



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

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS I

A P U N T E S

AGOSTO, 1984

DISÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

Primera Parte

A G O S T O DE 1984

Diseño y Construcción de Pavimentos

CONTENIDO

PRIMERA PARTE

1. GENERALIDADES DE MECANICA DE SUELOS

- 1.1 Introducción
- 1.2 Planteamientos Teóricos de Dimensionamiento
- 1.3 Pruebas de Laboratorio

Ing. Alfonso Rico Rodríguez

2. MATERIALES PARA PAVIMENTOS

- 2.1 Materiales Pétreos
- 2.2 Materiales Asfálticos
- 2.3 Cementos y Cales
- 2.4 Aditivos
- 2.5 Polímeros y Fibras

Ing. Felipe Loo Gómez

3. ESTABILIZACION DE SUELOS

- 3.1 Tipos de Aditivos
- 3.2 Empleo de Aditivos de Acuerdo con la Composición Mineralógica de los Suelos
- 3.3 Manejo y Dosificación en Campo

Ing. Carlos Fernández Loatza

4. IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS

- 4.1 Interacción entre la Terracería y Pavimentos
- 4.2 Materiales para Terracería
- 4.3 Materiales con Potencial Expansivo en la Terracería
- 4.4 Aspectos de Diseño Integral en la Sección Estructural de un Camino

Ing. Miguel Quintero Nares

5. EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS Y CRITERIOS PARA SU REHABILITACION

- 5.1 Método LCN
- 5.2 Viga Benkelman
- 5.3 Método Dynaflect
- 5.4 Ejemplos

Ing. Miguel Quintero Nares

1. GENERALIDADES
DE
MECANICA
DE
SUELOS

Ing. Alfonso Rico Rodríguez

GENERALIDADES DE MECÁNICA 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 meniorológica, 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 colocan 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.

El presente capítulo trata de las aplicaciones que tiene la Mecánica de Suelos en el proyecto y en la construcción de las Vías Terrestres; la Mecánica de Rocas sólo interviene, cuando se traslapan los métodos de ambas disciplinas y las soluciones sean comunes o bien, cuando la diferenciación entre ellas sea prácticamente imposible.

La aplicación de la Mecánica de Suelos a un campo cualquiera exige un conocimiento previo de tal disciplina, que a propósito se ha considerado fuera de los alcances de este capítulo. Afortunadamente existen muchos, algunos muy buenos, con los que el lector podrá suplir esta deficiencia. Sin embargo, con fines de unificación de pensamiento y aun de nomenclatura, este primer capítulo está dedicado a la presentación de ideas básicas sobre Mecánica de Suelos, de las que después se hará intenso uso.

I-2 NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SUELOS

Los suelos son conjuntos de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. El conjunto de partículas presenta dos propiedades esenciales que no pueden ser olvidadas por quienes pretendan comprender su comportamiento ingenieril.

a) El conjunto posee una organización definida y propiedades que varían "vectorialmente". En general, en los valores de las propiedades, verticalmente ocurren cambios mucho más rápidos que horizontalmente.

b) La organización de las partículas minerales es tal que el agua, que como se sabe está presente en todo suelo en mayor o menor cantidad, puede, si hay la suficiente, tener "continuidad", en el sentido de distribución de presiones. El agua no ocupa huecos aislados, sin intercomunicación; puede llenar todos los poros que dejan entre sí las partículas minerales y que se intercomunican, de manera que el agua forma una masa continua que contiene al mineral en su seno.

Los suelos pueden ser residuales o transportados, según se les encuentre en el mismo lugar en que se han generado o en lugar diferente. El transporte por aire y agua y la sedimentación en esos dos casos medios constituyen el mecanismo usual que da lugar a un suelo transportado. Es evidente que la estructuración y la "distribución interna" de las propiedades tienen que ser completamente diferentes en un suelo residual que en un suelo transportado. En el primero, el ataque mecánico y la desintegración química tienden a producir un resultado final que en estructura y disposición recuerda, aunque sea lejanamente, a la roca madre. Los suelos transportados y depositados en aire o agua generan estructuras que están regidas únicamente por los mecanismos propios de la deposición y en nada por la disposición características y condiciones iniciales de la roca original.

Cabe aquí un comentario de carácter general que pocas veces se valora por completo en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. En una medida sin duda mayor que lo deseable, la Mecánica de Suelos actual se refiere sobre todo a los suelos transportados. Empezó por el interés que plantearon diversos problemas de índole general e importante, sobre todo del tipo de cimentaciones en ciudades grandes y con subsuelos particularmente difíciles; se desarrolló por las ideas que fueron surgiendo de los laboratorios y de las experiencias de campo de quienes afrontaban tales problemas. En general, tales ciudades catalizadoras del interés por la Mecánica de Suelos existen en valles o planicies de costa, en los que, por razón natural, los suelos son transportados y no re-

siduales, más propios de zonas onduladas o montañosas. Como consecuencia, se estudiaron sobre todo suelos transportados y se fueron conociendo sus propiedades, que a menudo se confundieron con las propiedades de los suelos en general, aun cuando lógicamente las de los suelos residuales hayan de ser diferentes. - En el transcurso del tiempo, toda la metodología de trabajo de la Mecánica de Suelos, incluyendo los métodos de prueba e investigación en el laboratorio, - que han jugado tan importante papel en el desenvolvimiento de la disciplina, - fue mostrando una inclinación hacia los suelos transportados que fue dejando a los residuales relativamente marginados del progreso de la especialidad. Y si es cierto que los suelos transportados abundan en la naturaleza, sobre todo en zonas apropiadas para la deposición, geológicamente hablando, también es cierto que los suelos residuales no lo son menos y que en estructuras como las carreteras o los ferrocarriles deben aparecer con particular frecuencia. En los últimos años, esto lo entendieron claramente muchos investigadores, cuyo interés se refleja cada vez más en las publicaciones de obras especializadas que ya, con relativa frecuencia, tratan de suelos residuales; pero el ponente de este capítulo se pregunta si en el momento presente basta tener "interés" por los suelos residuales, interés que se refleje en su estudio con las ideas teóricas a que se ha llegado estudiando suelos transportados y con la metodología de laboratorio que se ha desarrollado para estos suelos. Parece lógico pensar que no sean esenciales las diferencias en comportamiento entre los suelos residuales y transportados, pero también parece lógico sentir que tales diferencias justifiquen algunos cambios en las actitudes mentales ante los suelos residuales y en las metodologías experimentales, incluyendo diseño de pruebas y equipos.

El ingeniero que aplica Mecánica de Suelos a Vías Terrestres debe tener presentes las ideas anteriores, por lo menos como un motivo para ejercer crítica sobre las conclusiones a que lo lleve la Mecánica de Suelos actual, especialmente si trata con suelos residuales. Esta labor crítica permitirá, por otra parte, ir descubriendo deficiencias, diferencias y nuevos enfoques. Algunos países son particularmente pródigos en suelos residuales ligados a problemas constructivos en obras de ingeniería. La Unión Subafricana, el Brasil y algunas zonas de los Estados Unidos han expresado ya con frecuencia su preocupación por la escasez de conocimiento enfocado especialmente a suelos residuales. En México también abundan. Seguramente su existencia será más común en regiones de clima tropical, en donde la actividad de la erosión y, sobre todo, el poder de las acciones químicas de aguas cargadas de agentes en solución, producto de una intensa vida vegetal, hacen que el efecto de descomposición y ataque "in situ" pueda ir siendo más rápido que la capacidad de transporte de los agentes naturales.

I-3 RELACIONES GRAVIMETRICAS Y VOLUMETRICAS DE LOS SUELOS.

En los suelos se distinguen tres fases constituyentes: la sólida (partículas minerales), la líquida (generalmente agua) y la gaseosa (generalmente aire). Entre estas fases es preciso definir un conjunto de relaciones que se refieren a sus pesos y volúmenes, las cuales sirven para establecer la necesaria nomenclatura y para contar con conceptos mensurables, a través de cuya variación puedan seguirse los procesos ingenieriles que afecten a los suelos.

En la Fig. 1 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.

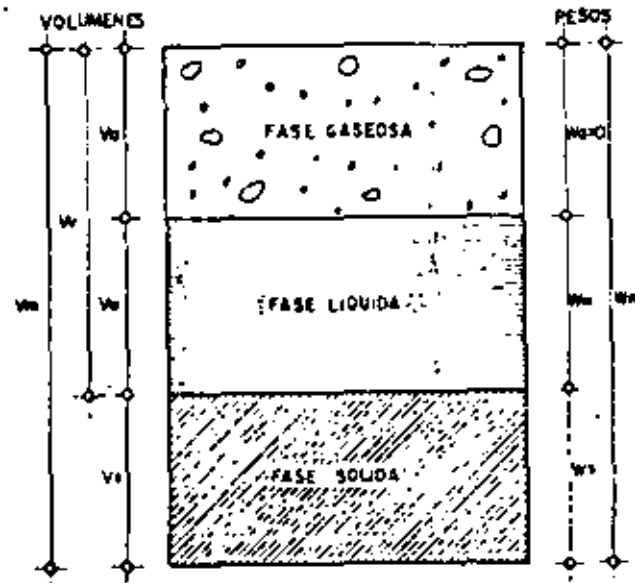


Figura 1. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

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:

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

llamado el peso volumétrico de la masa;

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

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:

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

La expresión anterior se usa en compactación de suelos.

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

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0}$$

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:

$$e = w S_s$$

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

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:

$$e G_w = w S_s$$

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

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 sufre 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:

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

y

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

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-

tica es la equidimensional, en la que las tres dimensiones de la partícula son comparables. Se origina por la acción de los agentes mecánicos desintegradores y sólo por excepción corresponde a partículas que hayan sufrido algún ataque químico; puesto que los agentes mecánicos en general no actúan con preferencia por ninguna dirección en especial, es natural que su producto final tienda a la forma esférica. Sin embargo, existen a veces efectos que representan alguna acción que se ejerce preferentemente en una dirección determinada; ejemplo de lo anterior son las formas redondeadas características de gravas y arenas que han sufrido el ataque de ríos o del mar.

En los granos gruesos de los suelos, las fuerzas de gravitación predominan notablemente sobre cualesquiera otras que pudieran ejercerse entre las partículas; por ello todas las partículas gruesas tienen un comportamiento similar.

En los suelos finos, producto en general del ataque químico de las aguas a las rocas o a otros suelos, la forma de los componentes tiende a ser aplastada, por lo que los minerales de arcilla adoptan en general la forma laminar, en que dos dimensiones son incomparablemente más grandes que la tercera; como excepción, algunos minerales de arcilla poseen forma acicular, en la que una dimensión es mucho más grande que las otras dos.

Como consecuencia de la forma de sus minerales y de su tamaño, generalmente muy pequeño, en los suelos muy finos ejercen acción importantísima fuerzas de tipo diferente a las gravitacionales; ello es debido a que en estos granos la relación entre el área de su superficie y su peso (superficie específica) alcanza valores de consideración, cobrando mucha significación las fuerzas electromagnéticas desarrolladas en la superficie de los compuestos minerales. La estructura interna de las arcillas puede concebirse en forma elemental según las ideas que se exponen a continuación.

La superficie de cada partícula de suelo posee carga eléctrica negativa, por lo menos en sus partes planas (por el contrario, parece haber evidencia de concentraciones de carga positiva en las aristas). La intensidad de la carga depende de la estructuración y composición de la arcilla. Así, la partícula atrae a los iones positivos del agua que la rodea (H^+) y a cationes de diferentes elementos químicos existentes en la misma, tales como Na^+ , K^+ , Ca^{++} , Mg^{++} , Al^{+++} , Fe^{+++} , etc. Lo anterior conduce, en primer lugar, al hecho de que cada partícula individual de arcilla se ve rodeada de una capa de partículas de agua orientadas en forma definitiva y ligadas a su estructura (agua adsorbida); cuando la partícula atrae cationes de otros elementos químicos, éstos atraen a su vez a otras moléculas de agua orientadas, por lo que el espesor de la película de agua adsorbida por el cristal de arcilla es función no sólo de la naturaleza del mismo, sino también del tipo de los cationes atraídos.

Dada la superficie específica a veces enorme de los cristales de arcilla, las fuerzas eléctricas de superficie juegan un papel mucho más importante que la acción gravitacional.

Lo anterior se refleja, en primer lugar, en las formas estructurales que los suelos finos pueden adoptar cuando se depositan en un medio apropiado. Las estructuras sumamente abiertas, con gran predominio de vacíos de que después se hablará, sólo son concebibles si se toman en cuenta las ideas anteriores. Además, entre los cristales propiamente dichos del suelo fino, las capas de adsorción proporcionan un contacto sui generis que ayuda a entender y explicar propiedades macrofísicas familiares al ingeniero, tales como plasticidad o resistencia al esfuerzo cortante.

Las propiedades mecánicas de una arcilla podrán cambiar, por lo tanto, si se hacen variar los cationes contenidos en sus complejos de adsorción, de manera que variando éstos puedan tenerse propiedades mecánicas diferentes en la arcilla original. Por cierto, estas ideas abren posibilidades para el tratamiento físico-químico de muchos suelos a la escala ingenieril; desgraciadamente estos métodos no han sido suficientemente desarrollados en la práctica. En general, los cationes pueden disponerse según su efecto benéfico decreciente en la resistencia de las arcillas, de acuerdo con la lista: $(NH_4)^+$, H^+ , K^+ , Fe^{++} , Al^{+++} , Mg^{++} , Ba^{++} , Ca^{++} , Na^+ , Li^+ .

En resumen, puede concluirse que es la forma de las partículas minerales que constituyen el suelo la que determina primordialmente la preponderancia de las fuerzas gravitacionales o de las electromagnéticas entre los cristales, de donde, a su vez, quedan determinadas la estructuración en general del suelo y la naturaleza del contacto entre las partículas individuales. En los suelos gruesos (forma equidimensional) se tiene área mínima cubriendo peso máximo de la partícula (recuérdese que se demuestra que la esfera es el área mínima que cubre un volumen dado); es, por tanto, natural que en estos suelos la actividad gravitacional sea claramente predominante. En suelos finos, las formas especiales de sus minerales causan que en las partículas haya un área muy grande coexistiendo con un peso relativamente muy pequeño; es sabido que la carga eléctrica neta del cristal se concentra en su superficie y depende de ella, por lo que es natural en estos cristales de los suelos finos que la actividad eléctrica de su superficie predomine por mucho sobre las fuerzas gravitacionales. Cuando las partículas son suficientemente pequeñas y los suelos se forman por deposición en un medio continuo, existen, como se verá más adelante, otros efectos, tales como el movimiento Browniano, que contribuyen a minimizar el efecto natural de la gravedad terrestre.

Se denomina estructura de un suelo al arreglo o disposición que adopten sus partículas minerales. Es obvio que la estructuración que tenga un suelo dado juega un papel fundamental en su comportamiento, especialmente en lo que se refiere a resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

El problema de la estructuración de los suelos es netamente distinto en los suelos gruesos (de forma equidimensional) y en los finos (generalmente de forma laminar). En los primeros, la aglomeración de partículas se produce únicamente por acción gravitacional; los granos de arena o grava se disponen como las canicas dentro de una caja. El mecanismo de estructuración es fácil de concebir (no se olvide que el hombre vive en un mundo gravitacional, en que los mecanismos de tales fuerzas le resultan completamente familiares) y, dado el tamaño de los granos de que se habla, cualquier hipótesis de estructuración es inmediatamente verificable a simple vista.

Por el contrario, en los suelos finos, las fuerzas que definen la estructura son fundamentalmente de naturaleza electromagnética, mucho más difíciles de concebir y, además, existe la dificultad adicional de que cualquier hipótesis de estructuración que se haga no puede ser verificada a simple vista, dado el pequeño tamaño de los cristales, por lo que no es extraño que el problema de la estructuración de los suelos finos resulte difícil, controvertible y, en general, mucho más complicado que el de los suelos gruesos; los métodos de investigación de la estructura de los suelos finos, tales como el uso de microscopios electrónicos, difracción de ondas, etc., son todos de naturaleza indirecta y están sujetos a la interpretación del especialista, por lo que no re-

sulta raro que existan muy variadas corrientes de pensamiento en torno a este problema.

La estructura típica de un suelo grueso (análoga a la de un agrupamiento de canicas en una caja) recibe el nombre de estructura simple, y su comportamiento mecánico queda fundamentalmente definido por la compacidad. Terzaghi ha propuesto el concepto de compacidad relativa para medir tal condición. La compacidad relativa es determinable en laboratorio.

$$C_r = 100 \frac{e_{\text{máx}} - e_{\text{nat}}}{e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}}$$

En donde:

$e_{\text{máx}}$ = relación de vacíos correspondientes al estado más suelto, obtenida vertiendo al material dentro de un recipiente, sin ninguna compactación posterior.

$e_{\text{mín}}$ = relación de vacíos correspondiente al estado más compacto del suelo, obtenida al someter la muestra del suelo grueso a un proceso de varillado por capas dentro de un recipiente.

e_{nat} = relación de vacíos del suelo en estado natural.

C_r se expresa usualmente como porcentaje. Valores superiores al 50% suelen considerarse de un suelo compacto y este valor se menciona frecuentemente como límite de seguridad razonable en problemas prácticos, tales como cimentaciones en suelos gruesos, posibilidades de licuación de mantos de arena y limos no plásticos, etc.

Aparte de la compacidad, se acepta que influye en el comportamiento mecánico de un suelo grueso la angulosidad de sus granos (a misma compacidad, la mayor angulosidad da más trabazón y, por lo tanto, mayor resistencia al esfuerzo cortante) y la orientación de sus partículas, lo que se admite que influye sobre todo en la permeabilidad.

Existen varias hipótesis sobre estructuración de los suelos finos. Terzaghi presentó originalmente las conocidas con los nombres de panaloide y floculenta que se muestran en las figuras 2 y 3.

La estructura panaloide se considera típica de granos de 0.02 mm o algo menores que se depositan en agua o aire; las fuerzas gravitacionales ejercen un cierto efecto, pero las fuerzas eléctricas son de magnitud comparable.

La estructura floculenta se consideró típica de partículas de tamaño muy menor, que por sí solas ya no se sedimentarían por el efecto de impacto causado por las vibraciones moleculares del medio en que ocurra la sedimentación; estas partículas por sí solas se moverían al azar con un movimiento característico llamado Browniano. Se suponía que estas partículas podían unirse formando un grumo, con la estructura de un panalito, el cual adquiriría peso suficiente para depositarse, obteniendo así una estructura de panales formados con panales. Como quiera que la capacidad de unión de las partículas indivi-

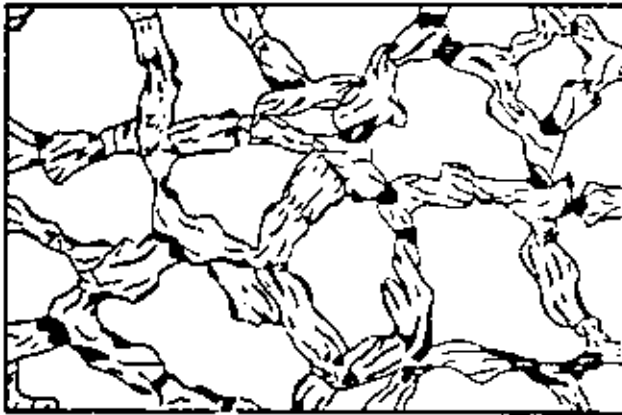


Figura 2. Estructura panaloide

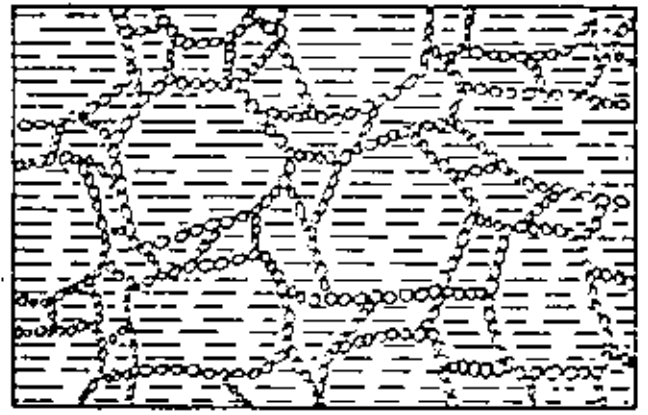


Figura 3. Esquema de estructura flocculenta.

duales para formar los grumos más pesados, se incrementa mucho si existe un electrólito en el medio de depósito, se suponía que esta estructura sería muy típica de suelos muy finos depositados en el mar o en lagos de agua cargada de sales susceptibles de fluir disociación electrolítica.

A. Casagrande presentó otra hipótesis de estructuración de suelos predominantemente finos, que aparece en la figura 4.

En esta hipótesis de Casagrande se considera la posibilidad de que no todas las partículas del suelo tengan el mismo tamaño, pero la idea más interesante de ella es la introducción del concepto de esqueleto estructural, constituido por las partículas más gruesas (de limo en la figura) y por los paralelos y flóculos que existen entre ellas. La idea es que bajo el peso del suelo sobreyacente o de alguna carga actuante en la superficie se establece en el interior del suelo un mecanismo de transmisión, que funciona como un esqueleto del conjunto, dejando en los espacios entre las partículas gruesas y sus nexos gran cantidad de material fino poco o nada comprimido. Los nexos entre las partículas gruesas que forman parte del esqueleto habrán sufrido, por el contrario, un lento proceso de compresión y adaptación a la carga, que es lo que da al conjunto su resistencia. Si se acepta esta idea, es muy fácil comprender la diferencia de resistencia que existe entre una arcilla inalterada y una remoldeada, en que, por alguna razón, se ha roto el esqueleto y se transmite la carga a las masas de flóculos no precomprimidos.

En épocas más modernas se han introducido como fundamentales los conceptos de floculación y dispersión.

Si el efecto neto de las fuerzas atractivas y repulsivas entre dos cristales de arcilla es de atracción, las dos partículas se unirán (posiblemente arista contra cara plana); se dice entonces que están floculadas. Si la acción neta es repulsiva, se separarán, dando lugar a una estructura dispersa. La alteración de la capa adsorbida de los cristales puede producir tendencia a la floculación o a la dispersión en un sistema de cristales de arcilla; la tendencia a la floculación aumenta principalmente cuando hay un electrólito

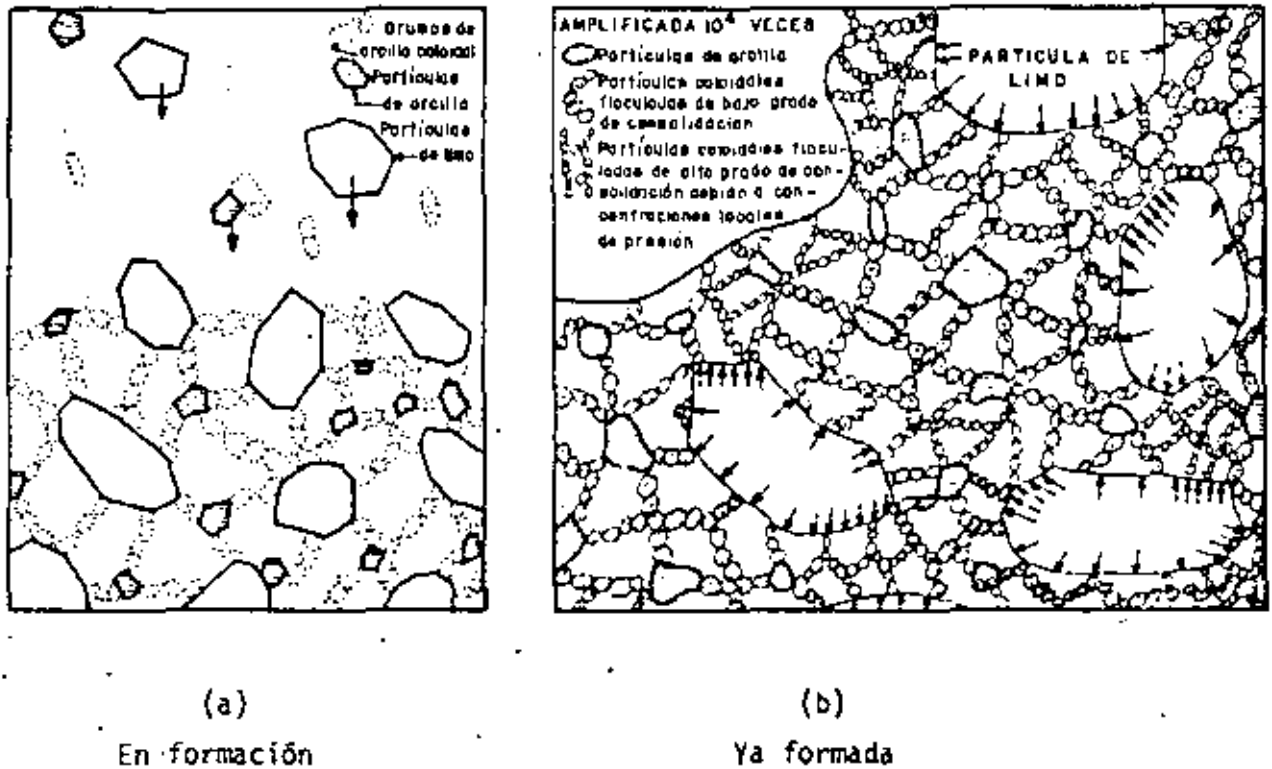


Figura 4. Una estructura compuesta (según A. Casagrande).

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 someramente descrito en lo que antecede no constituye una serie de posibilidades reales en la naturaleza, sino simplemente algunas hipótesis de estructura - ción 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.

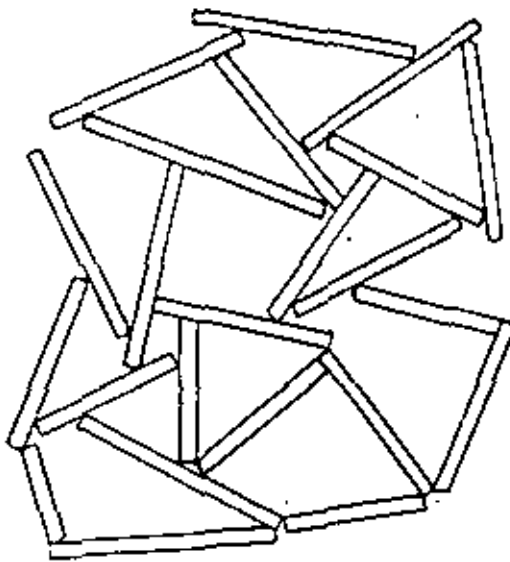


Figura 5. Estructura en "castillo de naipes"

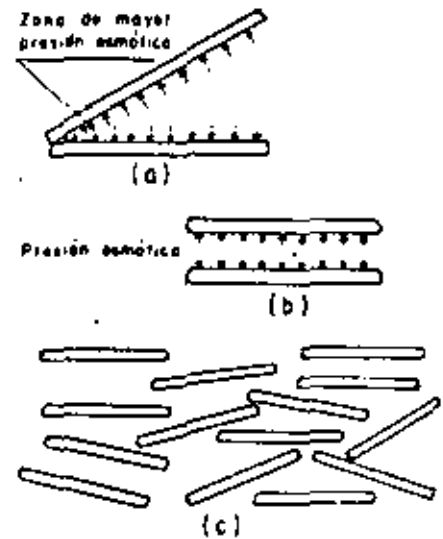


Figura 6. Estructura dispersa.

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 compactación; 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 compactación, 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 materiales 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 caolinitica, 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

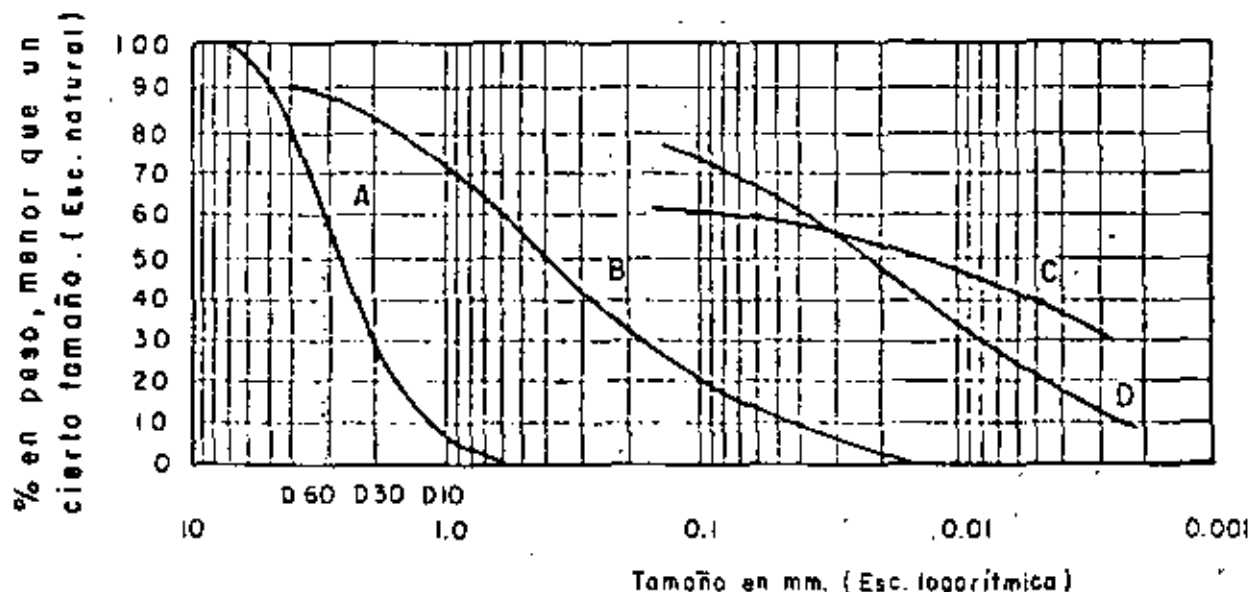


Figura 7. Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

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

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

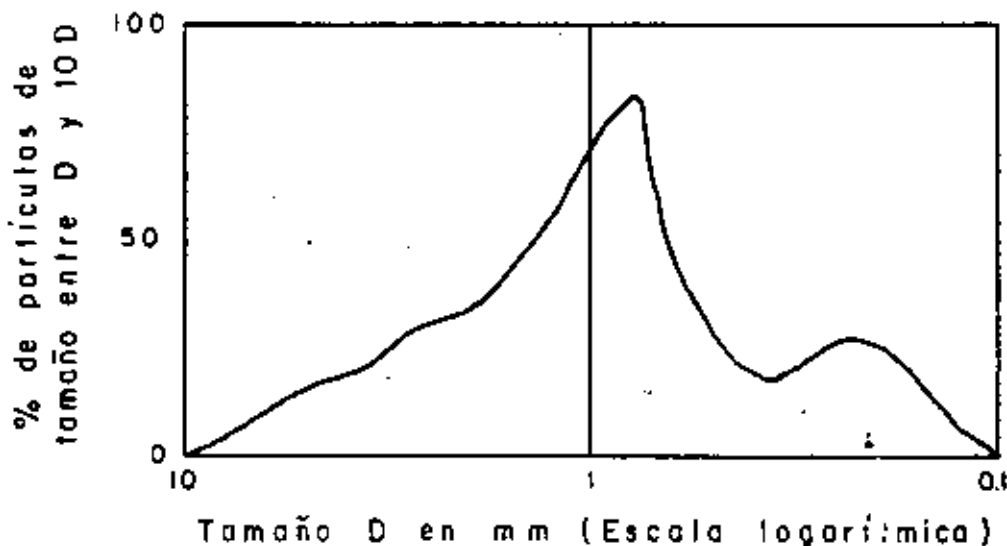


Figura 8. Histograma de un suelo.

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

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

p es el porcentaje, en peso, de las partículas menores que un cierto tamaño, y D el tamaño correspondiente; la curva anterior, que se dibuja en escala semilogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa la frecuencia con que en ese suelo se presentan partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo. En la figura 8 aparece un histograma de un suelo en el que predominan partículas de tamaño próximo a 1mm.

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva acumulativa primeramente vista, y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad. Actualmente el uso de histogramas no está muy extendido en los laboratorios.

También se han presentado las curvas granulométricas en escala doblemente logarítmica, con la ventaja, para algunos usos, de que en este caso, en muchos suelos naturales la forma de las curvas se acerca notablemente a una línea recta.

Bajo el título de Análisis Mecánico quedan comprendidos todos los métodos para la separación de un suelo en diferentes fracciones, según sus tamaños. De tales métodos existen dos que merecen atención especial: el cribado por mallas y el análisis de una suspensión del suelo con hidrómetro (densímetro).

El primero se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla N° 200 (0.074 mm). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla N° 200, los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Así puede tenerse un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. El método se dificulta cuando estas aberturas son pequeñas y, por ejemplo, el cribado a través de las mallas N° 100 (0.149 mm) y N° 200 (0.07 mm) suele requerir agua para facilitar el paso de la muestra (procedimiento de lavado).

Los tamaños menores del suelo exigen una investigación fundada en otros principios. El método del hidrómetro (densímetro) es hoy, quizá, el de uso más extendido y el único que se verá con cierto grado de detalle. Como todos los de ese grupo, el método se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño. El método fue propuesto independientemente por Goldschmidt en Noruega (1926) y por Bouyoucos en los Estados Unidos de América (1927).

Debido a lo importante de los errores que afectaban a las pruebas originales, el método no satisfizo a muchos especialistas, por lo que, en épocas posteriores, el Public Road Administration de los Estados Unidos encomendó al doctor A. Casagrande la investigación de tales errores, para su eliminación y necesaria corrección. Como resultado de sus estudios, Casagrande propuso el hidrómetro aerodinámico, calibrado en pesos específicos relativos (en lugar de su primitiva calibración en gramos de un suelo estandarizado, por litro), y algunos cambios radicales en el procedimiento de la prueba, con el objeto de eliminar los errores principales; obtuvo también fórmulas para las correcciones necesarias en ciertos pasos, cuyos errores no pudieron eliminarse al cambiar el procedimiento.

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 tam

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 método 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 directa 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 medible 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 medible 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 medible 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 exime 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

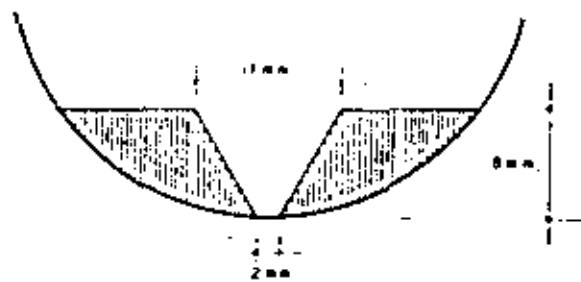


Figura 9. Dimensión de la ranura en la Copa de Casagrande.

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 cual 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 canaliculos 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 caoliníticas, 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 sustancias 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.

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

donde T, es el coeficiente de tensión superficial del

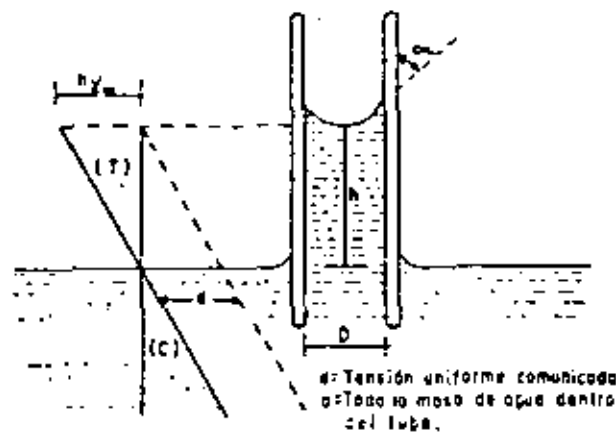


Figura 10. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.

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

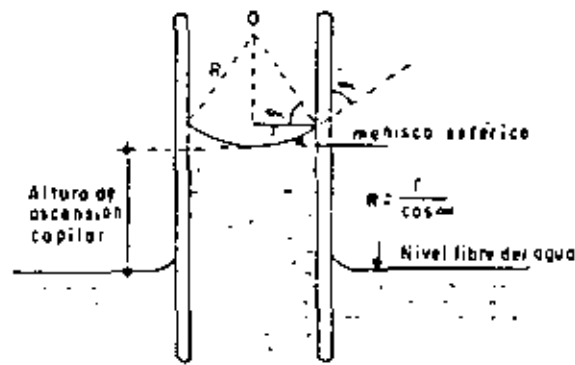


Figura 11. Relación entre el radio del conducto capilar.

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

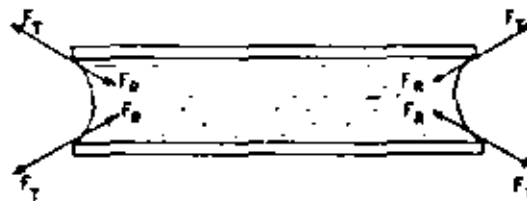


Figura 12. Esquema que ilustra la generación de presiones capilares en un tubo capilar.

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

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

en donde

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

En la expresión anterior u es el esfuerzo de tensión en el agua en $\frac{9}{\text{cm}^2}$ y R el radio del menisco que forma el agua en el canaliculo. 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 canaliculos del propio suelo. Naturalmente éste depende, en primer lugar, del diámetro del propio canaliculo; 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 tono del 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

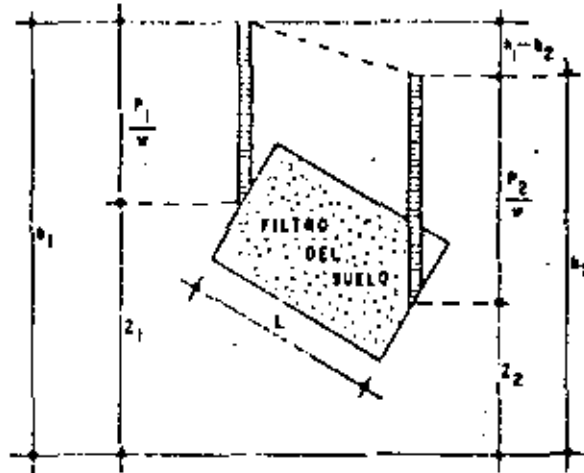


Figura 13. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

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.

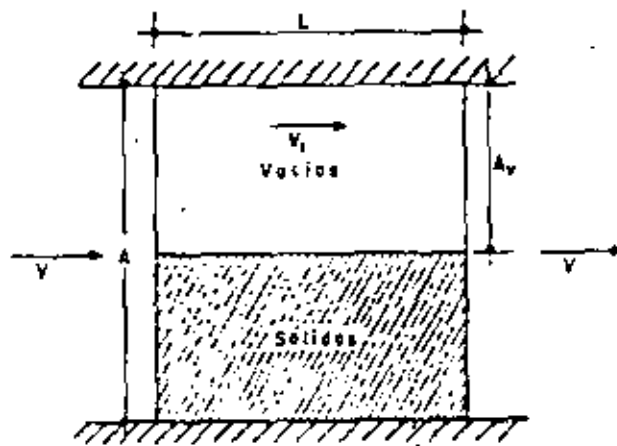


Figura 14. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

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 canaliculos 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 10^0 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 en torno 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 contiene 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.

1-9 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 sustancias de comportamiento mecánico más disímiles 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 la 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, pueda 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 aplicable 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 representa 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

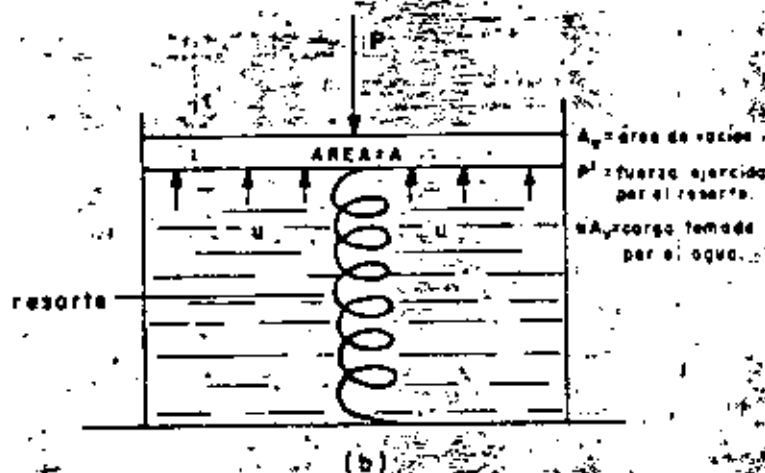
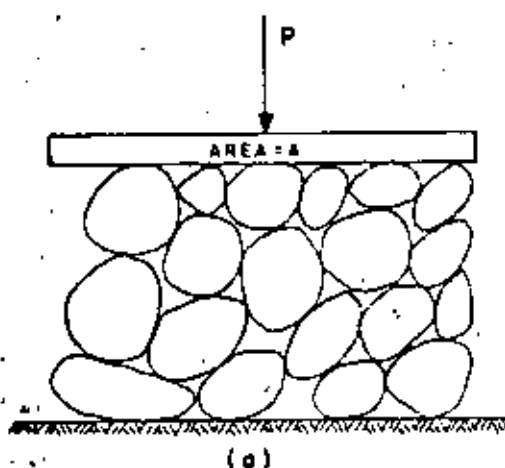


Figura 15. Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo.

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 la 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 han 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-- comprendida 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 isotrópica. Es útil para el es-- tudio de deformaciones volumétricas únicamente; en ella se aplican a un espéc-- imen 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 espécimen 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 homogéneamente sobre el área conocida del espécimen.

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 cual 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 espéc-- imen un esfuerzo normal vertical conocido y esfuerzos laterales (presión con-- finante) iguales en todas la 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 nacerse 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) o 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.

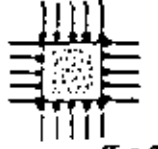
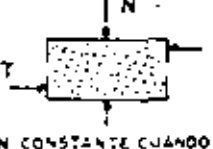
PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómetro)	COMPRESION TRIAXIAL	PRUEBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS	 $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$	 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL	 P_c σ_c CONSTANTE CUANDO SE APLICA P_c	 N T N CONSTANTE CUANDO SE APLICA T.
TIPO DE DEFORMACION	VOLUMETRICA	PRINCIPALMENTE 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 da 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.

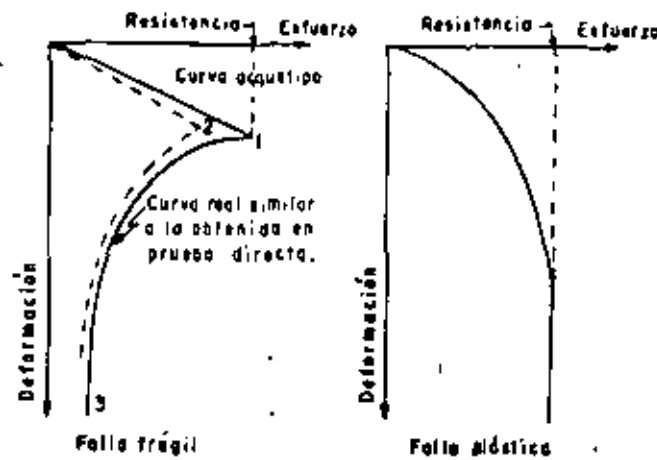


Figura 17. Tipos de falla considerados en los suelos.

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, decrece rápidamente al aumentar la deformación. Los materiales con este 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 decrece 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 someterse a deformaciones próximas a la ruptura. Lo importante es, desde el punto de vista práctico que un material de "falla plástica" continuará movilizand 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 compactación 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 y 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 las deformaciones propias de las partículas que lo componen, más el movimiento relativo entre ellas. Las deformaciones propias de las partículas pueden-

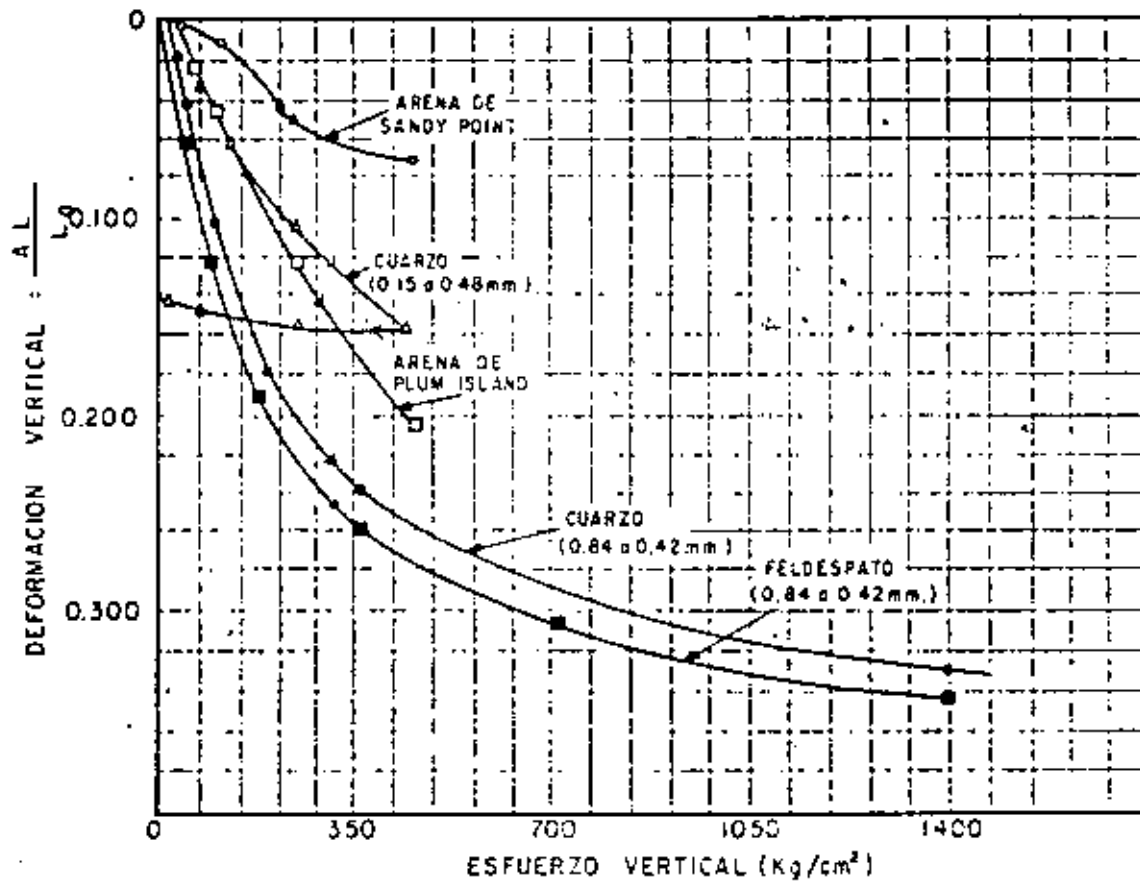


Figura 18. Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo.

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 tangenciales 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.

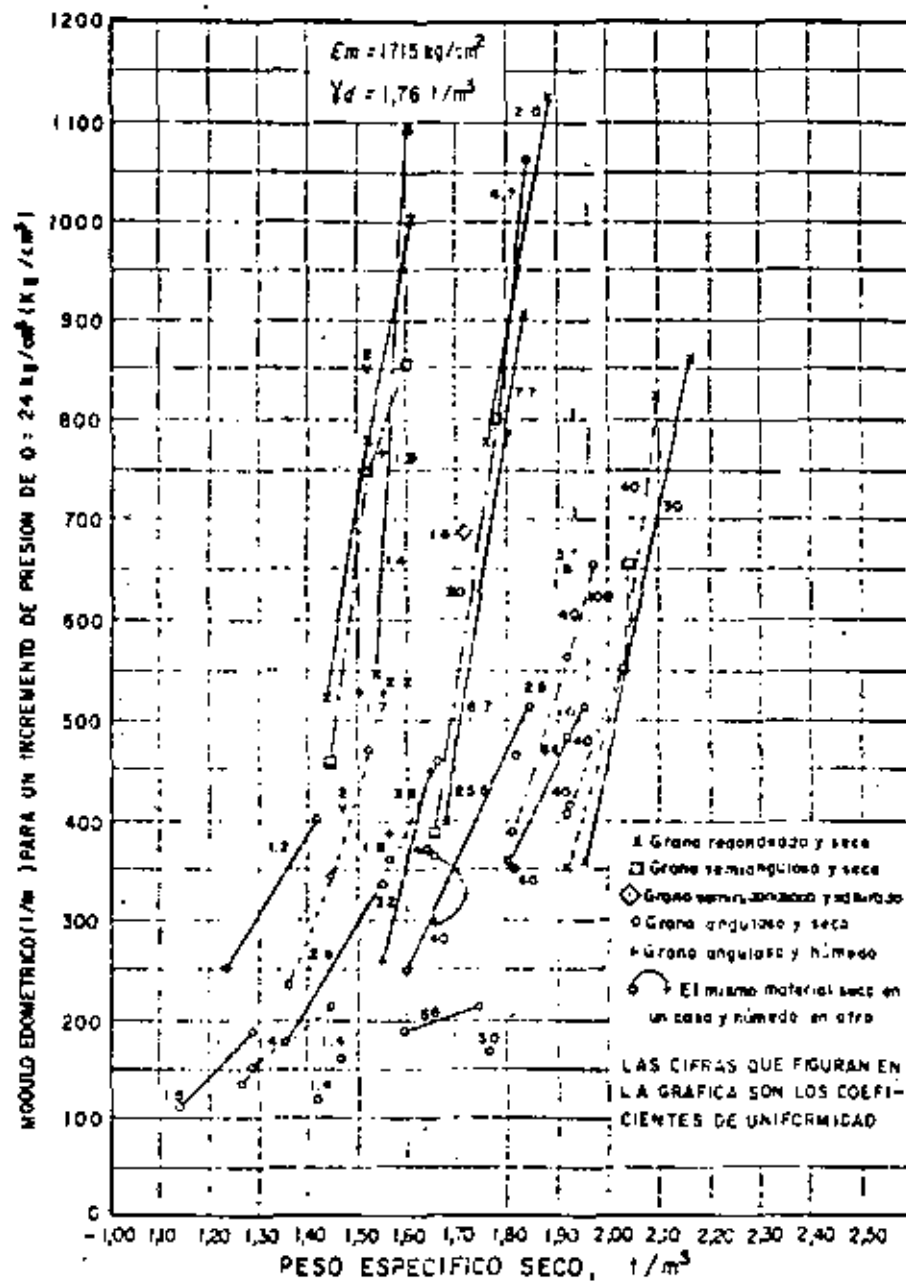
La compresibilidad de los suelos granulares y sus características esfuerzo de formación en compresión confinada (ver sección I-10) tienen gran importancia, puesto que ésta condición representa una situación que probablemente es común en la práctica, por ejemplo cuando se somete al suelo a cargas verticales 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 estos 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 elponente se fine 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 distintos 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, mayores 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 distanciamiento 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 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 reacondo estructural. Si el estado inicial de los granos es suelto, el material tendrá una curva de 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 compactación 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.

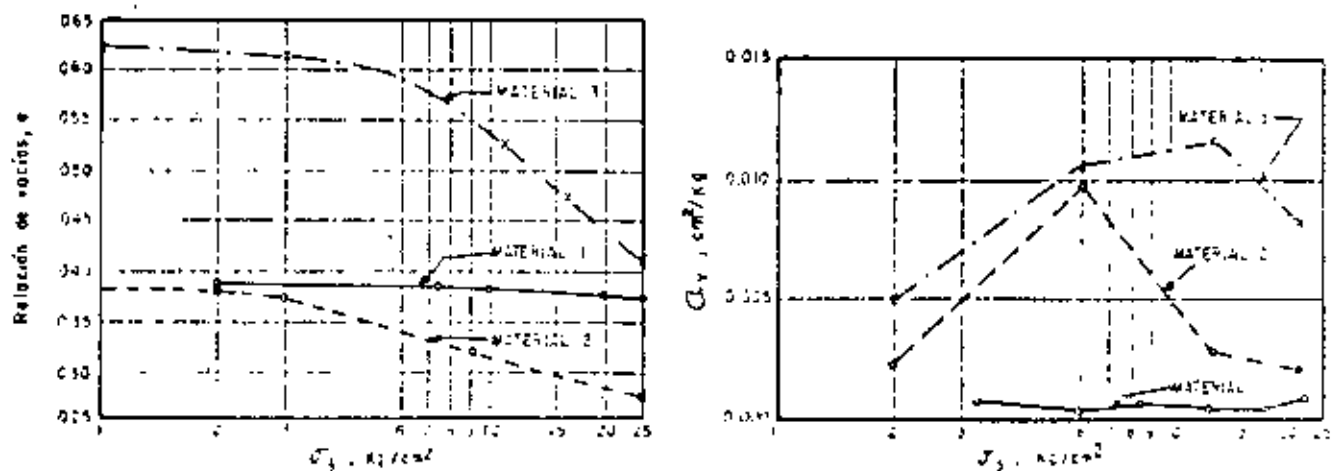


Figura 20. Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento.

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 volumétrico seco de 1.98 T/m³. El material 3 fue otro gneiss granítico con granulometría 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 asentamientos grandes en terraplenes altos, dentro de la práctica actual de las vías terrestres.

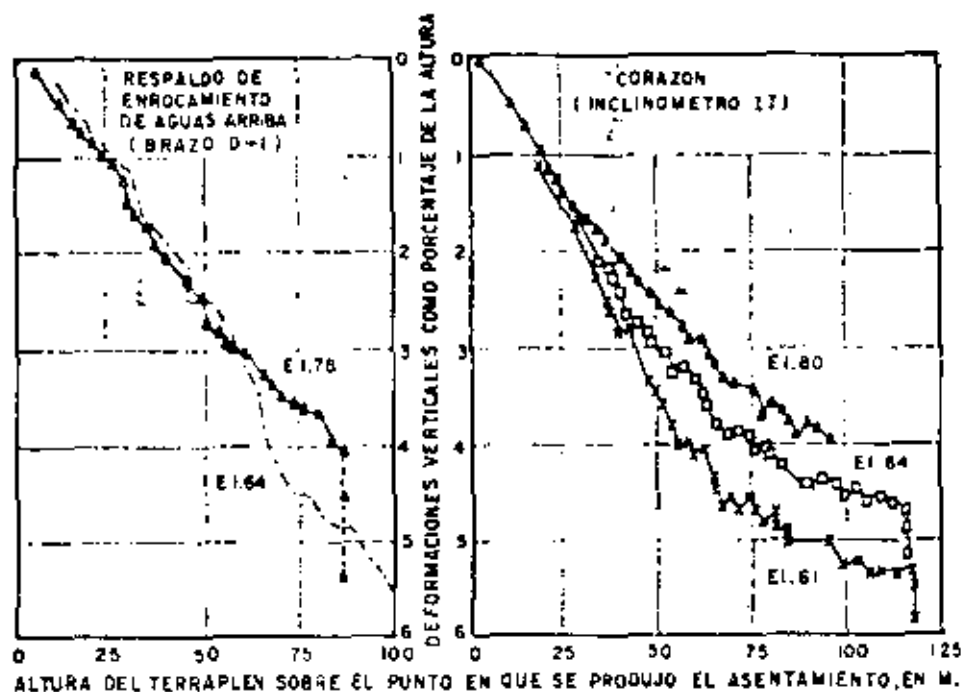


Figura 21. Asentamiento en la presa de El Infiernillo.

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

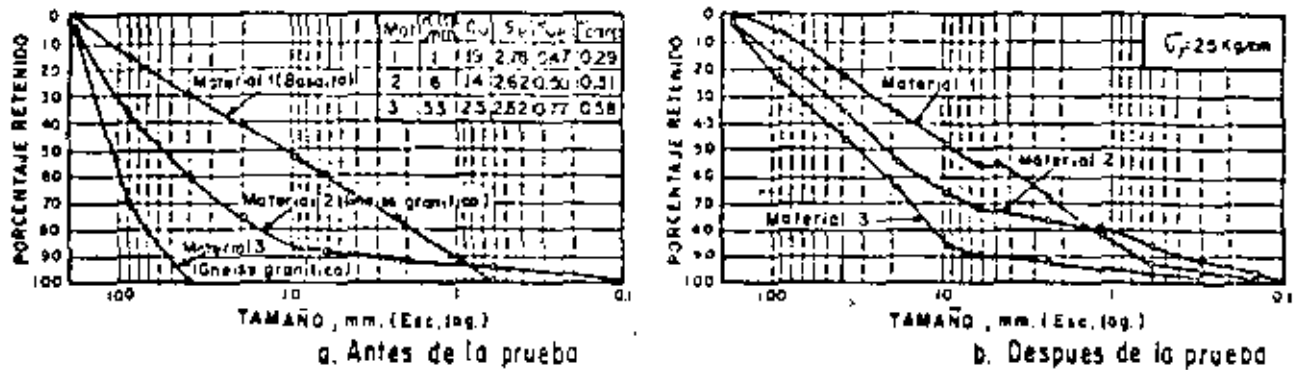


Figura 22. Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento.

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/cm^2 .

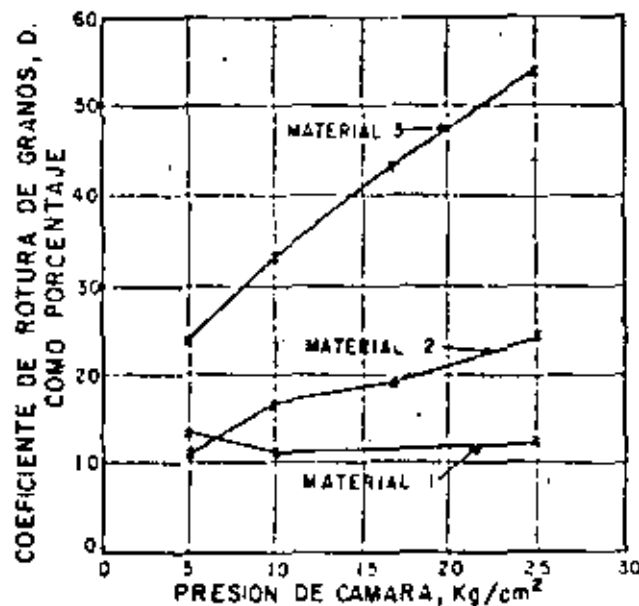


Figura 23. Rotura de granos en pruebas triaxiales.

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 con

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 sollicitaciones 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

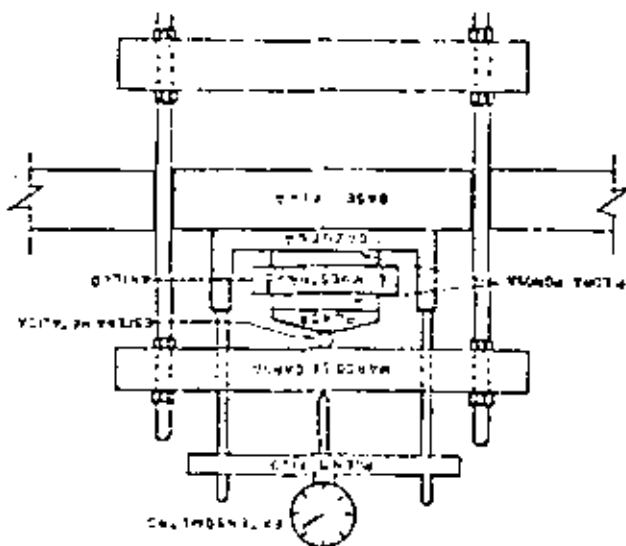
carga de la estructura. De hecho, en la aplicación de las teorías a la técnica de la Mecánica de Suelos se supone que todas las constantes de elasticidad son las mismas en el proceso rápido de laboratorio que en el mundo real, lo que tiene lugar en la naturaleza. Si este es el caso o no, no se sabe en 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 celda de un triaxiómetro (Fig. 25) 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, repartidas 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 fijado a la muestra fija, permite llevar un registro de las deformaciones en el suelo. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento opere en 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 poder con la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los

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



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

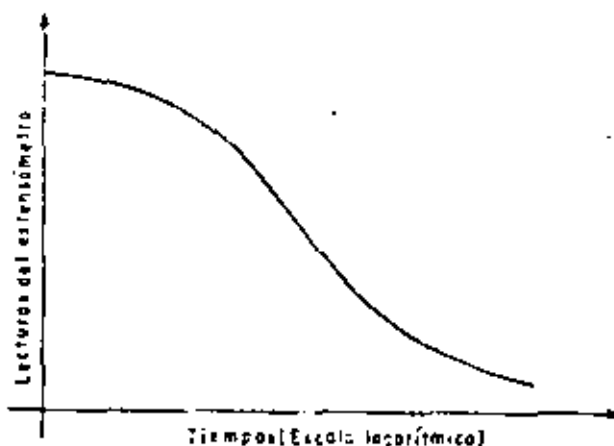


Figura 25. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

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

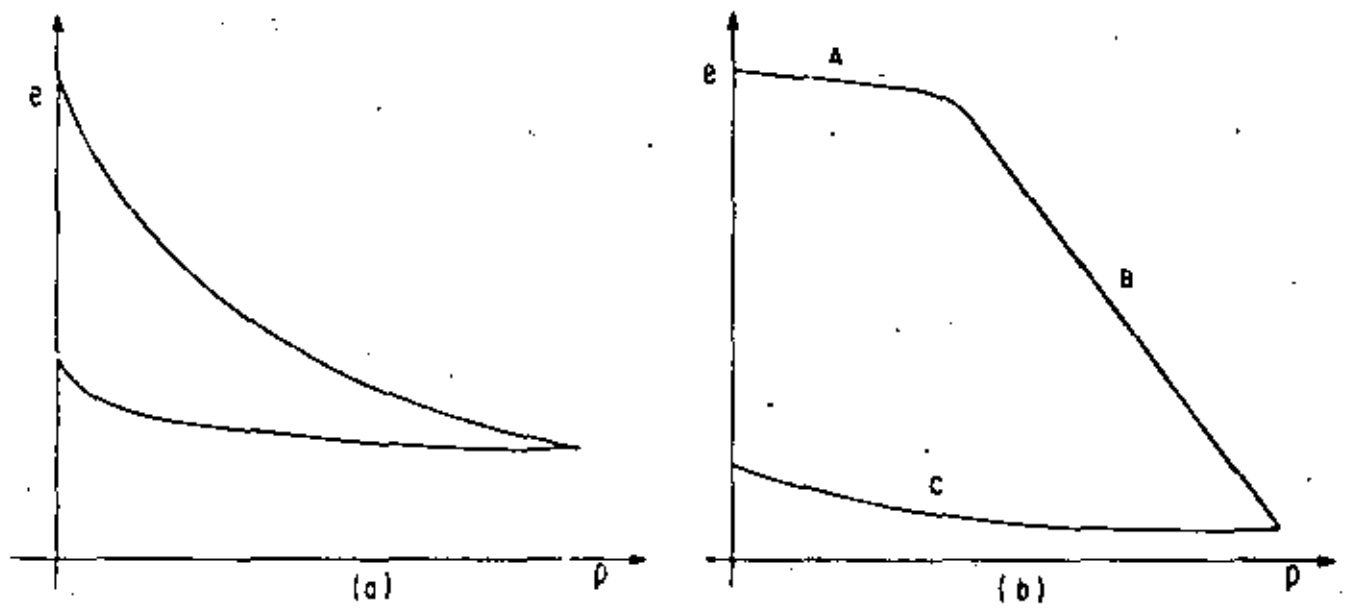


Figura 26. Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles. a) Representación aritmética. b) Representación semilogarítmica.

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.

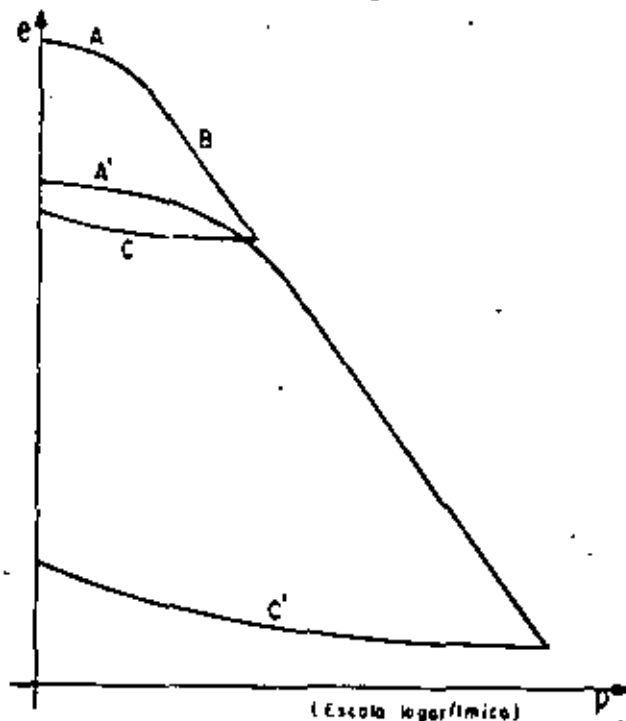


Figura 27. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

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 $p = 0$.

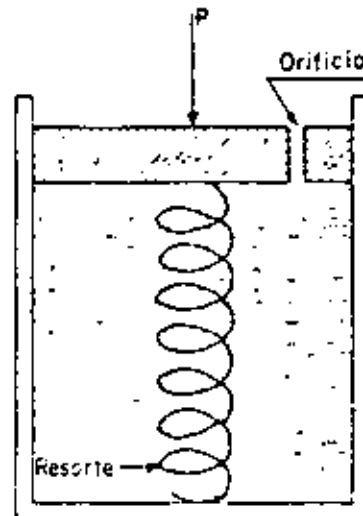


Figura 28. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos.

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 3-4 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.

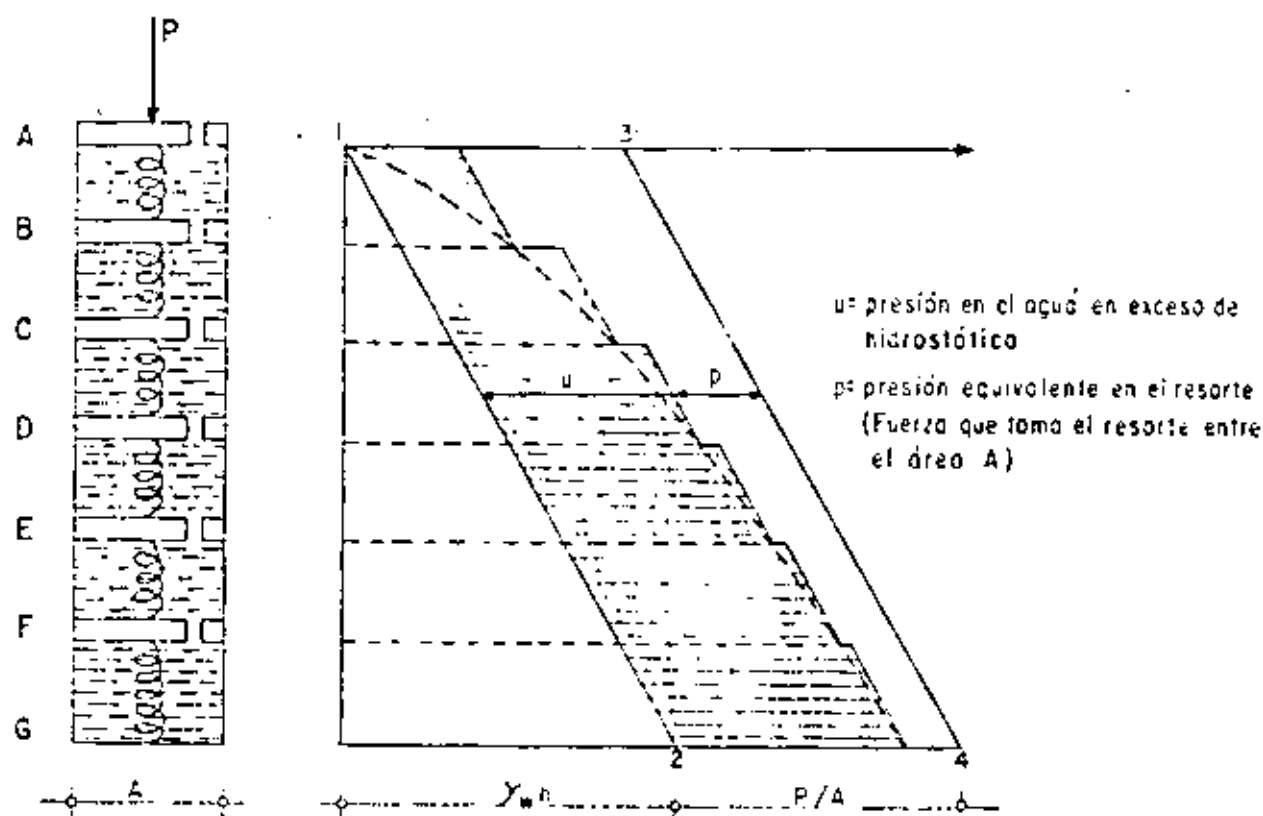


Figura 29. Esquema del modelo de Terzaghi, comprendiendo varias cámaras.

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_1 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.

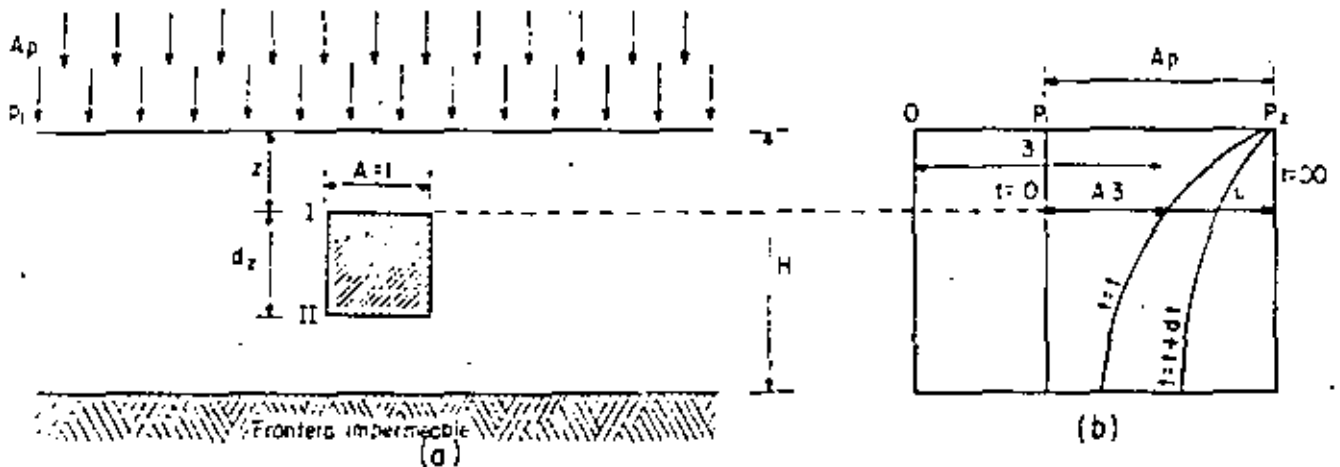


Figura 30. Estado de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

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.

$$a_v = \frac{de}{dp} = \frac{\Delta e}{\Delta p}$$

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:

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

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 sí 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

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

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:

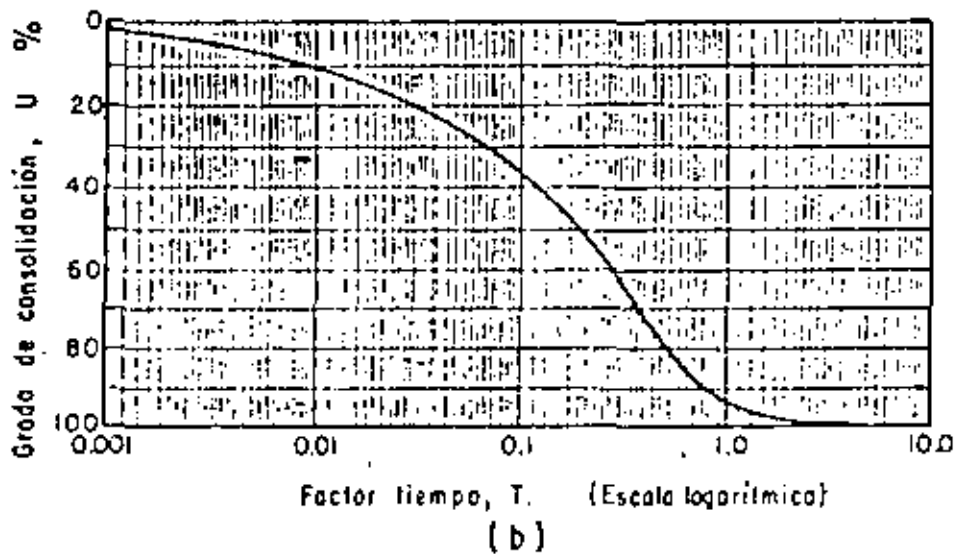
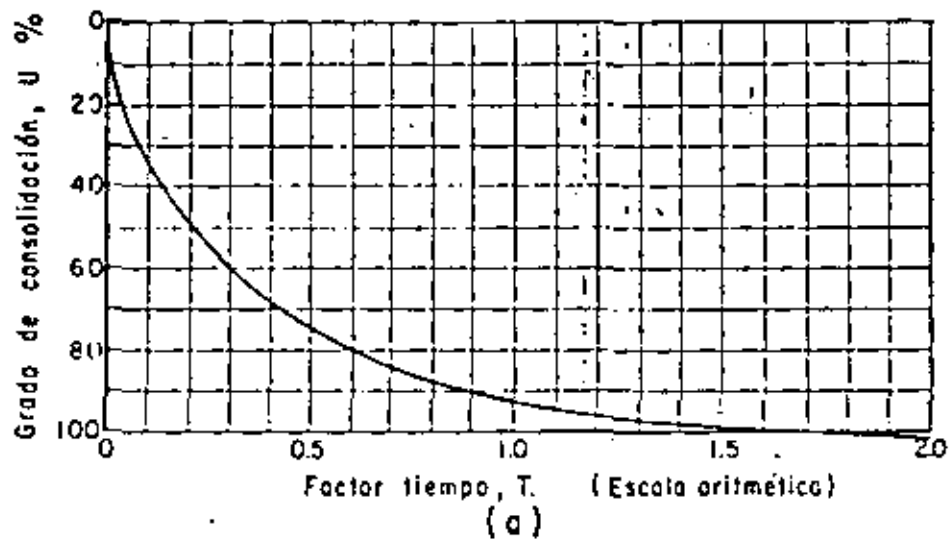


Figura 31. Curvas teóricas de consolidación. a) Trazado aritmético. b) Trazado semilogarítmico.

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

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) 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 digresión. 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 periodos 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 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:

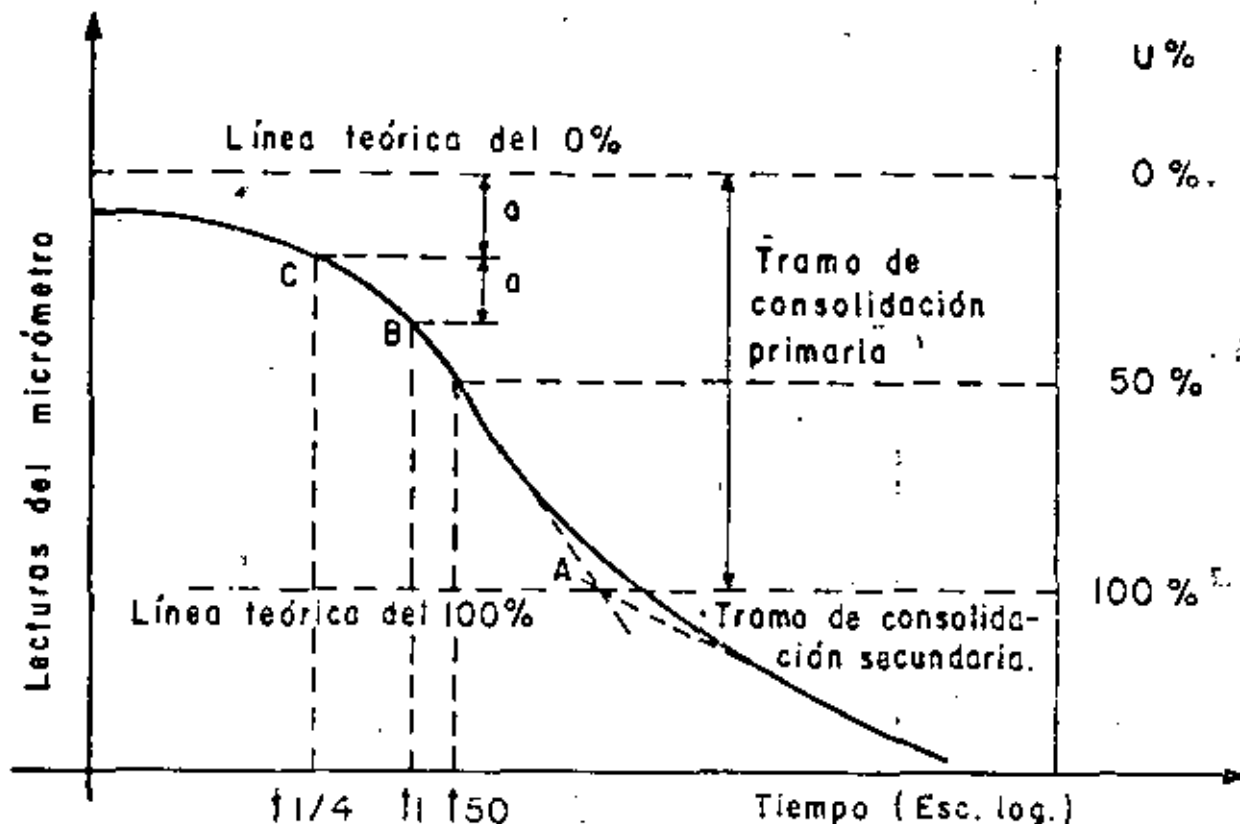


Figura 33. Determinación de % y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

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 trazo 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-

①

.

②

③

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 apege 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 inadecuada para efectuar las debidas construcciones. O. 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

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 , puede 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 — T . Prolongando el tramo recto puede tenerse una línea trazada con suficiente precisión. A continuación trázese 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 al 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

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

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 a la 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 (II) 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.

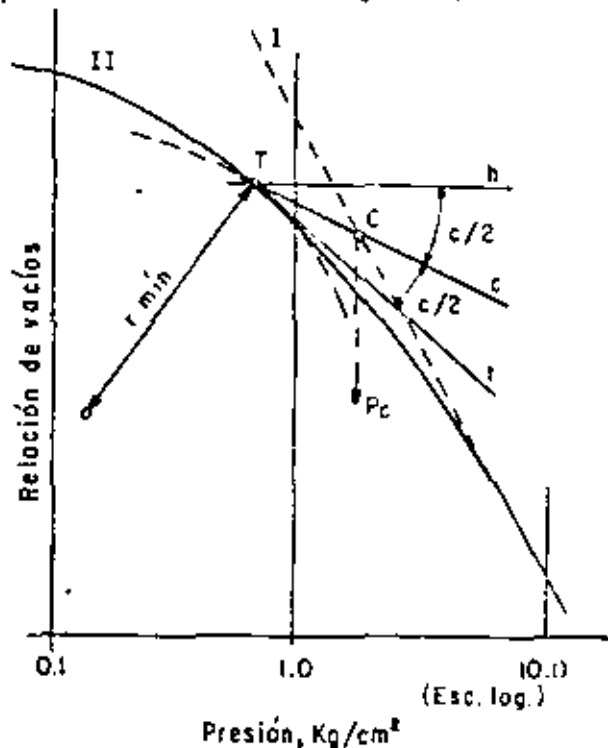


Figura 35. Determinación de la carga de preconsolidación.

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 ΔH cualquiera puede calcularse con la expresión sencilla

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

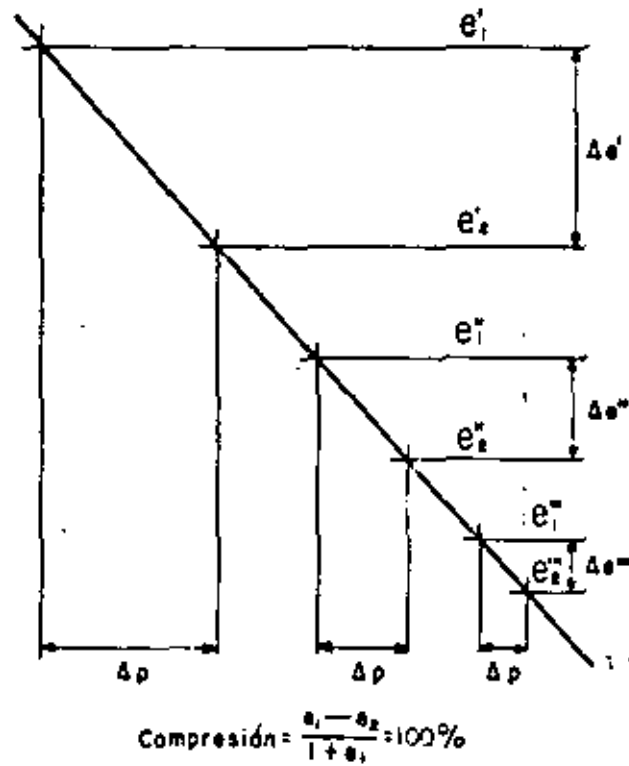


Figura 36. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor P_1 inicial.

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).

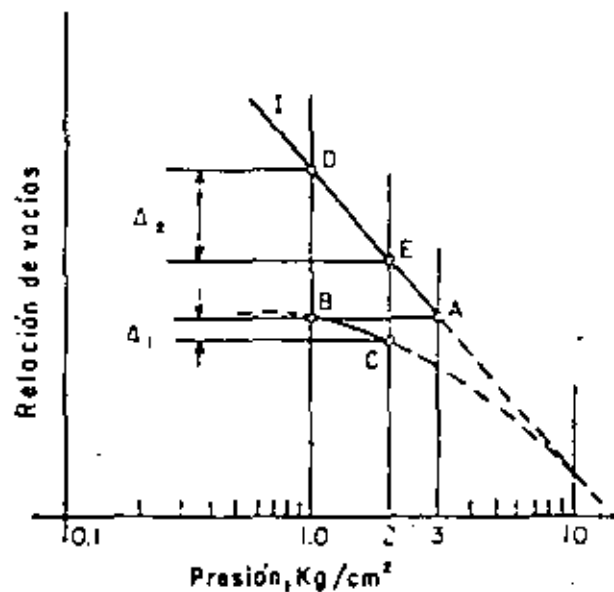


Figura 37. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.

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/cm^2 , que después se haya reducido a 1 kg/cm^2 por erosión y posteriormente aumentado hasta 2 kg/cm^2 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/cm^2 , 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.

8 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-

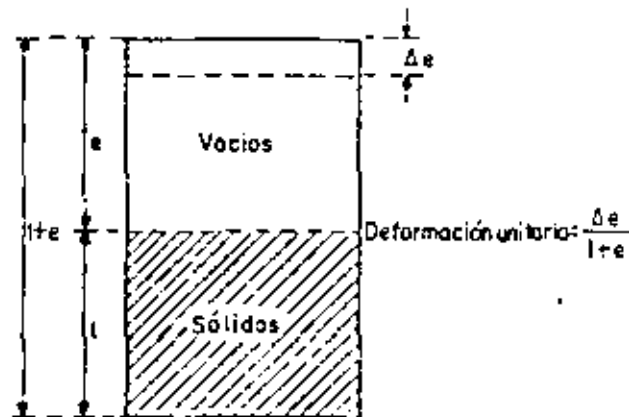


Figura 38. Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo.

cación 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, cuánto se hundirá un terraplén cimentado sobre arcilla blanda o cuánto 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 relativamente

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 Δe 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 valorar los asentamientos en un caso práctico dado (Fig. 39).

Si se tienen pruebas de consolidación efectuadas sobre muestras 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 p_0 , presión actual efectiva del suelo a esa profundidad; con tal valor podrá obtenerse el correspondiente e_1 ; a continuación, podrá llevarse, a partir de 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 innecesaria, dadas sus limitaciones, no siempre tenidas en cuenta por los que las usan.

El cálculo de la evolución ΔH 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 $U(T)$ 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 no 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.

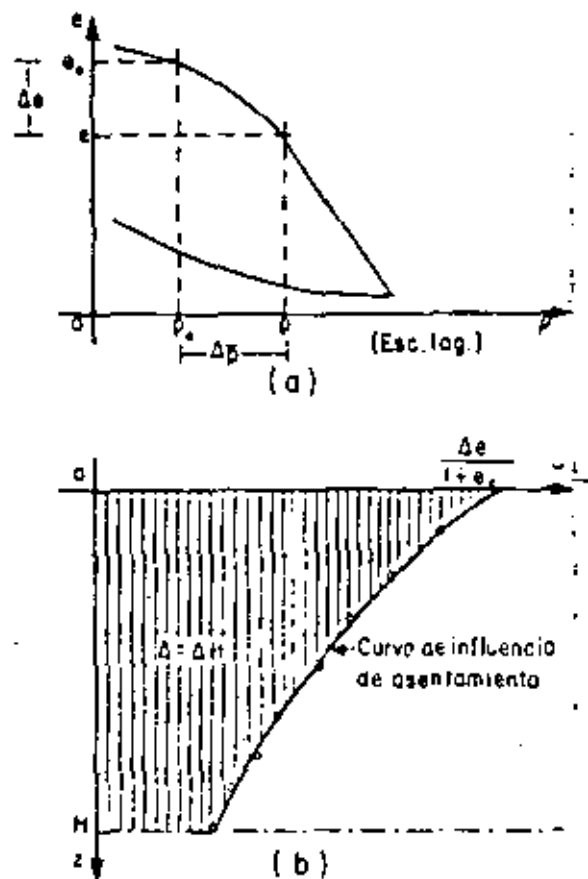


Figura 39. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

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.

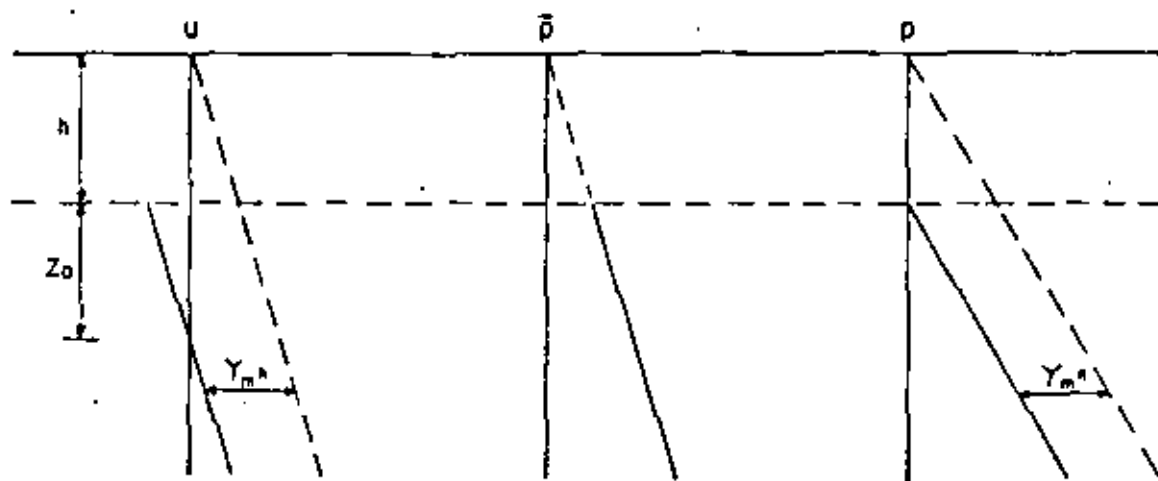


Figura 40. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita.

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, efectivos y totales se mantendrá 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.

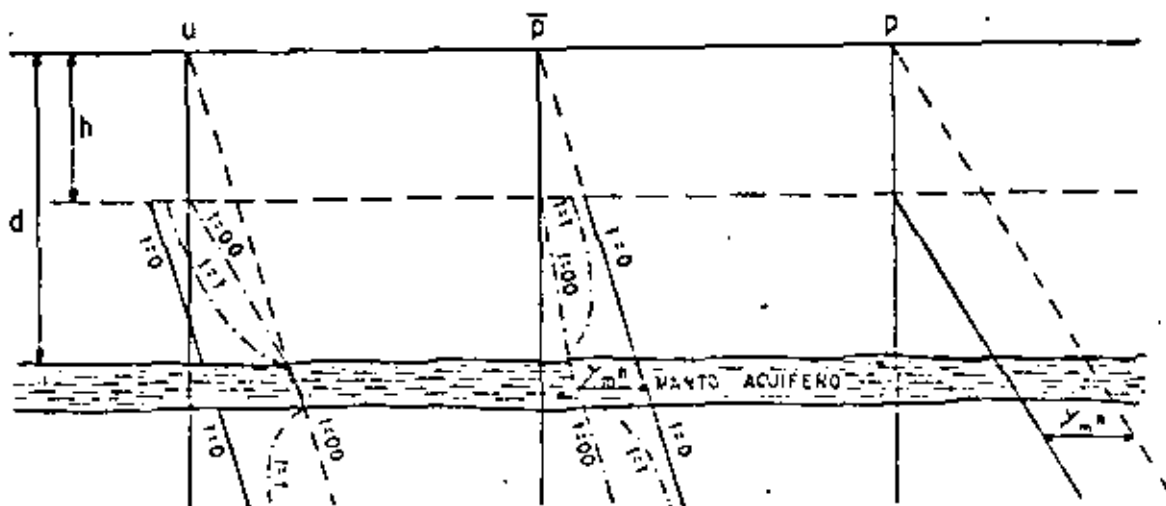


Figura 41. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.

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

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

Este abatimiento del nivel freático es, teóricamente, inmediato a la remoción del material excavado. Así basta con excavar el suelo a la profundidad 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 acuifero, 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 acuifero, 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 acuifero, 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 acuifero (subpresión) levante el fondo, provocando una falla. Esta profundidad será:

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

En la Fig. 41 se ha supuesto $h < h_{crit}$ y en este caso, a partir del instante de la excavación ($t = 0$) se inicia un proceso de expansión tanto en el estrato arcilloso sobre el acuifero, como en la masa de arcilla subyacente; este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuifero. 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 seminfinito, 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 hundimiento del fondo de la excavación en un tiempo t tiene dos componentes: el hundimiento ocurrido en el estrato de arcilla de espesor finito que sobreyace al acuifero y el que corresponde a la masa seminfinita 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 $\bar{p}_2$ como mínimo, en el tramo de descarga de la curva de compresibilidad así obtenida podrá determinarse la variación Δe 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 mantener 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 bombea 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.

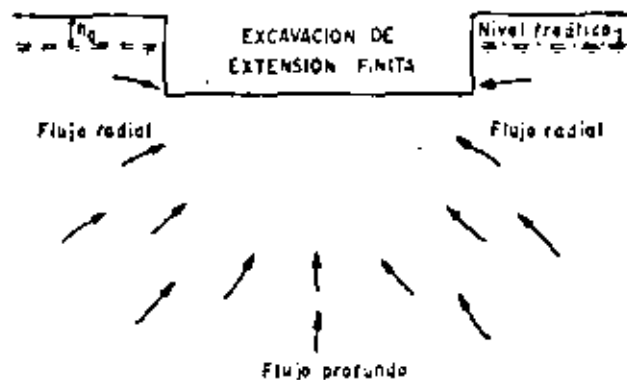


Figura 42. Esquema del flujo de agua hacia una excavación de extensión finita.

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 (revisense 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 infinita; 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 (electrósmosis, 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 intercepe 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

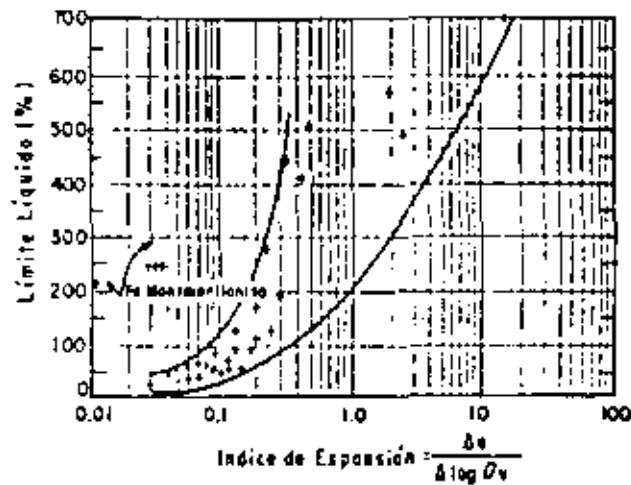


Figura 43. Correlación entre el índice de expansión y el límite líquido en suelos finos.

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/cm²).

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 reajuste 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 reajuste, 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 reajuste 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, contra tiempo 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 condequiera 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 si 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 vencer el mismo esfuerzo ya citado, juegan a veces papel no despreciable en el agrietamiento de obras de tierra ya 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 campos de la ingeniería a otros o no, de acuerdo con sus respectivos recursos o nivel de conocimientos, ejemplo, en tratar de definir lo que haya de entenderse por falla.

Es cierto que, a despecho de estas complejidades, no es difícil en cada caso particular y dentro de las condiciones del mismo, que un grupo de especialistas involucrados llegue a un nable de falla para ese caso, y es cierto también que esto es posible cuando se trata de definir el comportamiento de una prueba concreta de laboratorio o en una estructura concreta se. Por ello no es utópico pensar que en un caso dado pueden especialistas responsables un criterio unificado sobre lo que por falla en ese caso.

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

La respuesta a esta fundamental pregunta es una teoría.

En la Mecánica de Suelos actual, la teoría de falla más que podría considerarse una combinación de dos teorías clásicas. La primera, establecida en 1773 por Coulomb, dice que cuando el esfuerzo cortante actuante en un elemento plano 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, resistencia del suelo bajo presión normal exterior.
- σ = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.
- ϕ = ángulo de fricción interna del suelo, también supuesta constante por Coulomb.

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

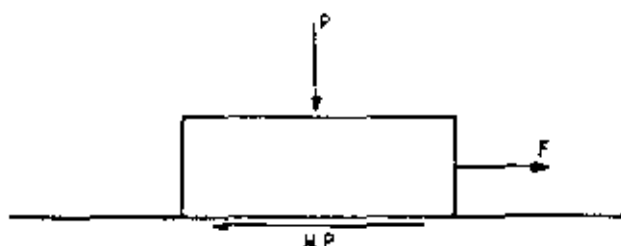


Figura 44. Concepto mecánico de la fricción.

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 $\bar{\sigma}$ es la presión normal que actúa en dicha superficie, el esfuerzo cortante necesario para producir el deslizamiento, $\bar{\tau}_f$ puede relacionarse con $\bar{\sigma}$ por una expresión del tipo

$$s : \quad \bar{\tau}_f = \bar{\sigma} \tan \phi$$

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 verá) 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 acomodado 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 acomodo 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 acomodo. 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 cebil y quebradizo (por ejemplo arenas concéntricas) 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 acomodado 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 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 aquella aumenta. Una explicación posible estriba 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" satu-

racos 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.

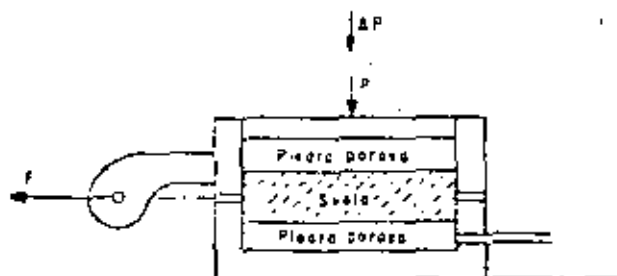


Figura 45. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohesivo".

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 σ_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 σ_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 tendrá 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 echar 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 necho - de que tiene igual valor para suelos naturales y remoldados. 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 particu - 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.

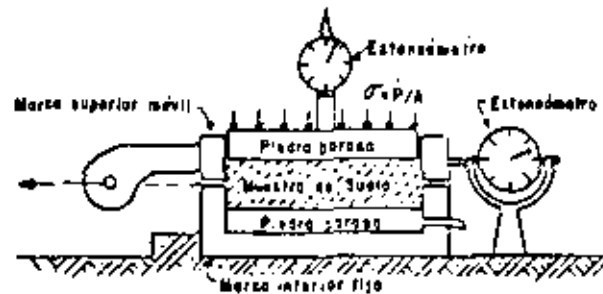


Figura I-46. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

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 fijan 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 laboratorio.

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 -

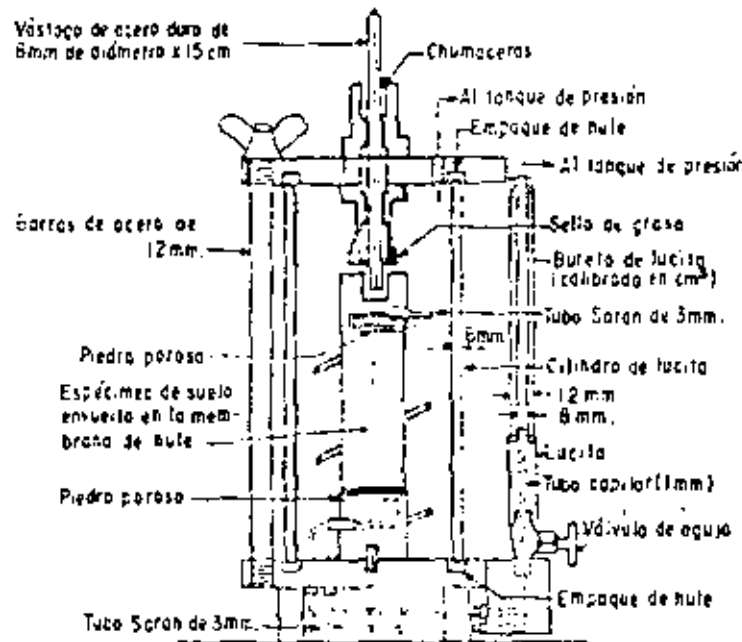


Figura I-47. Cámara de compresión triaxial.

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_{so} 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 raíla 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_s).

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 naciendo 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 estados 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 hundirse 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.

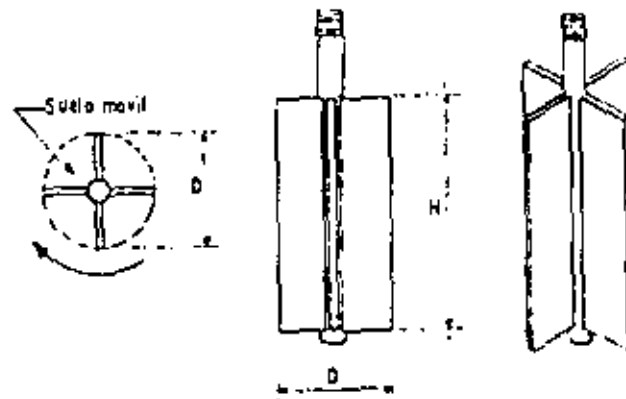


Figura 48. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

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 rebaranar 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:

$$M_{s_L} = \pi D H \cdot s \frac{D}{2} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s$$

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

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

Nótese que, en la base, se toma el brazo de palanca de la fuerza resistente como $2/3 \cdot D/2$, 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 ($M_{m\acute{a}x}$):

$$M_{m\acute{a}x} = M_{R_L} + 2M_{R_B} = \frac{1}{2} \pi D^2 H s + \frac{1}{6} \pi D^3 s$$

y:

$$M_{m\acute{a}x} = \pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} s \right)$$

De donde

$$s = \frac{M_{m\acute{a}x}}{\pi D^2 \left(\frac{H}{2} + \frac{D}{6} \right)} = \frac{M_{m\acute{a}x}}{C}$$

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.

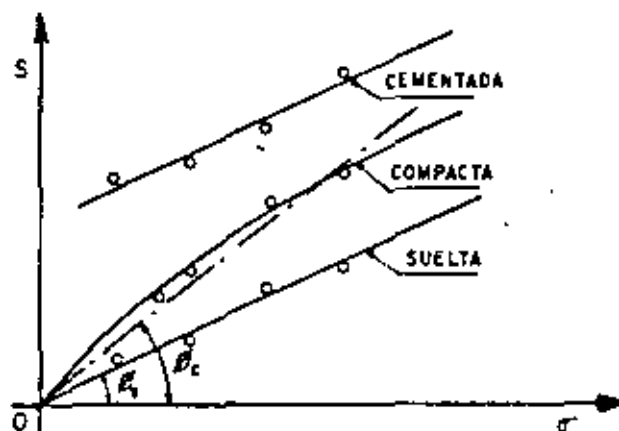


Figura 49. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

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 neutrales 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 compactación 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 expé-

rimentación 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.

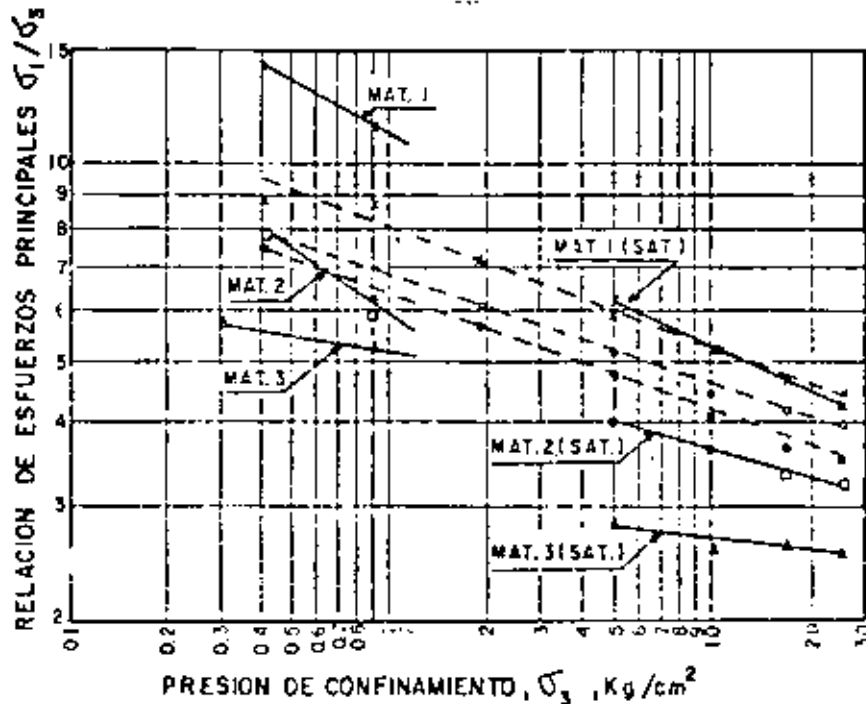


Figura 50. Relación entre el cociente σ_1/σ_3 en la falla y σ_3 para tres materiales.

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 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 compactación inicial al esfuerzo cortante, siendo ésta mayor a menor relación de vacíos o mayor compactación 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_u , que definen el efecto de fricción particu-

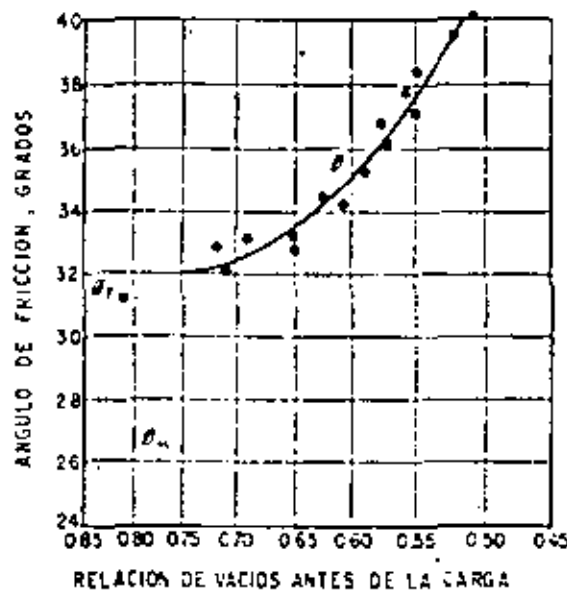


Figura 51. Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena media a fina.

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 acomodo 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.

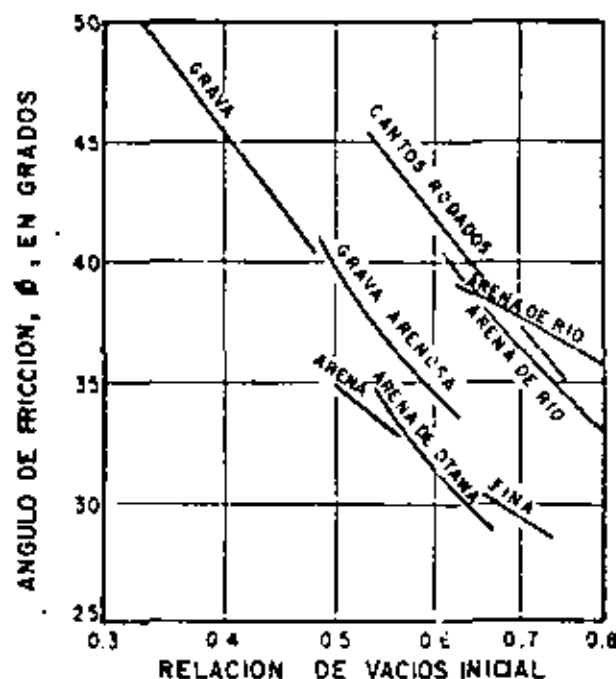


Figura 52. Valores del ángulo ϕ vs. relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

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/cm^2 , y llegó a la conclusión de que son alrededor de dos millones de veces mayores en el enrocamiento que en la arena común,

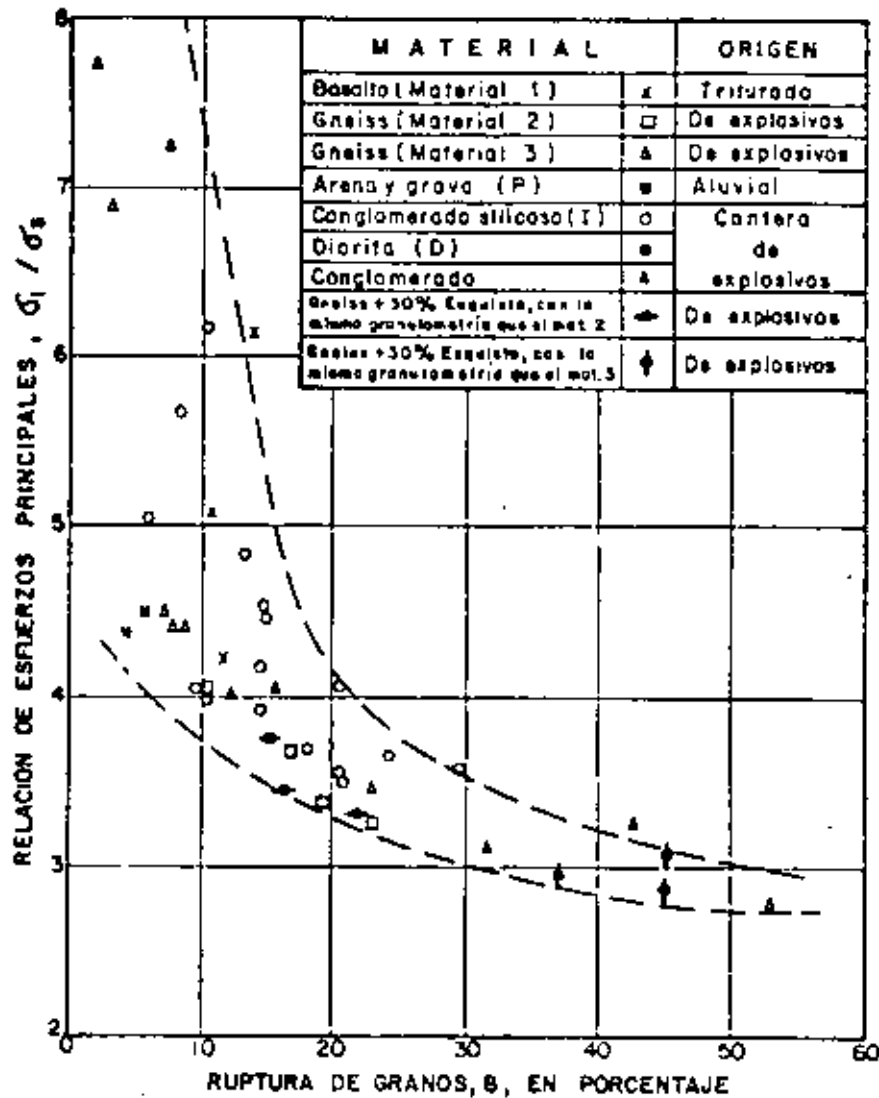


Figura 53. Correlación de la razón σ_1/σ_3 en la falla y la ruptura de los granos.

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

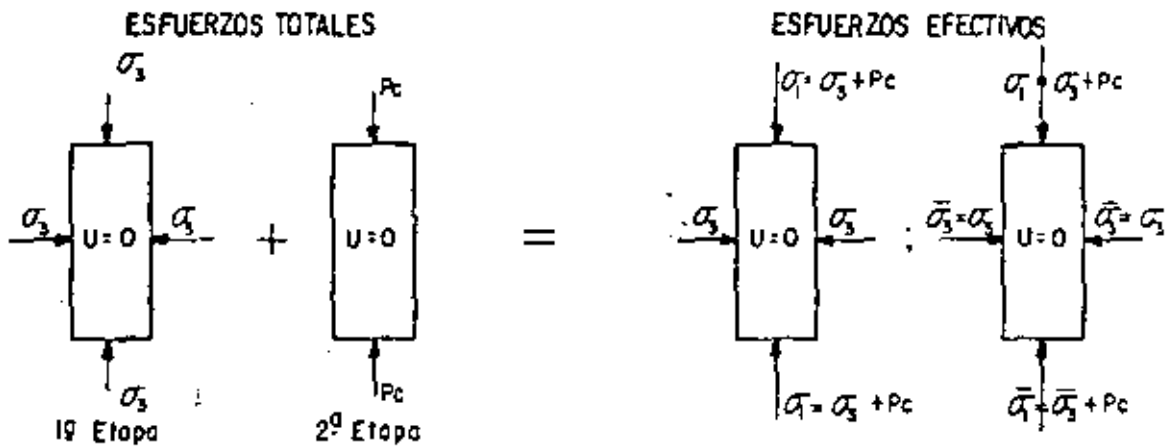


Figura 54. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta.

circunstancias específicas de trabajo, en lo referente a condiciones de consolidación y drenaje principalmente, antes que una división capriciosa 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 unidimensional convencional, en el sentido siguiente: La consolidación del espécimen durante la primera etapa suele ser isótropa ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Después de la consolidación en la primera etapa, se aumenta el esfuerzo desviador,

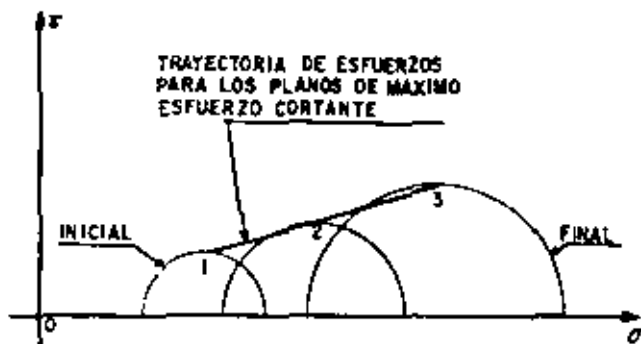


Fig. 55. Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzos en la prueba de consolidación unidimensional.

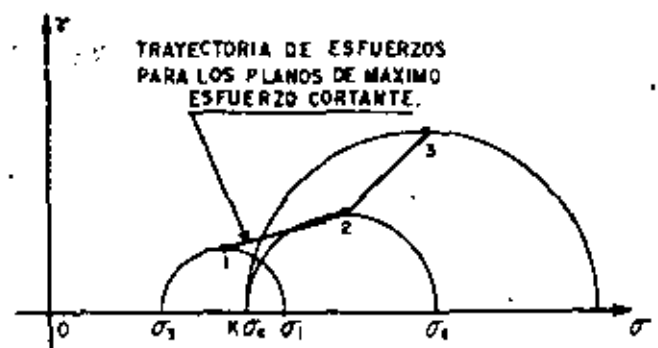


Fig. 56. Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada.

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).

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 estructura 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 finali-

zar 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.

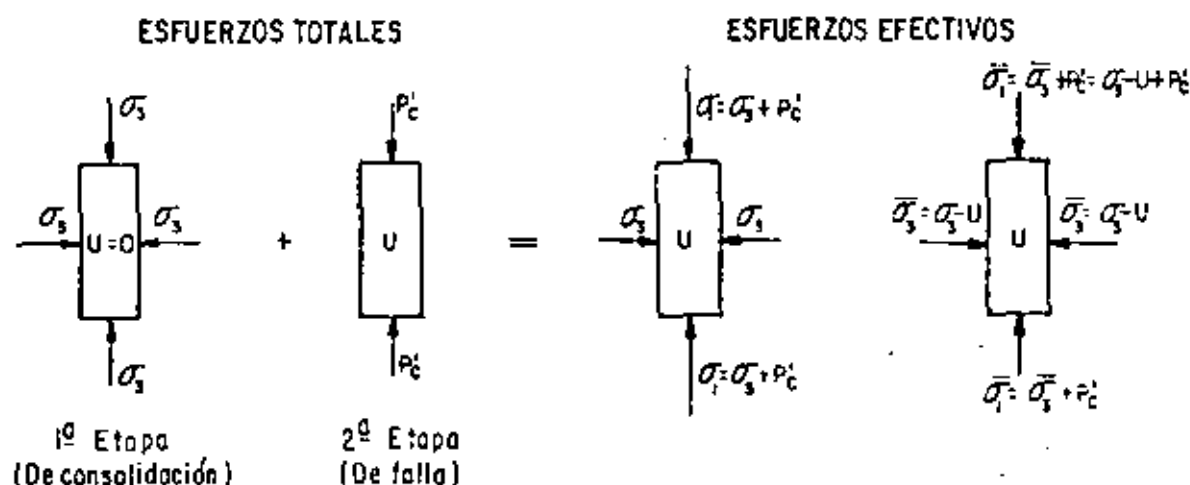


Figura 58. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida-consolidada.

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

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, γz 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 habrá 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 esos esfuerzos sean iguales, siendo una línea horizontal la envolvente de resistencia correspondiente a dichos esfuerzos en el interior del espécimen durante la prueba rápida.

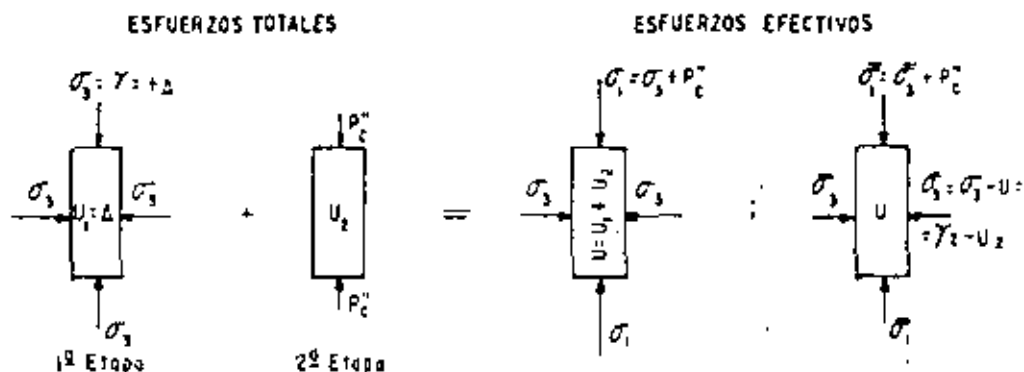


Figura 60. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida.

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 neutra $U_1 = \Delta$. En la segunda etapa se aplica el esfuerzo desviador, p_c'' , con el más-

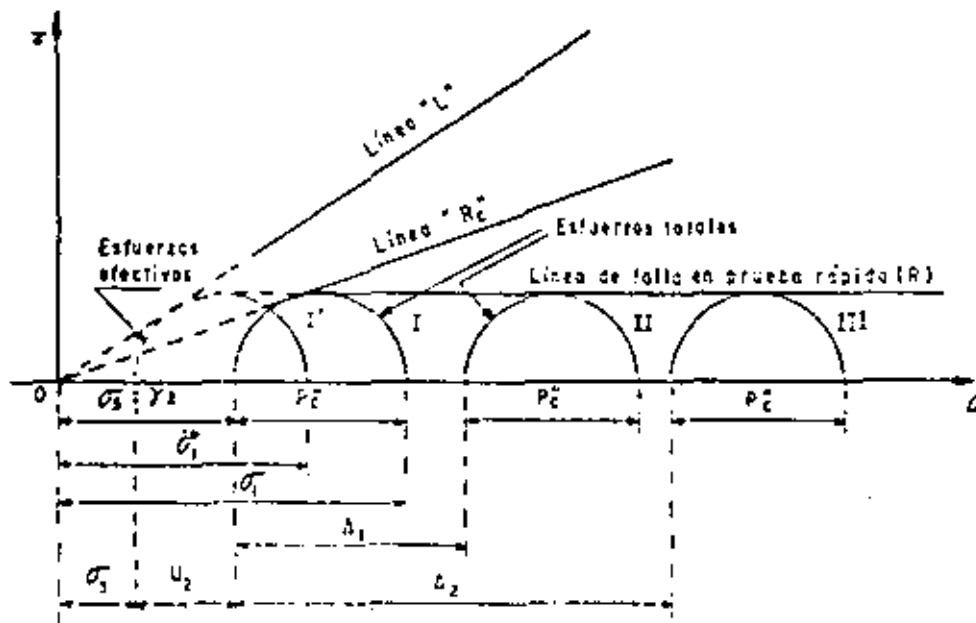


Figura 61. Línea de falla en prueba triaxial rápida.

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 .

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = (\gamma^2 + \Delta) - \sigma_1 = \sigma_3 + p_c'' = \gamma^2 -$$

$$u_2 + p_c''$$

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 en 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 si

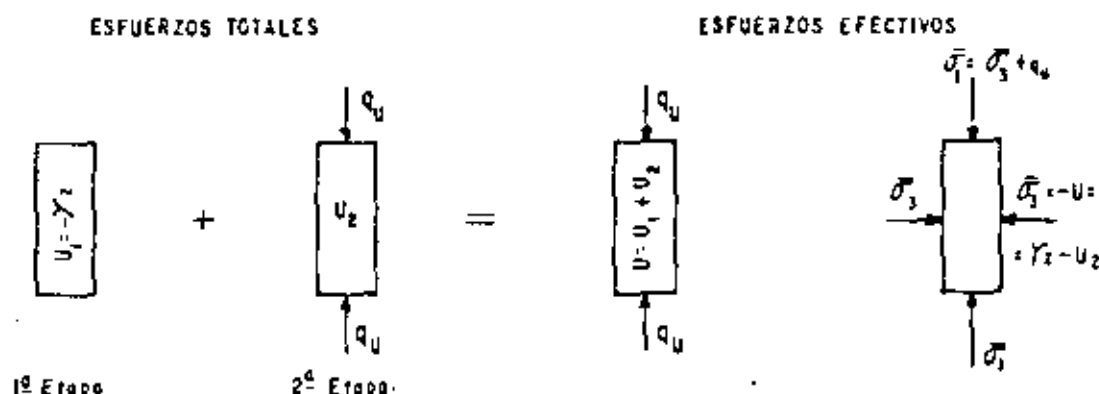


Figura 62. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

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 se lleva 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), denominada 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 isotónicas con pruebas rápidas. Es muy normal que q_u resulte un poco menos que p_c^* pero en aplicaciones prácticas sencillas puede considerarse 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 .

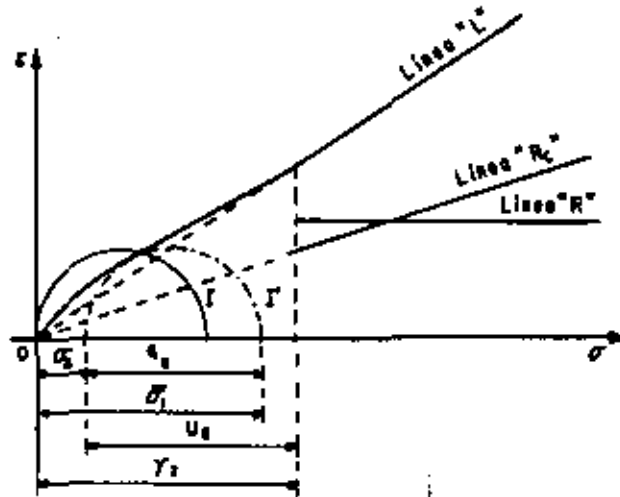


Figura 63. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

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 remoldeado. La pérdida de resistencia entre ambos estados se toma como la medida indicada. Se define así la sensibilidad de un suelo como

$$s_s = \frac{q_u \text{ (inalterado)}}{q_u \text{ (remoldeado)}}$$

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

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

donde u_a representa la presión en la fase gaseosa (gas o vapor) y u_w la presión en la fase líquida. El parámetro λ 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

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

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

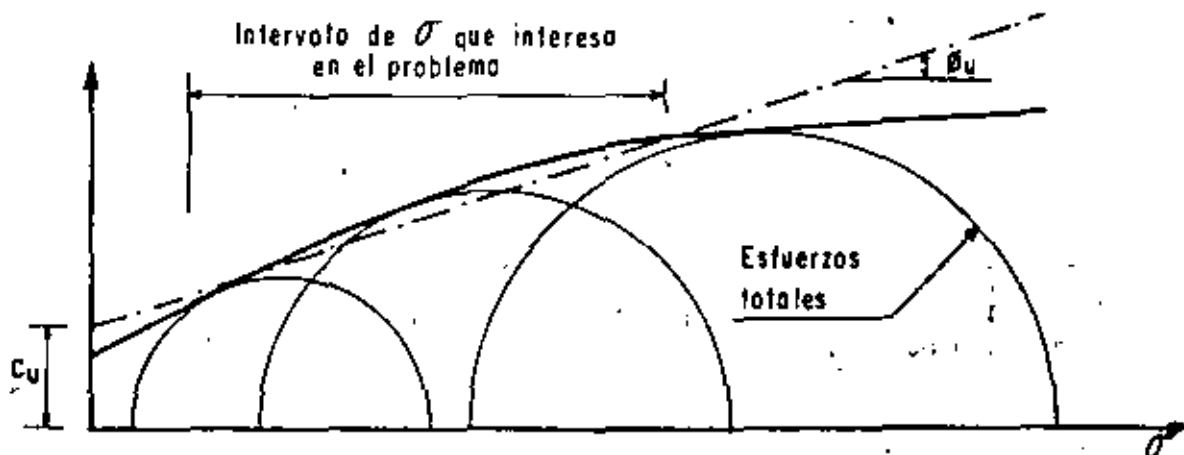


Figura 64. Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado.

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 rijan 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.

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

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.

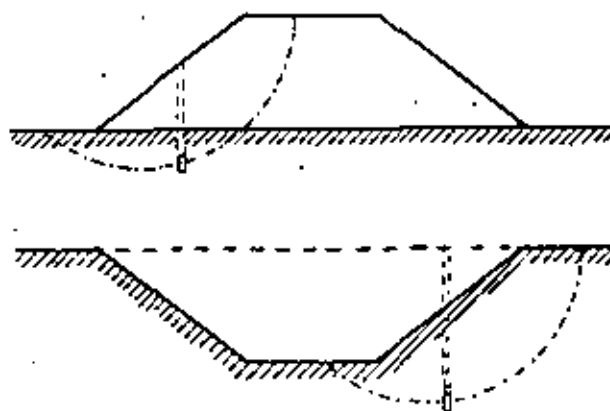


Figura 66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

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 resi-

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, una 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 someténdolos 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.

En el caso de que se requiera una prueba triaxial para un caso real, se debe considerar que la prueba triaxial es una prueba de laboratorio y que los resultados obtenidos en ella deben ser interpretados con cuidado, especialmente en el caso de suelos no saturados o suelos con estructura de grano fino.

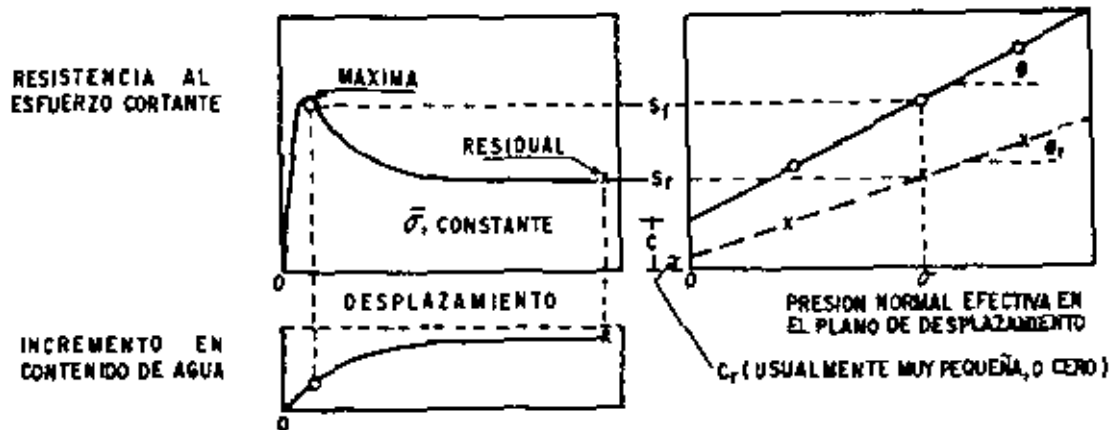


Figura 67. Resistencia máxima y residual y característica de resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla preconsolidada.

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

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 - variablemente 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 arcí - 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 - zamiento, 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; considera 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.

2. MATERIALES PARA PAVIMENTOS

Ing. Felipe Loo Gómez

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 compeltos 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, cribado, 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 cuales 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 boteos 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 constituidos 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 mollienda 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, se rá 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, sometiéndolas 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 boleas, 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 acarreos 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 acarreos 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.

1-4 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 pepea de los fragmentos de tamaño mayor que el especificado. Esta última operación de pepea 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 pepea 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 pepea 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 aquellos 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 tableros 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.

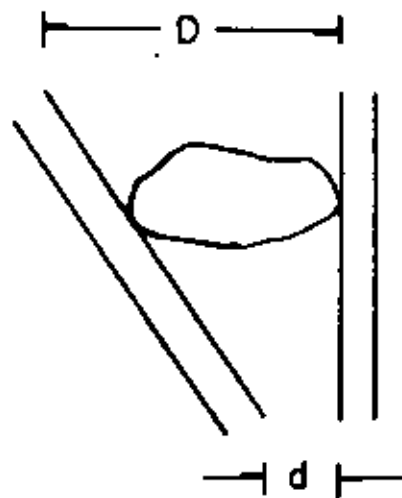
Los equipos de trituración utilizan diversos métodos de reducción dependiendo de su tipo, así se tiene que las quebradoras de martillos emplean el impacto, desgaste y corte; las de rodillos, impacto, corte y compresión; las giratorias, el impacto y la compresión, lo mismo que las quebradoras de quijadas 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.



$$I R = \frac{D}{d}$$

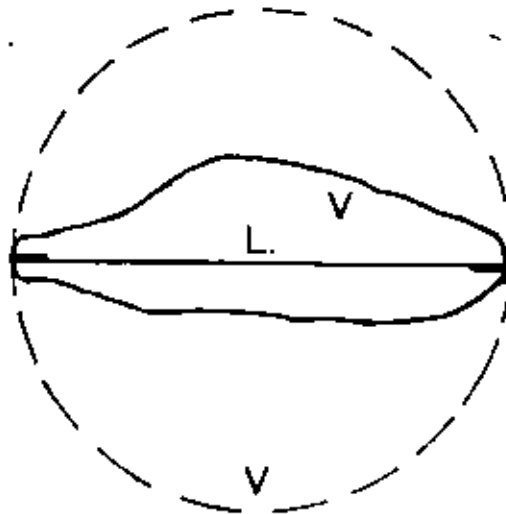
IR = Índice de reducción.

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 $\phi = L$.

L = ϕ 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 y bauxita.

- 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 rfo.

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 barreras 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)	Quijadas Conos Barra Bolas	Quijadas Conos Granuladora Martillos Cilindros	Martillos Cilindros	Martillos no atascables Cilindros no atascables	Martillos Cilindros
Mineral					
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 esto 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 construidos 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. Tzontle.

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 tzontle 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-Cnetu-mal, mediante un proceso de trituración total a tamaño máximo de $1\frac{1}{2}$ ". 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 $1\frac{1}{2}$ ", 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.

3. ESTABILIZACION DE SUELOS

Ing. Carlos Fernandez Loaiza

ESTABILIZACION DE SUELOS CON ADITIVOS

I. GENERALIDADES.

Es de todos conocida la variabilidad u complejidad de los suelos, sin embargo, debido a sus diversas utilidades, el ingeniero tiene grandes oportunidades para desarrollar sus habilidades, al utilizar a los suelos como un material ingenieril.

Desafortunadamente en la República Mexicana existen muchos suelos que en su estado natural no son adecuados para la construcción por no reunir los requisitos especificados. En estos casos el ingeniero deberá tomar una de las 3 decisiones siguientes:

- Aceptar el material tal y como está y efectuar el diseño de acuerdo con las restricciones impuestas por la calidad del material.
- Remover y deshechar el suelo del lugar y sustituirlo por un suelo de características adecuadas.
- Alterar o cambiar las propiedades del material existente de tal manera que se obtenga un material que reúna en mejor forma los requisitos impuestos, o cuando menos que la calidad obtenida sea adecuada.

El objeto del presente trabajo es el considerar solamente lo que respecta a la tercera decisión, es decir, que nos referimos solamente a lo que se conoce como Estabilización de Suelos.

Las propiedades de un suelo se pueden alterar de muchas formas como puede ser: por medios mecánicos, drenaje, medios eléctricos, cambios de temperatura o adición de agentes estabilizantes.

Debe tenerse siempre muy presente que debido a la gran variabilidad de suelos, cada método resulta aplicable solamente a un número limitado de ellos. Desafortunadamente, en unos cuantos metros podemos tener variabilidad en los suelos, de tal manera que aplicando un cierto sistema de estabilización, éste puede no ser efectivo para todos los suelos encontrados y la elección del tipo de estabilización estará gobernada por el número y tipo, así como la extensión de los suelos en los que el tipo de estabilización sea efectivo. También es indispensable reconocer que la estabilización no es una herramienta mágica, que nos ayude a mejorar todas las propiedades de un suelo. Por consiguiente, se debe tener una clara apreciación de las propiedades que se desee mejorar, pues éste requisito específico es un elemento muy importante para tomar la decisión correcta, acerca de la conveniencia de la estabilización.

Entre las principales propiedades de un suelo que pueden interesar a un ingeniero podemos contar a las siguientes:

Estabilidad volumétrica

Resistencia mecánica

Permeabilidad

Durabilidad

Compresibilidad

Como posteriormente veremos, existen tratamientos mediante los cuales se pueden mejorar varias de estas propiedades en forma simultánea. Por otro lado, no debe pensarse en el uso de la estabilización solamente como una medida correctiva sino también como una medida preventiva o de seguridad contra condiciones adversas que se desarrollen durante la construcción o durante la vida de la estructura.

1. Estabilidad Volumétrica.

Muchos suelos se expanden y se contraen con los cambios de humedad los cuales se pueden presentar en forma rápida o acompañando a las variaciones estacionales. Ahora bien, si las presiones de expansión que se desarrollen debido a un incremento de la humedad no se controlan en alguna forma, estas presiones pueden levantar pavimentos, inclinar postes, fracturar muros, romper tubos de drenaje, etc., por lo cual es de vital importancia detectar a los suelos expansivos, su composición y el tratamiento más adecuado para evitar lo anterior.

Actualmente, las soluciones para evitar cambios volumétricos en suelos expansivos consisten en introducir humedad al suelo en forma periódica, utilizar membranas impermeables y apoyar la estructura a profundidades tales que no se registre variación estacional en la humedad. Otro medio podría consistir en modificar a la arcilla expansiva transformándola en una masa rígida o granular cuyas partículas estén lo suficientemente ligadas para resistir la presión expansiva interna de la arcilla lo cual puede lograrse por medios químicos o térmicos. En estos casos cuando la capa a estabilizar sea pequeña deberá tenerse en cuenta que el suelo subyacente es aún susceptible de expandirse, pero tales movimientos podrían tolerarse siempre y cuando la capa estabilizada se mueva en forma uniforme. Un medio más podría consistir en hacer que el agua se mueva más lentamente dentro de la masa expansiva mediante el sellado de sus poros o grietas. Ultimamente se ha estado tratando de transformar a capas potentes de arcilla en una masa rígida mediante la inyección de productos químicos pero se ha tenido el problema de que dichos productos penetran poco a la masa arcillosa. Algunas veces se puede aumentar la impermeabilidad de un suelo y por ende reducir la velocidad de los cambios volumétricos en suelos expansivos, compactándolos a pesos volumétricos altos, pero debe tenerse presente que la humedad de compactación juega también un papel muy importante en el fenómeno de los cambios volumétricos, pues si bien es cierto que una arcilla altamente densificada ofrece una alta

impermeabilización, existe también la contingencia de que una vez que dicha arcilla se sature alcanzará presiones de expansión más altas a medida que se haya compactado con menor humedad, por tanto es conveniente que cuando se adopte este tipo de soluciones se tenga en cuenta también a las variaciones estacionales para comprobar así, si la impermeabilidad lograda hará que el material no se sature durante el tiempo de lluvias. Algunas veces se ha adoptado la solución de cubrir al suelo con membranas para reducir la posibilidad de cambios de humedad.

2. Resistencia.

Es del dominio común, que la resistencia de los suelos, salvo algunas excepciones, es en general más baja cuando éstos se encuentran húmedos. Los suelos arcillosos al secarse alcanzan grandes resistencias teniéndose inclusive la condición más alta de resistencia cuando se calientan a temperaturas muy elevadas como sucede en la fabricación de tabiques y ladrillos. Algunas veces sin embargo, la resistencia de un suelo es menos importante que su deformabilidad bajo carga como lo es en el caso de suelos resilientes. En otras ocasiones se han presentado disminuciones muy considerables en la resistencia de un suelo arcilloso debido, por ejemplo, a la disolución de cristales que conferían a la arcilla su resistencia, como sucede con algunas arcillas sensitivas de Noruega en donde el agua de lluvia altera el equilibrio físico-químico en ellas. Como se mencionó anteriormente existen casos en donde la disminución de la humedad puede significar reducción en la resistencia pues se han presentado casos de deslizamientos de tierra provocados por arcillas que se secaron y se agrietaron, provocando con ello que el comportamiento del material sea el de un suelo friccionante que puede tener menor resistencia que si se considera como cohesivo a humedades mayores. La acción abrasiva del tránsito por ejemplo, puede hacer que un material cohesivo se pulverice y pierda su cohesión.

De lo anterior se concluye que al estudiar los efectos de una estabilización, debe tenerse presente el fin que se busca, ya que si el suelo estabilizado permanecerá húmedo en las condiciones de trabajo entonces la determinación de la resistencia bajo estas circunstancias sería la adecuada, sin embargo, si el suelo permanecerá seco y agrietado, probablemente sea más efectivo el efectuar pruebas, con cargas repetidas para estudiar efectos de disgregación y pulverización. Para suelos de textura abierta y mal graduados sería más importante determinar su susceptibilidad a recompactarse provocando con ello deformaciones en las estructuras que sobre ellos se apoyen.

Por otro lado, debe también tenerse en mente la forma como se va a utilizar al suelo, ya que si se va a emplear tal como se encuentra "in situ" puede ser más conveniente utilizar pruebas de resistencia "in situ" que en el caso de suelos remoldeados en donde las pruebas efectuadas en el laboratorio sí pueden servir para estimar los parámetros de resistencia, siempre y cuando exista similitud entre lo que se hará en el campo y lo hecho en el laboratorio.

Algunas veces, sin embargo, resulta sumamente difícil tratar de incrementar la resistencia de un suelo, mediante la adición de agentes estabilizantes; tal es el caso de los suelos con alto contenido de materia orgánica, -

del orden de 10%, ya que ésta inhibe la acción de tales agentes. El incremento en el peso volumétrico, de un suelo orgánico mediante la compactación, se ha considerado, en general, como un incremento en la resistencia, pero ca be indicar que existen algunas excepciones como por ejemplo cuando se crean presiones de poro en exceso de la hidrostática.

Por otro lado, dependiendo de la humedad y energía de compactación se pueden lograr diferentes características de resistencia en un suelo arcilloso, ya que un suelo de estos compactado del lado seco de la curva de compactación, con la humedad de compactación, presentan un comportamiento relativamente elástico y con una resistencia relativamente alta; mientras que éste mismo suelo compactado con una alta humedad, no obstante que su peso volumétrico seco sea alto, presentaría resistencias bajas y comportamiento plástico o viscoso; este efecto se debe en general a que una alta humedad, produce en una arcilla, efectos de repulsión entre sus partículas propiciando con ello que la cohesión sea menor que en el caso de emplear humedades de compactación bajas.

Por otro lado, se ha visto que en suelos finos tiene una importancia decisiva la forma de aplicación de la energía de compactación, sobre todo cuando se emplean humedades más altas que la óptima, pues por ejemplo, la energía aplicada por impactos puede ocasionar que un suelo compactado del lado húmedo presente resistencias del orden de hasta 4 veces menores que la resistencia que, a igualdad de circunstancias, presenta el mismo suelo compactado en ofrma estática. La aplicación a lo anterior reside en la diferente estructura que adoptan las arcillas al ser compactadas mediante procedimientos de compactación diferentes.

Algunos de los principales procedimientos para incrementar el peso volumétrico de un suelo son:

- Compactación mediante amasado, vibración o impactos.
- Vibroflotación.
- Precarga.
- Drenaje.
- Adición de agentes que reduzcan la fricción y cohesión entre las partículas.

Resulta un tanto evidente que los procedimientos que sirvan para mantener a un suelo sin que se produzcan cambios volumétricos, son también adecuados para mantener la resistencia en un suelo, como lo es la adición de agentes que transformen a un suelo fino en una masa rígida o granular. Estos agentes pueden ser químicos o térmicos teniendo entre los primeros al cemento Portland y a la cal como los más comunes.

Debe sin embargo, tenerse muy presente que en general el agua ablanda a los suelos cohesivos, razón que obliga a que cuando se quiera tener una resistencia que permanezca con el tiempo, en suelos arcillosos, se propicie el adecuado drenaje.

Algunas veces se requiere incrementar la resistencia a la deformación de un suelo o bien incrementar su capacidad de carga en forma temporal y se acude a procedimientos de electrósmosis.

El procedimiento de vibroflotación es especialmente aplicable en la compactación de arenas o suelos con alta permeabilidad y consiste en la inserción, en el suelo arenoso suelto, de un dispositivo vibratorio, capaz de aplicar un chiflón de agua simultáneamente con el vibrado, de tal manera que al encontrarse dicho dispositivo dentro del suelo inyectando agua y vibrando se produce la licuación de la arena lográndose con ello su compactación.

El incremento del peso volumétrico de un suelo arcilloso mediante precarga consiste en la colocación de una carga superficial sobre el suelo en cuestión con el objeto de preconsolidarlo. Después de la precarga el suelo tiene todas las características deseables de un terreno preconsolidado, si se compara con uno normalmente consolidado, es decir, que es menos compresible y más resistente, aumentándose con ello la capacidad de carga y disminuyéndose se los asentamientos. Es muy importante, sin embargo, tener presente que este método de estabilización puede requerir de períodos largos, dependiendo éstos de condiciones tales como las trayectorias de drenaje, permeabilidad del suelo, espesor de las capas, coeficiente de consolidación y grado de saturación.

El drenaje de un suelo hace que se reduzca la cantidad y/o presión en el agua intersticial, lo que suele permitir el aumento del peso volumétrico de un suelo y de esta manera mejorar su resistencia. Se suelen utilizar drenes de arena verticales conjuntamente con la precarga para provocar una rápida consolidación. Sin embargo, para tener una adecuada eficiencia en los drenes verticales es necesario que la capa de suelo blando sea gruesa, ya que de esta manera la trayectoria vertical de flujo sería muy larga, es también necesario que la permeabilidad horizontal del suelo sea varias veces mayor que la permeabilidad vertical. El drenaje de un suelo arcilloso se mejora notablemente mediante la electrósmosis, la cual consiste en la aplicación de una corriente eléctrica directa a través de un suelo saturado, de tal manera que se provoca el movimiento del agua hacia el cátodo de donde es posteriormente removida. Si el agua removida no es reemplazada en el suelo éste se consolida y aumenta su resistencia, si dicha agua es reemplazada simplemente se mantiene un flujo de agua a través del suelo con una velocidad relativamente alta, en comparación con la velocidad que se tendría drenando al suelo por gravedad. Adicionalmente, la corriente eléctrica dentro del suelo puede provocar intercambios iónicos, deposición de sólidos procedentes de la descomposición electroquímica de los electrodos y alteración en el arreglo estructural de las partículas. A la combinación de estos 3 factores se le conoce como estabilización electro-osmótica o simplemente estabilización eléctrica.

3. Permeabilidad.

En los suelos la permeabilidad se plantea, en términos generales, en dos problemas básicos como lo es el relacionado con la disipación de las presiones de poro y el relacionado con el flujo del agua a través del suelo. El tener presiones de poro excesivas puede originar deslizamientos en terraces -

rias y el flujo de agua puede originar tubificaciones y arrastres.

Si se compacta un suelo arcilloso con humedades muy bajas o prácticamente en seco, se obtendrá finalmente una alta permeabilidad en el suelo debido a los grumos que no se disgregan, resistiendo al esfuerzo de compactación y permitiendo con ello que se forme una gran cantidad de vacíos intersticiales. Mientras más alta sea la humedad de compactación, se producirán menores permeabilidades en el suelo compactado, ya que éste tiene mayores oportunidades de deformarse, eliminándose así grandes vacíos. En la Fig. 1 se ilustra la variación de la permeabilidad para diferentes humedades de compactación; en la parte superior de la figura, se ilustra la variación del peso volumétrico contra la humedad, correspondiendo los puntos blancos a los datos obtenidos después de la compactación de los especímenes y los puntos negros a los datos obtenidos después de la saturación conservando a los especímenes en tal forma que se restringió su expansión volumétrica. Una vez saturados los especímenes y establecido el flujo constante de agua, se midió su permeabilidad, obteniendo los mencionados resultados. Nótese que a medida que la humedad de compactación aumenta la permeabilidad disminuye cuando nos encontramos en el "lado seco" de la curva "d-w"; se tiene una permeabilidad mínima cerca de la humedad óptima " w_{opt} ", mientras que a la derecha de dicha humedad, "lado húmedo" de la curva, se presenta un ligero incremento en la permeabilidad. Esto último, se debe a que al compactar al suelo del "lado húmedo" el agua de compactación llena espacios que ocupan las partículas cuando nos encontramos en el "lado seco" y esto hace que el suelo aunque se encuentre orientado presente una mayor permeabilidad que cuando se le compactó con una humedad cercana a la óptima. Al incrementar la energía de compactación se obtendrá una permeabilidad todavía menor debido a que se tiene una mejor orientación de las partículas a la vez que se cerrará más la estructura.

Se puede reducir la permeabilidad de un suelo mediante la inyección de lechadas; sin embargo, debido a que estos productos no sellan perfectamente a los poros finos, solamente se logra disminuir el gasto y la velocidad del flujo sin lograr una impermeabilidad adecuada. Algunos defloculantes como el polifosfato pueden sellar perfectamente a un suelo. En la actualidad se cuenta también con algunos aditivos líquidos y emulsiones que al penetrar en el suelo se adhieren a las paredes de los conductos capilares haciendo que el suelo sea parcialmente hidrofóbico, pero hay que tener en cuenta que los productos "hidrofóbicos" generalmente hacen que la cohesión del suelo se reduzca parcial o totalmente.

El control práctico del movimiento de la humedad en un suelo establece una interesante paradoja, la cual consiste en que, en ciertas circunstancias una zona arenosa altamente permeable puede funcionar como una zona completamente impermeable si subyace a una arcilla ya que destruye los efectos de succión en ésta. La succión o potencial capilar, es otro aspecto muy importante ligado con la permeabilidad de un suelo, ya que las variaciones de la succión en un suelo originan el movimiento de la humedad de zonas de baja succión a zonas de alta succión por lo cual la humedad sufre redistribuciones, hasta que se alcanza un nuevo estado de equilibrio que involucra una redistribución no uniforme de la humedad. Dos suelos diferentes que se encuentran en contacto pueden estar en un estado de humedad en equilibrio, aunque sus contenidos de agua sean diferentes.

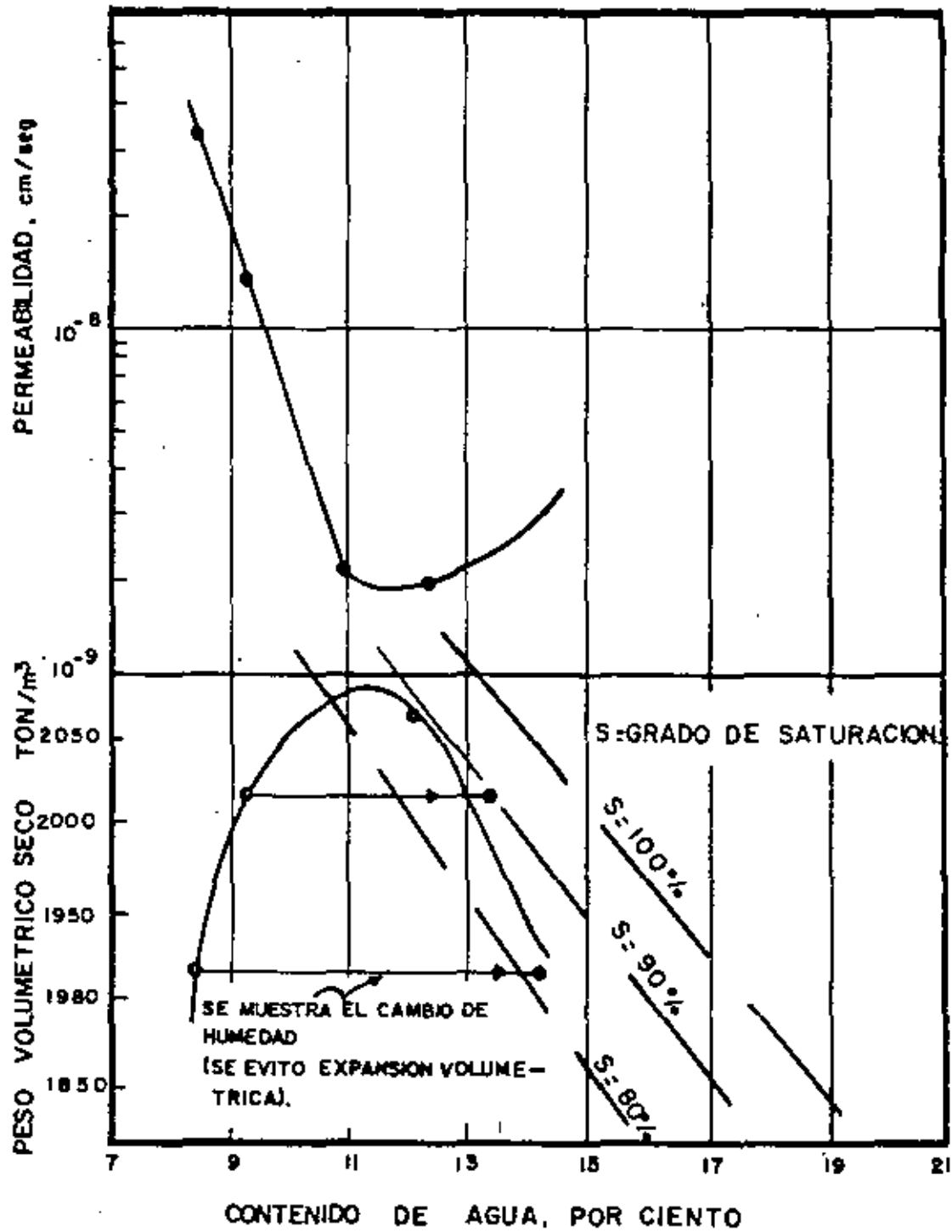


Fig. 1. Pruebas de compactación y permeabilidad en arcillas de Siburua.

Los métodos de estabilización para modificar la permeabilidad de un suelo, no necesariamente mejoran su estabilidad volumétrica o resistencia mecánica y en algunos casos pueden inclusive resultar contraproducentes en estos aspectos.

4. Durabilidad.

Al igual que con todos los materiales de construcción, una condición -- muy deseable en los suelos estabilizados es la durabilidad, definida como la resistencia a los procesos de intemperización, erosión y abrasión. La durabilidad en caminos está relacionada con las capas superficiales de los pavimentos en la formación de baches o disgregaciones, erosiones en los taludes y cortes y cambios en la textura de los agregados de las carpetas. Ocasionalmente, sin embargo, se presentan erosiones profundas internas en los terraplenes o cortes debido no solo a una baja durabilidad sino también a una alta permeabilidad. Desde luego, que una baja durabilidad tiene una alta repercusión en el costo del mantenimiento, más que en fallas estructurales de consideración. En los suelos estabilizados la durabilidad baja se debe en general a un diseño deficiente que puede tener su origen en la elección de un estabilizante inadecuado, por ejemplo cuando se aplica cal hidratada con algún tipo de arcilla con la cual no reacciona favorablemente, también puede deberse a una cantidad insuficiente de estabilizante, o a una resistencia inadecuada contra los ataques del agua o agentes químicos, por ejemplo, suelos arcillosos estabilizados con cemento en zonas salinas.

Actualmente, una deficiencia importante en los estudios de las estabilizaciones es la carencia de pruebas adecuadas para estudiar la durabilidad. Las pruebas de intemperismo a veces no son adecuadas para el estudio de agregados para pavimentos por no reproducirse en forma eficiente el ataque a que estarán sujetos. En las pruebas con aplicación de efectos cíclicos, no se tiene aún una correlación precisa entre el tránsito y las pruebas en que se somete a los especímenes a efectos de secado y humedecimiento que son más bien de orden cualitativo que cuantitativo. La durabilidad es pues uno de los aspectos más difíciles de cuantificar y la reacción común ha sido la de sobrediseñar, lo cual a veces puede no ser correcto. La resistencia a los efectos del tránsito puede mejorarse mucho mediante la estabilización, pero existen problemas, como por ejemplo la formación de polvo suelto en caminos revestidos, en donde es difícil tener una solución económica. En zonas en donde se quiere evitar la formación de polvo que fácilmente se levante con la acción del viento, como lo es el caso del área que circunda a las aeropistas se aplican soluciones temporales mediante riegos asfálticos o de hules, sales o cloruro de calcio. Algunas otras veces se pueden lograr estabilizaciones más permanentes como podría ser la aplicación de riegos de sello o bien el crecimiento de vegetación.

5. Compresibilidad.

Los cambios en volumen o compresibilidad, tienen una importante influencia en las propiedades ingenieriles de los suelos, pues se modifica la permeabilidad, se alteran las fuerzas existentes entre las partículas tanto en magnitud como en sentido, lo que tiene una importancia decisiva en la modificación de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante y se provocan desplazamientos.

En el caso de arcillas saturadas, si no se permite el drenaje, y se aplican esfuerzos, éstos serán tomados por el agua. En el momento en que se permita el drenaje, los esfuerzos son transmitidos gradualmente al esqueleto o estructura del suelo; este proceso produce una compresión gradual de dicha estructura, fenómeno conocido como consolidación.

Ahora bien, la compresibilidad de un suelo puede presentar variaciones importantes dependiendo de algunos factores tales como la relación de la carga aplicada respecto a la que el suelo soportaba anteriormente, tiempo de aplicación de la carga una vez que se ha disipado la presión de poro en exceso de la hidrostática, naturaleza química del líquido intersticial, aunados estos factores a los originados por el muestreo, sensibilidad del suelo y aún la forma de ejecutar las pruebas que se utilizan para estudiar la consolidación.

Es un tanto obvio que al remoldear un suelo se modifica su compresibilidad, por lo que esta característica se puede modificar mediante procedimientos de compactación. Se ha encontrado que la humedad de compactación tiene una gran importancia en la compresibilidad de suelos compactados, pues si se compactan dos especímenes al mismo peso volumétrico pero uno del "lado seco" de la curva de peso volumétrico contra humedad y el otro del "lado húmedo", se tendrá que para presiones de consolidación bajas el espécimen compactado del lado húmedo será más compresible, debido a que su estructura se encuentra más dispersa, pero para grandes se tienen colapsos y reorientaciones en la estructura del espécimen que se encuentra en el "lado seco" lo cual provoca que éste sea ahora más compresible. Bajo presiones muy altas ambas muestras llegan a la misma relación de vacíos ya que se llega a una orientación similar.

Concluyendo, se tiene que en el diseño de la estabilización de un suelo se deben tener muy presentes las variaciones que se espera lograr en lo que respecta a la estabilidad volumétrica, resistencia mecánica, permeabilidad, durabilidad y compresibilidad, ya que se puede presentar el caso de que el mejoramiento de alguna o algunas características en un suelo mediante la estabilización, provoca que otras características resulten en condiciones desfavorables, esto es especialmente cierto en el caso de la estabilización mediante la compactación.

El diseño de estabilizaciones con agentes estabilizantes, consiste en primer término en llevar a cabo una adecuada clasificación del suelo con base en lo cual se determina el tipo y cantidad de agente estabilizante, así como el procedimiento para efectuar la estabilización. El método de diseño obviamente depende del uso que se pretenda dar al suelo estabilizado. En la práctica se tiene sin embargo, una gran confusión en lo que respecta al diseño de las estabilizaciones, pues es difícil establecer patrones de estabilización de materiales de base, por ejemplo, cuando se tiene una gran diversidad de métodos de diseño de pavimentos. El diseño de la estabilización de los suelos resulta aún más complicado debido a la gran dificultad que existe al tratar de juzgar adecuadamente los efectos inmediatos y permanentes que producirán en el suelo diferentes tipos de agentes, por ejemplo, un cemento Portland, puede rigidizar a un suelo mientras que un asfalto lo hace flexible. Por otro lado, la mayoría de la investigación y desarrollo de los productos estabilizantes está a cargo de los propios productores, por lo que po

dría esperarse que éstos presentaran estudios de productos que no representen y menos aún indicar comparativamente las desventajas de sus propios productos, sino que las ocultan amparadas bajo las ventajas más sobresalientes que descubran.

En el presente trabajo se muestran algunos de los procedimientos más comunes de estabilización e indicados por Instituciones o Empresas que presentan a los productos utilizados.

La elección del método de estabilización deberá quedar a cargo del ingeniero de suelos, pues él será el único que podrá estimar la variabilidad de la estabilización con base en sus conocimientos teóricos y prácticos y no se deberá basar únicamente en la publicidad, dada a tal o cual producto, sin antes haber llevado a cabo un estudio racional y detallado de la variación en las características del suelo con la aplicación de la estabilización propuesta. Debe desde luego, tomarse en cuenta a la facilidad y economía común, -- con la que la estabilización pueda llevarse a cabo en el campo.

El enfoque del presente trabajo estará dirigido, en general, a la estabilización de los suelos mediante la modificación de su granulometría o bien a la adición de agentes estabilizantes, ya que los procedimientos de estabilización eléctricos, térmicos, de vibroflotación, de precarga y drenaje tienen su mayor aplicación en el campo de la Ingeniería de cimentaciones y poco o ninguna en la construcción de bases, subbases, subrasantes y terracerías -- que son los objetivos de este trabajo.

II. CLASIFICACION DE SUELOS CON FINES DE ESTABILIZACION.

1. Generalidades.

Debido a su gran heterogeneidad y variabilidad intrínseca, el suelo presenta problemas muy serios que ordinariamente no se encuentran en otros materiales de construcción. Con el objeto de minimizar estos problemas y obtener una economía adecuada en el diseño y utilización de los suelos estabilizados, es necesario tener un conocimiento teórico práctico de los principales tipos de suelos naturales y sus propiedades. Generalmente, se ha enmarcado a los suelos como gravas, arenas y arcillas o limos. Los primeros intentos de clasificación se basan precisamente en dicha enmarcación; pero en la actualidad no resultan adecuados en trabajos muy especializados como lo es la estabilización de suelos, ya que es de suma importancia el prever la forma en que el suelo responderá a la estabilización.

Los suelos provienen de la intemperización de las rocas "in situ", o bien por su depósito una vez que han sido transportados por el agua o viento.

Desde hace mucho tiempo, los agricultores han reconocido una gran variedad de suelos. Se han así mismo, desarrollado clasificaciones "genéticas" de los suelos, es decir, clasificaciones en donde se toma en cuenta a la roca que dió origen al suelo. Sin embargo, los propósitos ingenieriles de carreteras tienen un uso muy marginado de este tipo de clasificaciones. Uno de los sistemas de clasificación más ampliamente utilizados es el propuesto por Casagrande, posteriormente modificado y designado como Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Esta clasificación se basa en primer término en la

identificación de un suelo como grava, arena, limo, arcilla o suelo orgánico y en segundo término en la determinación del porcentaje de finos y su plasticidad. Este sistema ha resultado muy útil pero debe tenerse en cuenta que en este método no se toma en consideración a los efectos de algunos factores que pueden afectar tanto a la respuesta del suelo a la estabilización como a la permanencia de dicha estabilización. Entre estos factores se puede mencionar a la presencia en la zona en estudio, de aguas cargadas de sales, ácidos orgánicos, álcalis, etc que pueden atacar al suelo tratado.

También se puede citar a la estructura de la arcilla y a su composición mineralógica, factores éstos que en definitiva influyen en el éxito de la estabilización. Debido a lo anterior, es que se considera que el referido método de Casagrande no es del todo satisfactorio, para el estudio de un suelo que se pretenda estabilizar químicamente.

Existen algunos sistemas para clasificar a los suelos con fines ingenieriles, uno de los cuales se basa en el tamaño, forma y arreglo de las partículas y conocido como sistema Northcote en donde se divide al suelo en los grupos fundamentales siguientes:

<u>DESCRIPCION</u>	<u>SÍMBOLO</u>
Suelos con perfil de textura uniforme.	U
Suelos con perfil de textura gradual.	G
Suelos con perfil de textura doble.	D
Suelos orgánicos.	O

Posteriormente, se subdivide a estos suelos en subgrupos de acuerdo con algunas características visibles tales como el color, presencia de concreciones, rellenos en las grietas o fisuras, etc, así como algunas características no detectables a simple vista como lo es la alcalinidad o acidez. Es razonable pensar que mientras mejor se conozcan las características físicas y químicas de un suelo, mejor se puede emprender el estudio de la estabilización. Por otro lado, este tipo de descripciones o clasificaciones tienen un carácter más bien local y no han sido aceptados en forma universal, aunque actualmente se están haciendo algunos esfuerzos como más adelante se verá.

2. Elementos esenciales en el reconocimiento de suelos.

El reconocimiento visual y manual, o bien mediante clasificaciones sencillas, es el primer paso para la determinación de la composición y propiedades esperadas en un suelo, el segundo paso importante es la determinación del tipo de minerales que contiene el suelo, pues de ellos depende en forma directa la estabilidad volumétrica, la cohesión y en especial la reactividad a la estabilización. La determinación del tipo de mineral, cuando de estabilizaciones se trata, es una herramienta de mayor utilidad que por ejemplo la plasti-

cidad estimada a través de límites de consistencia. Los tipos de minerales se pueden determinar mediante el empleo de microscopios electrónicos, difracción de rayos X, espectrometría con rayos infrarrojos y análisis químicos. Sin embargo, en la mayoría de los casos y para fines prácticos puede inferirse el tipo de minerales mediante observaciones de campo sencillas, como más adelante se indica.

De los cientos de minerales que se han encontrado en los limos finos y arcillas contenidos en un suelo, basta para fines prácticos con fines ingenieriles, el reconocimiento de la existencia de menos de diez de ellos. Estos y sus características principales se muestran en la Tabla

3. Métodos prácticos para la identificación de los minerales de un suelo.

Se puede reconocer con cierto grado de aproximación a la mayoría de los grupos minerales con base en observaciones y pruebas sencillas de campo. Uno de los métodos más importantes es el método empleado por los Ingenieros Australianos, el cual será descrito posteriormente y que se basa en observaciones directas para más adelante obtener una información preliminar valiosa de los suelos en el campo, sin necesidad de efectuar pruebas de laboratorio. Este método sirve también como una ayuda para programar un muestreo racional, así como la elección de las pruebas más adecuadas con fines ingenieriles. El método referido se basa en las tres premisas siguientes:

- a) Observaciones generales del lugar y del perfil de suelos. Para llevar a cabo esto es necesario efectuar, de preferencia, pozos a cielo abierto o bien extraer muestras inalteradas. Se podría también aprovechar la existencia de cortes en la región o bien realizar la extracción de muestras alteradas estructuralmente. Deberá tomarse nota de los colores del suelo y del agua en los encharcamientos cercanos. De acuerdo con las observaciones hechas podría inferirse lo indicado en las Tablas 2 y 3, respecto a los minerales en las arcillas.
- b) Apreciación de la textura del suelo. La textura del suelo se deberá estimar con la ayuda de agua de lluvia o destilada. Con un poco de experiencia se pueden estimar las relativas proporciones de arenas, limos o arcillas existentes en una muestra. Una textura arenosa en el suelo amasado con agua, indicaría la presencia de arena, una textura grasosa, la presencia de arcilla y la ausencia de ambas indicaría limos. Si se permite que el suelo se seque en los dedos, el suelo arenoso no se adherirá a ellos; el limo se desprenderá fácilmente y la arcilla se adherirá fuertemente a ellos.
- c) Inmersión del espécimen del suelo, completamente en agua de lluvia o destilada. El procedimiento recomendable se ha designado como "Prueba del Grumo". Es necesario que en esta prueba se utilice agua destilada o de lluvia de buena calidad. No deberán agregarse agentes dispersantes ni humedecedores. El procedimiento consiste en colocar un pequeño grumo de suelo secado al aire (aproximadamente del tamaño de un frijol), dentro de un vaso de vidrio claro lleno de agua destilada o de lluvia. "Es muy importante que no se añ

GRUPO	MINERALES	TAMANO PROMEDIO	CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES.
Arena muy fina	Cuarzo	$>1 \mu$	Abrasiva, sin cohesión.
Mica	Muscovita, biotita .	$>1 \mu$	Sin cohesión, se intemperiza fácilmente, difícilmente compactable.
Carbonato	Calcita, dolomita	Variable	Se pulveriza fácilmente.
Sulfato	Yeso	$>1 \mu$	Ataca al cemento.
Alófono	Aluminosilicatos amorfos, atapulgita, alúmina y sílica hidratadas.	Variable	Alta relación de vacíos, alta plasticidad.
Caolín	Caolinita y halloysita.	$\approx 1 \mu$	No expansivo, baja plasticidad, baja cohesión.
Ilita	Ilita y micas parcialmente degradadas.	$\leq 0.1 \mu$	Expansiva, plasticidad media, baja permeabilidad.
Montmorilonita	Montmorilonita y bentonita.	$\leq 0.01 \mu$	Altamente expansiva, muy plástica, permeabilidad extremadamente baja.
Clorita	Clorita, Vermiculita.	$\approx 0.1 \mu$	Expansión baja, resistencia al cortante baja.
Materia orgánica	Presencia de ácido húmico y humatos.	Variable	Alta permeabilidad, difícilmente compactable, se puede degradar rápidamente por oxidación.

TABLA 1
PRINCIPALES TIPOS DE MATERIALES

OBSERVACIONES	COMPONENTES ARCILLOSOS DOMINANTES.
Aguas turbias de coloraciones amarillo-café a rojo-café	Montmorilonitas, ilitas y salinidad de suelos.
Aguas claras.	Calcio, magnesio o suelo rico en hierro, -- suelos altamente ácidos, arenas.
Aguas claras con tonos azules.	Caolines no salinos.
Zanjas de erosión o tubificaciones en el -- suelo natural.	Arcillas salinas, usualmente montmoriloni - tas.
Ligeras erosiones o tubificaciones en el -- suelo natural.	Caolinitas.
Desprendimientos de suelos.	Caolinitas y cloritas.
Microrelieves superficiales.	Montmorilonitas.
Formaciones rocosas graníticas.	Caolinitas, micas.
Formaciones rocosas basálticas topografía - con drenaje pobre.	Montmorilonitas.
Formaciones rocosas basálticas, topografía_ con buen drenaje.	Caolinitas.
Formaciones rocosas de areniscas.	Caolinitas.
Formaciones rocosas de lutitas y pizarras.	Montmorilonitas o ilitas, usualmente con sa linidad de suelos.
Formaciones rocosas calizas.	Montmorilonitas alcalinas, y cloritas con - propiedades muy variables.
Formaciones recientes de piroclásticos.	Alófanos.

TABLA 2

INFERENCIAS DE LA OBSERVACION VISUAL.

INFERENCIAS DE LA OBSERVACION DEL PERFIL DE SUELOS. TABLA 3

Arcillas moteadas o jaspeadas, con coloraciones rojo, naranja y blanco.	Caolinitas.
Arcillas moteadas o jaspeadas con coloraciones amarillo, naranja y gris.	Montmorilonitas.
Arcillas gris oscuro y negras.	Montmorilonitas.
Arcillas café o café rojizo.	Ilitas con algo de Montmorilonita.
Arcillas gris claro o blancas.	Caolinitas y bauxitas.
Partículas pequeñas de alta refracción (micas).	Suelos micáceos.
Cristales pequeños, fácilmente disgregables.	Suelos ricos en yeso o zeolitas.
Nódulos suaves, diseminados, solubles en ácido.	Carbonatos.
Nódulos duros, café rojizo.	Hierro, lateritas.
Agrietamiento intenso, con grietas amplias, profundas y con espaciamentos de 5 a 6 cm.	Ilitas ricas en calcio y montmorilonitas.
Igual al anterior pero con espaciamentos en las grietas hasta de 30 cm o más.	Ilitas.
Suelos disgregables de textura abierta con cantidades apreciables de arcillas.	Suelos usualmente asociados con carbonatos, alófanos o caolín, pero -- nunca montmorilonita y rara vez ilita.
Suelos disgregables de textura abierta con cantidades apreciables de arcilla, de color negro.	Suelos orgánicos, turba.
Suelos disgregables de textura abierta con bajo contenido de arcilla.	Carbonatos, limos y arenas.
Suelos que presentan una apariencia rugosa en la superficie expuesta al intemperismo.	Montmorilonitas con salinidad de suelos.
Horizontes de suelos blancuzcos, de espesores relativamente pequeños y cerca de la superficie (hasta a 60 cm de la superficie).	Arriba del horizonte blancuzco se tienen limos finos, y abajo arcilla dispersa.

tere el grumo en ninguna forma, salvo el secado, antes de su inmersión en agua". Se observa el comportamiento del grumo, después de la inmersión, durante un lapso de hasta 10 minutos, tomando en cuenta el esquema de la Fig. 1.

Todas las observaciones de campo, deben anotarse en forma apropiada anotando, además, de los datos de localización, datos como los siguientes:

- Profundidad a partir de la superficie.
- Color. Cuando se presentan motas, anotar sus coloraciones.
- Inclusiones. Indicar si se trata de carbonatos, hierro, raíces, materia orgánica, etc.
- Textura y consistencia.
- Dispersión en agua.
- Tipo de perfil.
- Geología. Tipo de rocas o formaciones en la región.
- Aguas superficiales. Coloración, turbidez, etc.
- Erosión. Tipo de erosión.
- Presencia de deslizamientos.
- Microrelieve en los suelos.
- MINERAL INFERIDO.

4. Utilización del reconocimiento de los suelos. Propiedades de los Suelos.

El propósito del reconocimiento de los suelos descrito anteriormente, es el de permitir decisiones lógicas respecto al tipo de estabilización más adecuado, así como las pruebas a efectuar. De esta manera, se pueden lograr economías considerables sin riesgos para el proyectista de la estabilización.

Para que el reconocimiento de los suelos sea más efectivo debe de completarse con el conocimiento de las propiedades del suelo y de sus componentes. Con este fin, en la Tabla 4 se indican las propiedades ingenieriles de los diferentes componentes de un suelo. Debe tenerse en cuenta que las tablas, como la presentada, son generales y que pueden presentarse excepciones. El uso adecuado de dichas tablas debe ser sólo con el fin de tener una estimación preliminar de la naturaleza del suelo en cuestión. Para trabajos de poca importancia la exactitud de esta estimación preliminar puede ser suficiente si se presentan todos los signos de diagnóstico; si se presentan algunos conflictos en las indicaciones deberán efectuarse pruebas detalladas de laboratorio. En trabajos importantes, la estimación preliminar se puede utilizar para formular decisiones correspondientes al probable tipo de estabilizante más adecuado, así como a la elección de los procedimientos de prueba correspondientes.

Las propiedades de suelos heterogéneos pueden inferirse, como una primera aproximación, de las de los suelos componentes dominantes y subdominantes. En la Tabla 5 se presenta un ejemplo del uso de las tablas anteriormente referidas.

5. Respuesta de los suelos a la estabilización.

Posteriormente, se indicarán en detalle las aplicaciones específicas de los diferentes procedimientos de estabilización, sin embargo, se considera adecuado resumir las respuestas generales de los diferentes tipos de suelos cuando se utilizan diferentes tipos de estabilizantes, de tal manera que teniendo el reconocimiento preliminar de los suelos pueda también, llevarse a cabo la elección preliminar del método de estabilización más adecuado.

Se ha utilizado como una norma general, el utilizar cementos Portland para las arenas y cal para las arcillas. Esta norma tiene bastante validez pero no toma en consideración muchos otros procedimientos de estabilización que pueden resultar más efectivos y económicos. En la Tabla 6, se presentan las técnicas de estabilización química usualmente aplicadas junto con las razones de su utilización. Esta tabla cubre solamente los tres métodos de estabilización más comunes en la práctica, es decir: la adición de cemento, la adición de cal y la adición de productos asfálticos. Posteriormente, se describirán otros métodos especiales pero de aplicación más restringida ya sea por razones económicas o de orden práctico.

6. Importancia del medio ambiente.

Hasta aquí, no ha sido necesario examinar ciertas propiedades del suelo y de las condiciones ambientales que son de gran importancia en el correcto uso ingenieril del suelo, y en particular de los suelos estabilizados. Probablemente el factor más importante de éstos, es el diferente grado de saturación que puede tener un suelo.

El hecho de que un suelo se encuentra sin saturar o saturado, tiene importantes implicaciones que hay que tener presentes en el uso ingenieril de un suelo, a saber:

- Compactación de suelos saturados. El suelo arcilloso es difícil de compactar, pues las presiones de poro no se disipan rápidamente, se tiene baja trabajabilidad y condiciones de transitabilidad pobres. Estos dos problemas se pueden resolver, en algunos casos, mediante la adición de cal.
- Compactación de suelos no saturados. Las arcillas de plasticidad alta a media, especialmente las salinas, presentan graves problemas para la homogeneización de la humedad óptima y además tienden a secarse en forma no uniforme.
- Estabilización química de suelos saturados. Los asfaltos y las emulsiones asfálticas pueden no penetrar o no romper, y la adición de cemento Portland manifestará resistencias menores que en el caso de utilizar un suelo más seco.
- Estabilización química de suelos no saturados. Los productos estabilizantes pueden requerir agua para que se produzca su reacción, (la cal y el cemento presentarán una reacción pobre, a menos que se agregue agua). Una vez que se adicione agua, su distribución uniforme en la masa de suelo será tan importante como la del mismo estabilizante.

TABLA 5

EJEMPLO DE APLICACION DEL METODO AUSTRALIANO PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS.

1. ESPESOR:	2 m.
2. COLOR:	Gris oscuro a negro (Montmorilonita, de la Tabla 3).
3. TEXTURA:	Arcilloso.
4. CONSISTENCIA:	Muy dura en estado seco a muy firme húmeda (Montmorilonita, de la Tabla 4).
5. PORCIENTO ESTIMADO DE FINOS:	95%.
6. AGRIETAMIENTO:	Intenso y profundo con separaciones entre grietas - del orden de 5 a 6 cm (Ilita o Montmorilonita, de la Tabla 3).
7. GRUMO EN AGUA:	El grumo no se aflojó al introducirlo en agua, no se presentó dispersión. Se remoldeó y se volvió a introducir en agua y tampoco se presentó dispersión. (Montmorilonita o ilita, de la Fig. 1).
8. AFLORAMIENTOS ROCOSOS:	Formaciones basálticas (Montmorilonita, Tabla 2).
9. DRENAJE:	Pobre (Montmorilonitas, Tabla 2).
10. AGUAS SUPERFICIALES:	Turbias, amarillo-café (Montmorilonita, de la Tabla 2).
11. ATAQUE DEL AGUA:	Zanjas y tubificaciones (Montmorilonita de la Tabla 2).
12. OBSERVACIONES:	Contiene carbonato.

MATERIAL INFERIDO: MONTMORILONITA.

Otro tópico que no ha sido muy discutido es la permeabilidad de los suelos, tomando en cuenta a los minerales constituyentes, o bien a la floculación. Pues por ejemplo, si tenemos un suelo con perfil doble en donde la capa superior esté constituido por un suelo limoso o arenoso y la capa inferior por una arcilla plástica, deberá de tomarse en cuenta la probabilidad de tener niveles freáticos colgados en la capa superior y considerar sus efectos en la capa inferior. Como un corolario de lo anterior se tiene que en tiempos de intensa sequía el suelo de la capa inferior retendrá una cantidad considerable de humedad lo que puede ser muy útil, por ejemplo para una acción pedológica.

Un aspecto importante se relaciona con la presencia de yeso en el suelo, cuyos efectos son potencialmente deletéreos en las estabilizaciones con cemento Portland. Se ha encontrado que en algunos suelos, el espesor de ellos contaminado con yeso se relaciona con la precipitación pluvial y la evaporación y con el grado de aridez de la zona. En lugares donde las precipitaciones son altas la capa contaminada más profunda a medida que la región es más árida.

Finalmente, cabe hacer mención al hecho de que la estabilización de un suelo puede no realizarse en el campo, aunque los estudios de laboratorio manifiesten lo contrario, esto se puede deber a situaciones no tomadas en cuenta en el laboratorio, pues por ejemplo, si el agua de compactación empleada en el campo es ácida y la empleada en el laboratorio no lo es, se originarán en el campo reacciones que no se presentarán en el laboratorio. De lo anterior, se deduce la necesidad de que en un estudio de estabilización de lleve a cabo una evaluación lo más completa posible de todos los factores que pudieran intervenir tanto durante la construcción como posteriormente a ella.

II. DISEÑO SISTEMATIZADO DE LA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS. METODO DE LA FUERZA AEREA DE ESTADOS UNIDOS.

1. Introducción.

El diseño de la estabilización de un suelo, tomando en cuenta al aditivo más idóneo; plantea a la fecha un problema que para su solución requiere del estudio de las posibles reacciones y formaciones de nuevas especies minerales que tomarán lugar en el proceso de estabilización. Esta es una labor delicada y en ocasiones requerirá el auxilio de técnicos muy especializados. En proyectos de poca importancia, tal intervención de especialistas puede no ser del todo justificada y es pensando en estos casos, que el autor de este trabajo ha considerado incluir en ella, el procedimiento sistemático para el diseño de estabilizaciones, empleado por la Fuerza Aérea de los Estados Unidos.

No debe perderse de vista, sin embargo, que el ignorar la naturaleza de los tipos de minerales que contenga el suelo a estabilizar, puede conducir a serios fracasos. En el procedimiento referido, en este inciso no se toma muy en cuenta a la reactividad de los aditivos con los agregados, por lo que dicho procedimiento deberá tomarse con las debidas precauciones y limitaciones.

Conviene tener presente, que por sus propias funciones, la Fuerza Aérea de Estados Unidos, se ve obligada a construir tanto pavimentos de funcionamiento temporal (por ejemplo en zonas de combates), o bien de funcionamiento per-

COMPONENTE DOMINANTE	ESTABILIZANTE RECOMENDADO	OBJETIVOS
Arena	Arcilla de baja plasticidad.	Para estabilización mecánica.
	Cemento Portland.	Incrementar el peso volumétrico y la cohesión.
	Asfaltos.	Incrementar la cohesión.
Limos	Dependerá del tipo de minerales que contenga.	-----
Alófanos	Cal.	Acción puzolánica e incremento en el peso volumétrico.
Caolín	Arena.	Para estabilización mecánica.
	Cemento.	Para resistencias tempranas.
	Cal.	Trabajabilidad y resistencia -- tardía.
Ilita	Cemento.	Igual que el caolín.
	Cal.	Igual que el caolín.
Montmorilonita	Cal.	Trabajabilidad y resistencia.
	;	Reducción de expansiones y contracciones.

TABLA 6

RESPUESTA A LA ESTABILIZACION DE LOS PRINCIPALES TIPOS DE SUELOS.

manente (por ejemplo, las pistas de despegue de sus aeropuertos en Estados Unidos), por lo que han considerado a estos dos casos en su sistema de diseño.

En la Fig. 3, se muestra en forma esquemática el enfoque global sistemático del diseño y se puede notar que no solamente se contempla el caso de la estabilización química, aunque sí reviste interés primario, sino que también se admite como alternativa a la estabilización mecánica (Compactación, Preconsolidación, etc).

Una vez que se ha decidido, con base en factores de orden práctico o económico, el tipo de estabilización a realizar, habrá de decidir cual es la capa más conveniente a tratar de acuerdo con la disponibilidad de los materiales, su calidad y costo.

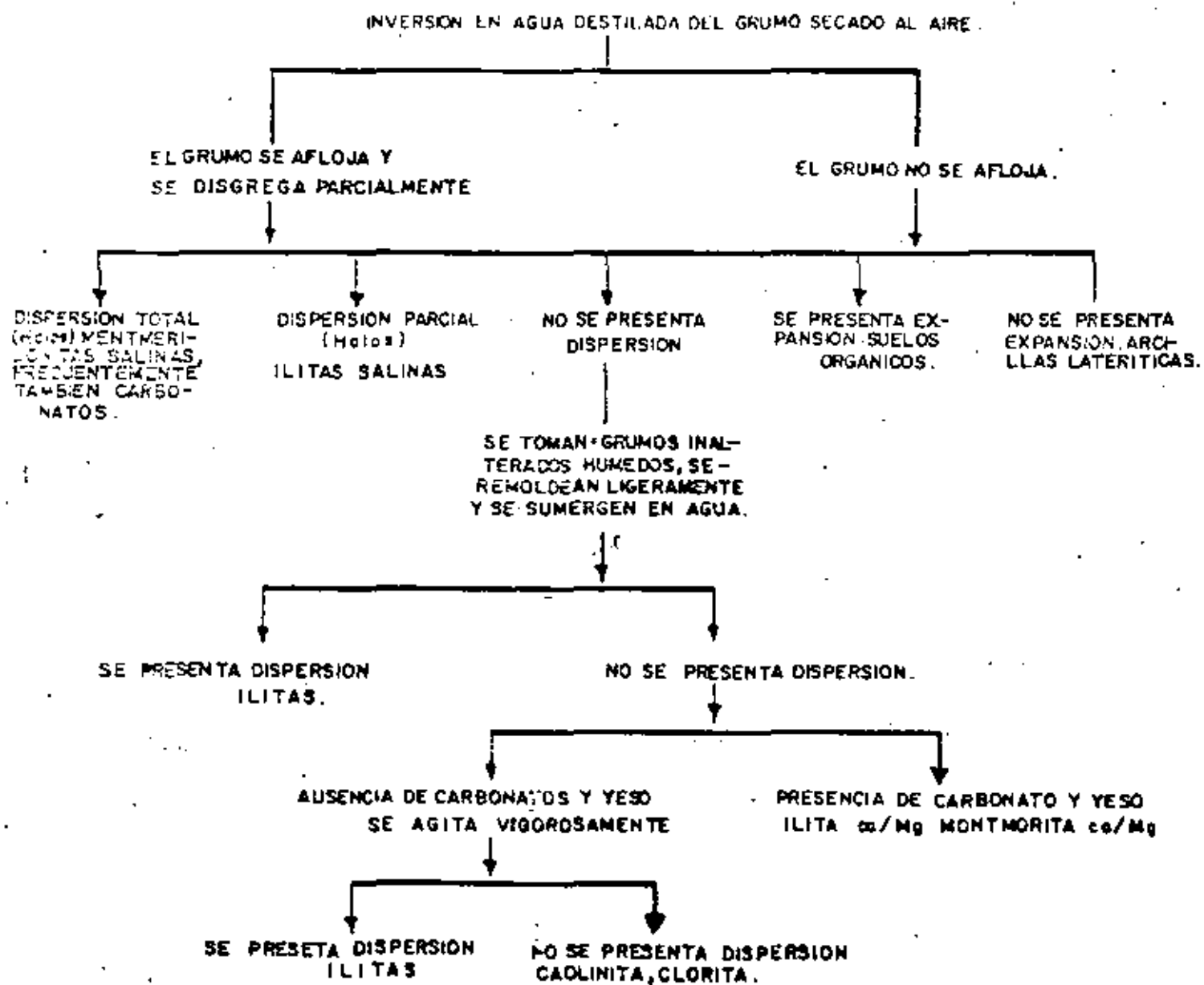
La siguiente etapa sería la elección del método de estabilización más adecuado. El tipo de pavimento regirá como un primer punto a esta elección pues en unos casos la resistencia puede ser la que revista mayor importancia (Base de pavimentos flexibles, por ejemplo), mientras que en otros lo puede ser la adherencia o unión de las partículas (caso de subbases de pavimentos rígidos para evitar el bombeo), o inclusive la impermeabilidad.

Los factores ambientales pueden influenciar a la resistencia última del suelo estabilizado, tanto como la calidad de los materiales a emplear en la estabilización; una cantidad excesiva de lluvia puede alterar la efectividad de una estabilización pues podría por ejemplo lavar y precolar la sal adicionada a un suelo, o bien la existencia de aguas ácidas puede anular los efectos estabilizantes de un aditivo alcalino al quedar ambos en contacto. Por otro lado, la temperatura ejerce también influencia en la velocidad de las reacciones químicas, razón por la cual debe tomarse en cuenta al elegir los métodos de estabilización en ciertas épocas del año. El perfecto conocimiento del funcionamiento y limitaciones del equipo disponibles es de suma importancia, pues esto permitirá que el ingeniero pueda a priori eliminar ciertos productos que no resulten de aplicación práctica; pues por ejemplo, no sería de esperar un buen trabajo de estabilización si se quiere mezclar una arcilla plástica muy húmeda con cemento Portland si para ello se cuenta solamente con arados de disco y motoconformadoras, ya que en este caso sería indispensable contar con sistemas de secado y pulverización.

Una vez seleccionado el método de estabilización deberán establecerse las premisas de comportamiento con las que el suelo deberá cumplir, dependiendo de las propiedades que se desee obtener en el suelo estabilizado, pues se pueden tener casos en los que se quiera evitar la aparición de canalizaciones por fallas plásticas, o bien evitar el desarrollo de cambios volumétricos por cambios de humedad o el aumento en la resistencia al desgaste, etc.

Finalmente, deberán efectuarse evaluaciones periódicas para verificar el funcionamiento de la estabilización y lo que es más aún, la aplicabilidad del método de diseño que se está exponiendo.

Tomando en cuenta por un lado, la influencia del contenido de finos y su calidad y por otro lado, el hecho de que estas dos características son básicas para la clasificación de los suelos, se ha pensado en incluir a estos factores como el primer paso hacia la elección del tipo de aditivo a emplear.



* La dispersión se detecta mediante la formación de halos nebulosos finos alrededor de cada gramo, fácilmente visibles contra un fondo oscuro, mientras más pronunciado sean los halos, más alta será la dispersión. El asentamiento del suelo el líquido que permanece claro durante menos de 10 minutos será un signo de la ausencia de dispersión.

** Si no se reconoce fácilmente la presencia de carbonatos, ésta se puede verificar mediante la efervescencia del suelo al colocar una gota de ácido en éste. (El ácido de una batería puede ser suficiente).

Figura 2. Esquema de la prueba de inmersión del gramo en agua.

TABLA 4. Propiedades ingenieriles de los componentes de un suelo.

COMPONENTES	ARENA	LIMO	MICA	CARBONATO	SULFATO	CAOLIN	ILITA	MONTMORILONITA	CLORITA	ALOFANO	MATERIA ORGANICA.
PROPIEDADES.											
Permeabilidad	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Seco	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Húmedo	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Estabilidad volumétrica.	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Plasticidad X Cohesión	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Resistencia											
Seco											
Húmedo											
Compactación con la humedad-óptima.	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Estabilidad al Intemperismo.	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Abrazabilidad.	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
PROBLEMAS CUANDO EL MATERIAL ES UNIFORME.											
PROBLEMAS CUANDO EL MATERIAL ES UNIFORME											
LA BIOTITA CAUSA MAS PROBLEMAS QUE LA MUSCOVITA.											
SOLUBLE EN ACIDOS.											
ATACA A LOS CEMENTOS PORTLAND.											
TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD.											
TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD.											
TOMAR EN CUENTA LA SALINIDAD.											

M = MODERADO

++ = ALTO

+++ = MUY ALTO

- = BAJO

--- = MUY BAJO.

* LOS EFECTOS DE LA SALINIDAD EN EL SUELO PUEDEN SER CRITICOS PARA CIERTAS ESTRUCTURAS INGENIERILES Y DEBERAN EVALUARSE POR SEPARADO DE ACUERDO CON LA INSPECCION PRELIMINAR DEL SUELO.

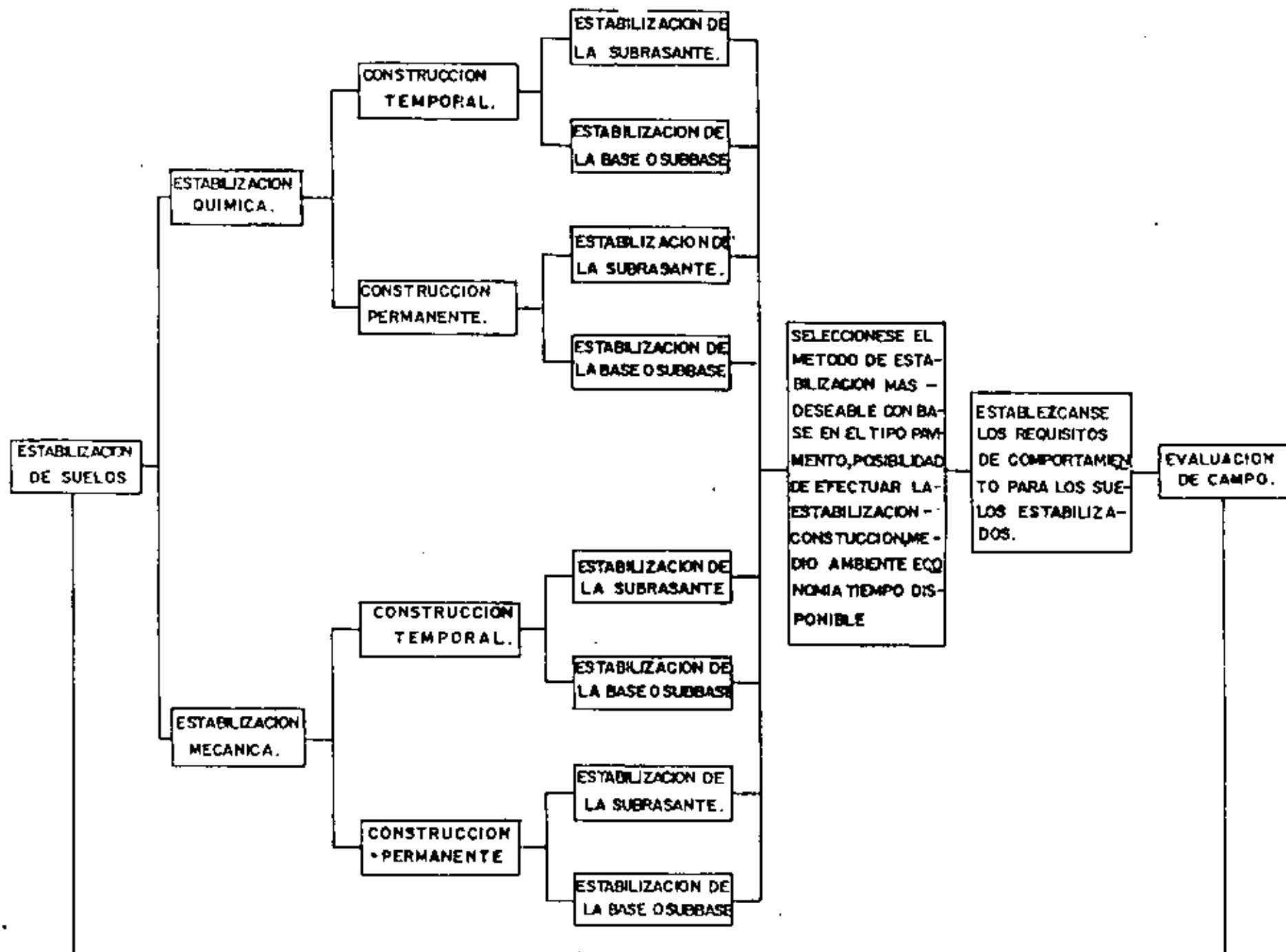


Figura 3. Sistema índice de clasificación propuesto por la Fuerza Aérea U.S.A. con fines de estabilización de suelos.

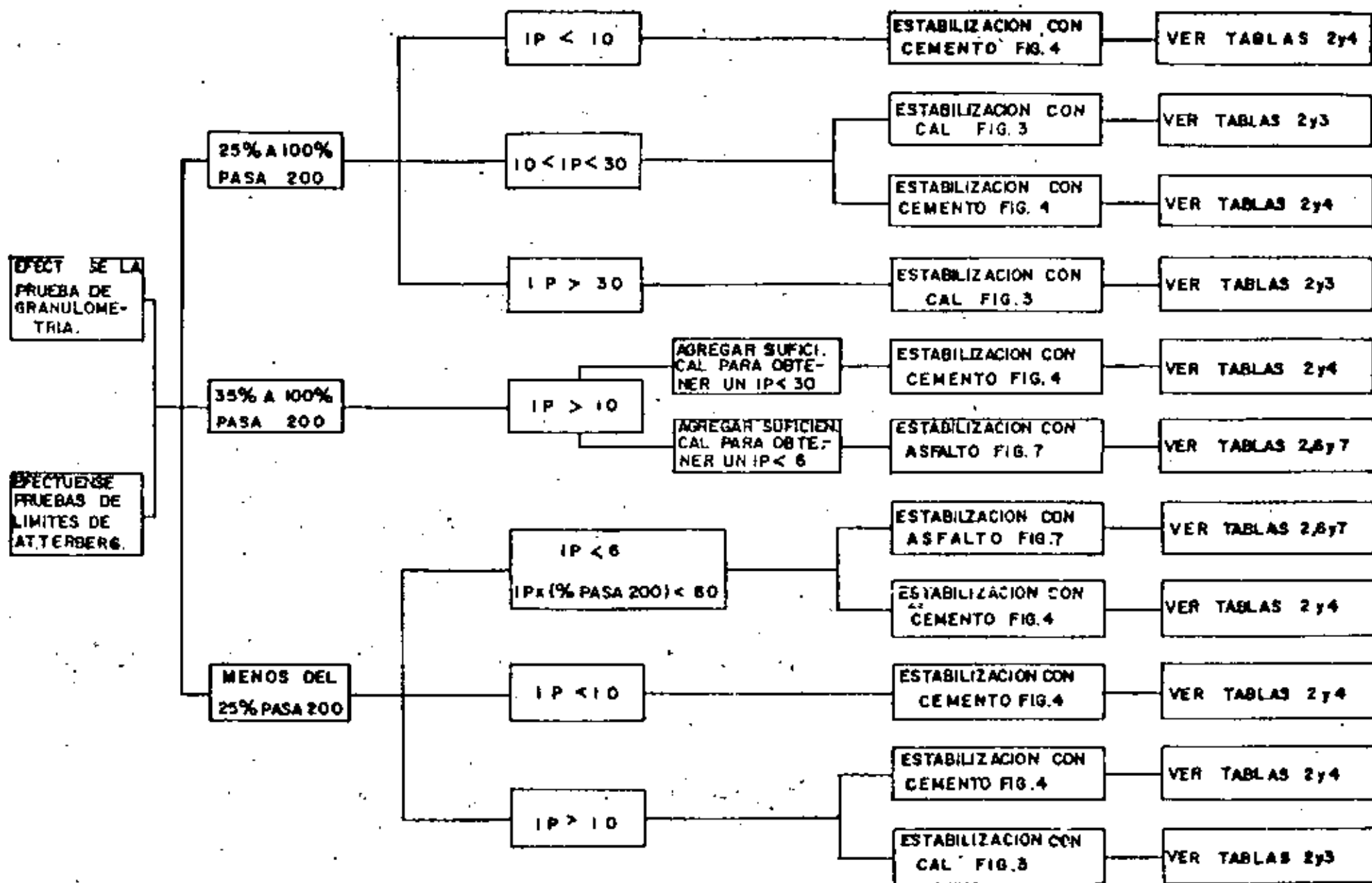


Figura 4. Selección del agente estabilizante para la construcción no expedita de bases.
(Fuerza Aérea U.S.A.).

Esto se ilustra en la Fig. 4. Ahora bien, con base en las especificaciones dadas por algunas Dependencias, entre las que destacan "The National Lime Association", "The Portland Cement Association", "Federal Highway Administration", "Highway Research Board" y "The Asphalt Institute", se elaboró el diagrama de flujo de la Fig. 4, que incluye estabilizaciones con cal, cemento o productos asfálticos. Como se ve, la elección del tipo de estabilizante se hace en una primera instancia conociendo la granulometría del material y la plasticidad de los finos. En la referida figura se pone de manifiesto la necesidad de que una vez seleccionado él o los estabilizantes convenientes se deberá proceder al examen de otros subsistemas, representados éstos por otras figuras y tablas, que indican las pruebas a efectuar, las normas de estabilización y precauciones de construcción importantes. Se podrá notar en la Fig. 4, que también se contempla el caso de estabilizaciones mixtas a base de cal y cemento o cal y productos asfálticos, siendo el abatimiento de la plasticidad el objetivo de la adición de la cal para poder emplear así el estabilizante principal.

2. Estabilización con cal.

Anteriormente, se hizo énfasis en las reacciones que presentan diversos suelos con la cal y como se vió, la acidez presente en el suelo, la presencia de materia orgánica y sulfatos, inhiben la acción de la cal.

En la Fig. 5 se muestra el subsistema para el diseño de la estabilización con cal; en ella se aborda en primer término al problema de la acidez en el suelo y el criterio que se establece es el de determinar la proporción de cal necesaria para producir, una hora después del mezclado, un pH de 12.4.

La fuerza aérea recomienda que el porcentaje de cal que se debe emplear debe encontrarse, seguramente con base en la economía, entre 2 y 5% para suelos granulares y entre 3 y 7% para suelos finos. Con estos porcentajes y tomando como punto de partida la obtención de un pH de 12.4, se deberán elaborar probetas, para someterlas a pruebas de compresión simple, teniendo éstas el peso volumétrico máximo y la humedad óptima y determinando así el incremento en la resistencia del suelo. En este punto es conveniente indicar, como es bien sabido, la gran variedad de criterios que existe para la evaluación de una estabilización. Entre dichos criterios podría citarse a la prueba de Valor Relativo de Soporte, prueba de compresión simple, pruebas triaxiales, pruebas de resistencia a la tensión por flexión, pruebas de ruptura por fatiga, pruebas de cohesiómetro, de estabilidad, de congelamiento y descongelamiento o de humedecimiento y secado, etc. La mayoría de estas pruebas no son rutinarias, ni están mundialmente reconocidas o estandarizadas, sin embargo, la fuerza aérea propone el criterio de Thompson, sintetizado en la Tabla 9, para la determinación del porciento de cal que se deberá emplear en la estabilización.

3. Estabilización con cemento.

En la Fig. 6 se muestra el subsistema empleado por la Fuerza Aérea de Estados Unidos para llevar a cabo el diseño de una estabilización con cemento Portland. Como en el caso de la cal, se considera que los compuestos ácidos debidos principalmente a la presencia de materia orgánica activa en el suelo

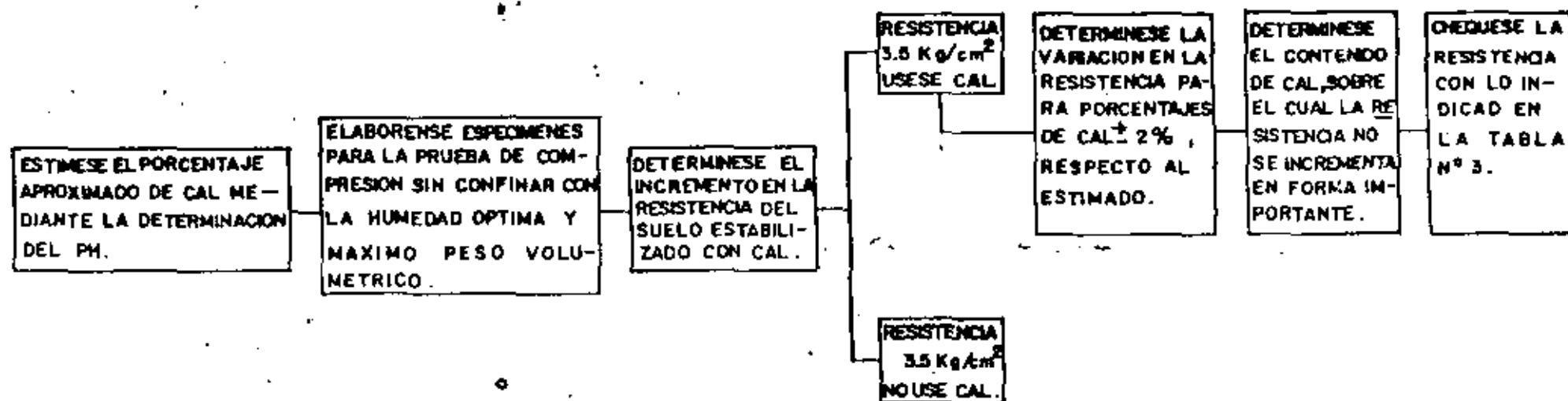


Figura 5. Subistema para la estabilización con cal, de la capa base. (Fuerza Aérea U.S.A.).

inhiben la reacción de éste con el cemento, razón que hace que el primer paso en el diseño sea la determinación del pH del suelo, después de haber transcurrido 5 minutos de haber efectuado su mezclado con el cemento y agua. Si el pH es mayor de 12.0 se considerará que no existen problemas de acidez, pero si dicho valor es menor de 12.0 entonces la Fuerza Aérea no recomienda el empleo del cemento Portland. En este punto es conveniente aclarar, en opinión del autor de este trabajo, que no necesariamente un pH menor de 12.0 haga prohibitivo el uso del cemento, pues como se vió al hablar de la estabilización con cemento en el inciso correspondiente, puede resultar práctico eliminar la acidez en el suelo previamente, mediante la adición de algún aditivo que la neutralice dejando así, al suelo apto para aplicar el estabilizante principal. Sin embargo, este aspecto no está contemplado en el método de la Fuerza Aérea de Estado Unidos.

Una vez que se ha encontrado que, en cuanto a acidez, el suelo es adecuado, se procede a determinar mediante métodos químicos la cantidad de sulfatos presenten en el suelo o en el agua de mezclado, pues se ha encontrado que un contenido de más del 1% en aquel o de 0.05% en ésta, puede reducir considerablemente a la efectividad del Cemento Portland. Nuevamente, se hace incapié en que no debe descartarse la posibilidad de investigar algún aditivo que neutralice la acción de los sulfatos. No obstante, la Fuerza Aérea fija 0.75%. Para porcentajes superiores a éste, no deberá emplearse cemento Portland; si el porcentaje es menor a 0.75%, entonces se proporciona la tabla 12 en la que se indica el contenido de cemento a emplear para la determinación del peso volumétrico máximo AASHO estándar y la humedad óptima, datos que servirán de base para elaborar las probetas, con diferentes porcentajes de cemento, que servirán para efectuar las pruebas de Humedecimiento y Secado o congelamiento y deshielo y en las cuales, deberá obtenerse como mínimo lo indicado en la tabla 11 para poder asegurar una buena durabilidad en la mezcla estabilizada.

4. Estabilización con productos asfálticos.

Con base en estudios efectuados por diversas Dependencias entre las que destacan, The Asphalt Institute, U.S. Navy, Chevron Asphalt Company y el Departamento de Obras Públicas del estado de California E.U.A., la Fuerza Aérea de los Estados Unidos, desarrolló el subsistema para llevar a cabo el diseño de una estabilización con el empleo de productos asfálticos. El primer paso de acuerdo con la Fig. 3, consiste en analizar la Fig. 9, la que nos indica a su vez la necesidad de remontarnos a las tablas 12 y 13 para seleccionar el tipo de producto asfáltico a emplear. La tabla 12 hace referencia a otras tablas y figuras, a las que deberá remitirse el proyectista dependiendo del tipo de asfalto que se desee emplear y la tabla 13 indica las características granulométricas y de plasticidad con las que deberá cumplir el suelo que se pretenda estabilizar.

En el caso de que se decida emplear cemento asfáltico, se deberá tomar en cuenta al índice de temperatura, definido en la tabla 14, para seleccionar el grado de penetración adecuado. Empleando un rango de porcentajes de cemento asfáltico cercano al indicado en la tabla 15, se efectúan pruebas tipo Marshall para obtener el contenido óptimo de cemento asfáltico de acuerdo con el criterio mostrado en la tabla 16.

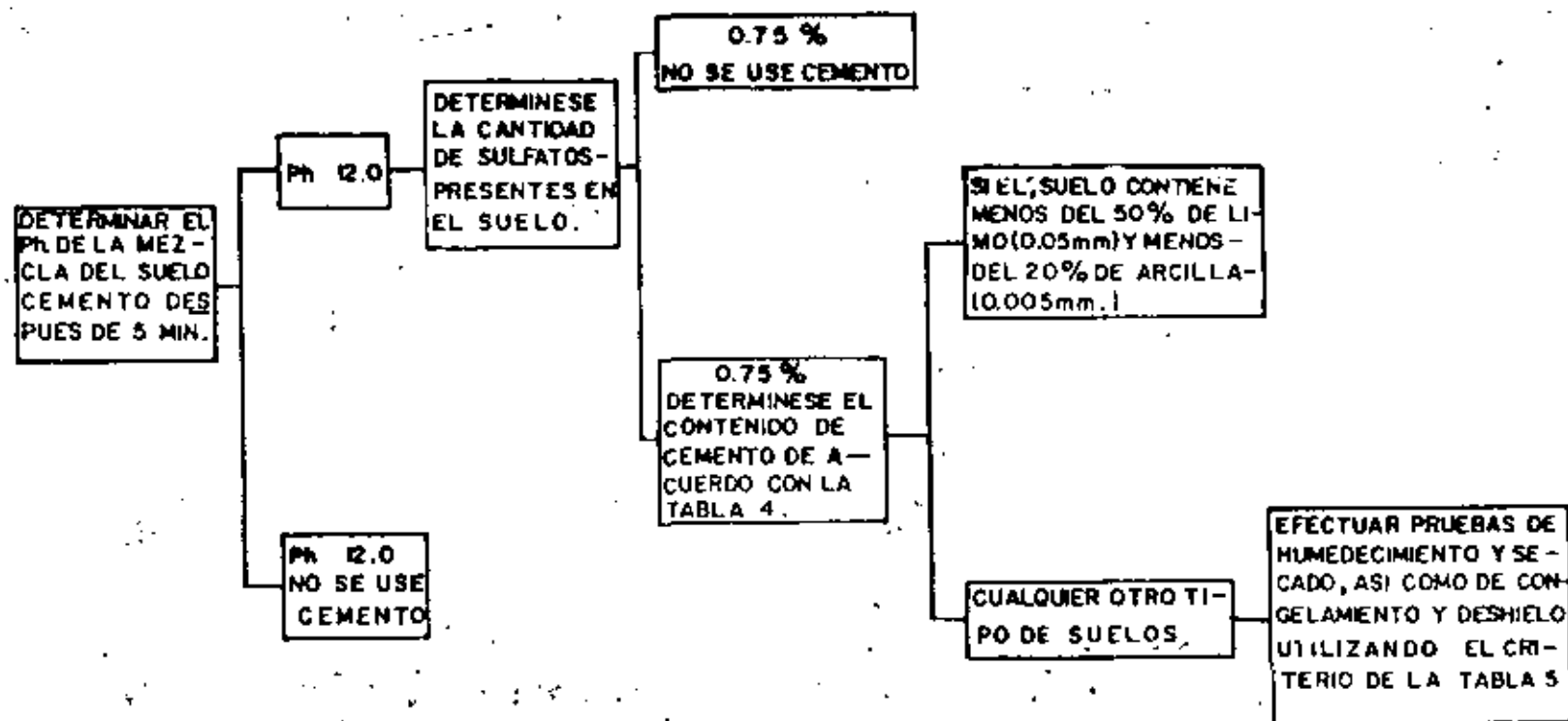


Figura 6. Subsistema para la estabilización con cemento, de la capa base.
(Fuerza Aérea U. S. A.).

Si la estabilización se intenta realizar a base de Asfaltos Rebajados, de acuerdo con la U.S. Navy, se puede seleccionar el tipo de asfalto rebajado a emplear, utilizando la Fig. 7, a la que se entra en las abscisas con el porcentaje de material que pasa la malla No. 200 y la temperatura a la que se va a usar para el mezclado. Conocido el tipo de asfalto y con el empleo de la ecuación 1, se determina la proporción de asfalto rebajado que se deberá emplear como base, es decir, que el porcentaje que resulte de la aplicación de la referida fórmula deberá utilizarse para la elaboración de especímenes a los que se les aplicará la prueba Marshall y adicionalmente se elaborarán otros especímenes con porcentos de asfalto rebajado, ligeramente arriba y abajo del determinado con la aplicación de la fórmula 1. El porcentaje óptimo será el obtenido de las gráficas de la prueba Marshall, y de acuerdo con el criterio indicado en la tabla 19. La prueba Marshall deberá llevarse a cabo de acuerdo con el procedimiento estandarizado por el Instituto del Asfalto (EEUU) para el caso de Asfaltos Líquidos.

Si el tipo de producto a utilizar es Emulsión Asfáltica, se deberá emplear en primera instancia la Fig. 8 para determinar el tipo de emulsión a utilizar, Aniónica o Cationica, dependiendo de la clasificación petrográfica del agregado y de su contenido de álcalis o sílice. Conocido el tipo de emulsión a emplear, se definirá por medio de la tabla 17, el grado de rompimiento de la emulsión más adecuada tomando en cuenta a la humedad del suelo y el porcentaje que pasa la malla No. 200.

Una vez definido el tipo y rompimiento de la emulsión, se puede emplear la tabla 18, con el objeto de determinar el porcentaje preliminar de emulsión; para que con base en él, se obtenga un rango de porcentaje con los que se deberán fabricar especímenes, que se probarán de acuerdo con la prueba Marshall, recomendada por el Instituto del Asfalto para asfaltos líquidos. Los resultados obtenidos servirán para seleccionar el contenido óptimo de acuerdo con lo indicado en la tabla 19.

Si el tipo de producto a utilizar es Emulsión Asfáltica, se deberá emplear en primera instancia la Fig. 8 para determinar el tipo de emulsión a utilizar, Aniónica o Cationica, dependiendo de la clasificación petrográfica del agregado y de su contenido de álcalis o sílice. Conocido el tipo de emulsión a emplear, se definirá por medio de la tabla 17 el grado de rompimiento de la emulsión más adecuada tomando en cuenta a la humedad del suelo y el porcentaje que pasa la malla No. 200.

Una vez definido el tipo y rompimiento de la emulsión, se puede emplear la tabla 18 con el objeto de determinar el porcentaje preliminar de emulsión; para que con base en él, se obtenga un rango de porcentajes con los que se deberán fabricar especímenes, que se probarán de acuerdo con la prueba Marshall, recomendada por el Instituto del Asfalto para asfaltos líquidos. Los resultados obtenidos servirán para seleccionar el contenido óptimo de acuerdo con lo indicado en la tabla 19.

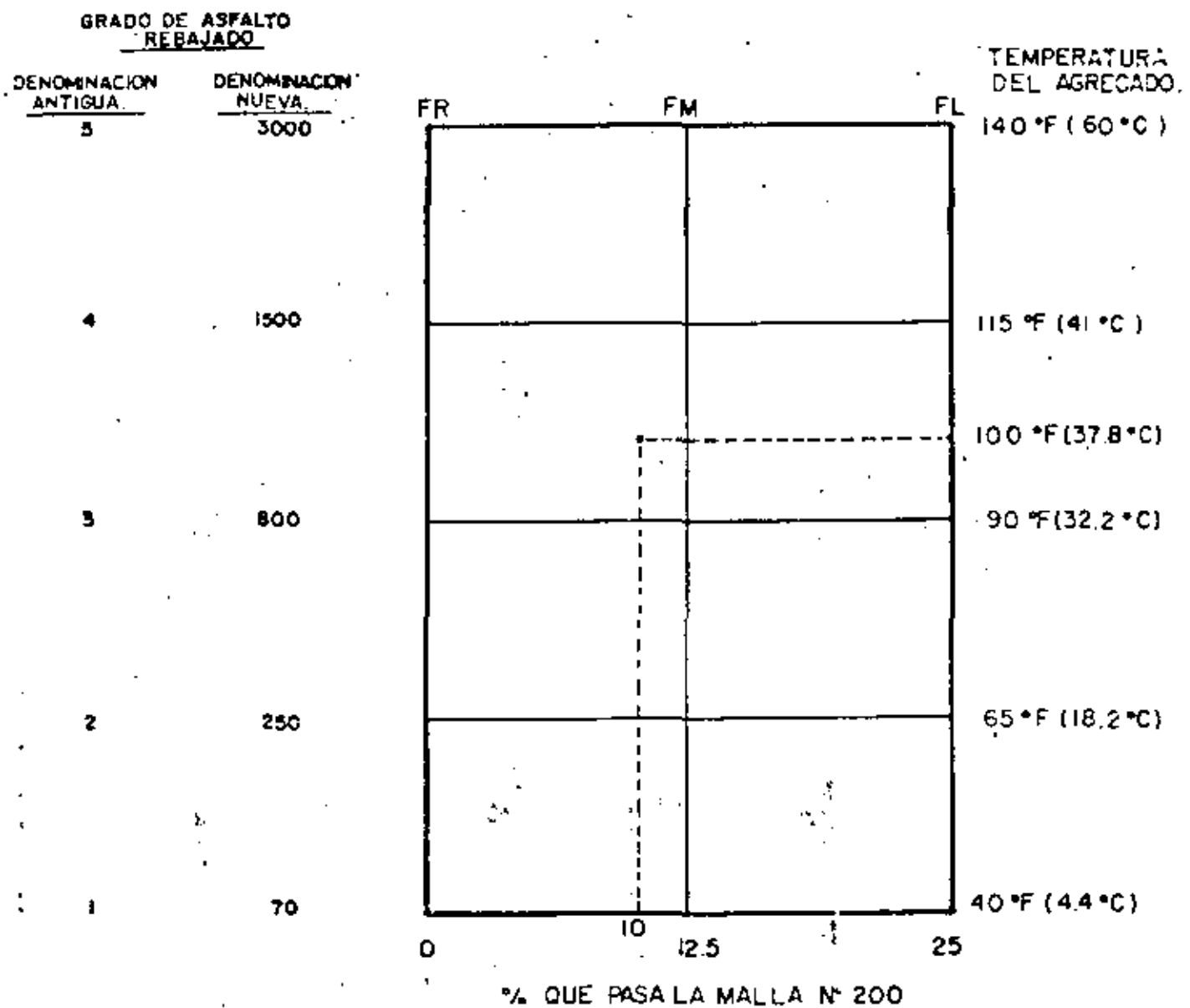
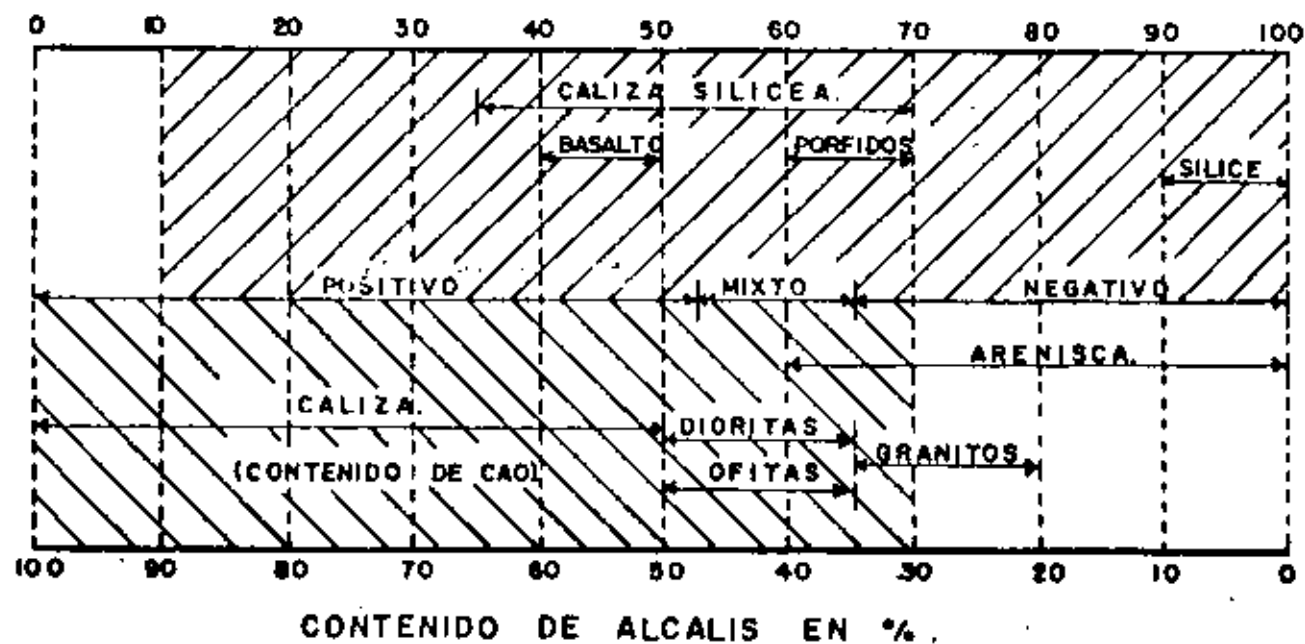


Fig. 7. Selección del tipo de asfalto rebajado para la estabilización.

CONTENIDO DE SILICE (SiO_2) EN %



-  EMULSIONES CATIONICAS
-  EMULSIONE ANIONICAS.

Figura 8. Clasificación de los agregados.

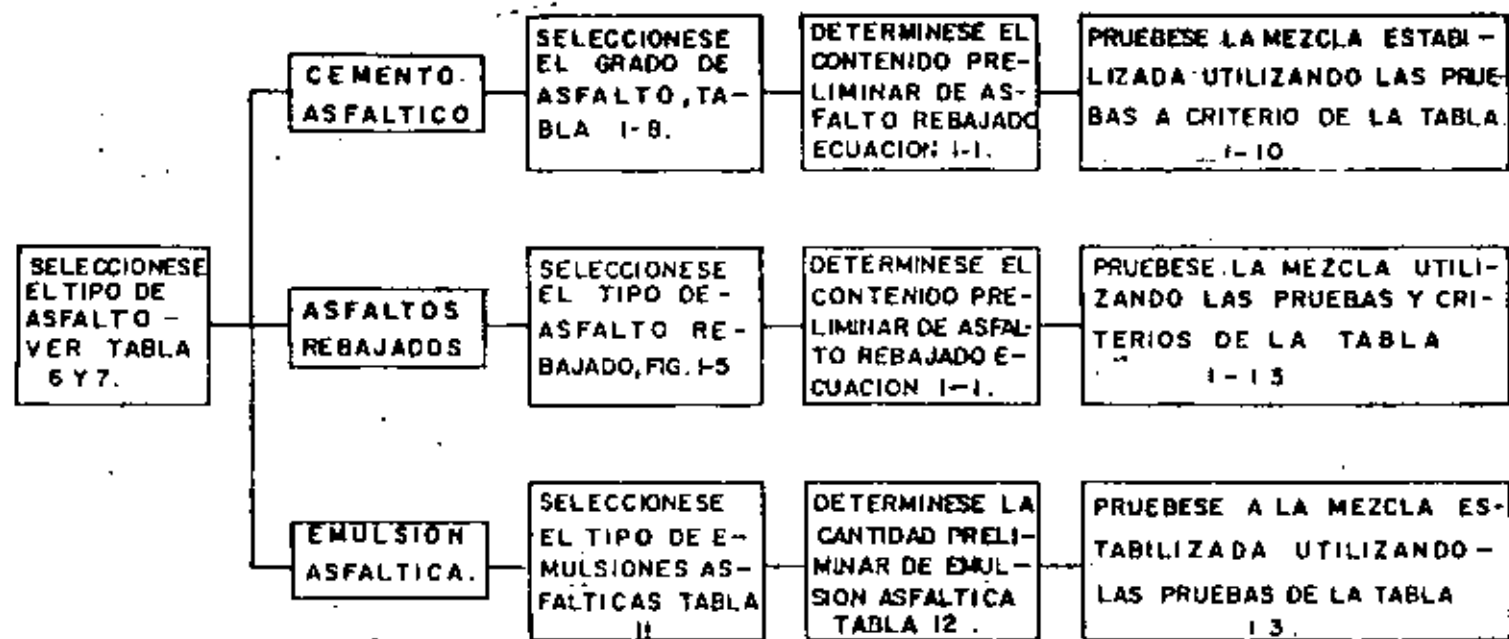


Figura 9. Subsistema para la estabilización con productos asfálticos de la capa de base.
(Fuerza Aérea U. S. A.).

ECUACION 1

$p = 0.02 (a) + 0.07 (b) + 0.15 (c) + 0.20 (d)$; en donde:

p = Porcentaje de producto asfáltico con respecto al peso seco del agregado.

a = Porcentaje del agregado retenido en la malla No. 50.

b = Porcentaje del agregado retenido en la malla No. 100 y que pasa la 50.

c = Porcentaje del agregado retenido en la malla No. 200 y que pasa la 100.

d = Porcentaje del agregado que pasa la malla No. 200.

TABLA 7
CRITERIOS PARA LA ESTABILIZACION CON PRODUCTOS ASFALTICOS.

AUTOR	% QUE PASA 200	I. P.	I.P. x (% QUE PASA 200)
Winterkorn	8 a 50	18	- - - - -
American Road Builders	0 a 35	10	- - - - -
Herrin	0 a 30	10	- - - - -
Asphalt Institute	3 a 15	6	60
Chevron Asphalt Co.	0 a 25	No plástico	72
Douglas Oil Co.	0 a 30	7	- - - - -

ESTABILIZACION	FACTOR	
cal	medio ambiente	Si la temperatura del suelo es menor de 4°C y no se espera que se incremente dentro de un mes, las reacciones químicas no ocurrirán rápidamente, y por consiguiente, la ganancia en resistencia será mínima. Deberá programarse a la mezcla de suelo-cal para soportar ciclos de congelamiento y deshielo.
	Construcción	No deberá permitirse el paso de vehículos pesados sobre el suelo estabilizado antes de 10 a 14 días a partir de la construcción del suelo cal.
Cemento	Medio ambiente	Si la temperatura del suelo es menor de 4°C y no se espera que se incremente en un mes, las reacciones químicas no ocurrirán rápidamente, y por consiguiente, la ganancia en resistencia será mínima. Deberá programarse a la mezcla para que la ganancia en durabilidad garantice que tolerará los ciclos esperados de congelamiento y deshielo. Evitados la construcción en períodos de lluvia intensa.
	Construcción	No deberá permitirse el paso de vehículos pesados sobre la mezcla de suelo estabilizado antes de 7 a 10 días a partir de la construcción del suelo cemento.
Productos Asfálticos	Medio ambiente	Quando se utilicen cementos asfálticos, la construcción deberá llevarse a cabo, sólo cuando se pueda lograr la compactación adecuada. Si se colocan capas delgadas la temperatura deberá ser, en el medio superior a 4°C. Quando se utilicen rebajados y emulsiones, las temperaturas en el medio y en la superficie a cubrir, deberán ser superiores a la de congelamiento. Los productos asfálticos deberán cubrir perfectamente a las partículas antes de la compactación.
	Construcción	Con los cementos asfálticos se deberán emplear plantas centrales. Deben preferirse tiempos calurosos para la construcción de todo tipo de estabilizaciones asfálticas.

TABLA 8
PRECAUCIONES RESPECTO A LA CONSTRUCCION Y EL MEDIO AMBIENTE.

Uso Anticipado	Resistencia residual necesaria kg/cm ² (b)	Requisitos de resistencia para varias condi- ciones anticipadas de servicio (a) ciclos - de congelamiento y deshielo (c).			
		8 días de saturación	3 ciclos	7 ciclos	10 ciclos
Subrasante	1.4	3.5	3.5	6.3	8.4
Subbase	1.4	3.5	3.5	6.3	8.4
Pavimento rígido	1.4	3.5	3.5	3.5(d)	8.4
Pavimento flexible (e) 10"(base+carp)	2.1	4.2	4.2	7.0 4.2(d)	9.1
(e) 8"(base+carp)	2.8	---	4.9	7.7 5.3(d)	9.8
(e) 5"(base+carp)	4.2	6.3	6.3	9.1 7.0(d)	11.2
Base	7.0(f)	9.1	9.1	11.95 10.5(d)	14.0

- (a) Resistencia requerida después del curado de campo (después de la construcción) para proveer la resistencia residual adecuada.
- (b) Resistencia mínima esperada después del primer ciclo de invierno.
- (c) Número de ciclos de congelamiento y deshielo esperados durante el primer invierno, en servicio.
- (d) Las pérdidas de resistencia por el congelamiento y deshielo, basadas en 10 ciclos, excepto para los valores a 7 ciclos basados en ecuaciones de regresión establecidas.
- (e) Espesor total de pavimento que sobreyace a la subbase; los requisitos se basan en las distribuciones de Boussinesq; se aplica a los pavimentos rígidos si se utilizan materiales cementados como base.
- (f) Debería considerarse a la resistencia a la flexión en el diseño de espesores.

TABLA 9

REQUISITOS TENTATIVOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION PARA MEZCLAS
DE SUELO-CAL, EN KG/CM².

Clasificación SUCS (a)	Rango usual en el contenido de cemento (b).		Contenido de cemento estimado para la prueba de peso vol-hum. (% en peso)	Contenido de cemento para las pruebas de secado y congelamiento (% en peso)
	% en vol	% en peso		
GW,GP,GM,SW, SP,SM	5 a 7	3 a 5	5	3 a 5 a 7
GM,GP,SM,SP	7 a 9	5 a 8	6	4 a 6 a 8
GM,GC,SM,SC	7 a 10	5 a 9	7	5 a 7 a 9
SP	8 a 12	7 a 11	9	7 a 9 a 11
CL,ML	8 a 12	7 a 12	10	8 a 10 a 12
ML,MH,OH	8 a 12	8 a 13	10	8 a 10 a 12
CL,CH	10 a 14	9 a 15	12	10 a 12 a 14
OH,MH,CH	10 a 14	10 a 16	13	11 a 13 a 15

TABLA 10

CANTIDADES DE CEMENTO PARA VARIOS SUELOS.

- (a) Con base en las recomendaciones de la FUERZA AEREA U.S.A.
- (b) Para la mayoría de los suelos del Horizonte A, el contenido de cemento debería incrementarse en 4% si el suelo es de gris a gris oscuro 6 6% si es negro.

Clasificación SUCS (a)	Pérdida en peso durante 12 ciclos consecutivos de humedecimiento y secado o de congelamiento y deshielo. (porcentaje).
GW,GP,GM,SW SP,SM	14
GM,GC,SM,SC	14
SP	14
GM,GC,SM,SC	10
CL,ML	10
ML,MH,OH	10
CL,CH	7
OH,MH,CH	7

TABLA 11

CRITERIO DEL PCA PARA MEZCLAS DE SUELO CEMENTO USADAS EN CAPAS DE
BASE.

(a) Basado en la correlación presentada por la FUERZA AEREA U.S.A.

MEZCLA	ARENA-ASFALTO	SUELO-ASFALTO	ASFALTO CON GRAVA TRI TURADA O GRAVA-ARENA- ASFALTO
Caliente	*Cementos asfálticos: 60 a 70 clima calien te. 85 a 100 120 a 150 clima frio		*Cementos asfálticos 45 a 50 clima caliente 60 a 70 85 a 100 clima frio
Fría	Asfaltos rebajados (ver Fig. 5)	Asfaltos rebajados (ver Fig. 5)	Asfaltos rebajados (ver Fig. 5)
Emulsiones	Emulsiones (ver tabla 11 y Figs 6 y 7 para seleccio nar el tipo de emul sión).	Emulsiones (ver tabla 11 y Figs 6 y 7, para seleccionar el ti po de emulsión)	Emulsiones (ver tabla 11 y Figs. 6 y 7, para determinar el tipo de emulsión)

TABLA 12

SELECCION DEL TIPO ADECUADO DE ASFALTO CON FINES DE ESTABILIZACION.

* Los números se refieren al grado de penetración del cemento asfáltico.

PROPIEDAD Granulometría (% que pasa).	ARENA-ASFALTO	SUELO ASFALTO	GRAVA-ARENA ASFALTO
1 1/2"			100
1.0"	100		
3/4"			60 a 100
No. 4	50 a 100	50 a 100	35 a 100
No. 10	50 a 100		
No. 40		35 a 100	13 a 50
No. 100			8 a 35
No. 200	5 a 12	Bueno 3 a 20 Regular 0 a 30 y 20 a 30 Malo > 30	0 a 12
Límite líquido		Bueno < 20 Regular 20 a 30 Malo 30 a 40 Inadecuado > 40	
Índice plástico	10	Bueno < 5 Regular 5 a 9 Malo 9 a 12 Inadecuado > 12	< 10

TABLA 13

PROPIEDADES GEOTECNICAS DE LOS MATERIALES ADECUADOS PARA LA ESTABILIZACION CON PRODUCTOS ASFALTICOS.

INDICE DE TEMPERATURA DEL PAVIMENTO (a).	GRADO DEL ASFALTO (PENETRACION EN 0.1 mm)
Negativo	100 a 120
0 a 40	85 a 100
40 a 100	60 a 70
100 ó más	40 a 50

TABLA 14

DETERMINACION DEL GRADO DE CEMENTO ASFALTICO PARA LA
ESTABILIZACION DE BASES.

- (a) La suma para el período de un año, de los incrementos superiores a 25°C de los promedios mensuales de las temperaturas máximas diarias. Cuando se cuenta con 10 ó más años de registro debería utilizarse el promedio de las temperaturas máximas diarias durante el período de registro. Cuando el registro corresponda a menos de 10 años, debería utilizarse los datos del año más caluroso. Cuando en ningún mes se excede a 25°C, resulta el índice negativo. Los índices negativos se evalúan, simplemente substra-yendo de 25°C, el mayor promedio mensual.

FORMA DEL AGREGADO Y	PORCENTAJE DE CEMENTO ASFALTICO CON RESPECTO AL PESO SECO DEL AGREGADO
Redondeado y liso	4
Angular y rugoso	6
Intermedio	5

TABLA 15

SELECCION DE CONTENIDOS DE CEMENTO ASFALTICO PRELIMINARES PARA LA CONSTRUCCION DE CAPAS DE BASE.

PROPIEDAD	TIPO DE MEZCLA	PUNTO DE LA CURVA		CRITERIO	
		7.0 kg/cm ²	14.0 kg/cm ²	7.0 kg/cm ²	14.0 kg/cm ²
Estabilidad	Carpeta de concreto asfáltico.	máx.de la curva	máx.de la curva	226kg ó mayor	816kg ó mayor
	Base negra	Máx.de la curva (b)	Máx.de la curva (b)	226kg ó mayor	816kg ó mayor
	Arena-asfalto.	Máx.de la curva	Máx.de la curva	226kg ó mayor	
Peso unitario	Carpeta de concreto asfáltico	Máx.de la curva	Máx.de la curva	No se usa	No se usa
	Base negra	No se usa	No se usa	No se usa	No se usa
	Arena-Asfalto	Máx.de la curva	- - - - -	No se usa	No se usa
Flujo	Carpeta de concreto asfáltico.	No se usa	No se usa	4.5mm ó menos	4mm ó menos
	Base negra	No se usa	No se usa	4.5mm ó menos	4mm ó menos
	Arena-Asfalto	No se usa	No se usa	4.5mm ó menos	4mm ó menos
% de vacíos en la mezcla total.	Carpeta de concreto asfáltico.	4 (3)	4 (3)	3 a 5 (2 a 4)	3 a 5 (2 a 4)
	Base negra	5 (4)	6 (5)	4 a 6 (3 a 5)	5 a 7 (4 a 6)
	Arena-Asfalto	6 (5)	- (-)	5 a 7 (4 a 6)	- (- - -)
% de vacíos llenos con asfalto.	Carpeta de concreto asfáltico.	80 (85)	75 (80)	75a80(80 a90)	70a80(75 a85)
	Base negra.	70 (75)	60 (65)(b)	65a75(70 a80)	70a80(55 a75)
	Arena-Asfalto.	70 (75)	-- (-)	65a75(70 a80)	- - - (- - -)

TABLA 16

CRITERIO DEL METODO DE MARSHALL PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO DE CEMENTO ASFALTICO.

- (a) Los valores en paréntesis se deberán usar cuando se empleen datos obtenidos, de especímenes impregnados, en la determinación del peso específico volumétrico. (absorción de agua mayor de 2.5%), "p" es la presión en las llantas.
- (b) Si en promedio la inclusión de contenidos de asfalto para estos puntos caen fuera de especificaciones, el contenido de asfalto debería ajustarse para que los vacíos en la mezcla total queden dentro de especificaciones.

PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA No. 200	CONTENIDO DE AGUA EN EL SUELO	
	HUMEDO (5% ó más)	SECO (0 a 5%)
0 a 5	SS-1h (o SS-KH)	SM-K (o SS-1h) (a)
5 a 15	SS-1, SS-1h (o SS-K, SS-KH)	SM-K (o SS-1h, SS-1) (a)
15 a 25	SS-1, (o SS-K)	SM-K

TABLA 17

SELECCION DEL TIPO DE EMULSION ASFALTICA PARA EL ESTABILIZANTE.

NOTA: Determinese de la Figura 8 si se utiliza una emulsión aniónica o catiónica.

(a) Deberá humedecerse previamente al suelo con agua antes de utilizar estos tipos de emulsiones asfálticas.

% QUE PASA LA MALLA 200	% DE EMULSION ASFALTICA CUANDO EL PORCENTAJE QUE PASA LA MALLA No. 10 ES:					
	50 ó menos	6 0	7 0	8 0	9 0	100
0	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2
2	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5
4	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7
6	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9
8	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2
10	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4
12	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4	8.6
14	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2	8.4
16	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9	8.2
18	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7	7.9
20	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5	7.7
22	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2	7.5
24	6.0	6.3	6.5	6.7	7.0	7.2
25	6.2	6.4	6.6	6.9	7.1	7.3

TABLA 18

CONTENIDOS DE EMULSION ASFALTICA.

PRUEBA MARSHALL	CRITERIO CON BASE EN UNA TEMPERATURA DE PRUEBA DE 77°F (25°C).	
	<u>MINIMO</u>	<u>MAXIMO</u>
Estabilidad (lbs)	750 (340 kgs)	- - - -
Flujo (0.01 pulgs) (0.254 mm)	0.07" (1.778 mm) 0.07" (1.778 mm)	0.16" (4.66 mm) 0.16" (4.66 mm)
Vacíos en la mezcla, (%)	3	5

TABLA 19

CRITERIO DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS CON EL METODO DE MARSAHLL
PARA ASFALTOS LIQUIDOS.

4. IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS

Ing. Miguel Quintero Nares

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 nacerse 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 subbase de la superficie de rodamiento, por lo que le llegan esfuerzos de menor intensidad. Bajo la subbase se dispone casi universalmente en el momento presente otra capa, denominada subrasante, todavía con menores requisitos de calidad mínima que la subbase, 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, tratando 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.

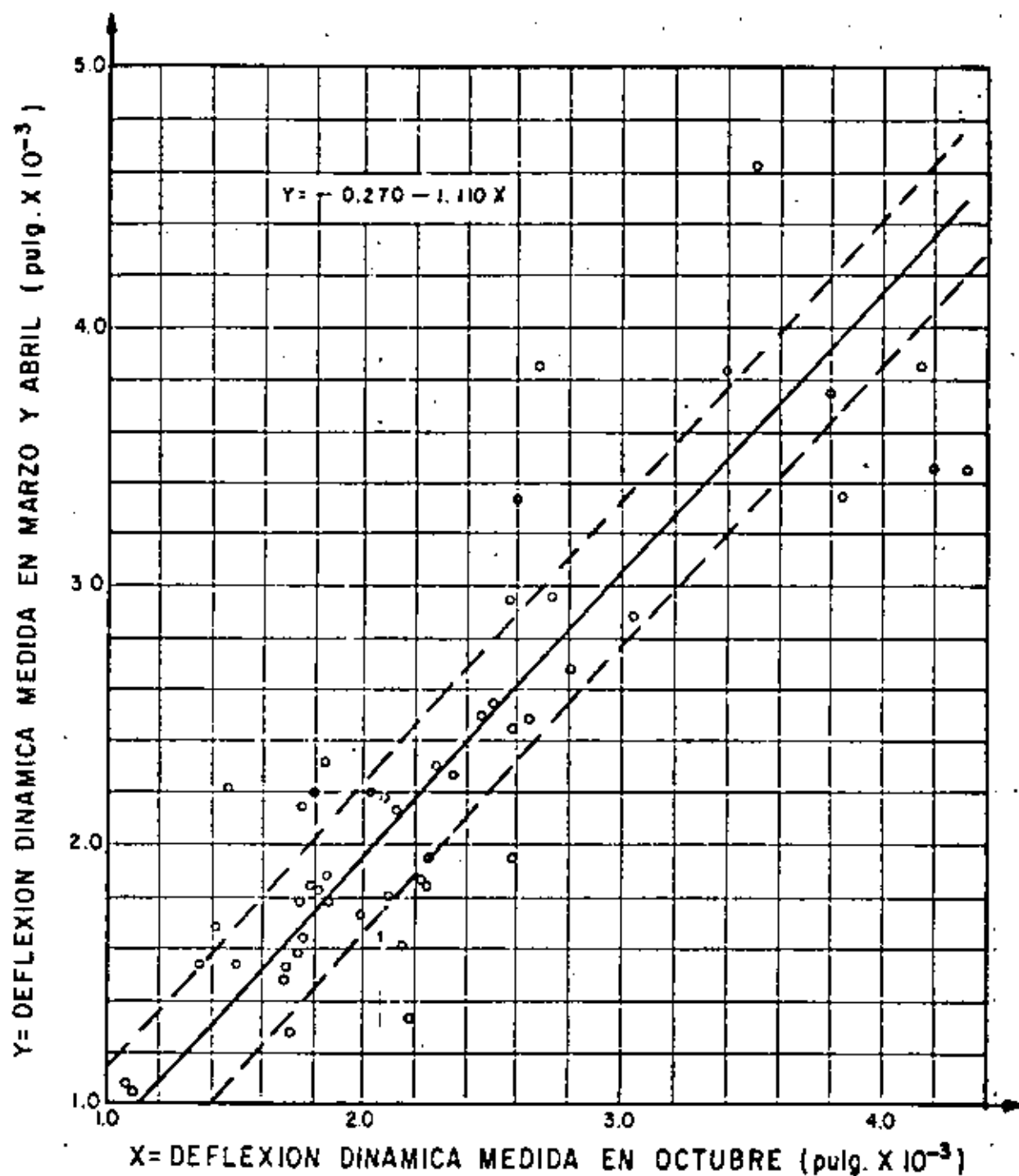
El otro gran problema de los materiales que constituyen las terracerías se tiene, como ya se mencionó, cuando éstos están formados por suelos compresibles y arcillosos. Muchos suelos MH y CH presentan características de deformabilidad tan desfavorables que su uso debe proscribirse. El panorama se complica 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 valuar 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 prevaeciente 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 $\times 10^{-3}$)

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.

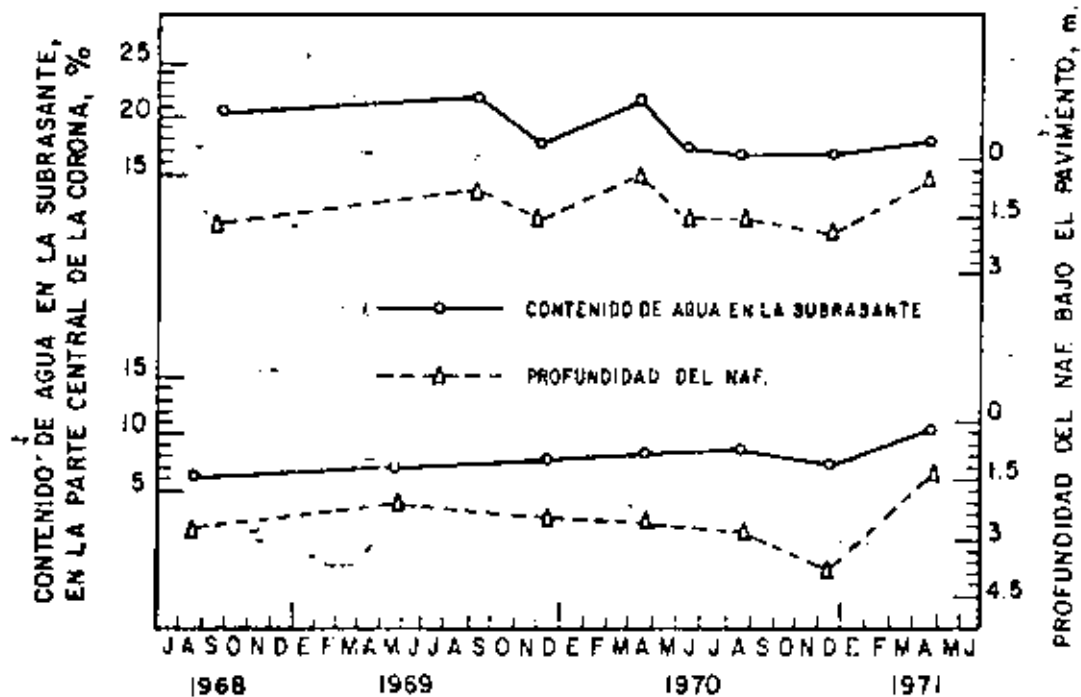
En la figura No. 1 hay puntos que se apartan mucho de lo que parece ser la tendencia general; hizo ver que en muchos de esos puntos existía un préstamo lateral cercano a la sección en estudio, de manera que ésta era mucho más vulnerable a la acción climática por la presencia de una excavación vecina, 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 qué clima se desarrollará una vía terrestre; sino en qué 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.



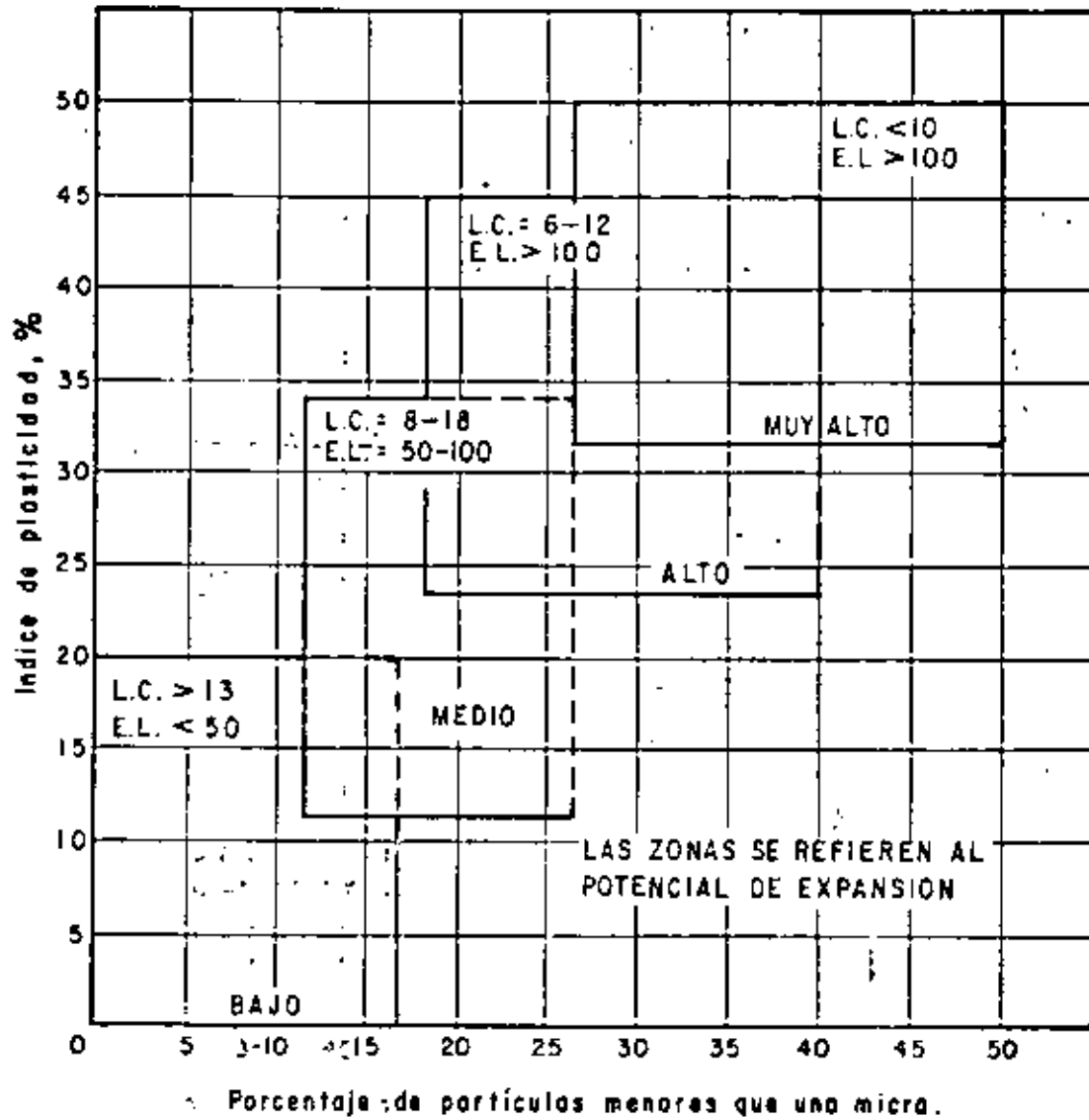


Figura 3. Clasificación de suelos expansivos según el Bureau of Reclamation de los E.U.A.

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 illitas 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 graduada

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 Bu -
reau 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 ta-
bla No. 2 y zonifica los suelos expansivos en un plano Índice de Plasticidad-
Porcentaje de partículas menores que una micra. Existen correlaciones del Ín
dice de Plasticidad, el Límite de contracción y el contenido de partículas me
nores que una micra con el cambio volumétrico sufrido por un espécimen en con
solidómetro, 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 co -- rrelacionarse en cierta medida con el Índice de Plasticidad, lo que proporcio -- na un criterio para clasificar la arcilla (Fig. 4).

Seed y sus colaboradores definen el potencial de expansión como el porcen -- taje 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:

$$P.E. = K C^2$$

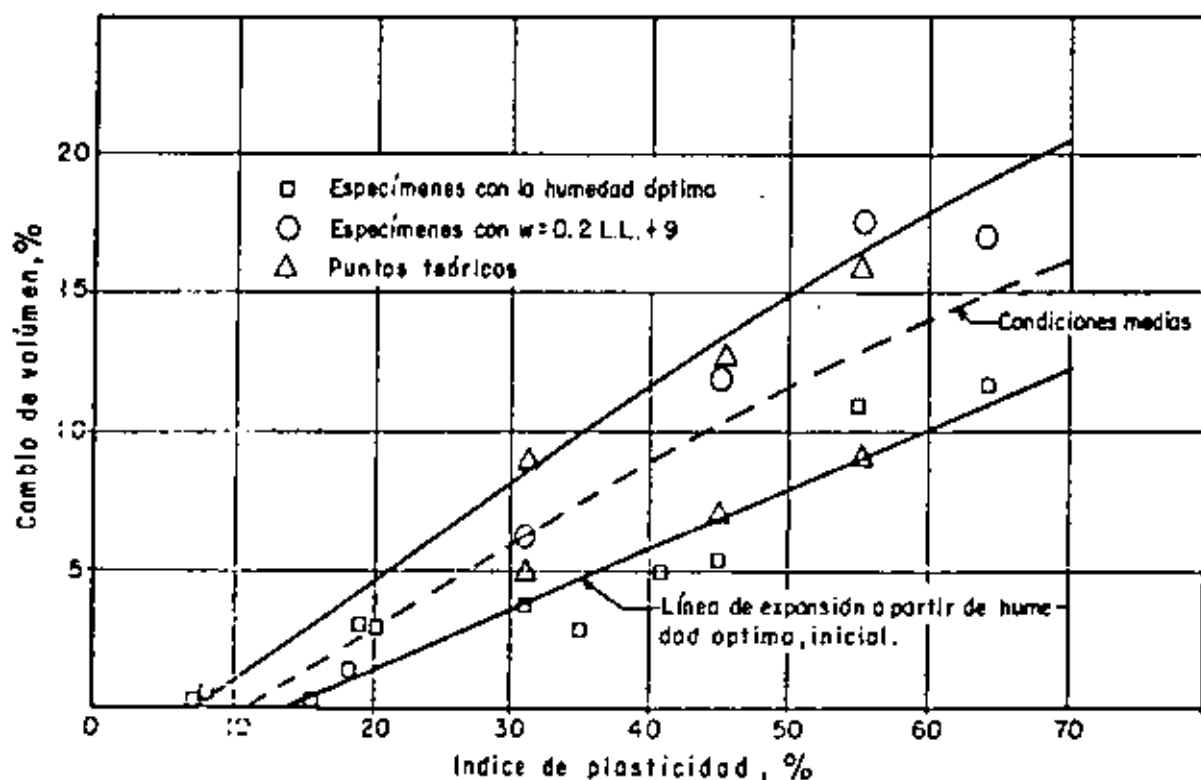


Figura 4. Correlación entre la expansión volumétrica y el índice de plasticidad, según McDowell.

1

2

3

4

5

6

7

8



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 caolínificas.

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 remoldeada cuando

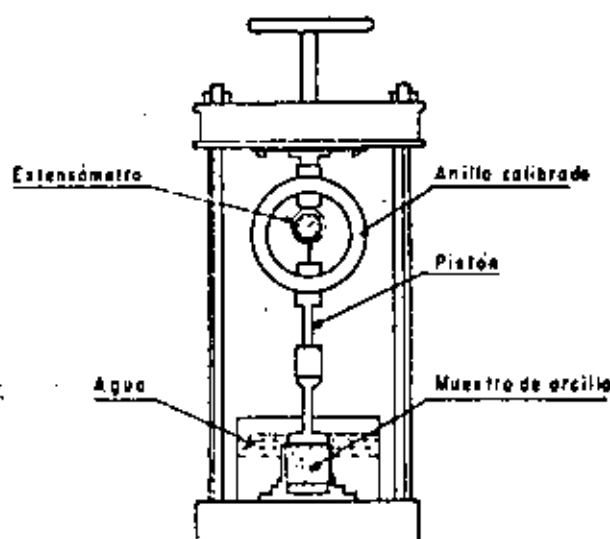


Figura 5. Aparato para medir presiones de expansión.

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.

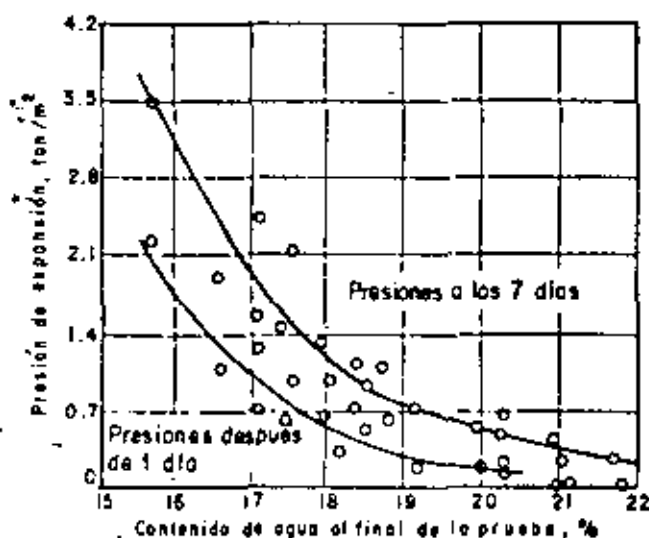


Figura 6. Efecto del tiempo transcurrido en la presión de expansión.

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 , existente en las terracerías antes de construir el pavimento, se expresa por:

$$w_i = 0.2 \text{ LL} + 9$$

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 :

$$w_f = 0.47 \text{ LL} + 2$$

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 fr 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.

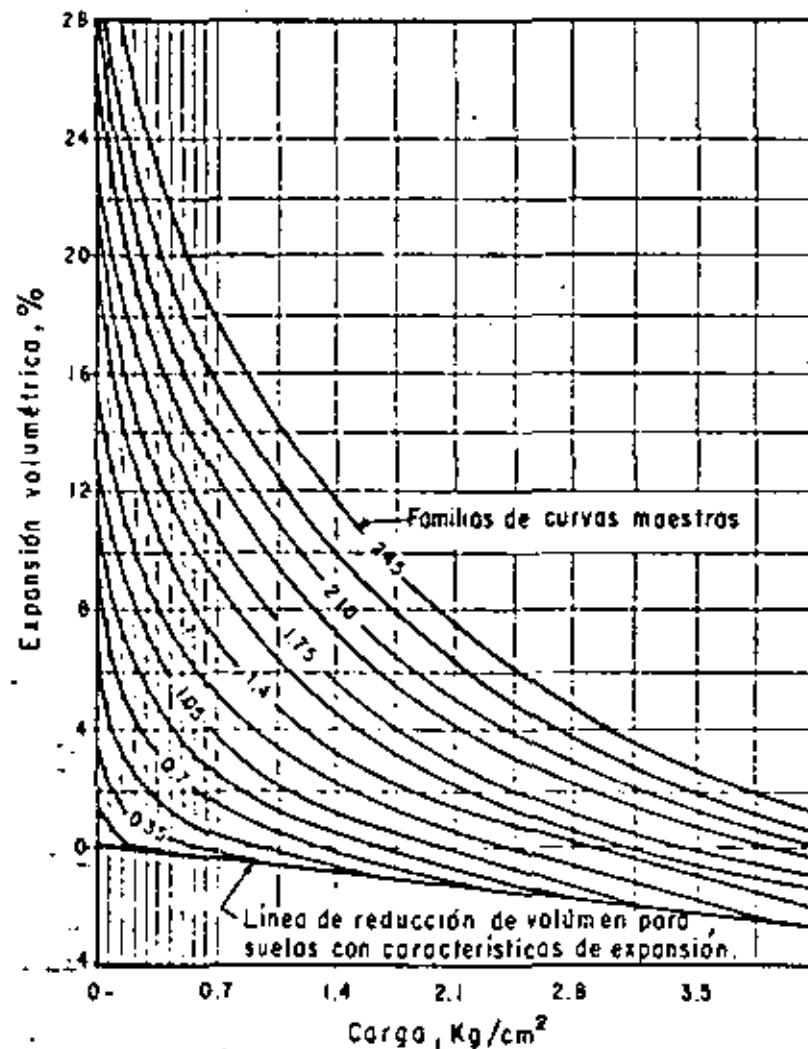


Figura 7. Relación de carga al cambio volumétrico de arcillas expansivas.

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 menciona. 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 Sudafrica, pero no puede garantizarse que funcione igualmente bien en otros países, puesto que la expansión depende en realidad de la trayectoria de esfuerzos a que se sujeta el suelo.

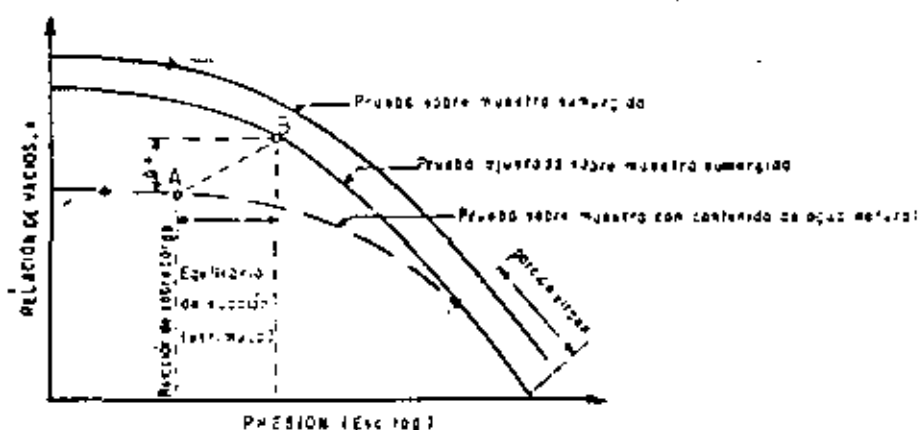


Figura 8. Predicción del levantamiento de la superficie usando la prueba doble de oómetro, según Jennings.

Finalmente, se propone la siguiente secuela para predecir el levantamiento de la superficie, según el actual estado del conocimiento:

- a) Determinese 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.

Cuando 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/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.

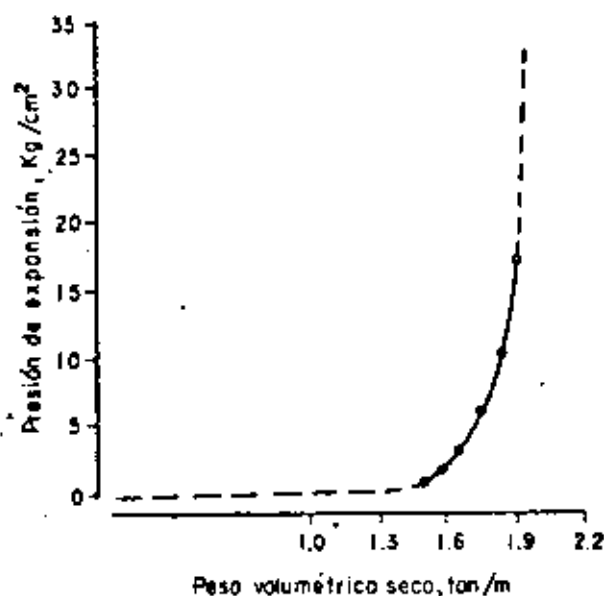


Figura 9. Efecto del peso volumétrico seco inicial de un suelo expansivo en su presión de expansión.

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.

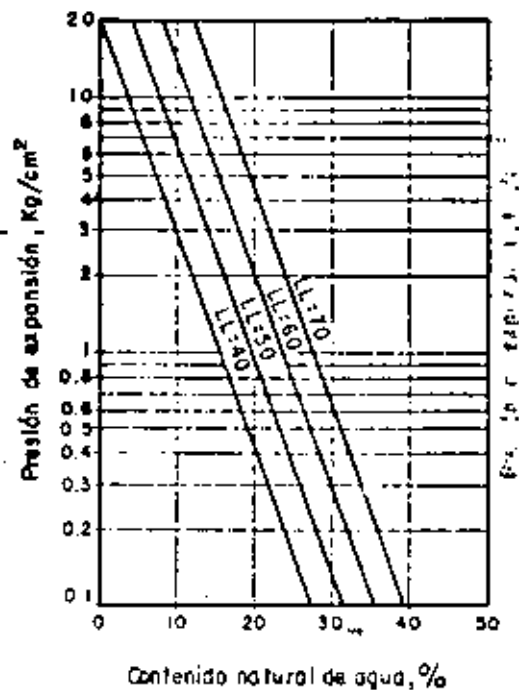


Figura 10. Correlación entre la presión de expansión de un suelo con su límite líquido y su contenido natural de agua.

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.

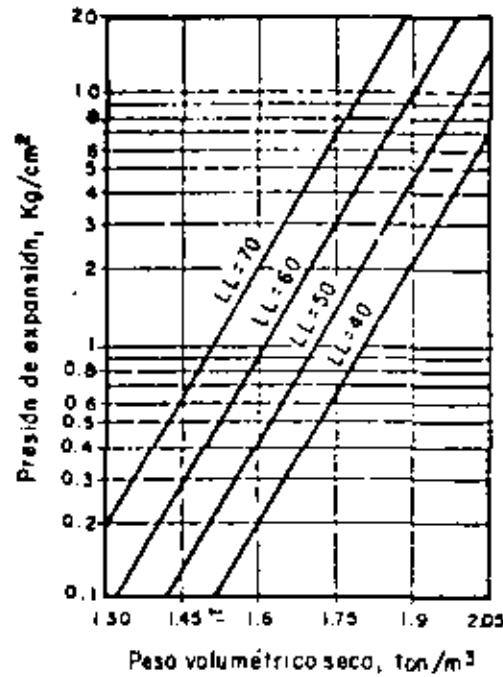


Figura 11. Correlación entre la presión de expansión de un suelo con su límite líquido y su peso volumétrico seco inicial.

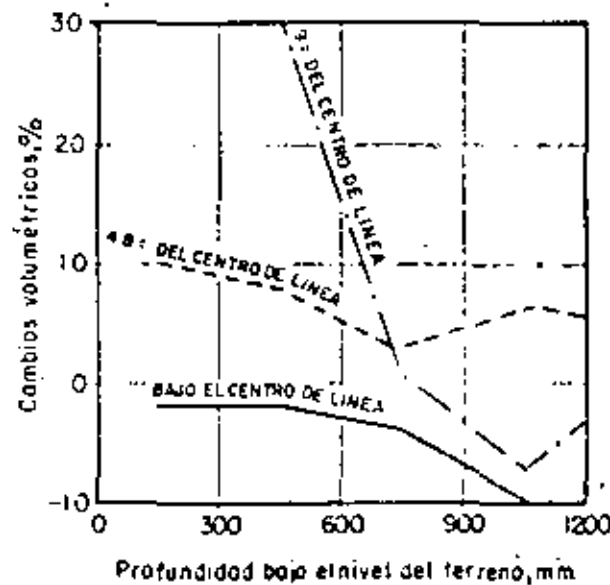


Figura 12. Cambios volumétricos en varios puntos de la sección de un camino.

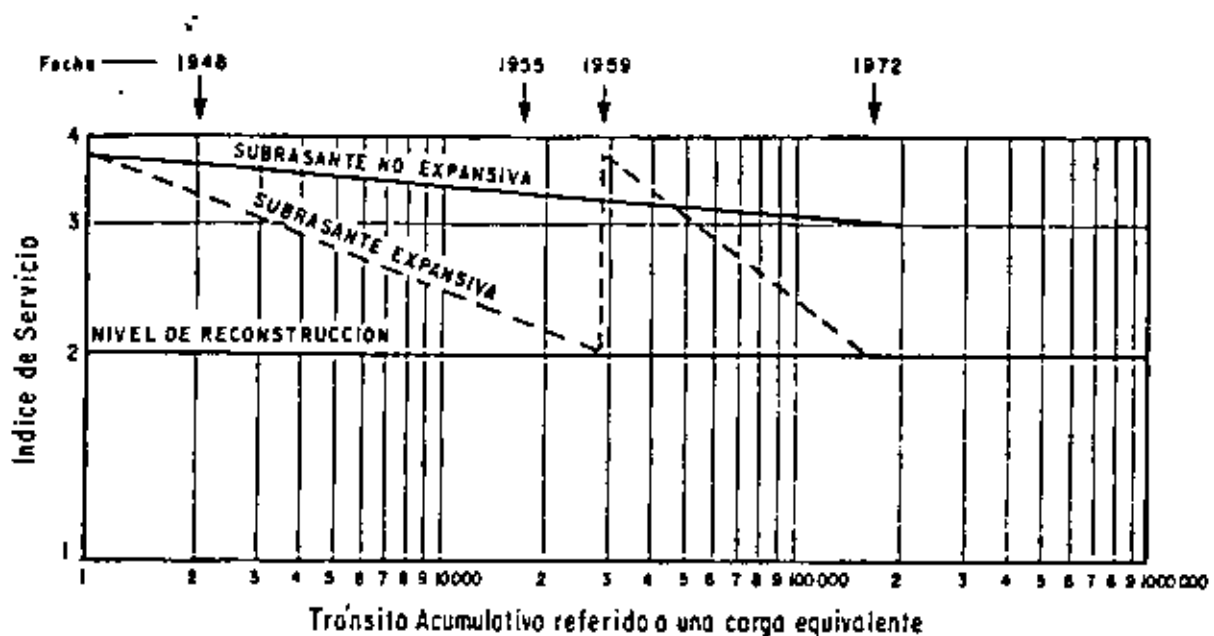


Figura 13. Comparación de la evolución con el tiempo del índice de servicio de tramos de una carretera, construidos sobre suelos expansivos y no expansivos.

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 activo da 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.

Quando 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.

5. EVALUACION DEL
COMPORTAMIENTO
DE
PAVIMENTOS EN
CARRETERAS Y
CRITERIOS PARA
SU
REHABILITACION

Ing. Miguel Quintero Nares

EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS Y CRITERIOS PARA SU REHABILITACION.

I. REHABILITACION Y RECONSTRUCCION DE PAVIMENTOS.

En muchos países se presenta con frecuencia la necesidad de analizar el estado de un pavimento construido anteriormente, a fin de decidir sobre la necesidad de repararlo y sobre el monto de la reparación.

Aunque presente en todas partes, este es un problema muy común en las redes de transporte de los países en vías de desarrollo, pues en ellos se dan las condiciones de rápida expresión del tránsito, insuficiencia presupuestal en el momento de la construcción y falta de la adecuada conservación, -- que contribuyen a generarlo. Contribuye también a hacer frecuente la necesidad de ampliación y reconstrucción una sana política de inversión escalonada, por la que originalmente se construye para condiciones poco diferentes de las actuales con vidas útiles relativamente cortas, esperando a que el desarrollo futuro del tránsito cree las condiciones que hagan posible el efectuar nuevas inversiones favorables. Esta orientación de la política de inversiones permite mayor disponibilidad de recursos y atención a un mayor número de obras, pero produce frecuentes necesidades de ampliación.

En este párrafo se desea pasar una breve revista a la metodología de evaluación de pavimentos flexibles construidos, destacando algunos de los métodos de trabajo en que la Mecánica de Suelos Aplicada tenga un papel que jugar.

Los problemas de rehabilitación de pavimentos pueden ser inmensamente variados y van desde la colocación de riegos de "rejuvenecimiento" o construcción de sobre-carpetas, hasta reconstrucciones integrales; también han de considerarse los problemas asociados de las ampliaciones de sección.

Las rehabilitaciones por incremento normal del tránsito suelen resolverse con el empleo de sobrecarpetas, en tanto que las reconstrucciones serán necesarias en pavimentos que muestren indicios de falla, consistentes en la aparición de deformaciones excesivas o en niveles muy elevados de deflexión, detectada con los instrumentos de que hoy se dispone y a los que se concede alguna atención más abundante.

El planteamiento de un criterio de rehabilitación es, en rigor, un enlistado de las circunstancias que hacen insatisfactorio el ser vicio de un pavimento dado; desde luego es algo mucho más complicado que la simple aparición de grietas superficiales. En lo anterior, insatisfactorio no implica, desde luego, la necesidad de una falla catastrófica; puede requerir rehabilitación un pavimento que esté soportado adecuadamente muy altos volúmenes de tránsito, pero en el que se gaste más de lo conveniente en conservación. Las siguientes son las principales normas de criterio que suelen considerarse para definir la necesidad de una rehabilitación.

a.- Nivel de servicio.

Este concepto variará con el tipo de la vía terrestres.

b.- Condición estructural.

Este concepto se refiere a la capacidad del pavimento para soportar las cargas del tránsito en la actualidad y seguirlo haciendo en el futuro próximo.

c.- Condiciones de la superficie.

La apariencia del pavimento (deformaciones; grietas, etc), no necesariamente está ligada a la capacidad estructural y desde luego no lo está por una relación única y sencilla, si bien es cierto que una falta de capacidad estructural se reflejará rápidamente en la apariencia del pavimento. Muchos defectos en las condiciones superficiales pueden corregirse fácilmente con métodos que no producen ninguna mejoría real en las condiciones estructurales.

d.- Seguridad.

El concepto se valúa generalmente con base en estadísticas de accidentes.

e.- Costo.

Se refiere no solo a la erogación necesaria para pagar la rehabilitación, sino también a los costos de conservación y de operación a que se llegue.

El índice de servicio se estima frecuentemente con base en la opinión de un grupo de usuarios, quienes recorren el camino en condiciones normales y lo califican de algún modo. Se ha intentado también llegar a una calificación por medio de fórmulas de regresión estadística de medidas obtenidas por procedimientos mecánicos en la superficie del pavimento.

Adicionalmente al concepto de nivel de servicio es importante considerar las condiciones de la superficie de rodamiento en lo que se refiere a agrietamientos, deformaciones permanentes y cualquier otro deterioro cuya presencia, como se mencionó anteriormente, no siempre debe atribuirse a insuficiencia estructural. Es muy importante que en todo programa para la ejecución de un estudio con fines de rehabilitar un pavimento se incluya un levantamiento (tan detallado como sea posible) de los deterioros que presente la superficie de rodamiento y su posible relación con las condiciones de drenaje y subdrenaje, topografía de la zona y cualquier otra que se considere con alguna influencia en el comportamiento general exhibido por el pavimento. La Tabla 1 muestra un esquema utilizado por la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas para efectuar el levantamiento de deterioros de pavimentos flexibles.

TABLA Nº 1

CONDICIONES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO FLEXIBLE

Lamina o Aeropuerto: _____

Observador: _____

Fecha: _____

TRAMO DE
"A"

TPO GRIETA

0: Ninguna.

1: Menor.

2: Moderada.

3: Mayor.

4: Severa.

0 } Muy Bien

-9 } A

-8 } Bien

-7 } B

-6 } Regular

-5 } C

-4 } Pobre

-3 } D

-2 } Condiciones Generales.

-1 } Calificación General.

0 } Trabajos Requeridos.

FISURACION.

LONGITUDINAL.

TRANSVERSAL.

POLIEDRICA (7.5cm Aprox.)

POLIEDRICA (15 cm Aprox.)

EN FORMA DE MAPA (>30cm)

REFLEXION.

MENOR QUE 0.3175 cm (1/8").

MENOR QUE 0.635 cm (1/4").

MAYOR QUE 0.635 cm (1/4").

DESPRENDIMIENTO LOCAL.

DESPRENDIMIENTO GENERAL.

DEFORMACION TRANS. MARCADA

DEFORMACION LONGITUDINAL.

DISTORSION.

ASENTAMIENTO SUBRASANTE

BACHEO SUPERFICIAL.

BACHEO PROFUNDO.

RECONSTRUCCION LOCALIZADA

RUGOSIDAD SUPERFICIAL.

DRENAJE SUPERFICIAL.

SUBDRENAJE

CONDICIONES GENERALES.

CALIFICACION GENERAL.

TRABAJOS REQUERIDOS.

OBSERVACIONES: (Drenaje).

Observaciones:

Por lo que se refiere a la capacidad estructural de un pavimento, esta característica se ha relacionado, para fines de valuación, con la medición de la deflexión del pavimento cuya capacidad estructural se desea valorar. Las deflexiones de un pavimento flexible bajo la carga estática pueden ser determinadas con equipos tales como la viga Benkelman o un curvímeter Dehlen. Un deflectómetro del tipo Dynaflect permite la medición de deflexiones cuando la carga que se aplica al pavimento es dinámica.

La viga Benkelman se muestra esquemáticamente en la Fig. 1. Un brazo D fijo se sitúa nivelado sobre el pavimento apoyado en tres puntos (un punto A y dos puntos B). Un brazo móvil D_1 está acoplado al brazo fijo por una articulación rotatoria en el punto que se señala. Cuando las llantas de un camión cargado se colocan de manera que el punto C del brazo móvil quede centrado entre ellas (nótese que no es esa la posición que se muestra en el esquema), dicho punto bajará una cierta cantidad por la deformación provocada en el pavimento por el peso de las llantas. Por tal causa el brazo D_1 girará en torno a la articulación con respecto al brazo D; previamente nivelado (se supone que las dimensiones de la viga son tales que la posición del brazo D no es afectada por la deformación causada por las llantas) y de esta manera el extensómetro que se señala hará una lectura. Si se retiran ahora las llantas cargadas, el punto C se recuperará en lo que a deformación elástica se refiere y por el mismo mecanismo anterior el extensómetro hará otra lectura.

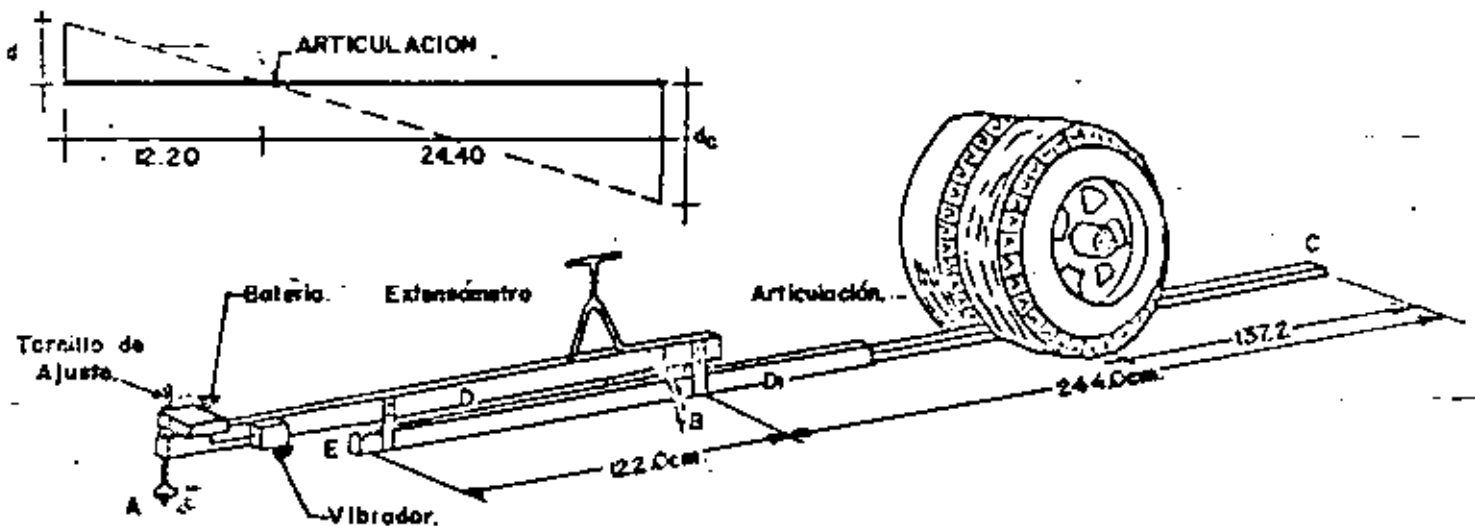


Fig. 1. Esquema del deflectómetro Benkelman.

Con las dos lecturas del extensómetro es posible saber cuanto se movió el punto E en la operación y con la geometría de la viga se obtendrá correspondientemente la recuperación elástica de C al quitar las llantas, tal como se ilustra en el croquis operativo que aparece en la misma Fig. 1. Nótese que en realidad se ha medido la recuperación de C al remover la carga y no la deformación al colocar ésta.

Las distintas instituciones que han popularizado el método usan diferentes cargas en el sistema dual de llantas empleado.

El Dynaflect es un sistema electromecánico que mide la deflexión dinámica de la superficie del pavimento cuando se le aplica una carga oscilatoria (senoidal). El aparato medidor, cuyas complicaciones de detalle exceden el dominio de esta obra, viaja en un remolque arrastrado por un vehículo en el que se disponen los controles de la medición. El medidor trabaja a base de un generador de fuerzas dinámicas ejercidas sobre el pavimento (impactos), cuyos efectos se recogen en un sistema de sismógrafos alineados (geófonos). Una ventaja importante del aparato es no requerir ningún punto de referencia fijo en la superficie en que se realizan las mediciones y otra es la operación automática, libre de errores de operación y susceptible de ser realizada a una velocidad relativamente alta del remolque.

La Fig. 2 muestra un conjunto de curvas de deflexión proporcionado por el Dynaflect. Cada curva se refiere a las lecturas de los cinco géofonos que tiene el aparato al aplicar la carga de impacto en un punto; los géofonos dan lecturas más bajas según van estando más alejados del impacto. Generalmente, se utiliza la lectura del primer géofono como valor de cálculo, pero al dibujar las lecturas de los cinco se obtiene una gráfica cuya inclinación, quiebres y cambios de pendiente pueden dar a un intérprete experimentado una imagen cualitativa muy clara del estado en que se encuentra el pavimento, en el espesor de influencia del proceso dinámico; desde este punto de vista el Dynaflect realiza una especie de estudio geofísico del espesor influido.

Desde luego que la valuación de la capacidad estructural de un pavimento deberá comprender también el análisis de la resistencia de los materiales que constituyen cada una de sus capas, incluyendo la subrasante y, en algún caso, el que forme la terracería. La valuación final de la capacidad estructural deberá tener en consideración los resultados obtenidos con el uso de los dos criterios, deflexión y resistencia, lo cual es particularmente importante si se toma en cuenta que las correlaciones existentes entre las medidas de deflexión, espesores y calidad de los pavimentos, así como el tránsito que circula por ellos, han sido obtenidas por diversas Agencias bajo sus propias condiciones locales y por lo tanto fundamentar la valuación sólo en dichas correlaciones podría resultar poco fiel a las condiciones particulares del problema que se estuviese tratando. El método de las deflexiones maneja el valor total de ellas en cada punto, pero no su distribución en profundidad; que es la característica realmente importante y en esto radica, quizá, su mayor limitación.

Por lo que se refiere al equipo a utilizar para la medición de las deflexiones, la selección ha de estar basada en su disponibilidad, costo y necesidades de avance; el costo de una viga Benkelman es considerablemente me-



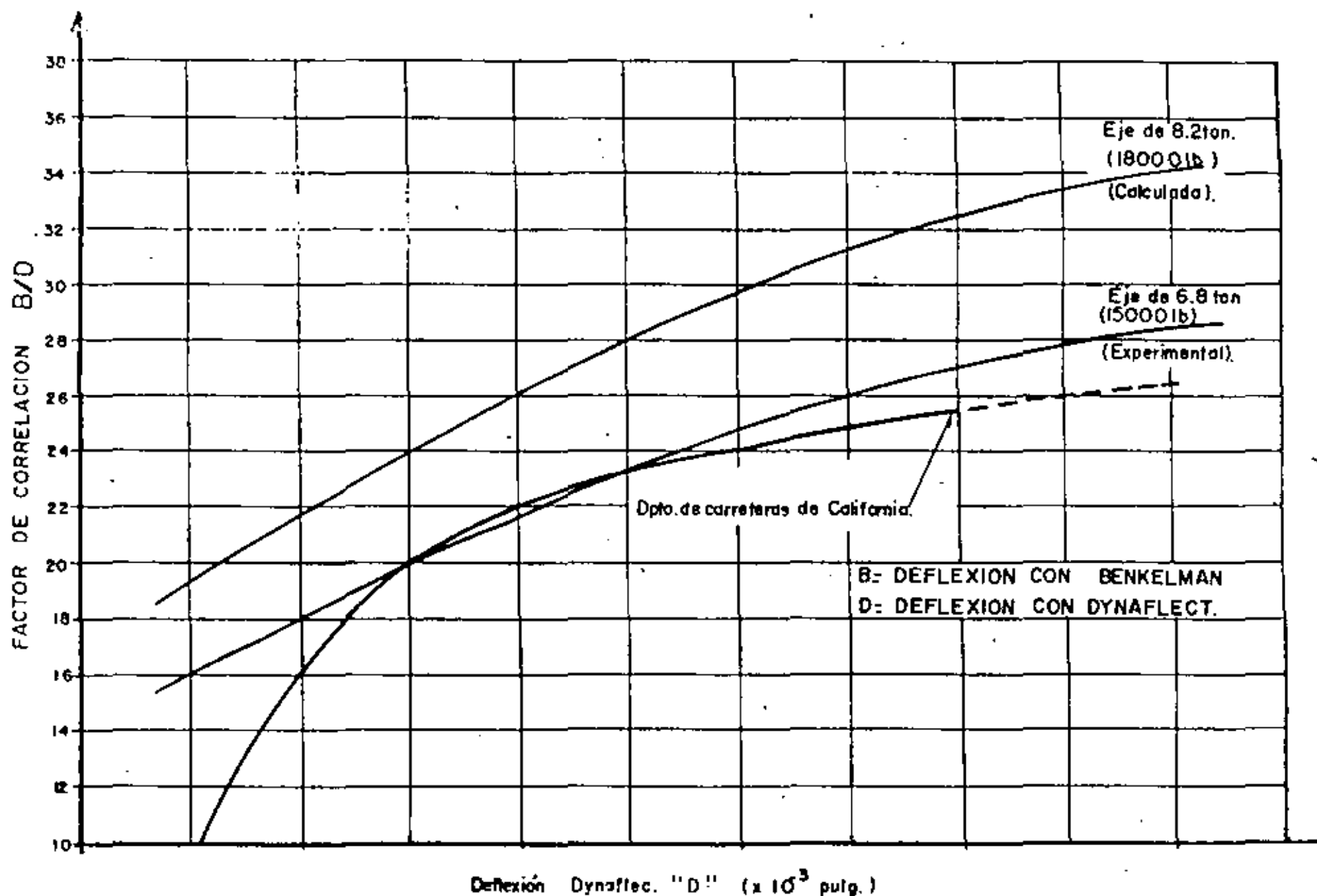


FIG.3-CORRELACION OPERACIONAL ENTRE LAVIGA BENKELMAN Y EL DISPOSITIVO DYNAFLECT.
(LA CURVA PARA EJE DE 15000 lb. ES PROPORCIONADA POR EL FABRICANTE DEL DYNAFLECT.)



1
1
1
1
1
1
1

eje de 8.2 Ton (18,000 lbs); esta gráfica se obtuvo un tanto teóricamente, estableciendo un coeficiente de correlación entre ambas deflexiones Benkelman y aceptando que la deflexión Dynaflect varía también de un caso a otro en la misma proporción. Finalmente, la figura presenta la correlación también experimental a que llegó, por su parte, el Departamento de Carreteras de California entre el eje de 6.8 Ton (15,000 lbs) sobre la viga Benkelman y el Dynaflect, tras varios años de utilización de ambos equipos. Resulta en la variación de las correlaciones presentadas, la influencia de las condiciones locales a que se hizo referencia y la correspondiente necesidad de todo organismo interesado de obtener sus propias correlaciones.

1. Método de California.

Este método ha sido desarrollado con base en la observación del comportamiento de pavimentos reforzados y su premisa fundamental, consiste en establecer un límite máximo de deflexión que puede permitirse a la estructura del pavimento, como una medida de su capacidad estructural; dicho límite es una función del espesor de la capa asfáltica de rodamiento y del número de aplicaciones de una carga por rueda de 2,270 kg (5,000 lbs) que el pavimento ha de soportar.

En la Fig. 4 se presenta una gráfica que permite determinar el nivel de deflexión tolerable en la superficie del pavimento; el conjunto de rectas corresponde a los diversos espesores de la capa asfáltica existente, o en su caso, el espesor de una base tratada con cemento; el eje de las abscisas corresponde al número de repeticiones de una carga por rueda de 2,270 kg (5,000 lbs) y puede observarse que en cualquier caso el límite máximo de deflexión permisible, que se obtiene en el eje de las ordenadas, es de 40 milésimos de pulgada. Cuando en el pavimento que se está valuando no hay ninguna capa tratada con cemento, sólo se toma en cuenta para tipificar la estructura el espesor de su carpeta; cuando haya una base tratada con cemento de 15 o más centímetros de espesor se usará invariablemente la curva 7. Lo anterior puede parecer sorprendente si no se considera la relativa homogeneidad de buena calidad que suele verse en las estructuras de los pavimentos que se construyen en el Estado de California; para la aplicación ciega del método a otros países puede correrse un mayor peligro de estar aplicando la misma curva a dos pavimentos muy distintos, sólo por el hecho, quizá sin gran significación estructural de que el espesor de sus carpetas sea el mismo y esto es tanto más cierto cuanto menor sea el espesor de la carpeta del pavimento que se valúa.

Para valuar un pavimento siguiendo el método de California se seguirán las siguientes etapas:

1. Con ayuda de la gráfica de la Fig. 4 y después de haber hecho el análisis de tránsito ya descrito en páginas anteriores de este trabajo, hasta llegar al número de ruedas de carga equivalente de 2,270 kg (5,000 lbs), podrá calcularse la deflexión tolerable, del tipo Ben-Kelman.

2. A continuación, deberán medirse las deflexiones que realmente tiene el pavimento en estudio. Para tal fin, se utilizará una viga Benkelman (si se utiliza equipo Dynaflect se hará uso de la correlación de la Fig. 3)-

Q

Q

Q

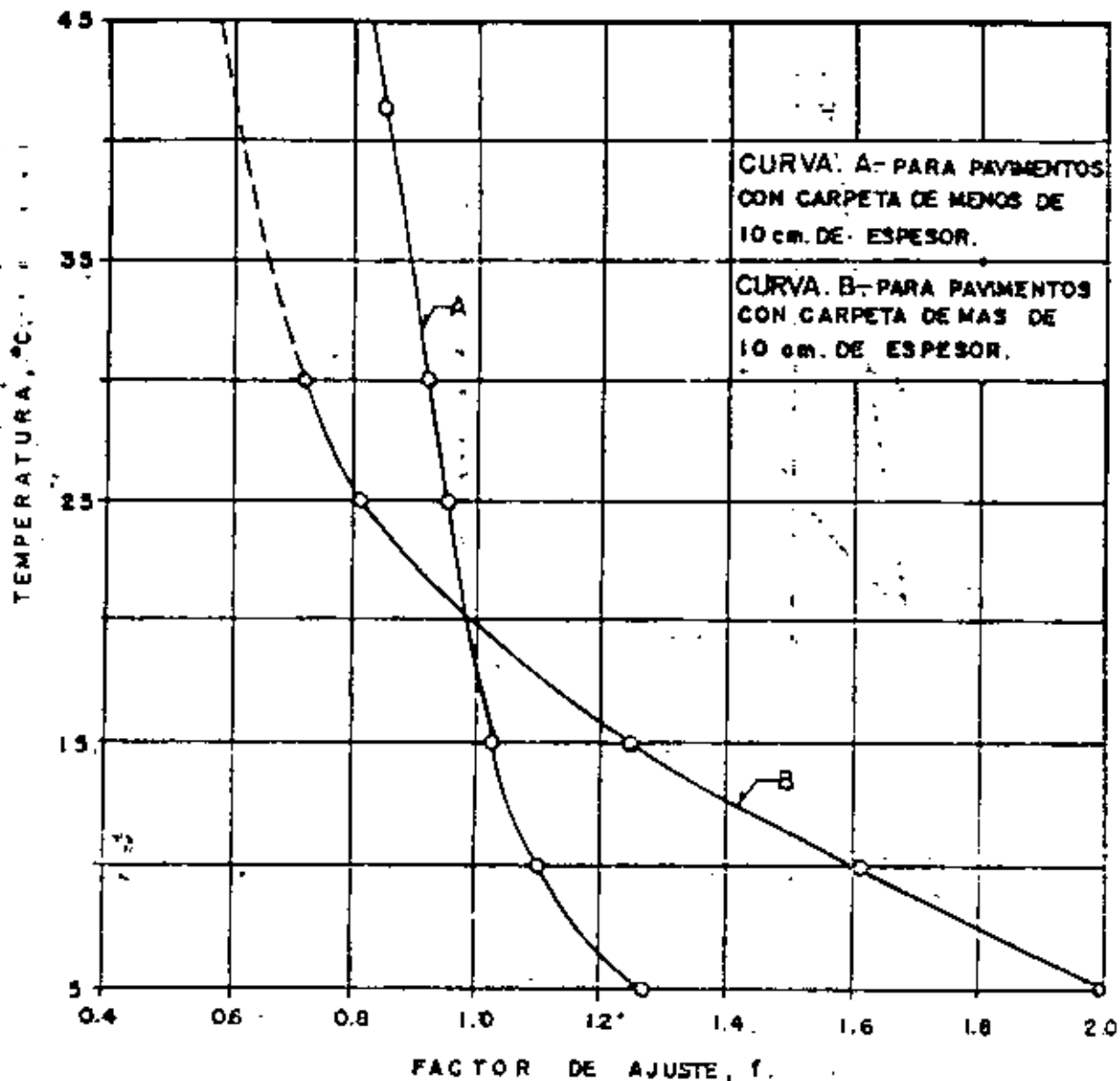
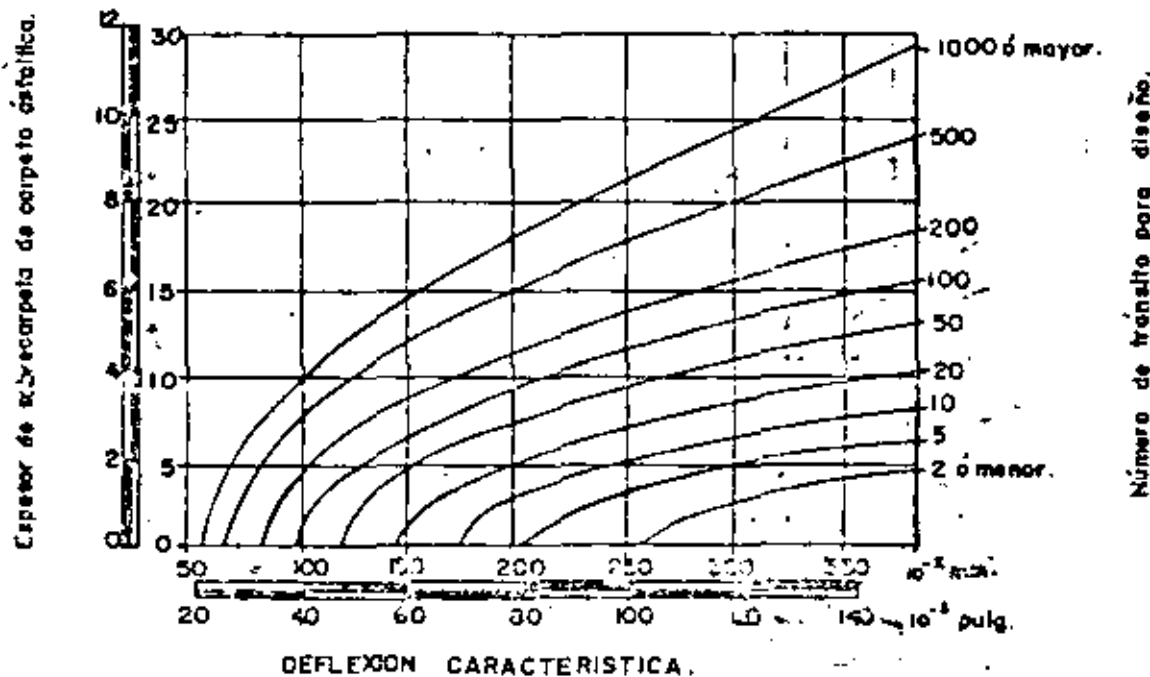


Fig. 6. Factores de corrección por temperatura en las deflexiones de viga Benkelman. (Método de Valuación del Instituto Norteamericano del Asfalto).

guiendo el cual será posible estimar el tiempo en el cual un pavimento en buen estado puede llegar a necesitar un refuerzo, de acuerdo con la deflexión característica actual y la tasa del crecimiento anual del tránsito en el camino considerado.

La Fig. 8 proporciona una gráfica en la que, entrando con la deflexión

característica que corresponda a un cierto camino en la actualidad, puede obtenerse el número de tránsito para diseño más alto que puede tener el camino si no requiere reparación. Este número deberá compararse con el número de tránsito para diseño que realmente tenga el camino en cuestión; si este último es menor que el calculado con la gráfica, el pavimento no requerirá refuerzo en la actualidad; si ambos números de tránsito son iguales se está en el momento en que es necesario el refuerzo, pero si el pavimento tiene un número de tránsito mayor que el calculado con la gráfica, el refuerzo ya debió, de hecho, realizarse anteriormente.



Si el número de tránsito para diseño que tiene el pavimento es menor -- que el calculado con la gráfica de la Fig. 8 será posible, conociendo la tasa del crecimiento anual del tránsito, estimar el tiempo que habrá de transcurrir hasta que el pavimento llegue a tener un número de tránsito igual al calculado en la gráfica, teniéndose así una estimación del momento para realizar los cálculos necesarios.

C. Método Canadiense, para valuación del estado de las aeropistas en operación.

Este método de valuación es válido únicamente para aeropistas, a diferencia de los anteriores, de aplicación exclusiva a carreteras. El punto de

11

12

13

tos dispositivos puede utilizarse para valuar el soporte total que puede atribuirse al pavimento en estudio, en el momento del estudio.

En el método Canadiense se define la deflexión característica con la viga Benkelman con la expresión:

$$f_c = \bar{x} + 2s$$

o sea análogamente a como se hizo en la expresión (de la hoja 14), pero sin la utilización de factores de corrección, $\bar{x}$ es la medida aritmética de las lecturas con viga Benkelman hechas en el tramo en estudio y s es la desviación estándar de las mismas.

Si ahora se toma en cuenta la aeronave crítica de operación y su equivalente rueda de diseño, puede calcularse otra vez el soporte total S , con la fórmula (de la hoja 17), obteniéndose ahora el soporte que debería de tener un pavimento con el espesor del que se estudie, para operar convenientemente bajo la aeronave crítica que corresponda y durante el número de operaciones para las que se estime que debe diseñarse el pavimento; a este valor del soporte se le llamará S_n .

Así se está en disposición de calcular el denominado factor de sobrecarga:

$$f_s = \frac{S_n}{S}$$

La experiencia Canadiense ha indicado el número de operaciones que puede tener la aeropista a partir del momento del estudio, en función del factor de sobrecarga; después de dicho número de operaciones el pavimento deberá reforzarse, a no ser que una cuidadosa inspección de daños hecha en aquel momento revele que éstos no han progresado en el lapso transcurrido, en cuyo caso será posible permitir un ciclo de operaciones adicional, pudiéndose repetir este proceso tantas veces como se quiera, en tanto no se manifieste un progreso significativo en los deterioros.

La Tabla 2 recoge la correlación de la experiencia del Canadá, entre el factor de sobrecarga y el número de operaciones permisible antes del refuerzo.

El cálculo del espesor del refuerzo necesario en cada caso es visto por el método Canadiense como un problema normal de diseño; es decir, el método permite estimar el momento en que el refuerzo va a llegar a ser necesario, pero llegado ese momento, el espesor por colocar debe de resultar de la aplicación de un procedimiento de diseño de pavimentos, que proporcione los espesores necesarios para la condición de carga que se tenga.

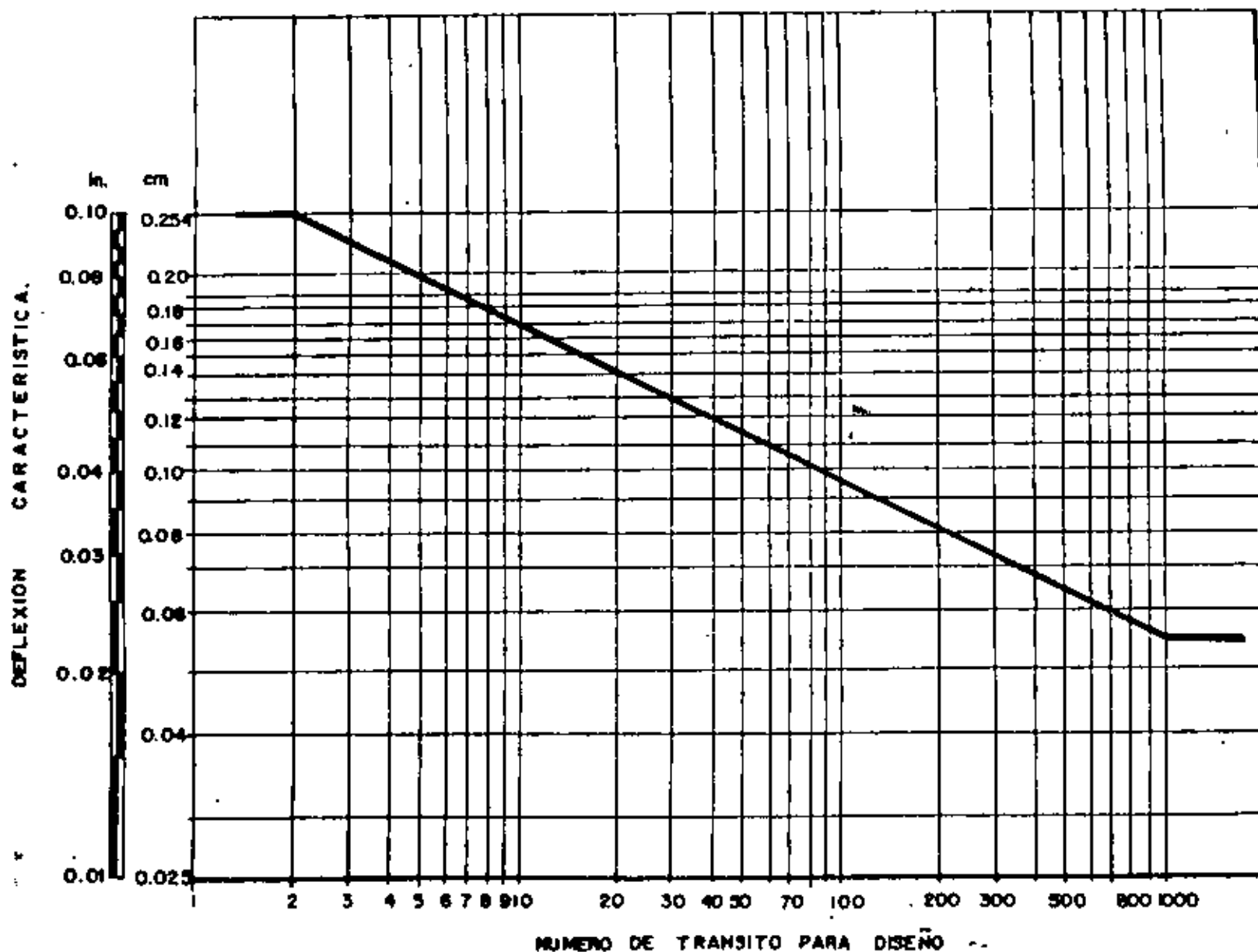


FIG.8- NUMERO DE TRANSITO LIMITE (a partir del que se requiere $v_{\text{cr}}/2$) PARA UNA DEFLEXION CARACTERISTICA DADA.

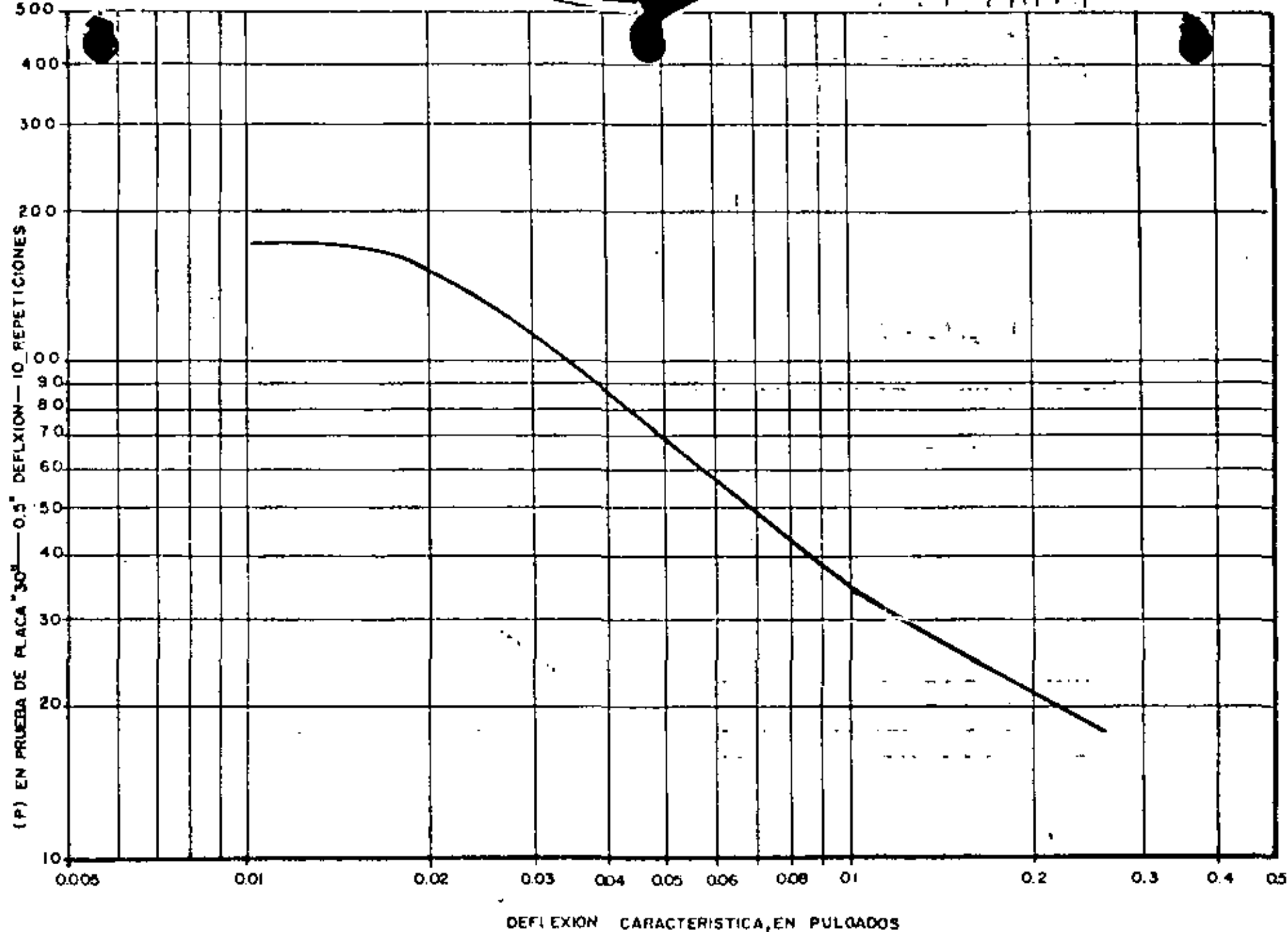


FIG. 10— CORRELACION ENTRE RESULTADOS DE PRUEBAS DE PLACA Y MEDIDAS DE DEFLEXION CON VIGA BENKELMAN

Correlación entre el factor de sobrecarga (f_s) y el número de operaciones permisible antes del refuerzo.

Factor de sobrecarga	Número de operaciones entre inspecciones
Menor de 1.25	3,000
1.25 a 1.50	300
1.50 a 2.00	30
Mayor de 2	Usar el pavimento solo en caso de emergencia.

TABLA 2

- D. Procedimiento para la determinación de espesores de refuerzo de pavimentos, a partir de la utilización de métodos convencionales de diseño.

En la línea de acción a que se refiere el anterior encabezado, el criterio es simplemente aplicar a un pavimento construido un método de diseño de pavimentos, considerando las condiciones de tránsito actuales, más la usual previsión a futuro y las características de los materiales existentes. Así se obtendrá el espesor que el pavimento requeriría en las condiciones actuales y con la normal consideración que es posible hacer de las futuras. Como quiera que, con base en el estudio de exploración que se haya efectuado, también se conocerá el estado presente del pavimento en cuestión, se podrá obtener, al comparar ambos espesores de la estructura, un criterio para el refuerzo de lo hoy construido.

Obviamente, el análisis se efectuará en aquellos pavimentos que hayan llamado la atención de los ingenieros responsables por su estado de deterioro, o su alto nivel de gasto de conservación.

Estimada la magnitud del refuerzo, la manera práctica de disponer éste quedará sujeta a múltiples variantes, entre las que habrá de ser seleccionada la más conveniente, al considerar la disponibilidad de materiales, la facilidad de construcción, las obstrucciones al tránsito establecido y los costos de las diversas alternativas.

6. DISEÑO Y
EVALUACION
DE
PAVIMENTOS
EN
AEROPUERTOS .

Ing. Fernando Rodarte Lazo ..

DIFERENCIAS 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.

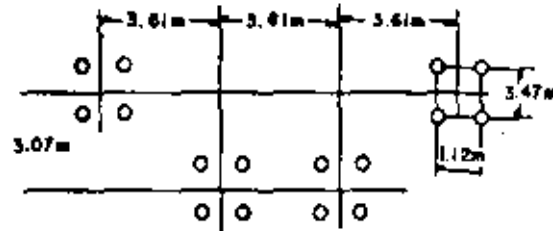
En las carreteras de dos carriles, debido a la localización de las ruedas de los vehículos, la mitad de éstas van cercanas a la orilla del pavimento; en las carreteras de cuatro carriles, debido a las legislaciones de velocidad, el tránsito pesado se canaliza hacia la derecha de la carretera, para cada 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. 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 se presenta la probabilidad de repeticiones de cargas del avión Boeing-747 en el sentido transversal, ilustrada por el grupo de curvas

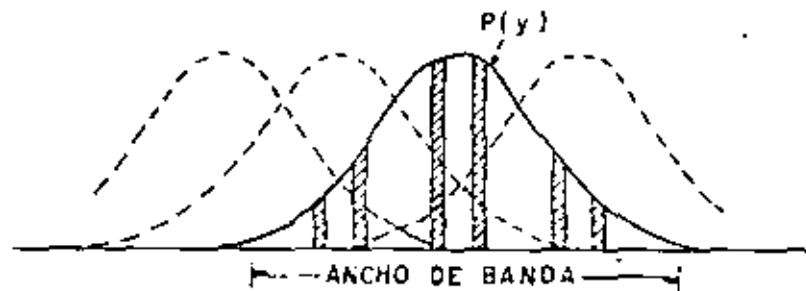
PLANTA:



PERFIL:



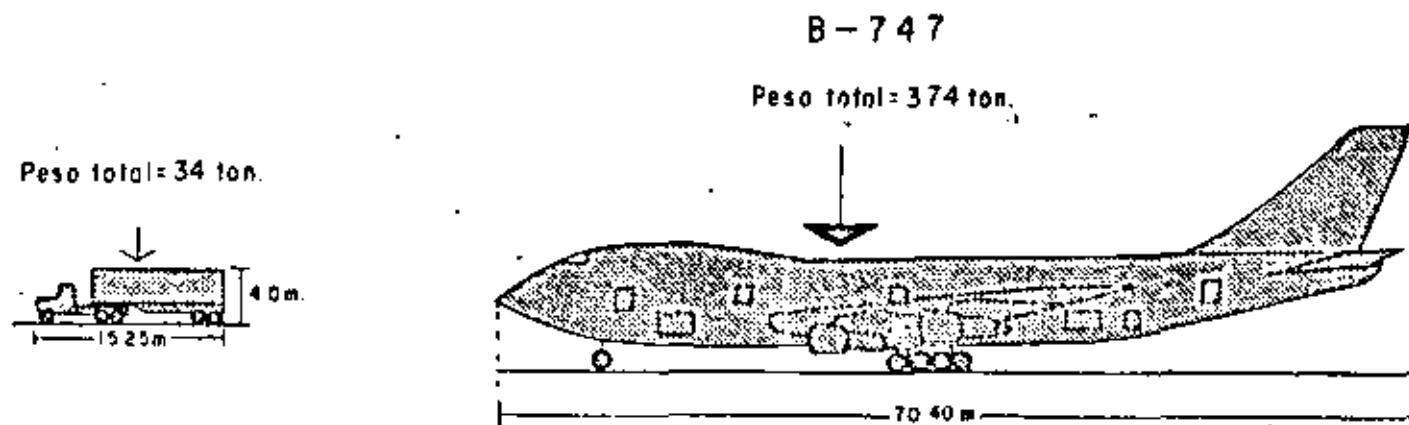
a) TREN DE ATERRIZAJE Y CONFIGURACION DE RUEDAS



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. Uong)

Fig. 2



Número de llantas Cargas por rueda (máx)

16 principales 1 800 kg

2 direccionales 2 500 kg

Número de llantas Carga por rueda (máx)

16 principales 21,500 kg

2 auxiliares 15,000 kg

INTENSIDAD DE LAS CARGAS

Fig. 4.

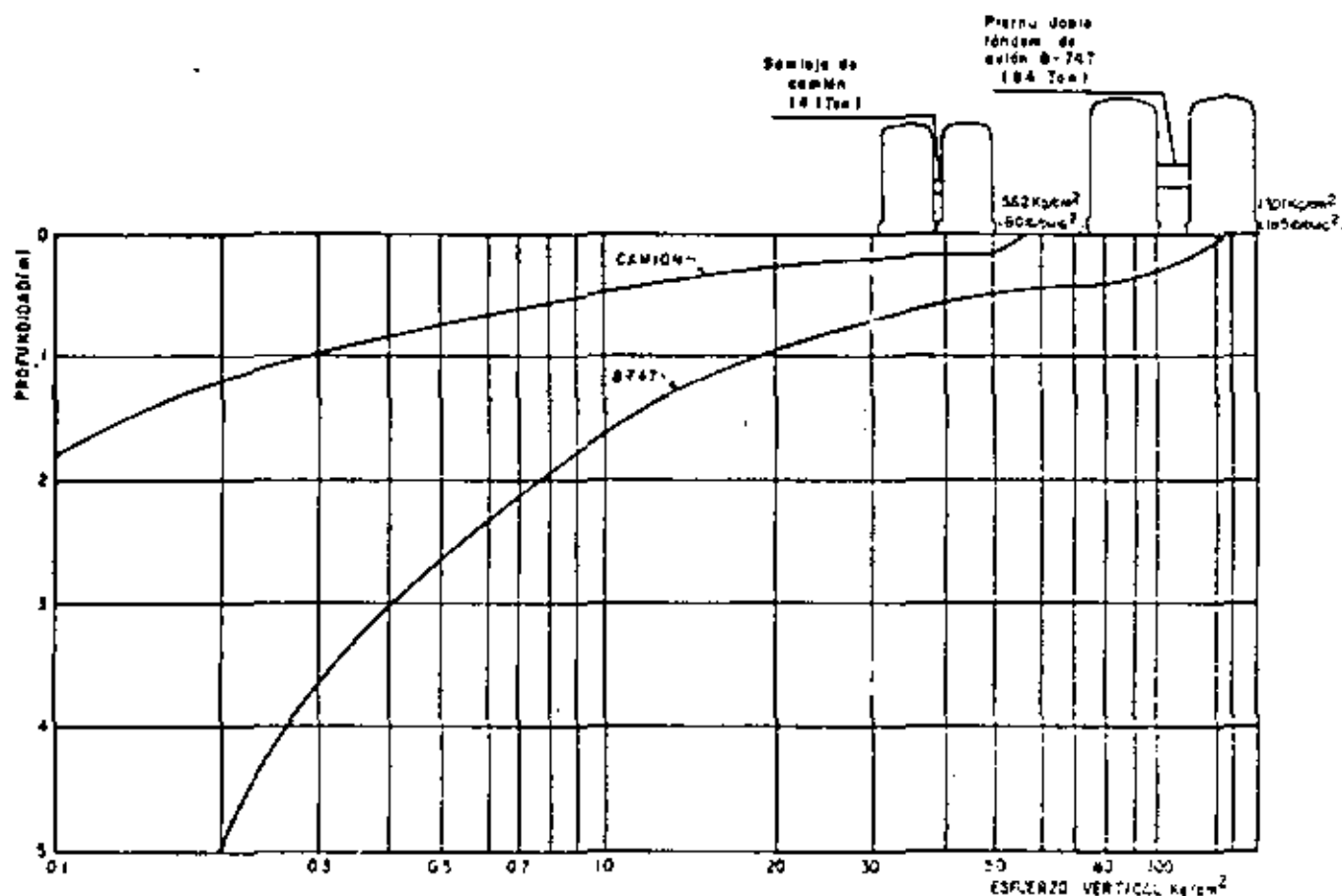


Fig. 5 Distribución de esfuerzos verticales en un medio homogéneo.

(De la carga de Newmark)

(fig. 7), es decir, dependerá del número de calles de salida que la pista tenga, de la velocidad de salida y de las condiciones meteorológicas de operación. Bajo condiciones de instrumentos, la separación mínima se 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. 3, 8 y 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

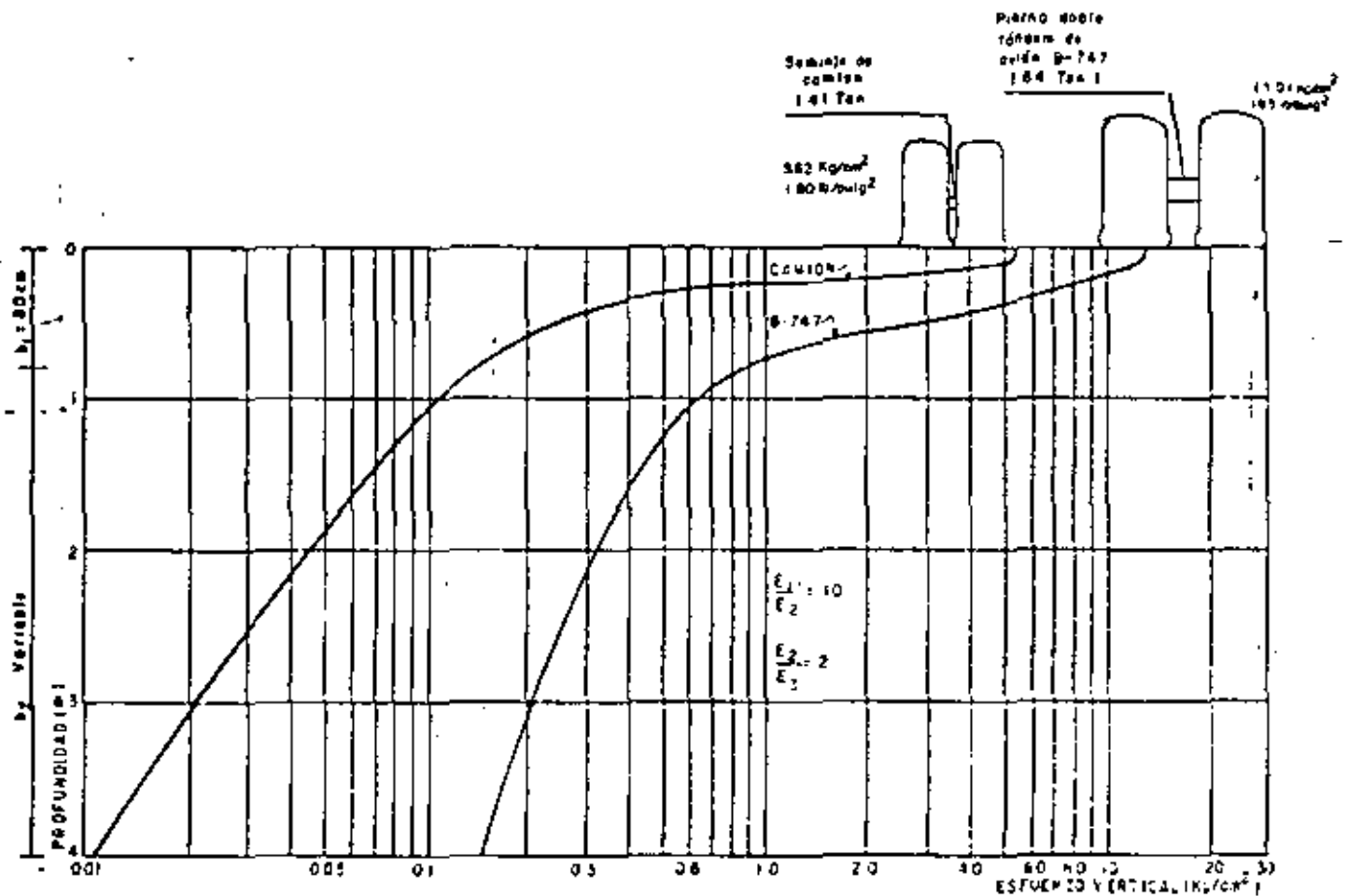


Fig. 6 Ejemplo de distribución de esfuerzos verticales en un sistema de tres capas.

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. 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 longitudinal de las líneas de toma de contacto está representada por la curva de Gaus de la fig. 8.

La fig. 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 -



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

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 cuatrimotores o aviones mayores

FRECUENCIA DEL TRANSITO

Fig. 7

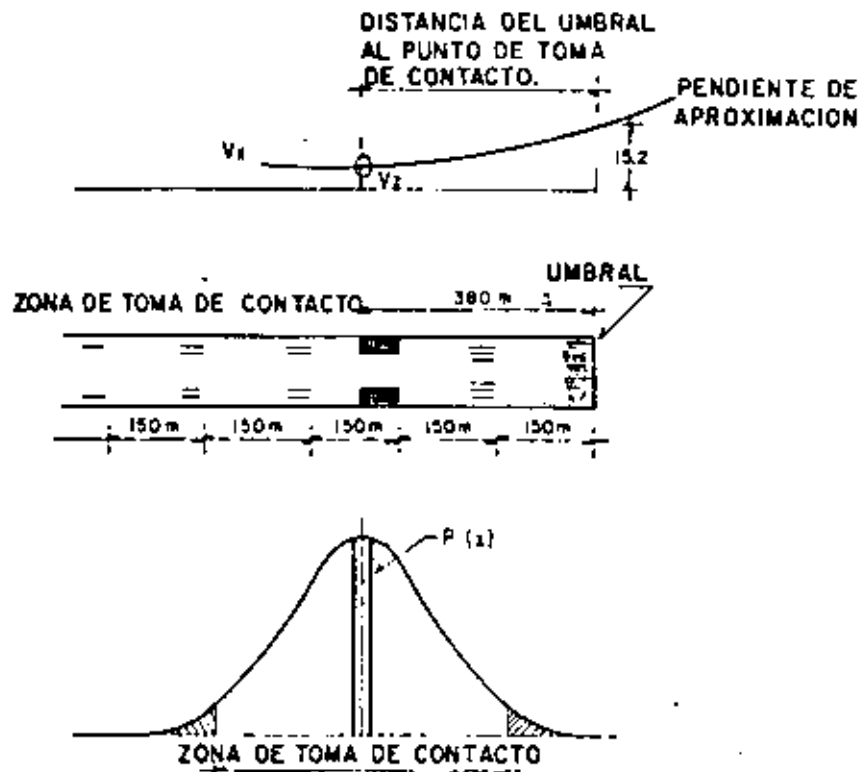


Fig. 8 Distribución longitudinal de cargas (de N.C. Yong)

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 impactos, 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.

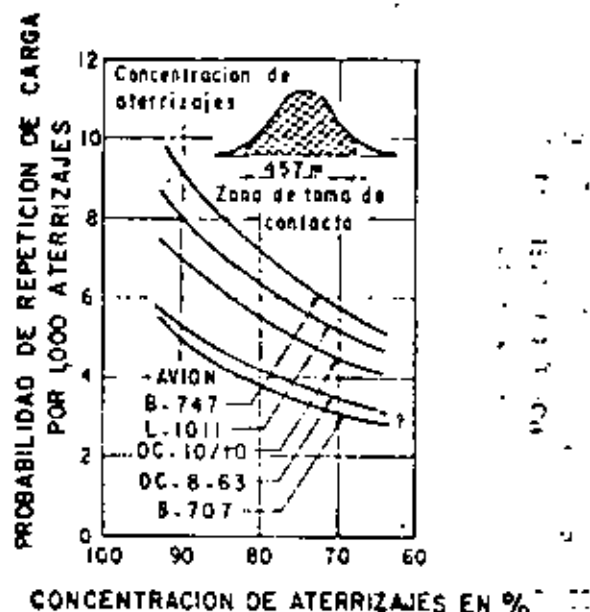


Fig. 9 Probabilidad de distribución longitudinal en toma de contacto. (de N. C. Yong).

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. 10 se ejemplifica este efecto para el caso de un avión 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. 11).

Por lo que se refiere al aterrizaje, los pesos no son críticos. Recientes mediciones en el aeropuerto de Dayton, E.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 carretados pueden entrar en resonancia si se tienen alteraciones de la rugosidad en forma uniforme, como por ejemplo las juntas transversales en los pavimentos de

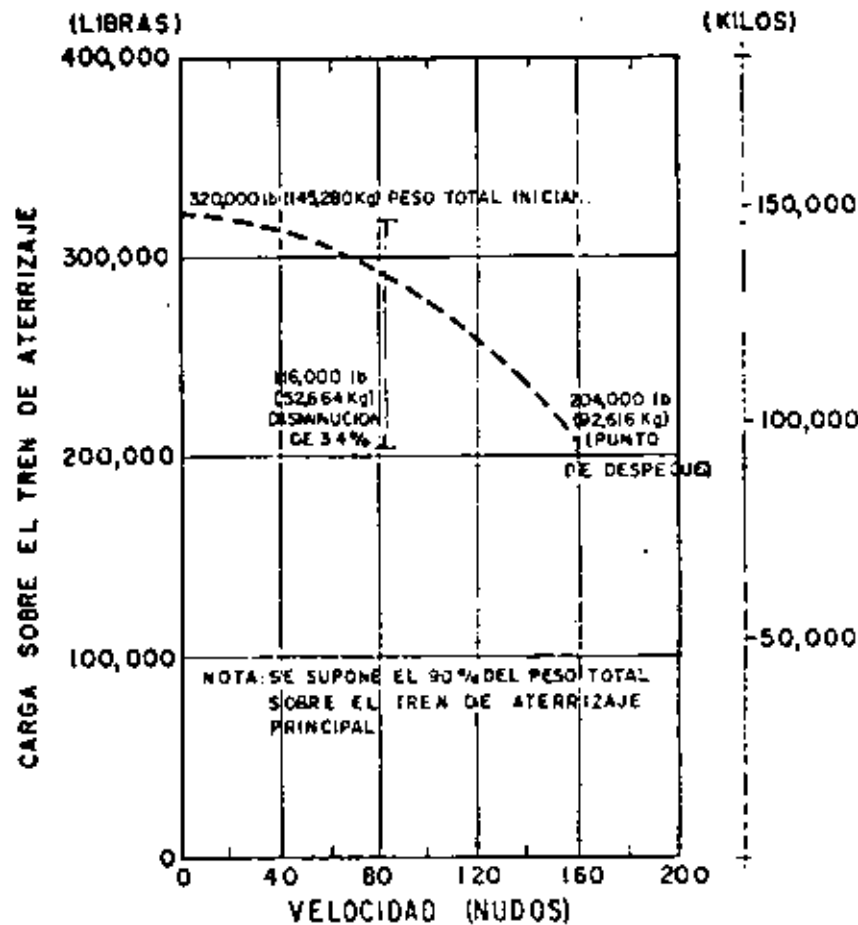
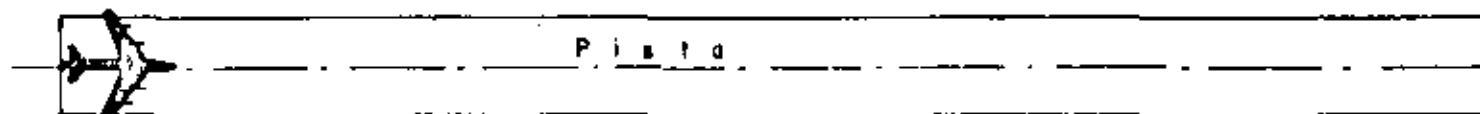


Fig. 10 Transferencia de carga al pavimento durante el despegue de un avión Boeing 707-300C
(De H. R. Lee y J. L. Scheffel)

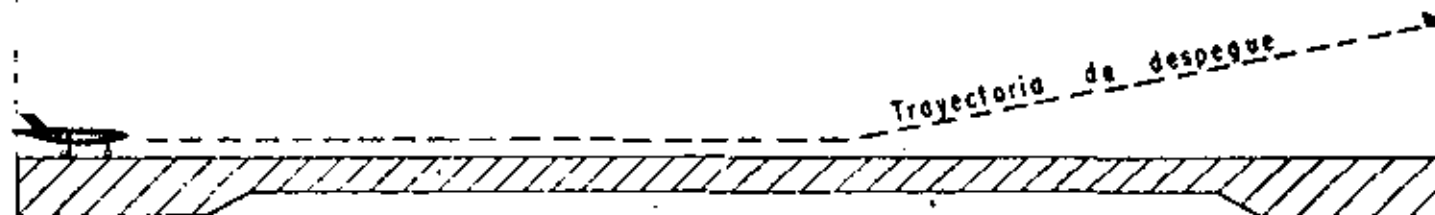
concreto hidráulico. Esta resonancia que puede ser notoria o no, la percibe el organismo del conductor y el cerebro, dentro de una caja de resonancia que es el cráneo, puede llegar a perder sensibilidad para efectos reflejos. En estudios sobre el tema se ha encontrado que en algunos accidentes en carreteras 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 severa, 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:

Planta



Corte en
el Q



Pavimento Diferencial en Sentido Longitudinal de Pistas.
(Cróquis)

Fig. 11

La primera, que se puede referir propiamente al perfil longitudinal del pavimento y que consiste en las ondas de gran longitud relativa, que provoca oscilación 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 fig. 12 y 13 se ejemplifica este fenómeno para el caso del avión Boeing 707-320B. En la fig. 12 se puede observar que para que se produzca la resonancia del 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.

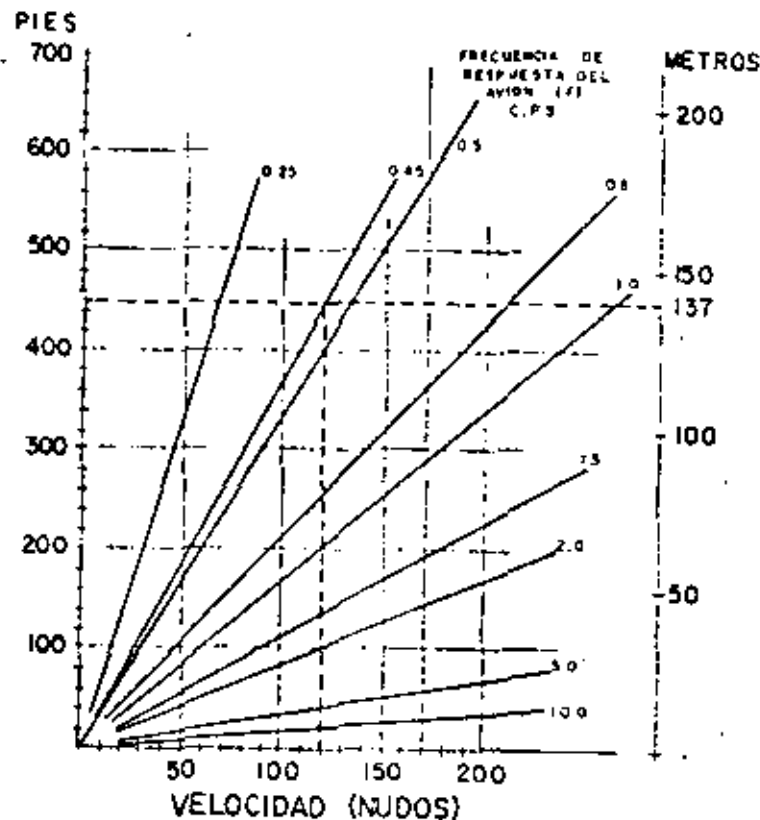


Fig. 12 Variación de la longitud de onda vs. velocidad para varias frecuencias.
(De H. R. Lee y J. L. Scheffel)

En la fig. 13 se ha dibujado el momento en que el avión B-707 entre en resonancia cuando la rugosidad de la pista tiene una longitud de onda de 137m (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.

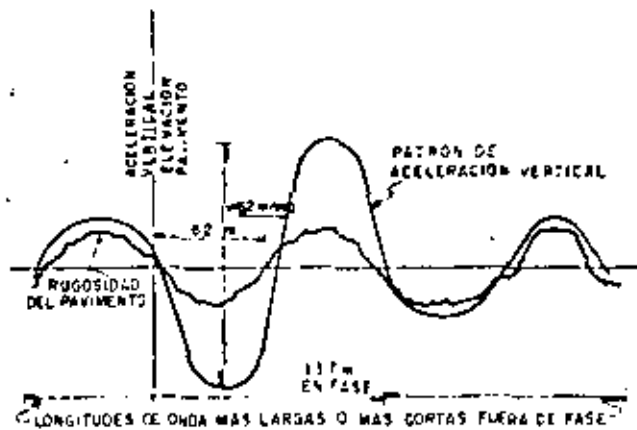


Fig. 13 Relación entre la aceleración vertical y la rugosidad. (De H. R. Lee y J. L. Scheffel).

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 despegarse totalmente y al regresar al pavimento, causar impactos de más del doble de su carga estática.

Además, en las simas, también se pueden presentar impactos en el tren principal, que lo transmite 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 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. 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.

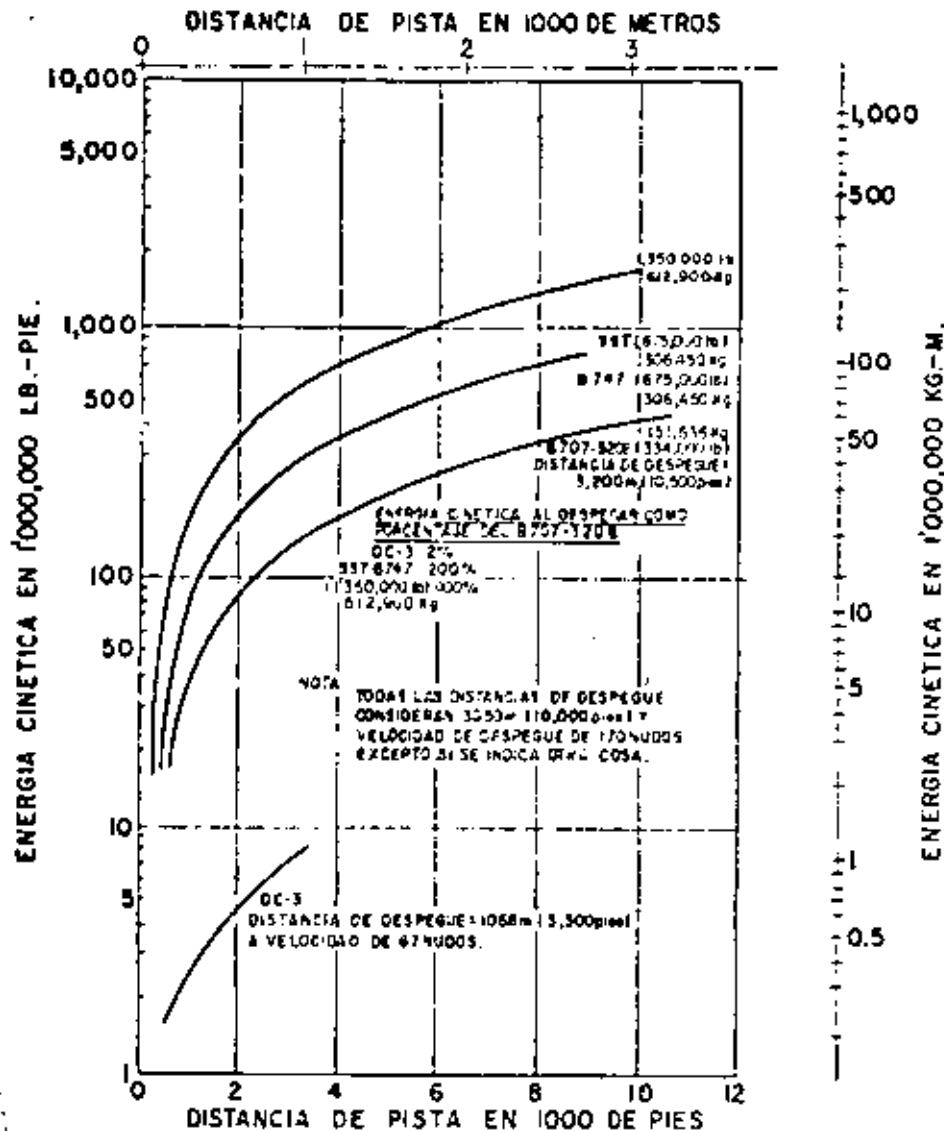


Fig. 14 Energía cinética y distancia de pista.
(de H. R. Lee y J. L. Scheffel)

En la fig. 15 se presenta un ejemplo del impacto producido por la rugosidad del pavimento y los despegues de un avión B-727. En la fig. 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 pavimento (en aeropuertos el desgaste es mucho menor).

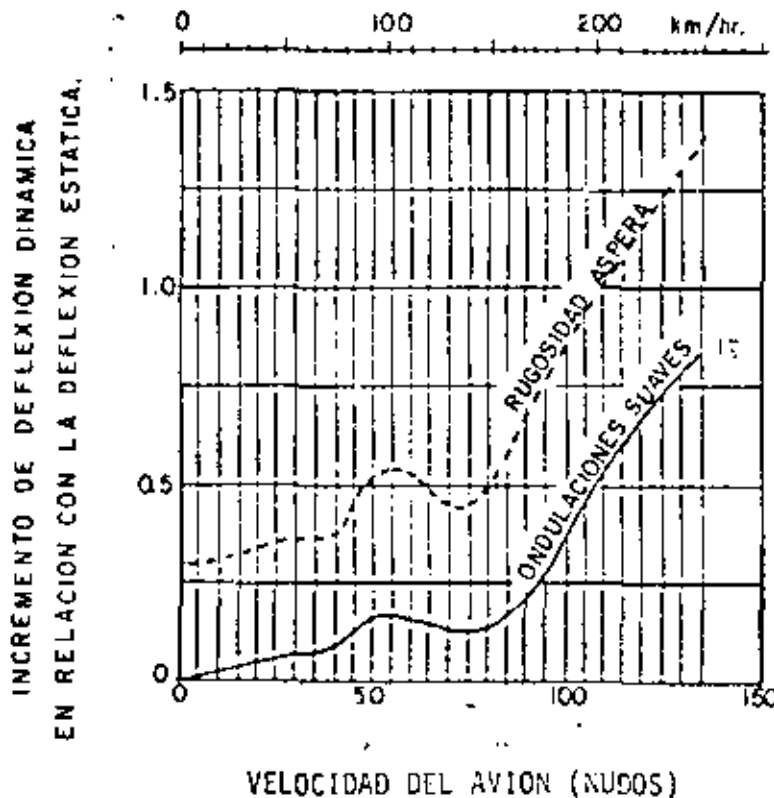


Fig. 15 Impacto producido por la rugosidad. (De N. C. Yong)

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.

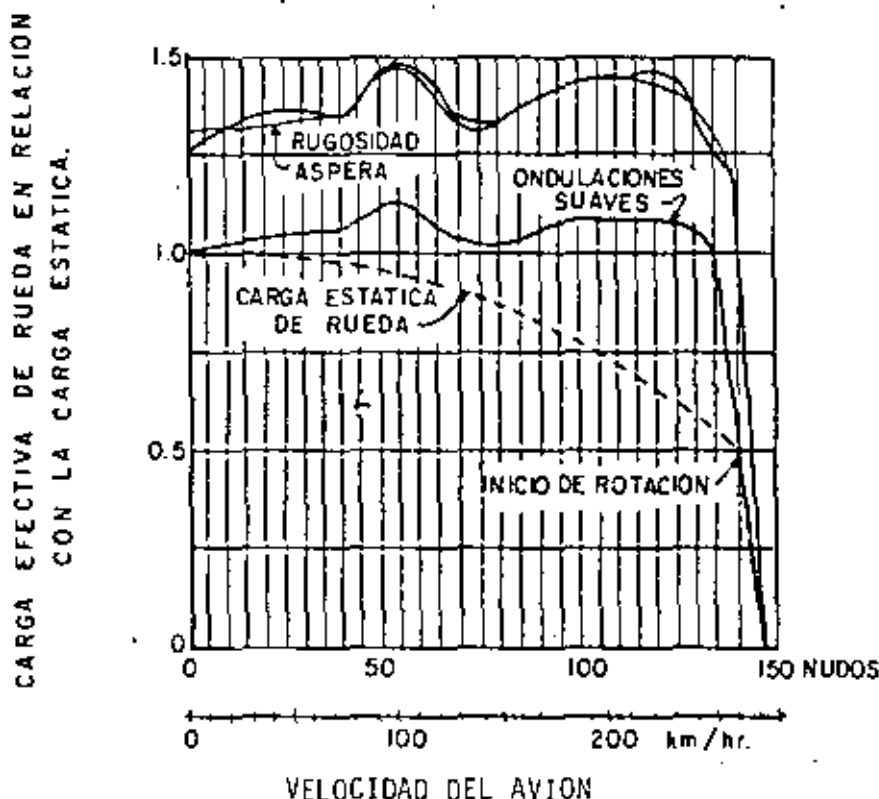


Fig. 16 Efecto de la sustentación de las alas en el impacto producido por la rugosidad. (Fuente: N. C. Yong) (Adaptada por F. F. Rodarte)

El caucho impregnado en grandes cantidades, en las pistas de dicho 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 o 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 o enfrenamiento; por lo que no es simple realizar trabajos sobre un pavimento de un aeropuerto que ya está en operación.

Esta situación obliga a pensar que los pavimentos deben 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.

11. METODO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA AEROPUERTOS.

En este capítulo se presentarán cuatro métodos básicos para el diseño 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 4) el método del Instituto del Asfalto.

1) Método del Cuerpo de Ingenieros (CBR)

El método CBR (California Bearing Ratio), o 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 fue el hombre más íntimamente ligado con el desarrollo de este método.

Es quizá el método CBR el más utilizado en el mundo, incluso más que todos los otros métodos de diseño de pavimentos juntos.

El método CBR fue 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 pulg² = 19.35 cm² 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 estándar tiene una resistencia de 1,000 lb/pulg² = 70.37 kg/cm², es decir requiere de una fuerza sobre el pistón de 3,000 lb = 1,361 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. 17 se muestran dichas curvas; la curva B indicaba el espesor mínimo de pavimento 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. 18. Los esfuerzos cortantes fueron calculados para varias cargas de rueda y graficados en función de la profundidad, como se indica en la fig. 18. 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. 18 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. 17 también se han indicado en función del espesor. Por ejemplo, en la fig. 18, para una carga de 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. 17, 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. 18.

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. 19.

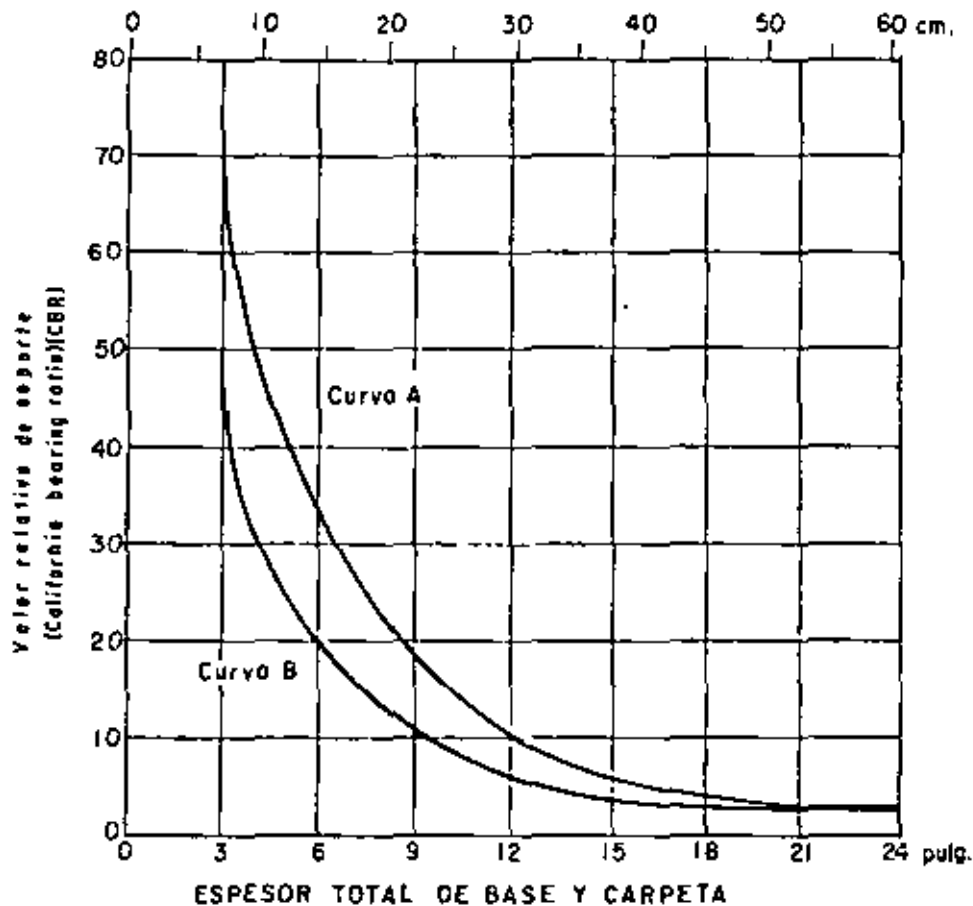


Fig. 17 Espesor total de base y carpeta en relación con los valores de CBR (Cuerpo de Ingenieros)

Desde el punto de vista estrictamente teórico, las consideraciones su-
puestas en los cálculos, tenían fuertes limitaciones; una de ellas es la con-
sideración de que la estructura del pavimento es una masa homogénea. Sin em-
bargo el análisis fue un buen comienzo y probó estar esencialmente de acuer-
do con las pruebas efectuadas posteriormente a escala natural.

Los resultados de las investigaciones empíricas mostraron que las curvas
establecidas a partir de consideraciones teóricas eran conservadoras para los
valores altos de CBR y para las cargas de ruedas más pesadas, proporcionaban
espesores de pavimento insuficientes para los valores bajos de CBR.

A finales de la Segunda Guerra Mundial aparecieron los aviones con pier-
nas de trenes de aterrizaje constituidas por ruedas dobles (avión B-29); por-
tanto, se requirió un análisis del efecto de esta configuración de ruedas so-
bre el espesor de pavimento y el desarrollo de curvas de diseño apropiadas pa-

ra dicha configuración.

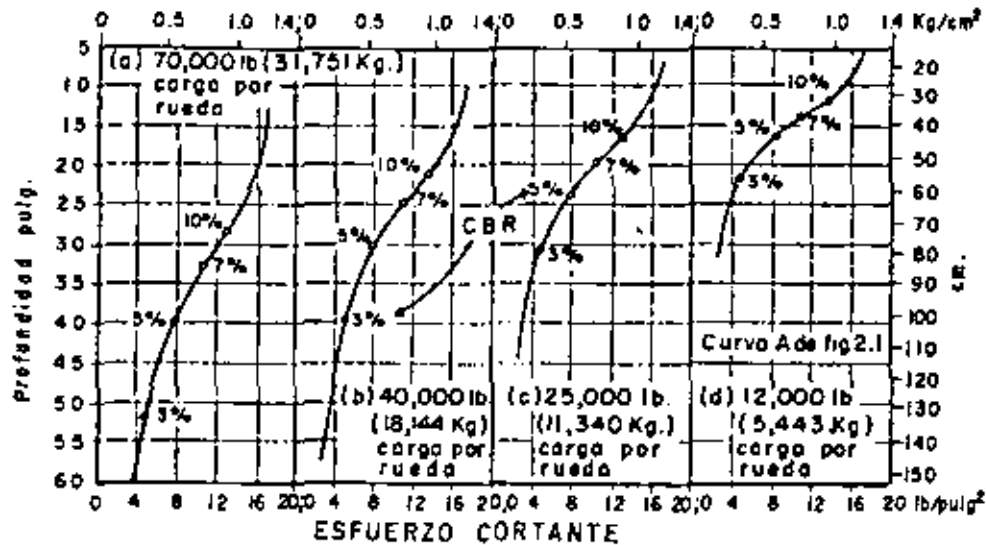


Fig. 18 Extrapolación de los espesores de pavimento de carreteras por medio de la teoría elástica. (Cuerpo de Ingenieros).

La fig. 20 ilustra el concepto del mencionado análisis. La carga total de la pierna con ruedas dobles es P_d ; la distancia entre las ruedas es S_d - centro a centro y "d" entre las caras 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 profundidades 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 profundidades intermedias entre " $d/2$ " y $2 S_d$ tienen una variación lineal cuando se grafican en escalas logarítmicas como se indica en la fig. 20b.

La fig. 21 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 fue 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.

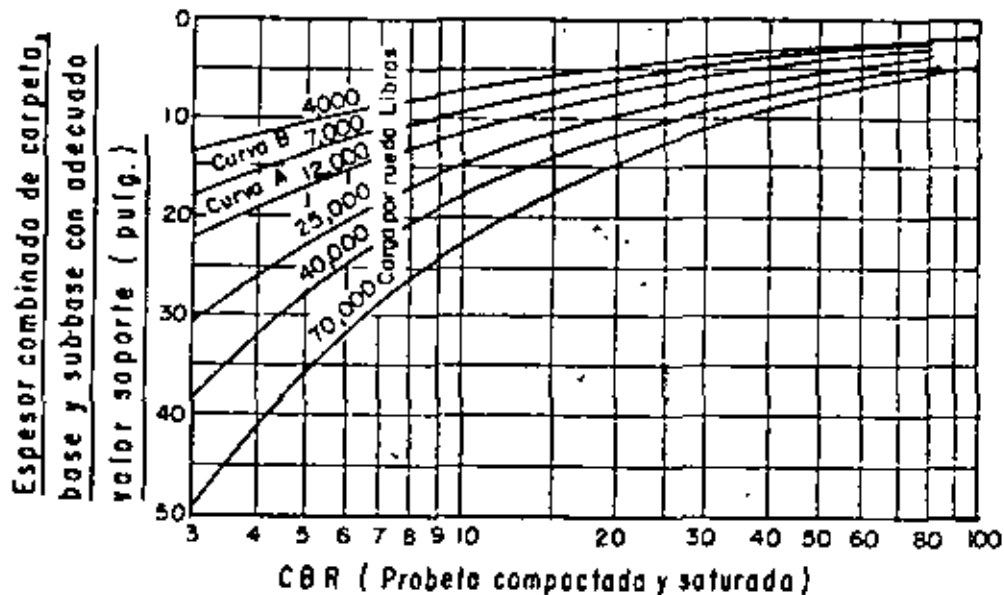


Fig. 19 Curvas tentativas de diseño de pavimentos flexibles.
(Cuerpo de Ingenieros)

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 rela - ción de cambio de deflexión contra distancia al centro de aplicación de la - carga (fig. 22) 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 pa - ra 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 car - gas dobles, como se muestra en la fig. 22. Con dichos análisis se demostró que una carga sencilla, que ocasiona la misma deflexión máxima que una car - ga de ruedas múltiples, puede producir esfuerzos iguales o aún mayores en - la cimentación, en comparación con la carga de ruedas múltiples. Para pro - pósitos de diseño la carga de rueda sencilla puede ser considerada equiva - lente 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 es - ta carga de rueda equivalente sencilla es igual a la de una de las ruedas - múltiples.

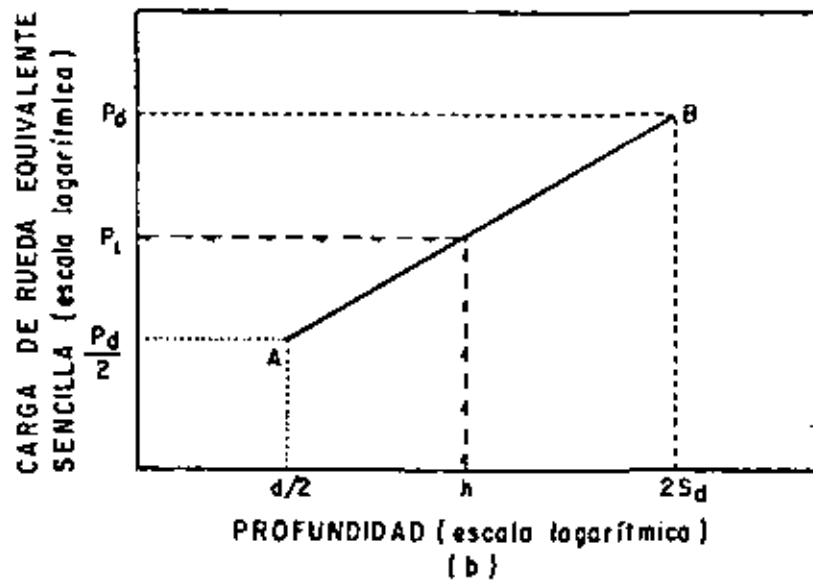
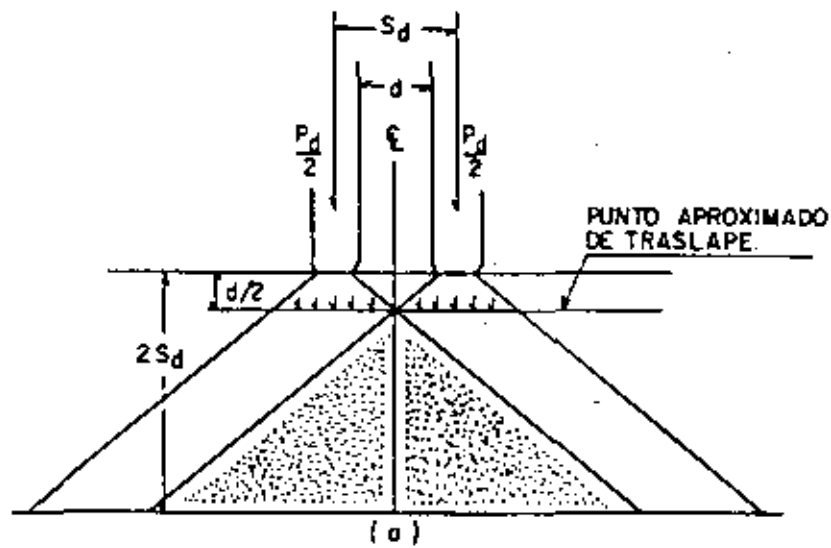


Fig. 20 Análisis de carga de rueda equivalente sencilla para esfuerzos verticales iguales en la subrasante.

(E. J. Yoder y M. W. Witczar)

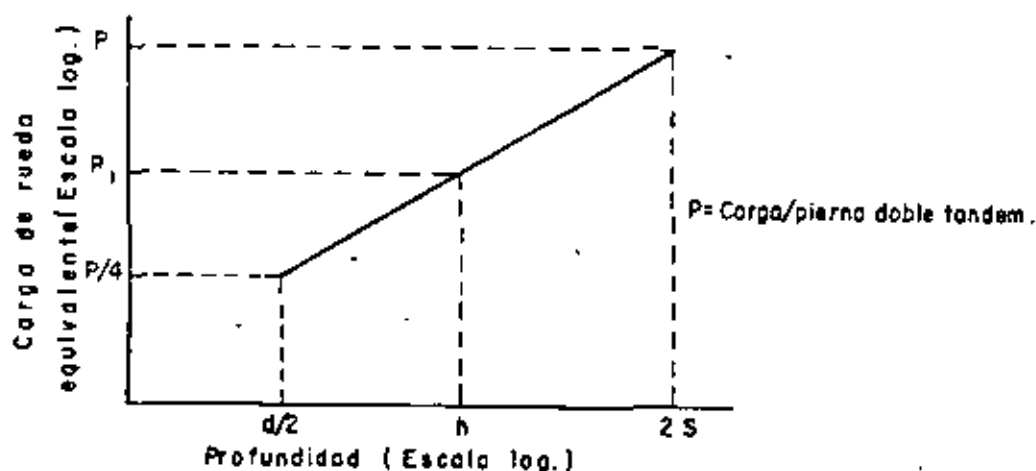
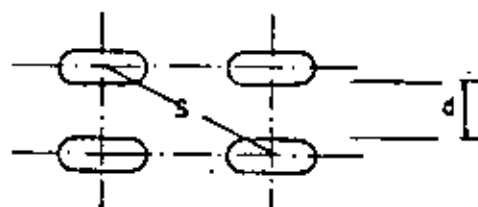


Fig. 21 Carga de rueda equivalente sencilla para piernas de trenes de aterrizaje con ruedas en doble tandem.

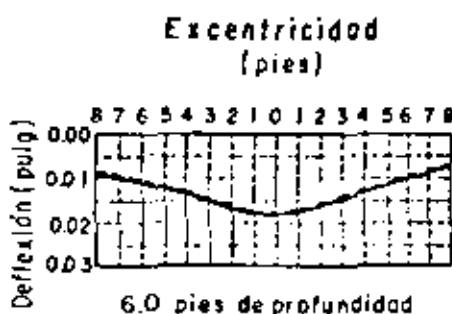
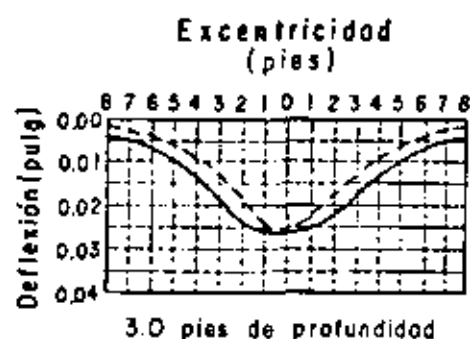
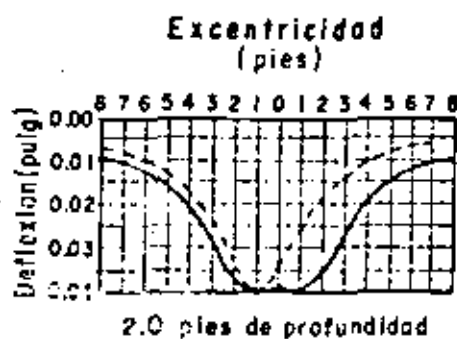
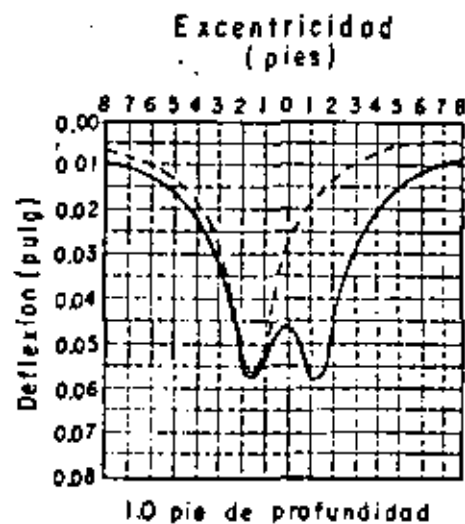
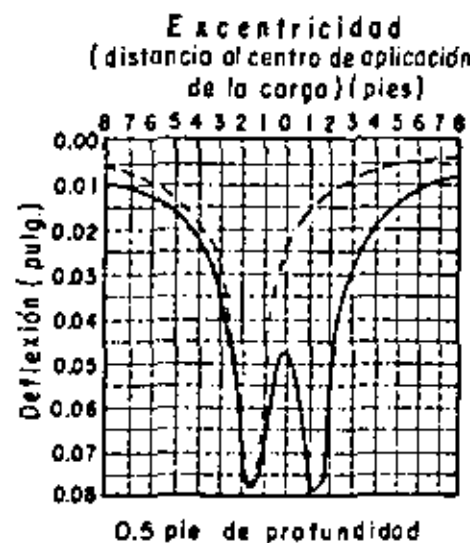
Para ilustrar el procedimiento, se presenta el siguiente ejemplo.

Supóngase una pierna con ruedas en doble tandem como se muestra en la fig. 23. 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:

$$\frac{130,000}{4} = 32,500 \text{ lb (14,742 kg)}.$$

El área de contacto por rueda es

$$\frac{32,500}{140} = 232 \text{ pulg}^2 (1,497 \text{ cm}^2)$$



SIMBOLOGIA

- Deflexiones con carga doble
- Deflexiones con carga sencilla

NOTA: placa de 250 pulg², 30 pies de separación, las deflexiones - por carga sencilla fueron incrementadas para hacer iguales las deflexiones máximas de cargas sencilla y doble.

Relación de Poisson = 0.3

Módulo de elasticidad = 13,000 lb/pulg²

Carga de la superficie = 100 lb/pulg²

Fig. 22 Comparación teórica de los perfiles de deflexión para ruedas sencillas y dobles.

Supongáse 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:

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{232}{\pi}} = 8.6 \text{ pulg (21.8 cm)}$$

$$y: 3 r = 25.8 \text{ pulg (65.5 cm)}$$

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. 23 con los puntos A, B, C y D (que representan ejes verticales).

En un medio elástico la deflexión "w" está dada por la ecuación

$$w = \frac{P r F}{E_m}$$

en donde

P = presión

E_m = módulo de elasticidad

F = factor de deflexión (obtenido de fig. 24)

r = radio del área de contacto.

Utilizando los subíndices "s" para rueda sencilla y "d" para rueda doble se tiene:

$$w_s = \frac{r_s}{E_m} p_s F_s; \text{ y } w_d = \frac{r_d}{E_m} p_d F_d$$

como:

$$w_s = w_d, \text{ y } r_s = r_d$$

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:

$$\frac{P_s}{P_d} = \frac{F_d}{F_s} \quad (1)$$

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.

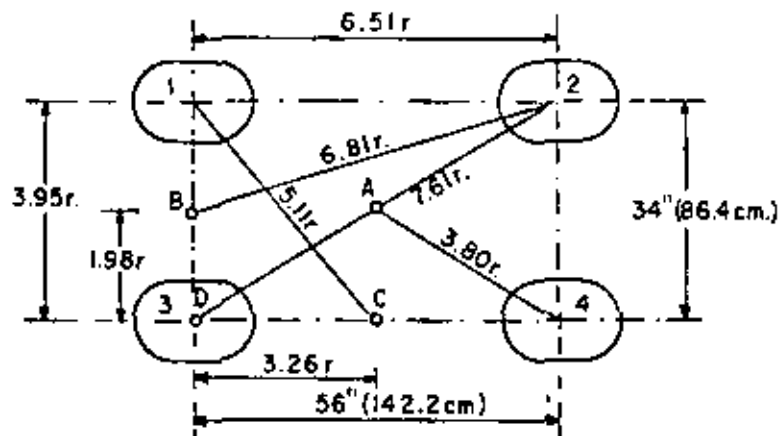


Fig. 23 Ejemplo de cálculo de rueda equivalente sencilla por medio de factores de deflexión.

Los factores de deflexión se obtienen de la fig. 24 y se indican en la tabla 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 2. La carga equivalente de rueda sencilla a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). (Con base en la ecuación 1) es:

$$32,500 \times 1.96 = 63,700 \text{ lb (28,894 kg)}$$

TABLA 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	3.80 r	0.21	1.98 r	0.34	5.11 r	0.16	3.95 r	0.21
3 r	2	3.80 r	0.21	6.81 r	0.11	5.11 r	0.16	7.61 r	0.11
3 r	3	3.80 r	0.21	1.98 r	0.34	3.26 r	0.25	0.00 r	0.47
3 r	4	3.80 r	0.21	6.81 r	0.11	3.26 r	0.25	6.51 r	0.13
w	-	---	0.84	---	0.90	--	0.82	--	0.92

TABLA 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	1.95

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. 25 y 26).

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:

$$t = \sqrt{\frac{P}{8.1 (\text{CBR})} - \frac{A}{\pi}} \quad (2)$$

Para una vida del pavimento de 5,000 cubrimientos;

donde:

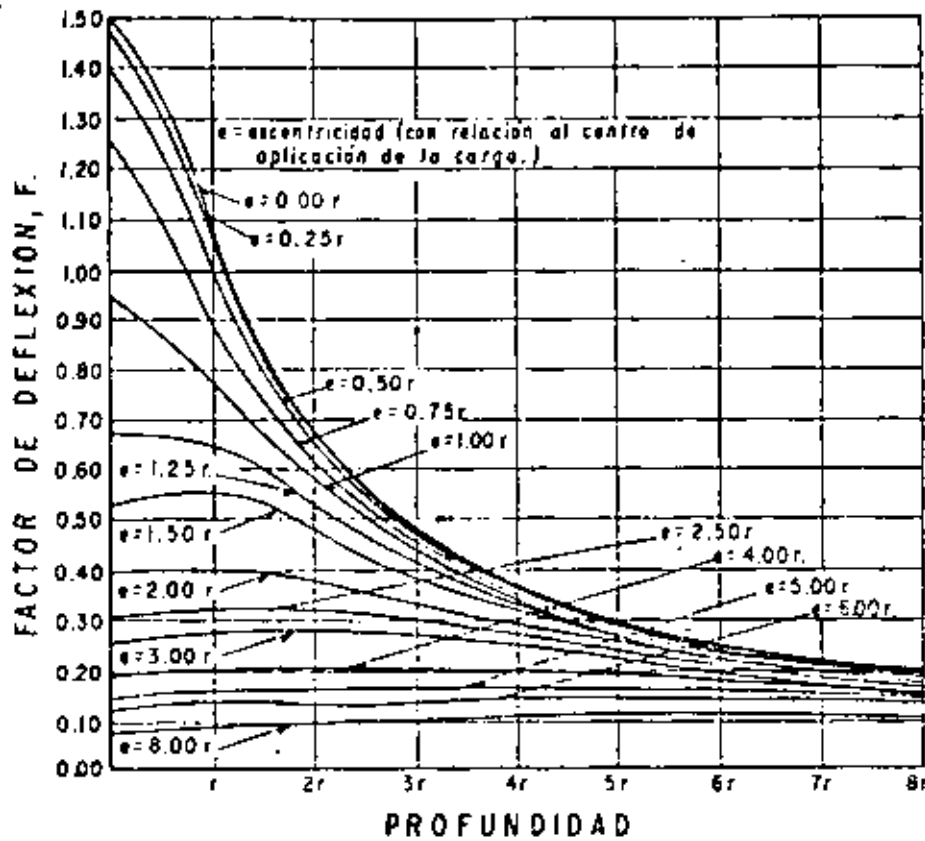
- t = espesor de pavimento (pulg)
- P = carga de rueda sencilla (lb)
- A = área de contacto (pulg²)

"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:

$$C = D \frac{0.75 N a}{12 T} \quad (3)$$

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).



$$w = \frac{prF}{E_m}$$

w = deflexión vertical (pulg)

r = radio del área circular de carga (pulg)

E_m = módulo de elasticidad (lb/pulg²)

F = factor de deflexión

Z = profundidad (pulg).

p = presión en la superficie de contacto (lb/pulg²)

NOTA: Para puntos bajo el centro del área circular

(excentricidad = 0.00r):
$$F = \frac{3r}{2\sqrt{Z^2 + r^2}}$$

Fig. 24 Factores de deflexión para una carga uniforme de radio "r" relación de Poisson = 0.5. (Cuerpo de Ingenieros, Estación experimental Waterways)

Posteriormente se encontró que la ecuación básica, 2, era válida sólo para valores de CBR menores que 12 debido a consideraciones de durabilidad y otros requerimientos.

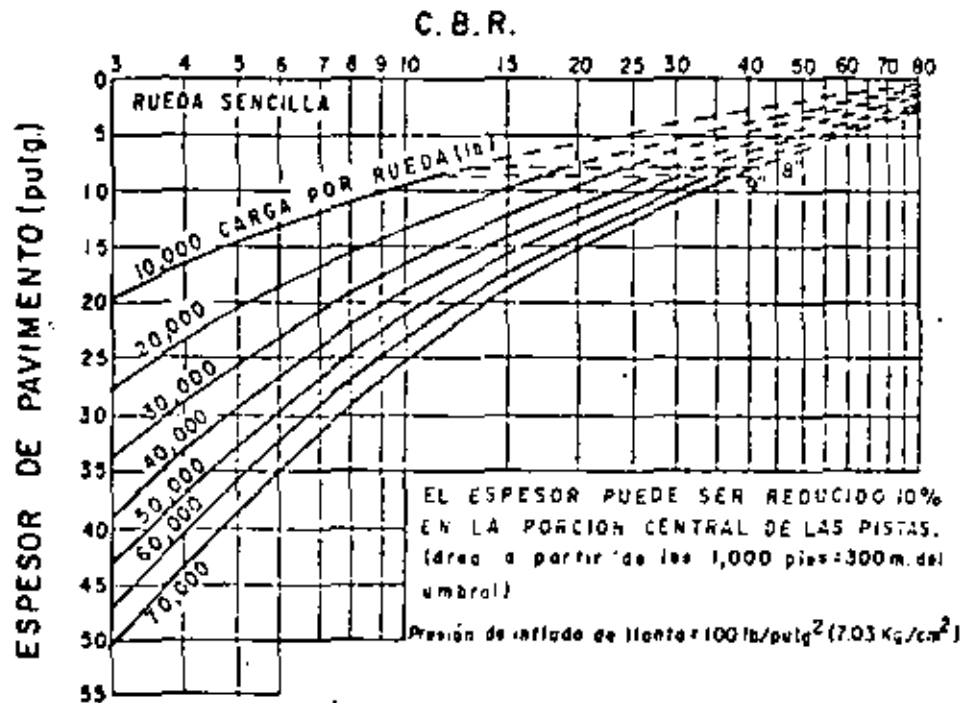


Fig. 25 Curvas de diseño de pavimentos flexibles para calles de rodaje (Cuerpo de Ingenieros).

Para tomar en cuenta las repeticiones de carga y los trenes de aterrizaje de ruedas múltiples, la ecuación básica 2 fue modificada como sigue:

$$t = f \sqrt{\frac{ESWL}{8.1 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (4)$$

donde:

f = por ciento de espesor de diseño

$f = 0.23 \log C + 0.15$

ESWL = carga equivalente de rueda sencilla

C = cubrimientos

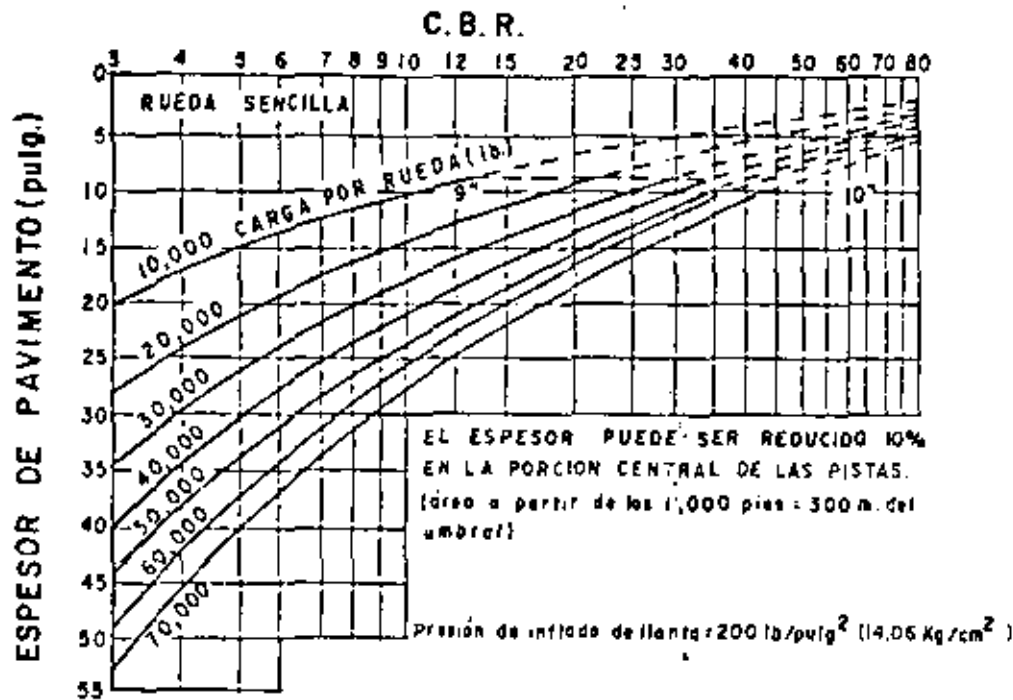


Fig. 26 Curvas de diseño de pavimentos flexibles para calles de rodaje. (Cuerpo de Ingenieros)

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 4 es algo conservadora. Por tanto la ecuación se ha modificado como sigue:

$$t = \alpha_f \sqrt{\frac{ESWL}{3.1 (CBR)} - \frac{A}{\pi}} \quad (5)$$

donde:

α_f = 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 obtener α_f de la fig. 27.

El factor de repetición de carga, α_1 , está basado en pasadas de aviones (una pasada es una operación de avión), mientras que en las relaciones anteriores estaban basadas en cubrimientos.

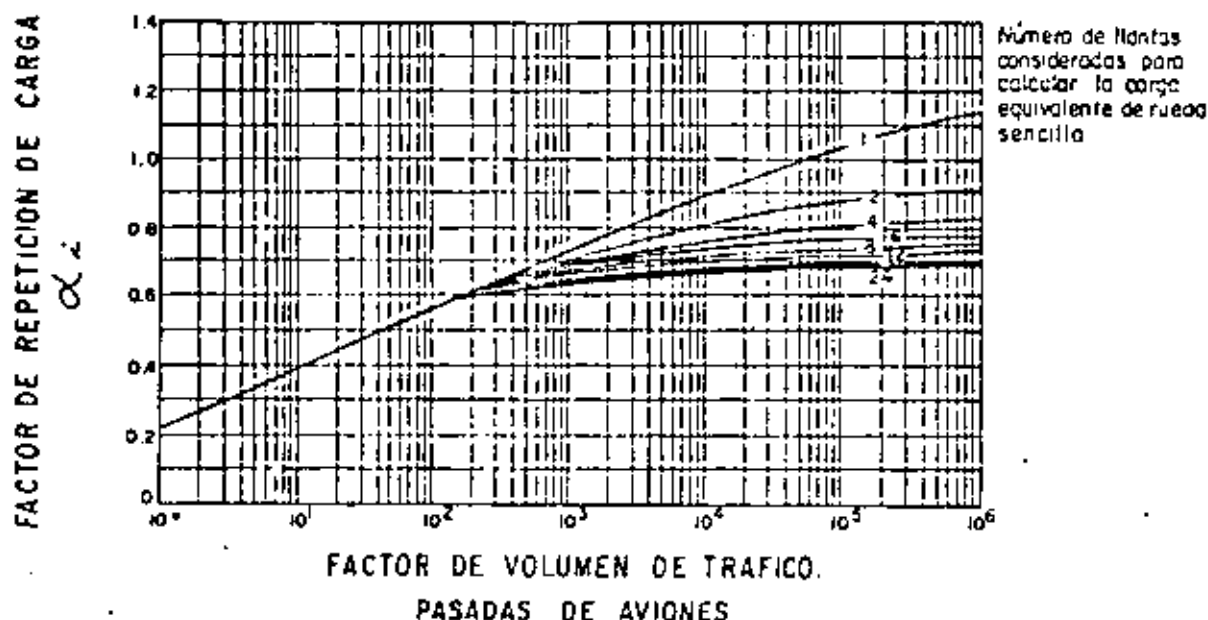


Fig. 27 Factor de repetición de carga contra número de pasadas (Cuerpo de Ingenieros. Estación experimental Waterways).

La ecuación 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 y 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.

Tabla 3 Selección del C B R de sieño para capas de mejoramiento y subbases.
(Cuerpo de Ingenieros)

Material	Máximo C B R de diseño	Tamaño (pulg)	Valor máximo permisible			
			Requerimientos granulométricos. % que pasa		Límite Líquido (LL)	Índice Plástico (IP)
			No. 10 (núm. 2)	No. 200 (núm. 075)		
Subbase	50	3	50	15	25	5
Subbase	40	3	80	15	25	5
Subbase	30	3	100	15	25	5
Capa de mejora- miento	20	3*	---	25*	35*	12*

* Límites sugeridos.

Tabla 4 Selección del C B R de diseño para bases.
(Cuerpo de Ingenieros)

T I P O	C B R De diseño
Agregado triturado graduado	100
Macadam confinado en húmero	100
Macadam confinado en seco	100
Capas asfálticas intermedias y superficiales, mezcla en planta en caliente	100
Roca caliza	80
Agregado estabilizado	80

En las tablas 5 y 6 se presentan los criterios de diseño de espesores para carpeta y base.

Tabla 5 Criterios de diseño de espesores de carpeta y base para cargas de rueda sencilla. (Cuerpo de Ingenieros).

Rueda sencilla. Presión de inflado: 100 lb/pulg²

Carga (1,000 lb)	ESPESOR MINIMO (PULG.)					
	C B R : 80 (1)			C B R : 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 pulg²

Carga (1,000 lb)	ESPESOR MINIMO (PULG.)					
	C B R : 80 (1)			C B R : 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.

**CRITERIO DE DISEÑO DE ESPESORES DE CARPETA Y
BASE PARA CARGAS DE RUEDAS MÚLTIPLES (Cuerpo de Ingenieros)**

Tabla 6.

TREN DE ATERRIZAJE EN BICICLO
PIERNA CON RUEDAS DOBLES GEMELAS 37-62-37 pulg. CENTRO A CENTRO.
AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg.²

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 pulg.²

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: 3x63 pulg. CENTRO A CENTRO.
AREA DE CONTACTO POR RUEDA: 267 pulg.²

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 pulg.²

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
50	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.

En la fig. 28 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 a mínima carga.

2. Método de la Administración Federal de Aviación, FAA.

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 7 se presenta la clasificación de suelos y subrasantes. Debido a que en algunos suelos finos pueden quedar clasificados en más de un grupo cuando se utiliza el criterio indicado en la tabla 7, por ejemplo los suelos que contienen micras diatomeas o gran cantidad de material 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. 35. Las gráficas de este método de diseño, que estuvo vigente hasta el año de 1978, se presentan en las figs. 36 a 42. Las curvas de diseño para aviones con trenes de aterrizaje de ruedas sencillas, dobles y en doble tandem (figs. 36 a 38) 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 más 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. 39 a 42) 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

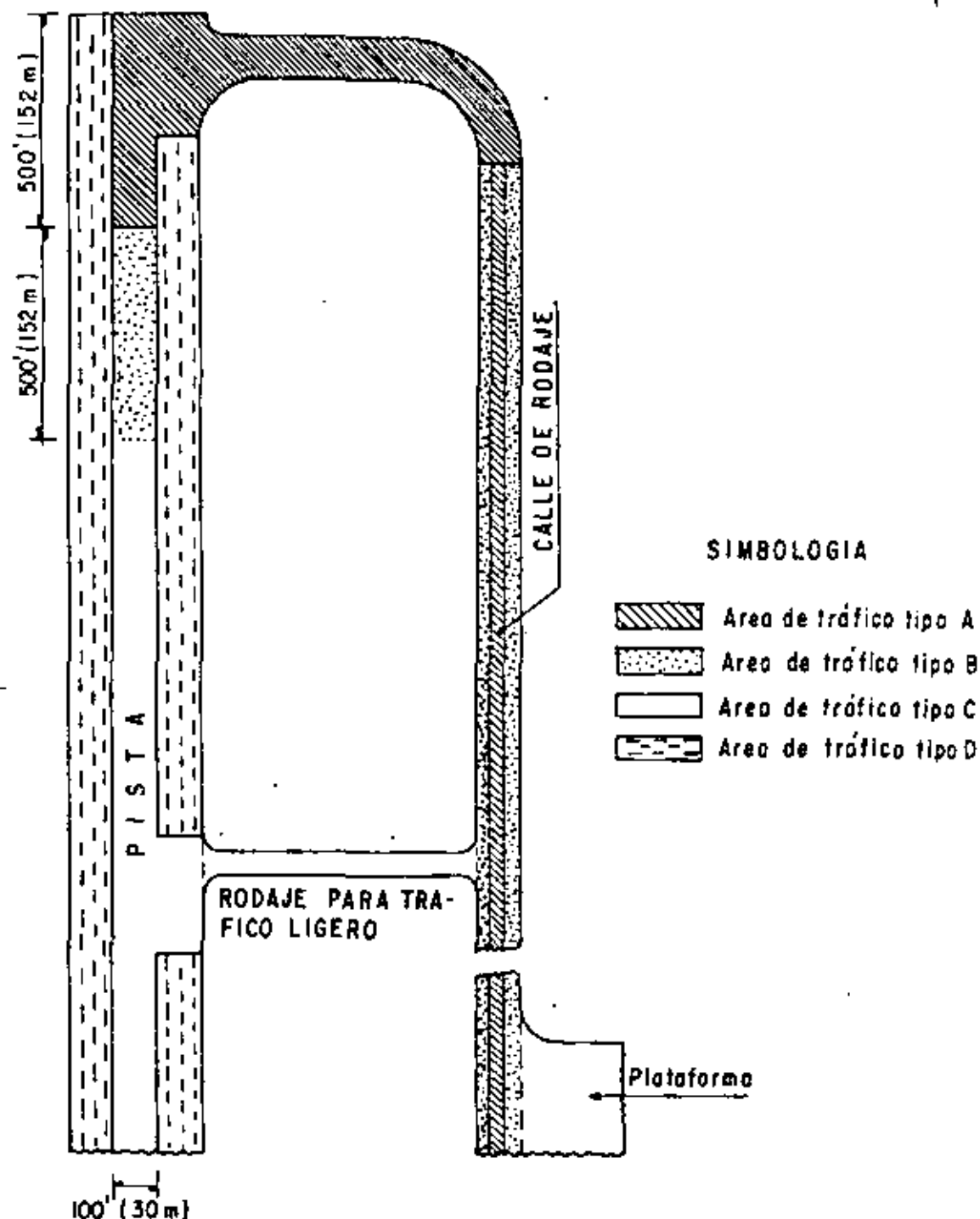


Fig. 28 PAVIMENTOS FLEXIBLES DE AEROPUERTOS
ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS PARA CARGAS PESADAS.

(Cuerpo de Ingenieros EM-1110-45-302/1958)

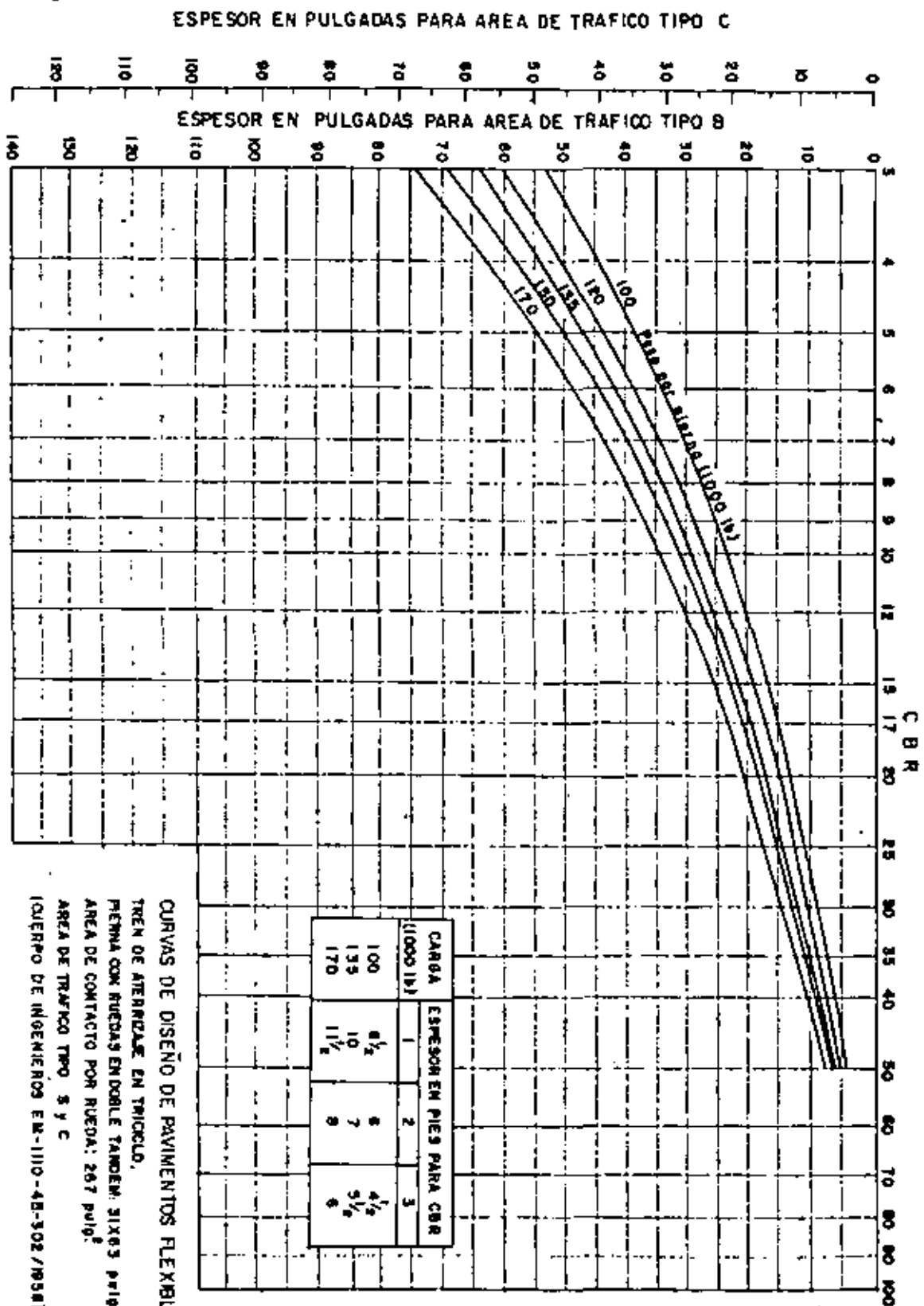
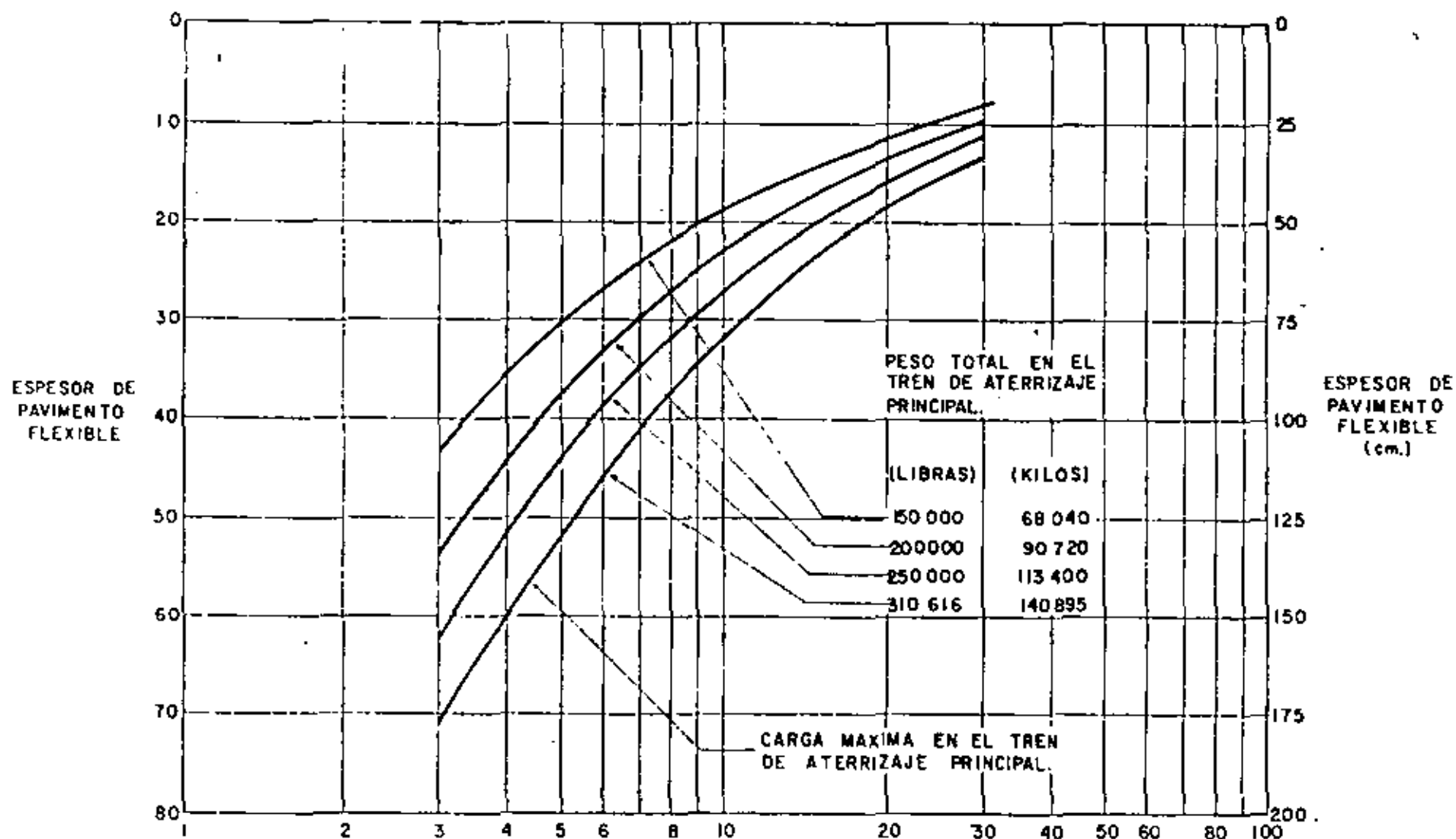


FIG. 30.

5,000 CUBRIMIENTOS

LLANTAS: 44X13"

PRESION DE INFLADO: 186 lb/pulg²

REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL METODO
DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS (SEFL 165A)
AVION DC-8-55 F

LLANTAS: 44 X 16"

PRESION DE INFLADO: 186 lb./pulq.²

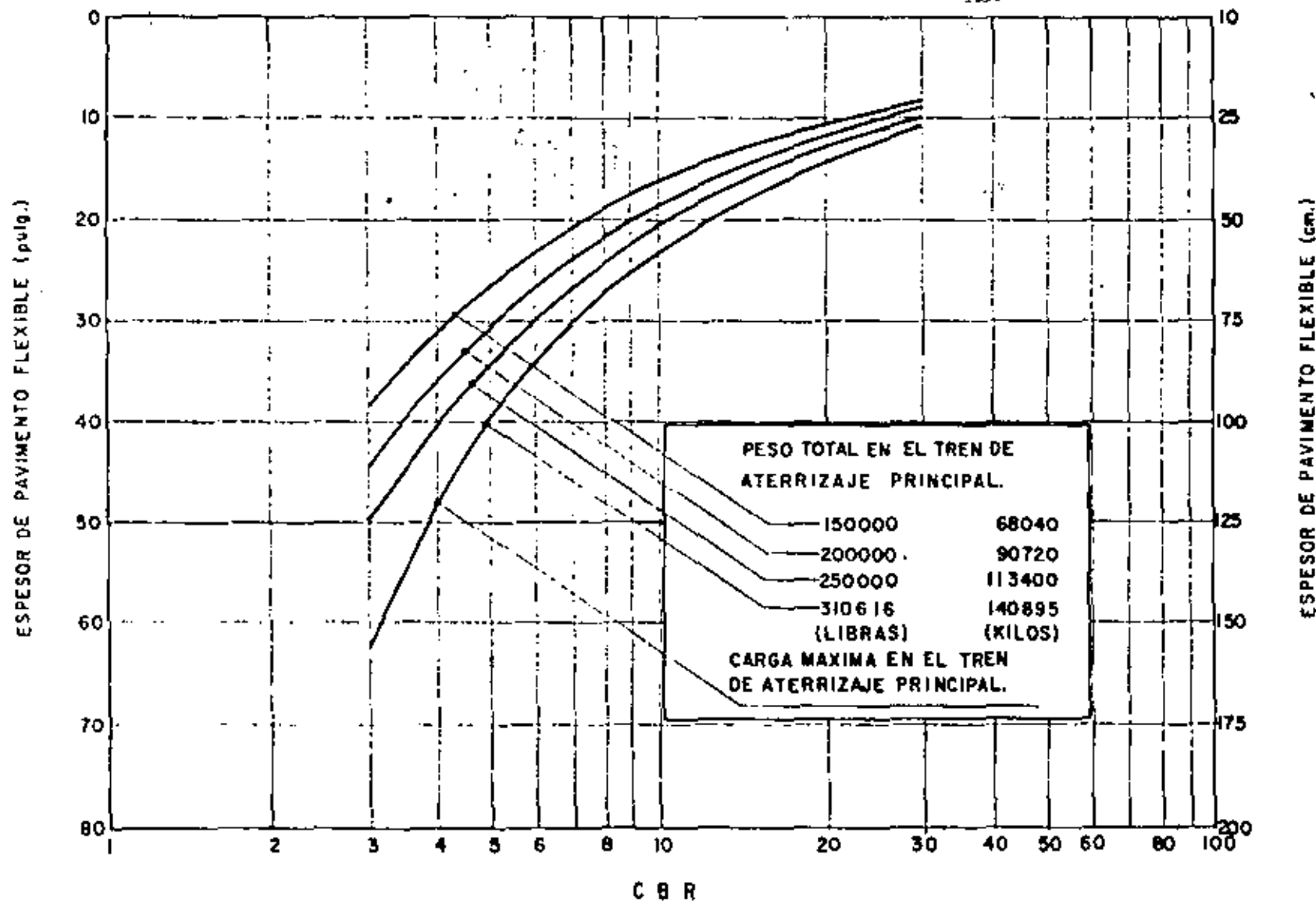
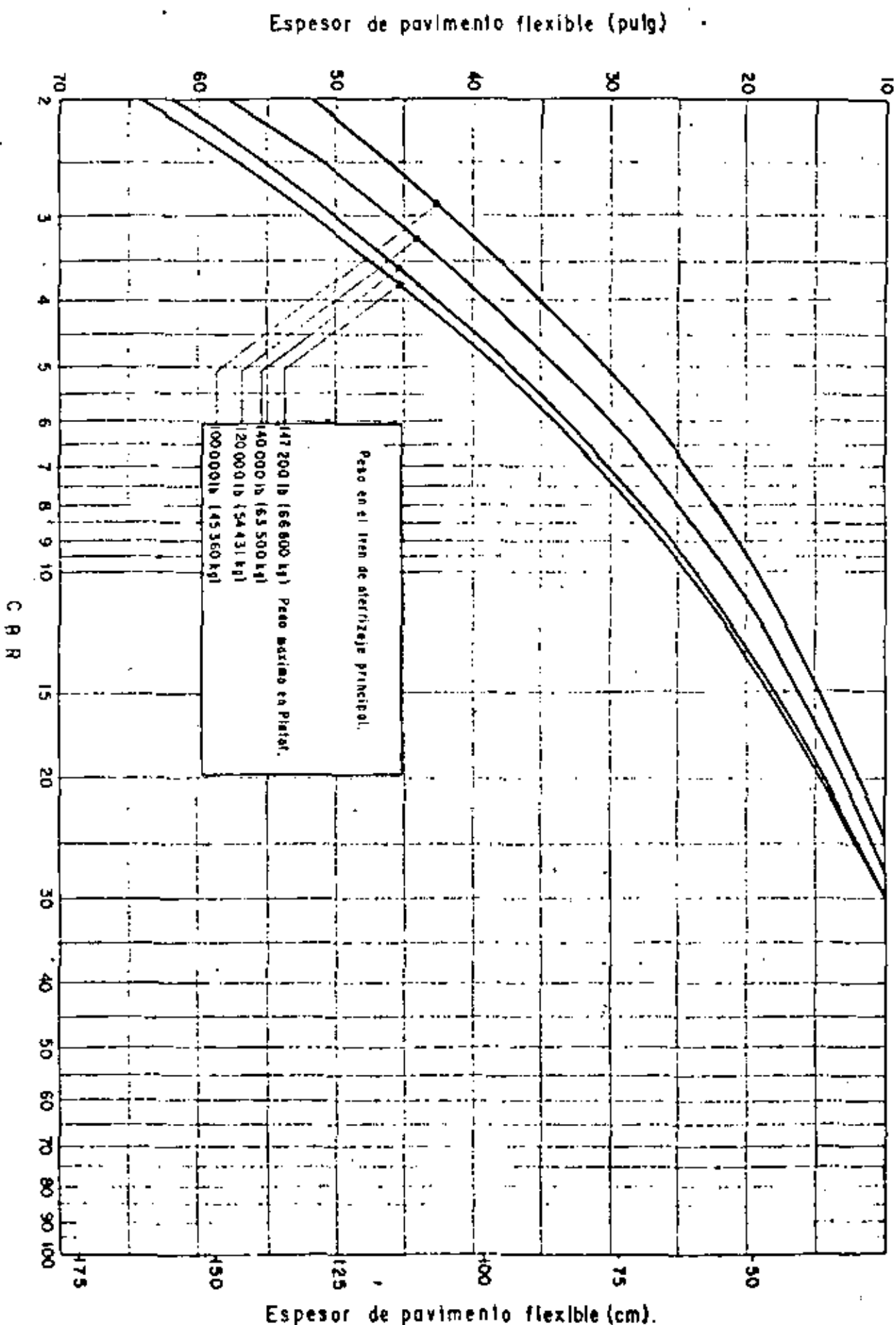


FIG. 32 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS.
(ASCE-2046/1949) Avión DC-8-55F
(Douglas Aircraft Company 1969)

LLANTAS: 49X17" (124.5 X 43.2 cm)

PRESION DE INFLADO: 156 lb./pulg.² (11.1 kg/cm²)



Espesor de pavimento flexible (pulg)

Espesor de pavimento flexible (cm).

Fig. 33 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE. METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS MODIFICADO POR SECT. 165 A AVION B - 727 - 100 C (Hocking Company 1972)

5 000 CUBRIMIENTOS

Llantas 46X16-30 PR tipo VII. Presion de inflado: 210 lb/pulg.² (148 kg/cm.²)

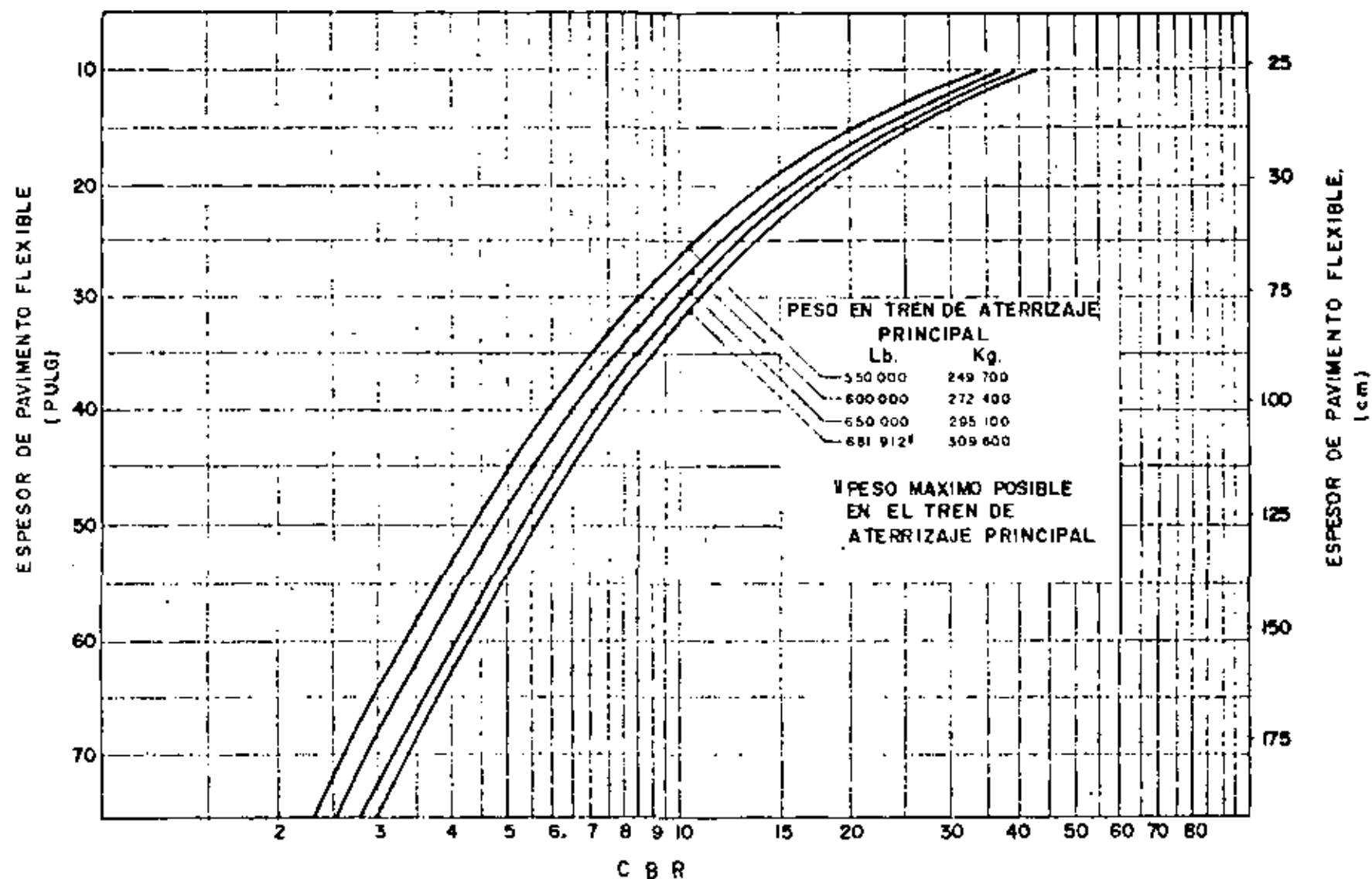


Fig. 34 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS (SEPL 155A)
AVION B-747-100 (Boeing Company 1975)

diseño de pavimentos basados en métodos de análisis que han resultado de la experiencia y de recientes investigaciones. La decisión fue 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 piernas 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. 43 a 52 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, la concentra

ción 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.

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. 43-a 51 proporcionan el espesor total requerido de pavimento y el espesor de carpeta. La fig. 52 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 10.

Las gráficas de las figs. 43 a 51 se utilizan para determinar el espesor total de pavimento "T" para áreas críticas.

Los espesores en áreas no críticas y en críticas se determinan de acuerdo a lo indicado en la fig. 53.

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 8 y 9.

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,

Tabla 7 Clasificación de suelos y subrasantes. Método de la FAA.

Grupo de suelo		Análisis Granulométrico				Límite Líquido	Índice Plástico.	Clasificación de subrasante		
		Materiales retenidos en la malla N° 10 (Num. 20) en % (1 +)	Material más fino que pasa la malla N° 10 (num 2), en %					Buen drenaje	Drenaje pobre	
			Área gruesa que pasa la malla N° 10 (Num. 20) y se retiene en la N° 40 (Num. 0.425)	Área fina que pasa la malla N° 40 (Num. 0.425) y se retiene en la N° 200 (Num. 0.075)	Limo y arcilla combinados que pasan la malla N° 200 (Num. 0.075)				Con o sin helados.	Sin helados.
E - 1	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 -	F1 o Ra	F2 o Rb	F3 o Rb
	E - 4	0 - 45	----	---	35 -	35 -	10 -	F1 o Ra	F2 o Rb	F4 o Rb
E - 5	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		

(*) Si el porcentaje del material retenido en la malla No. 10 (núm. 2.6) excede lo indicado, la clasificación puede ser elevada; proveer dicho material es sano y regularmente bien graduado.

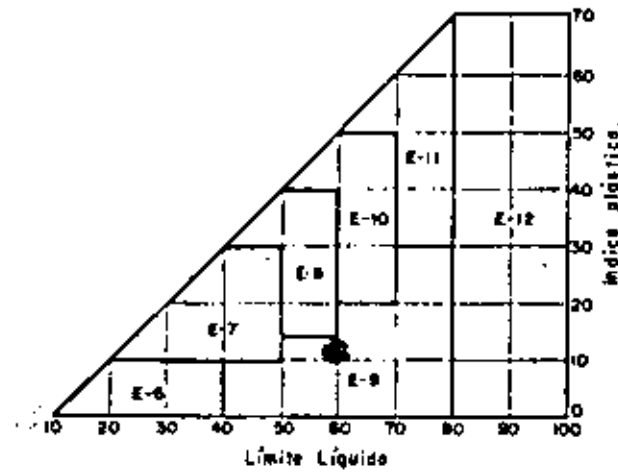


Fig. 35 Carta de clasificación para suelos finos.
(FAA. 1974)

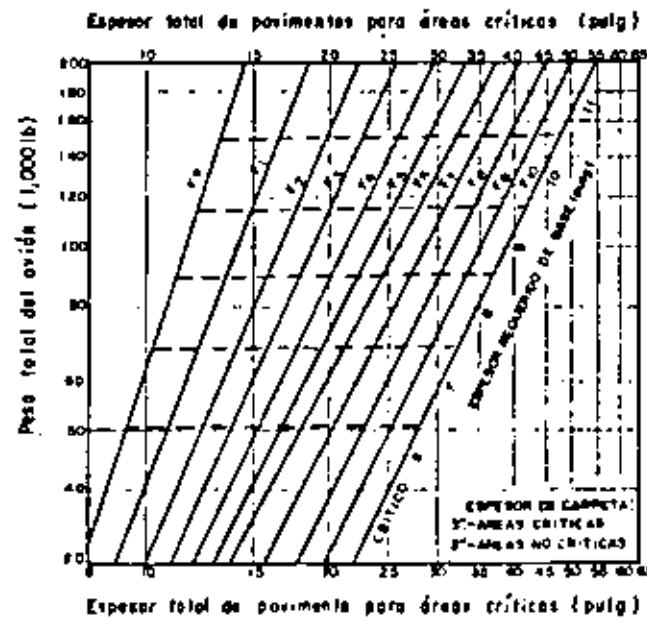


Fig. 36 Curvas de diseño para pavimento flexible.
Rueda sencilla. (FAA. 1974)

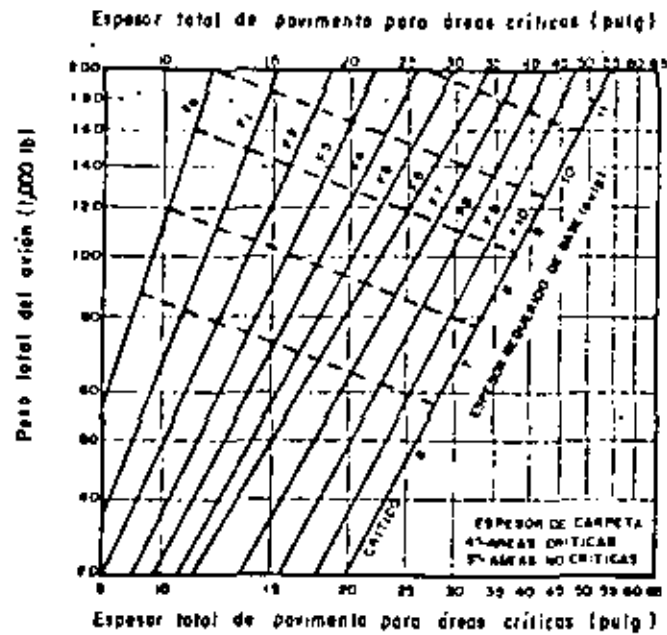


Fig. 37 Curvas de diseño para pavimento flexible.
Ruedas dobles. (FAA. 1974)

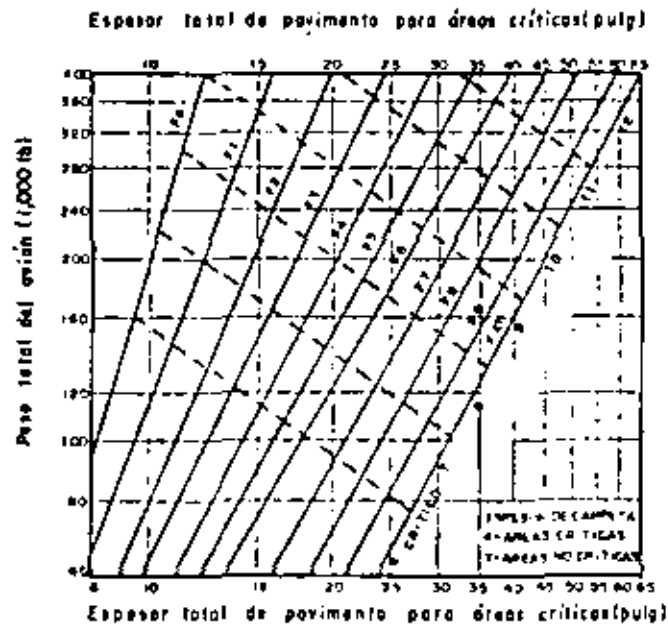


Fig. 38 Curvas de diseño para pavimento flexible.
Ruedas en doble tandem. (FAA. 1974)



Fig. 39 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión Boeing 747. (FAA, 1974)



Fig. 40 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión L-1011. (FAA 1974)



Fig. 41 Curvas de diseño para pavimento flexible.
Avión DC-10-10. (FAA 1974).



Fig. 42 Curvas de diseño para pavimento flexible.
Avión DC-10-30. (FAA 1974)

(FAA - 1978)

C B R

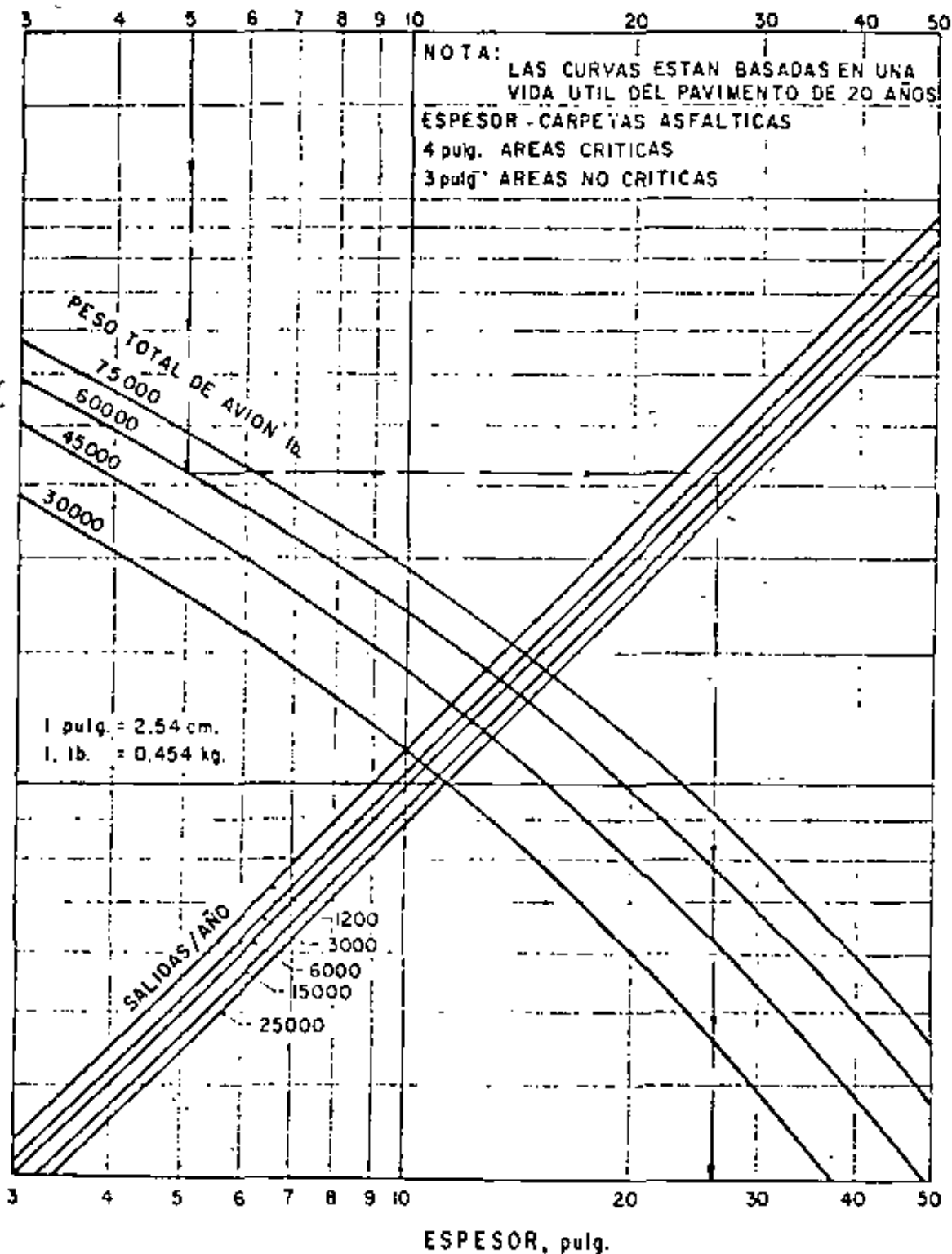


Fig. 43 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS
TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDA SIMPLE

(FAA - 1978)

C B R

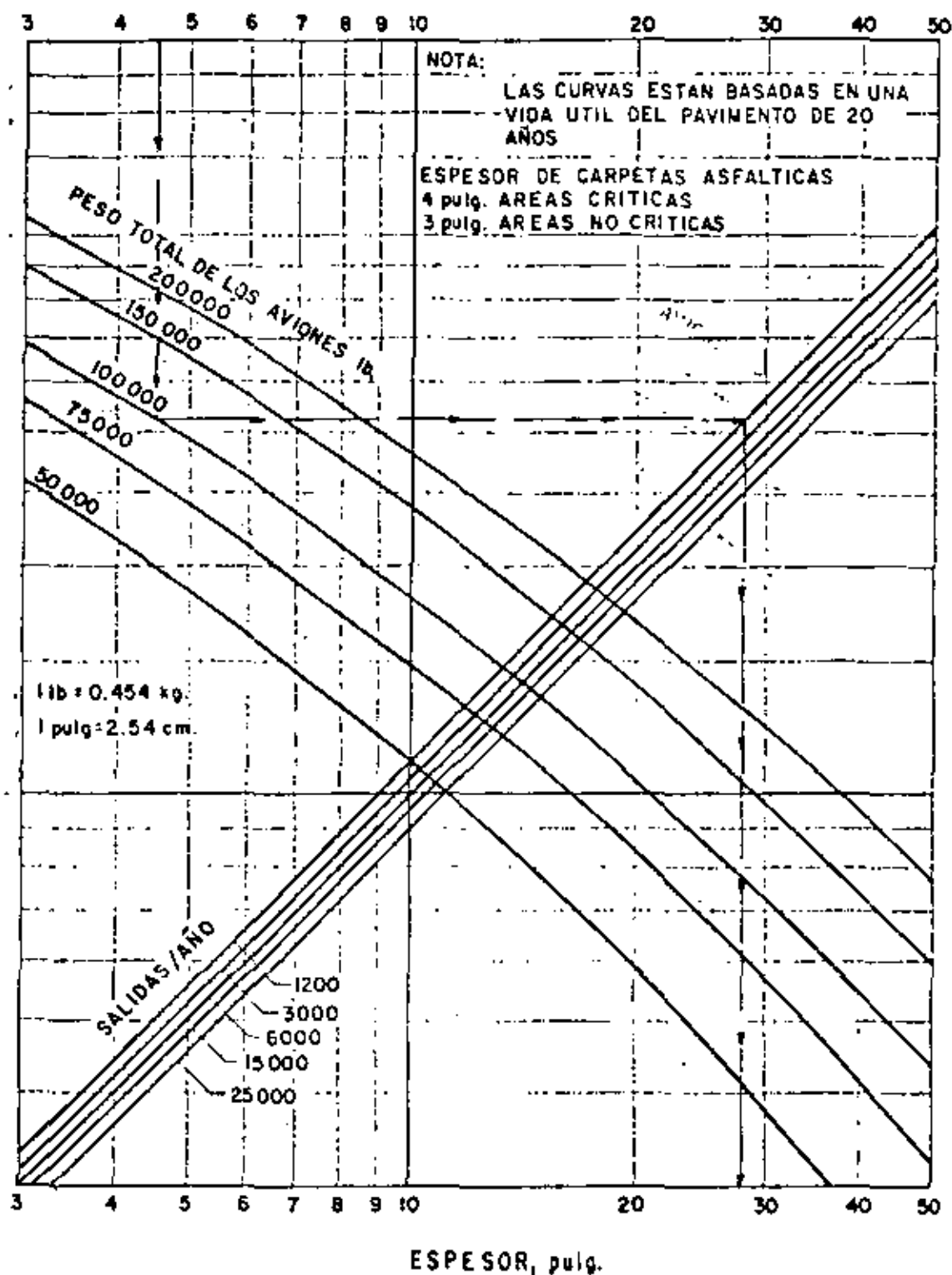


Fig. 44 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS
TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS DOBLES

(FAA-1978)

C B R

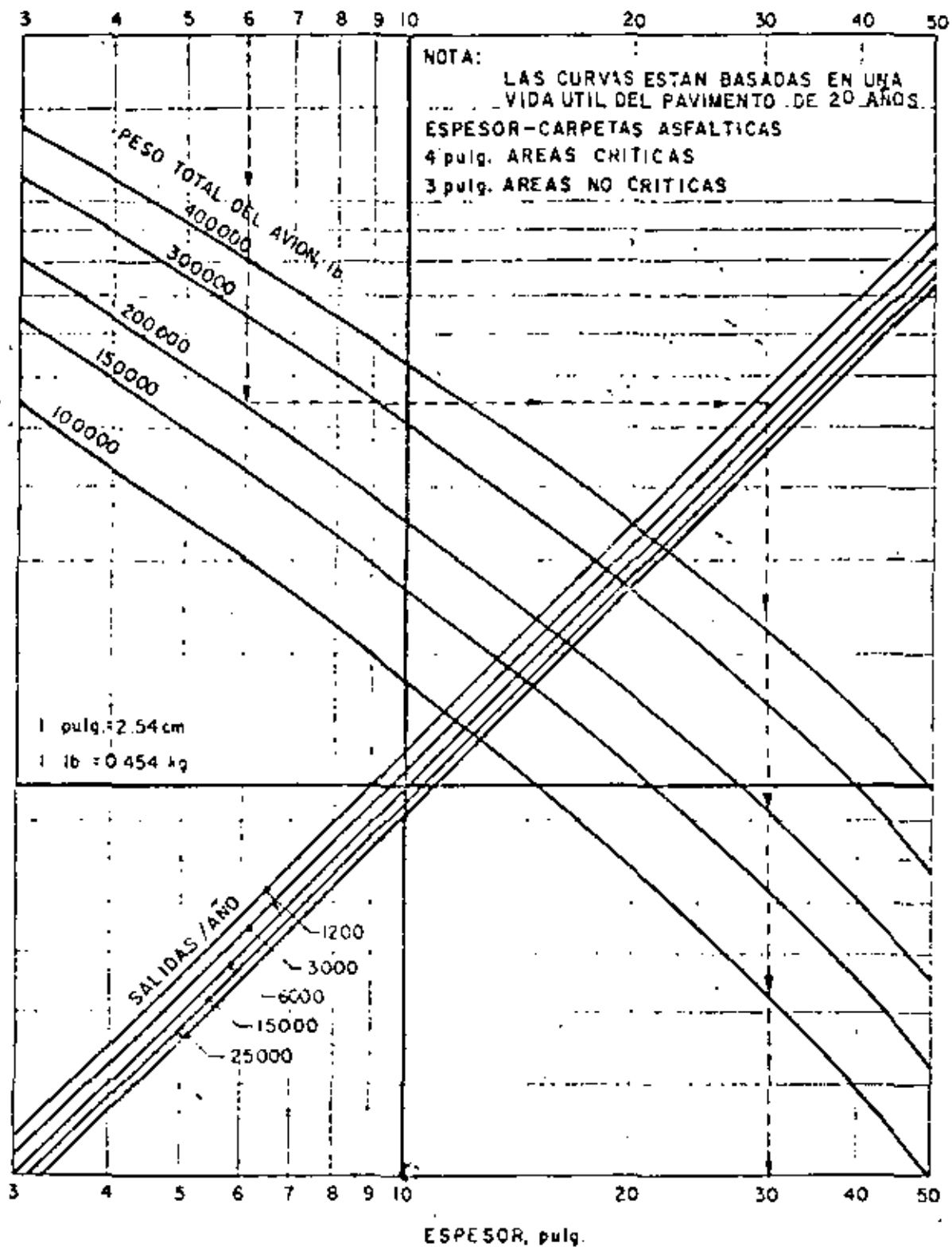


Fig. 45 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS.

Tren de aterrizaje en doble tandem.

(FAA - 1978)

C B R

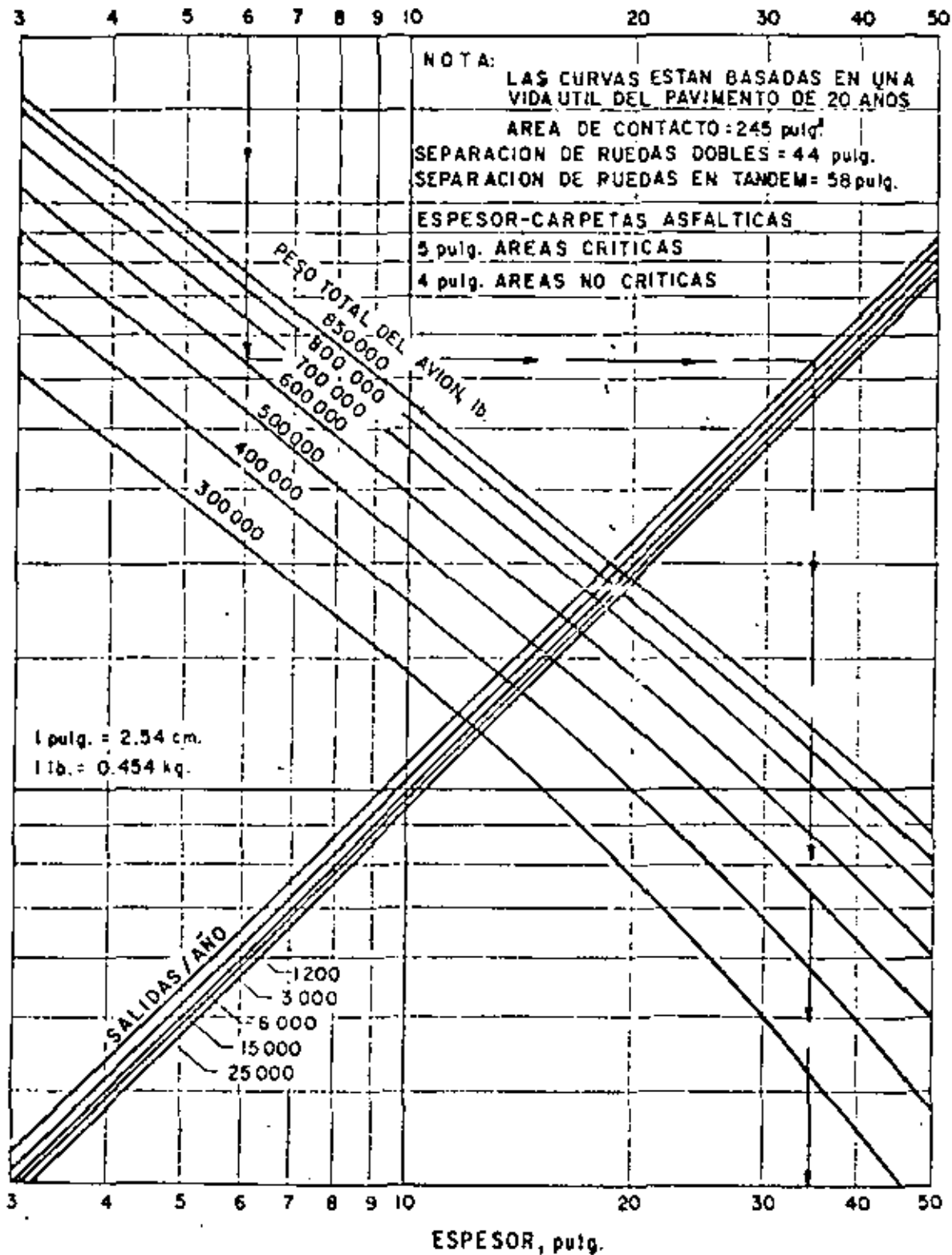


Fig. 46 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AEREAS CRITICAS

AVIONES B-747-100, SR, 200 B,C,F

(FAA - 1978)

C B R

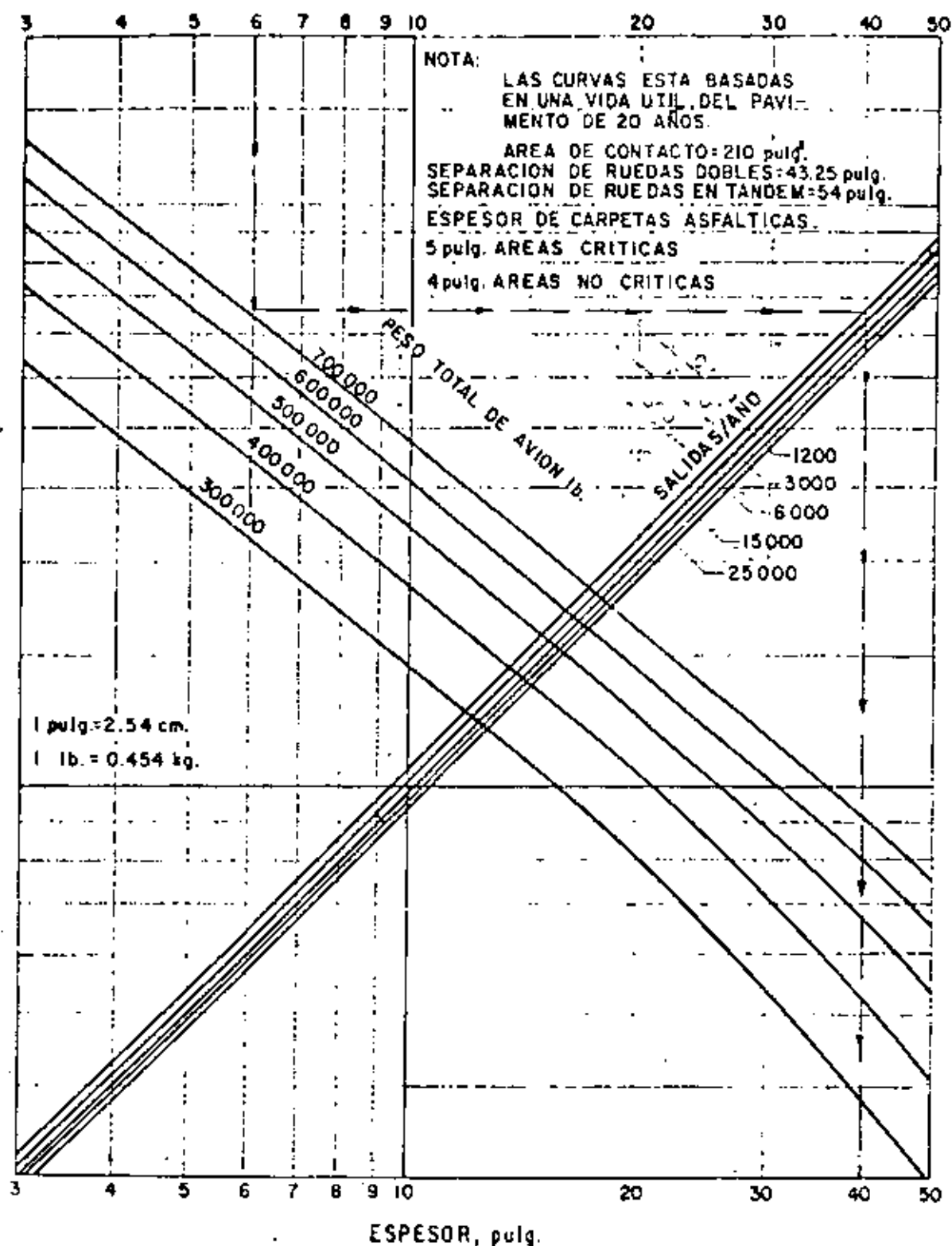
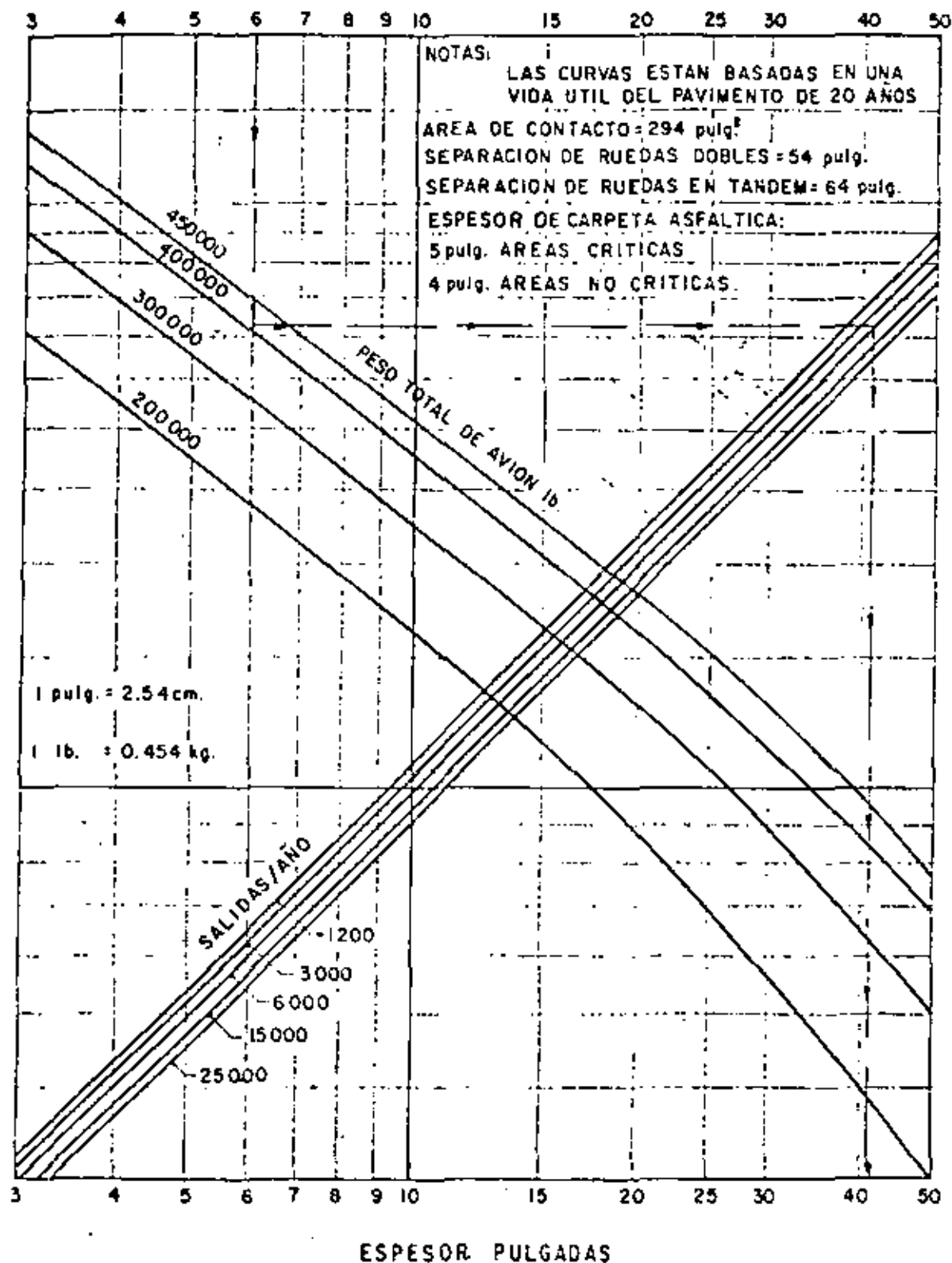


Fig. 47 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION B-747-SP

C B R





(FAA - 1978)

C B R

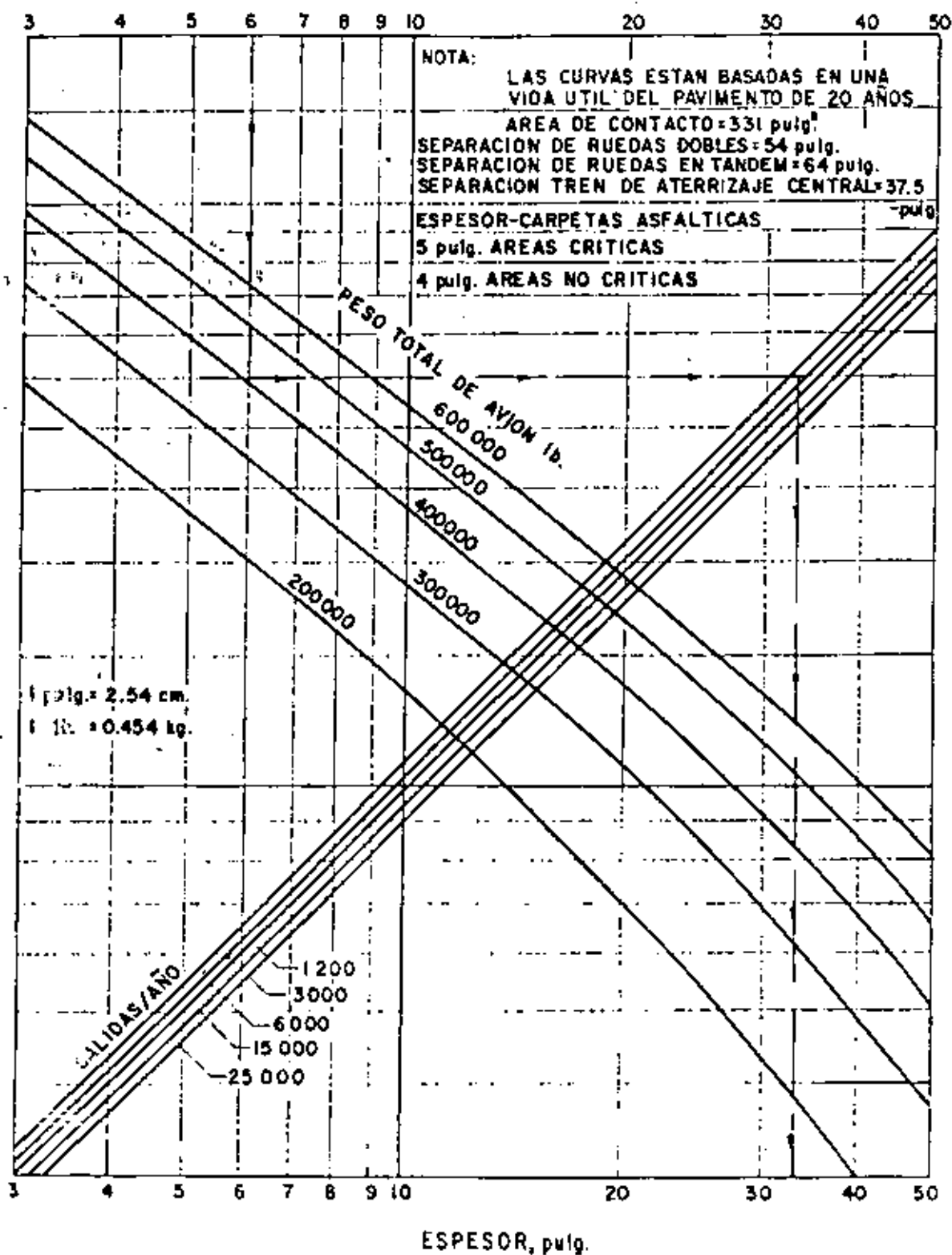


Fig. 49 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES DC-10-30, 30 CF, 40, 40CF

}

}

}

}

}

}

}

}



(FAM - 1978)

C B R

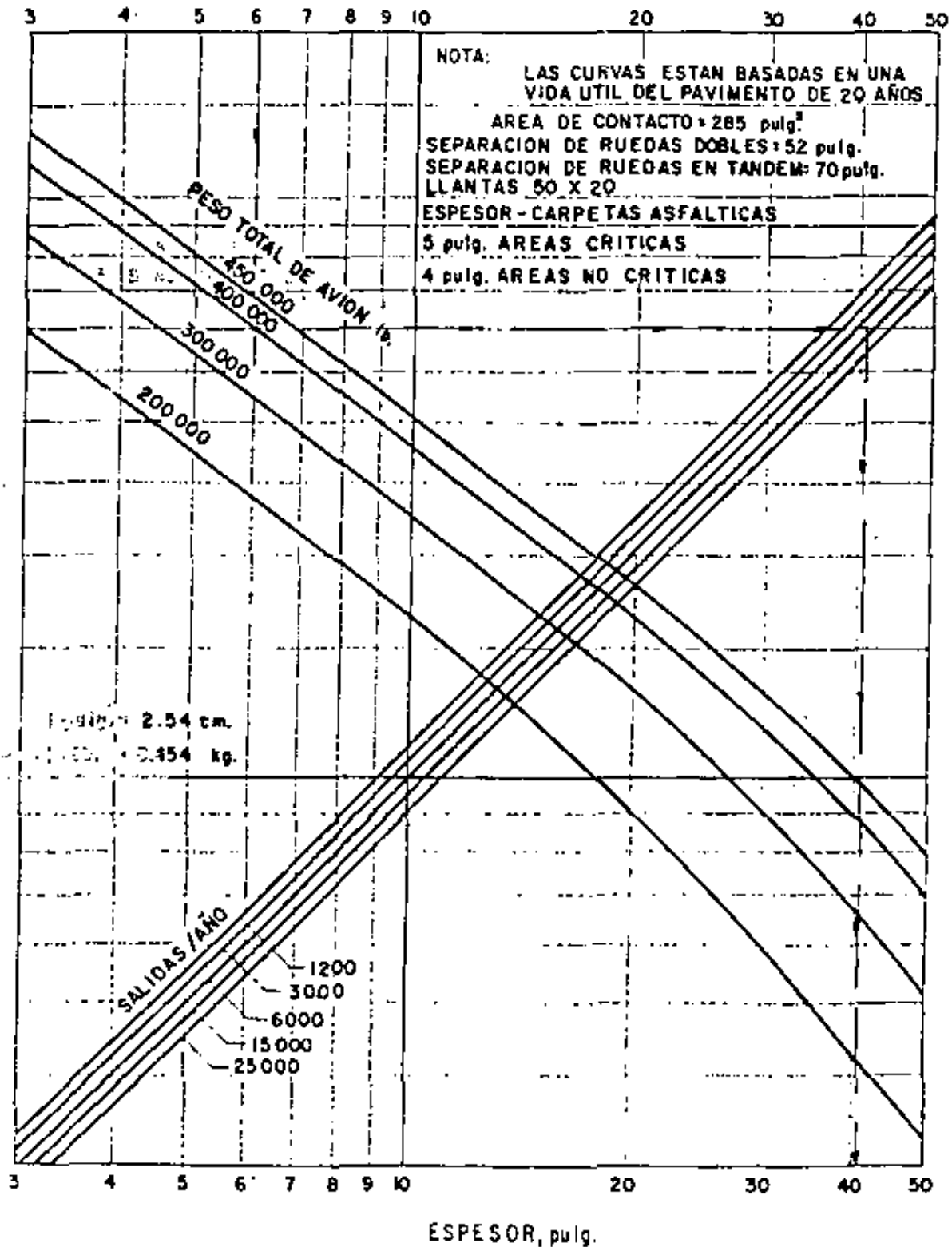


Fig. 50 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AYON L-1011-1,100

(FAA -1978)

C B R

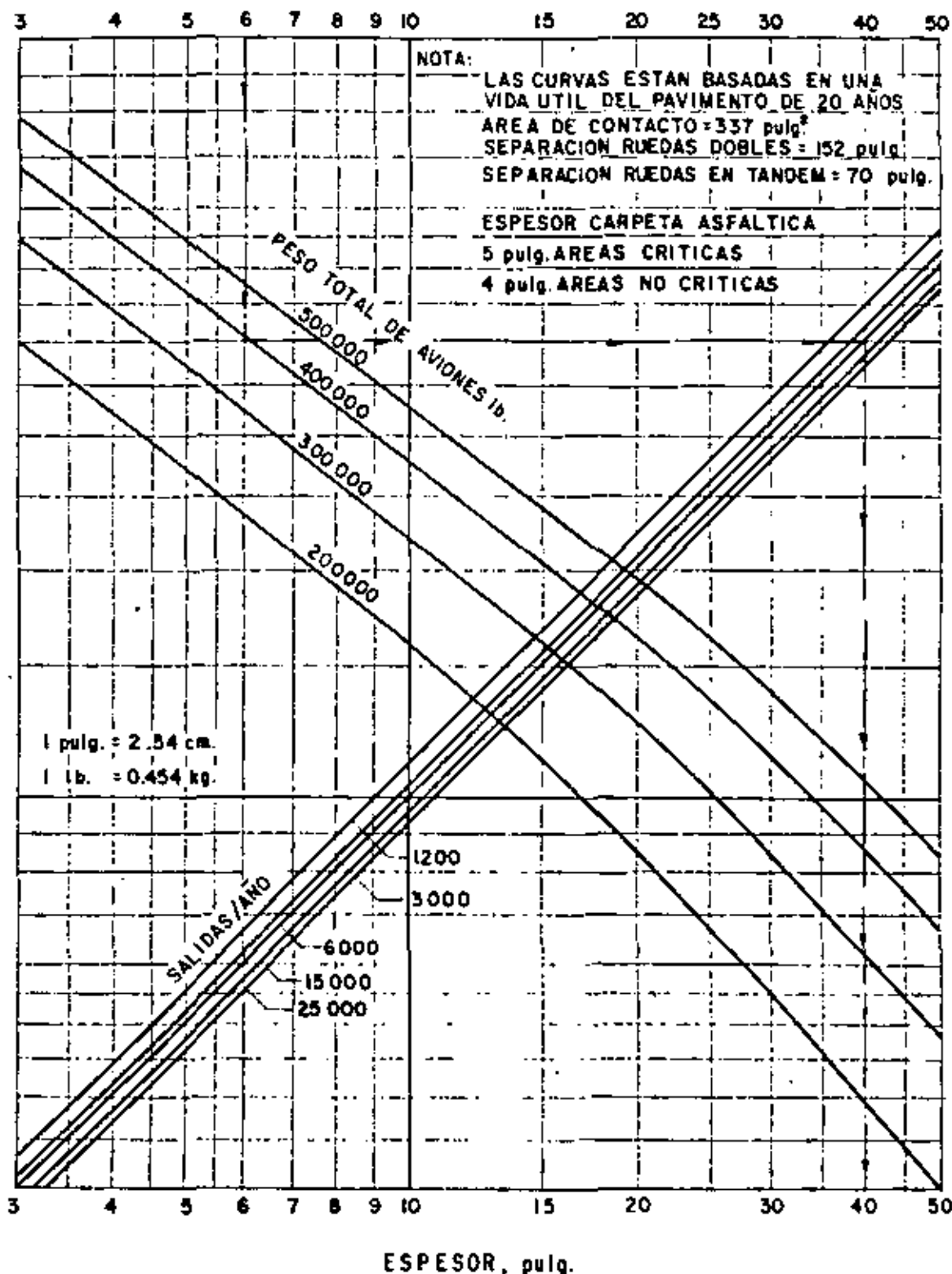


Fig. 51 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES L-1011 - 100, 200

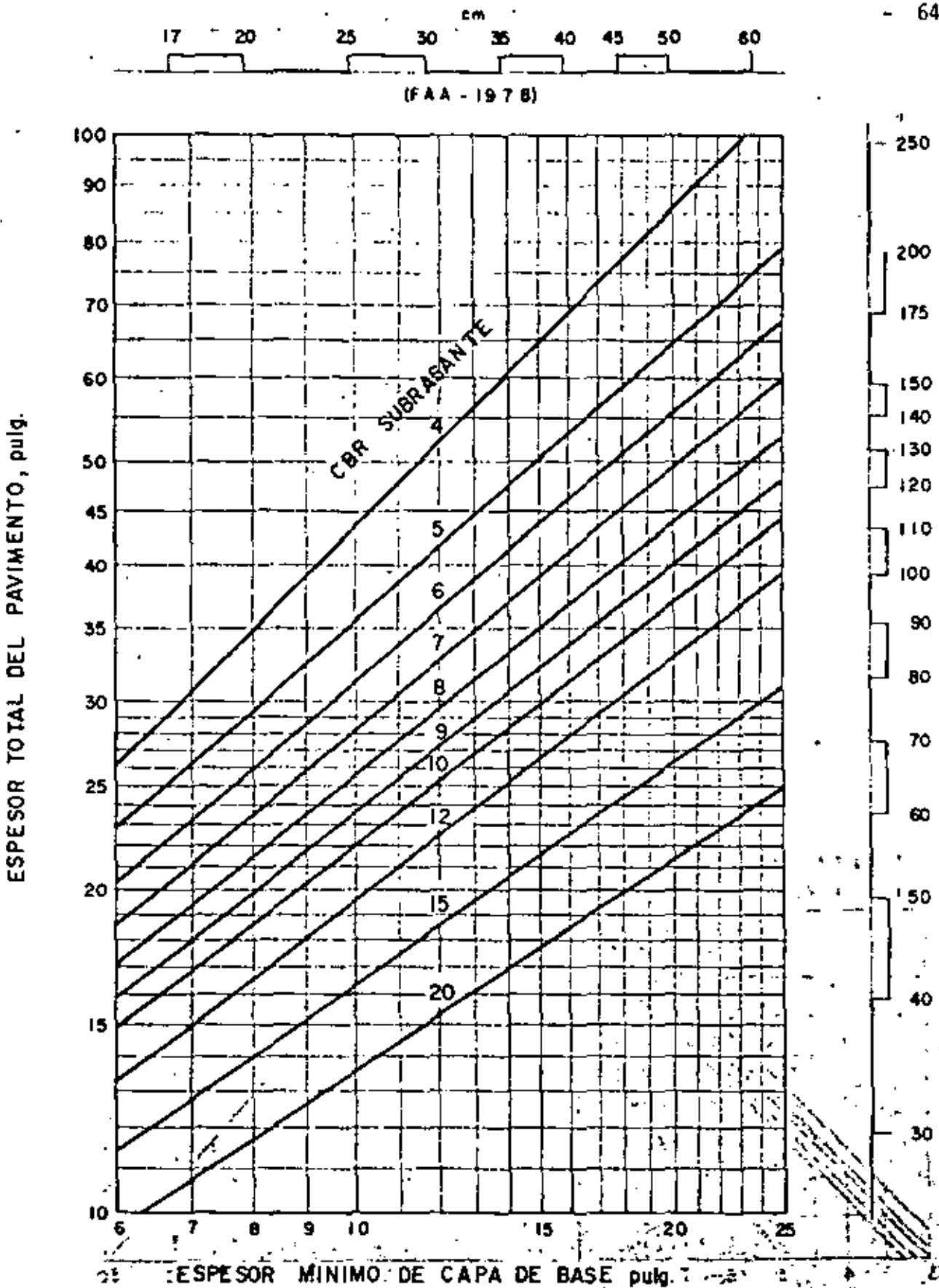
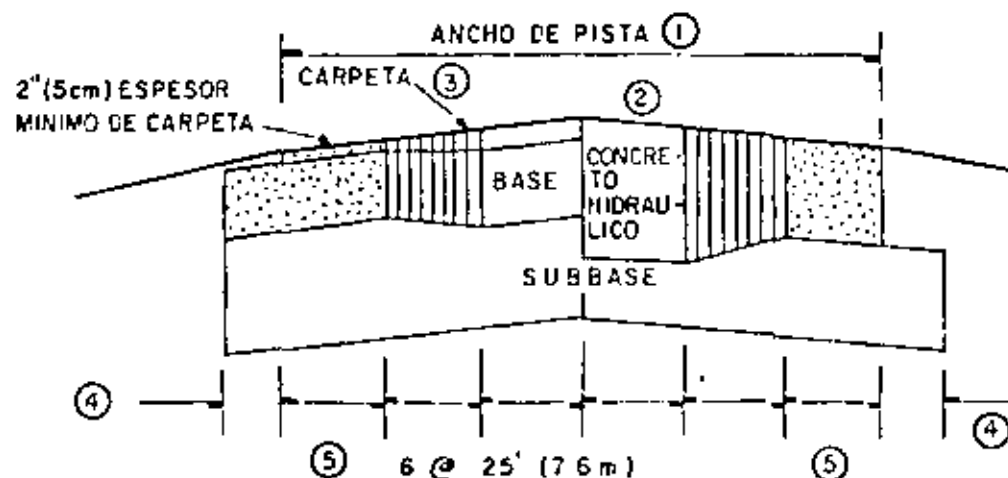
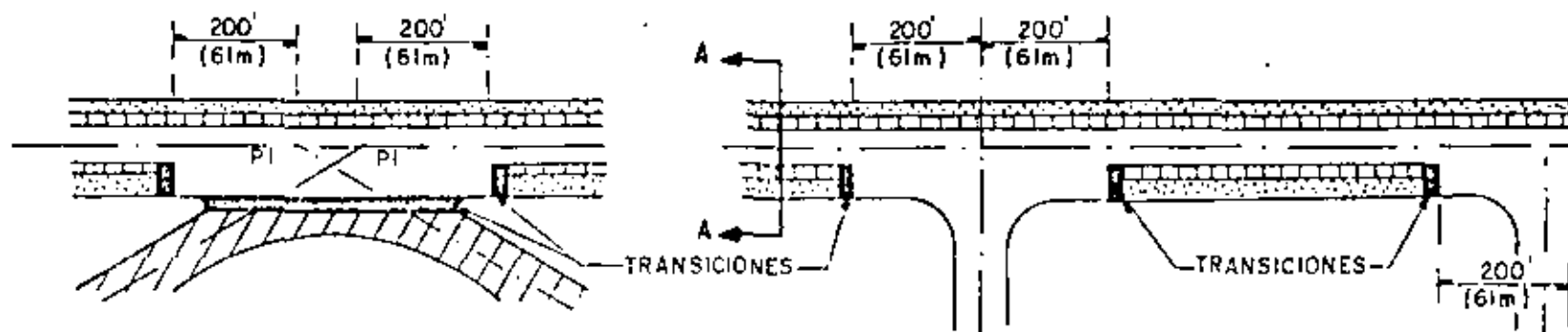


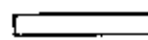
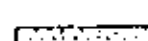
Fig. 52

REQUERIMIENTOS DE ESPEJOR MINIMO DE BASE

2000



SIMBOLOGIA

-  ESPESOR = T
-  ESPESOR VARIABLE = $T - 0.7T$
-  ESPESOR = $0.9T$
-  ESPESOR = $0.7T$

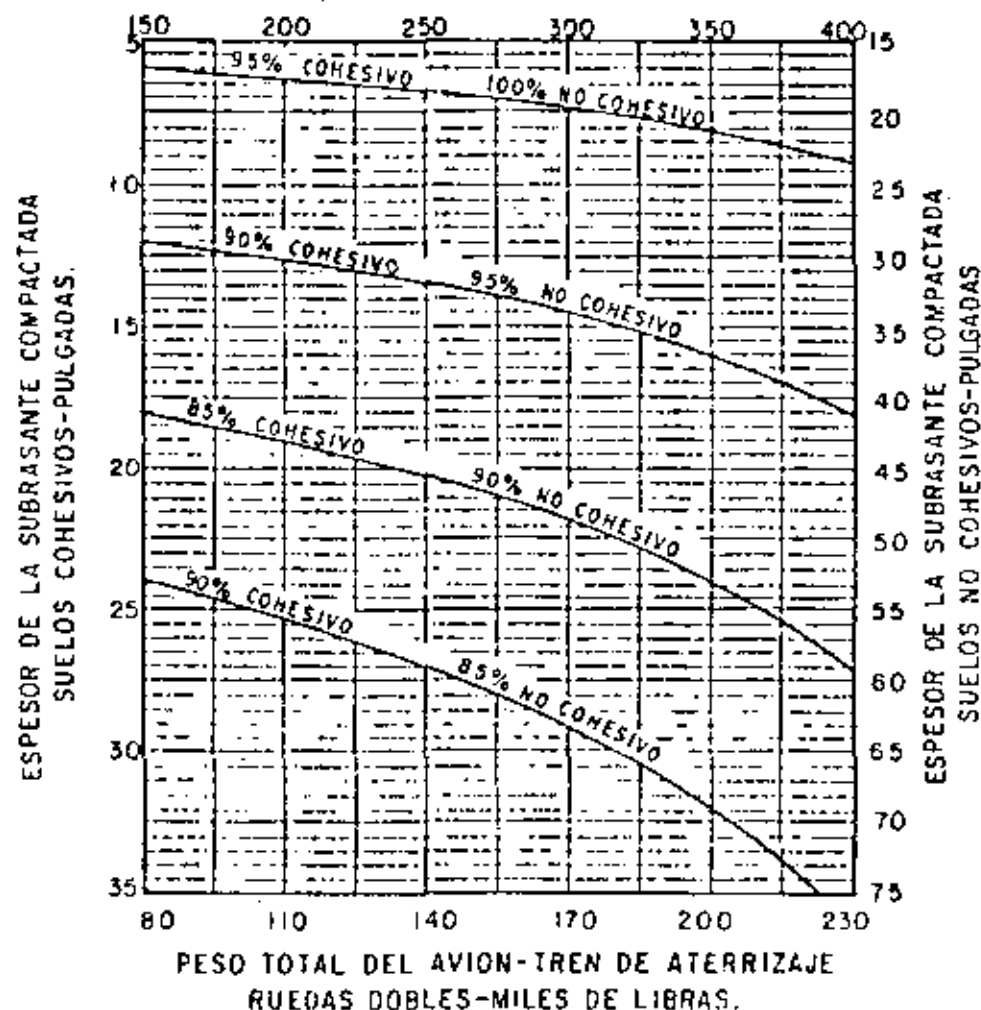
NOTAS

- (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. 53 PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS.

(FAA - 1978)

PESO TOTAL DEL AVION-TREN DE ATERRIZAJE
DOBLE TANDEM-MILES DE LIBRAS



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

Fig. 64 REQUERIMIENTOS DE COMPACTACION PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Tabla 8 Factores de equivalencia recomendados para subbases estabilizadas.

M a t e r i a l		Factor de equivalencia
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 C B R de la subbase estándar P-154, se consideró de 20.

(F A A - 1978)

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 desarrollo la ecuación de diseño:

$$T = K \log \frac{P}{S} \quad (6)$$

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.

Tabla 9' Factores de equivalencia recomendados para bases estabilizadas.

M a t e r i a l		Factor de equivalencia
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,	Cada de subbase	N/A

Los factores de equivalencia mostrados arriba consideran un valor de C B R de 80 para P-209.

(F A A - 1973)

El valor de la constante de la base, K, varía según se muestra en la fig. 55. 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. 56. En esta gráfica McLeod proporciona la relación empírica entre el valor so

porte cuando se prueba la subrasante con placa de 40 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.

Tabla 10 Espesor de pavimento para número elevado de salidas expresado como por ciento del espesor correspondiente a 25,000 Salidas/Año.

Salidas/Año	Por ciento de espesor con relación a 25,000 salidas
50,000	104
100,000	108
150,000	110
200,000	112

Los valores dados en la tabla 10 están basados en extrapolaciones de datos obtenidos por investigación y observaciones de pavimentos en servicio. La tabla 10, fue elaborada considerando una relación logarítmica entre el por ciento de espesores y salidas.

(F A A - 1978)

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 6. Las figs. 57 a 60 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 sola capa de base granular. En la tabla 11 se indican las equivalencias de espesor de los diferentes materiales que pueden constituir un pavimento flexible. En la tabla 12 se especifican los espesores mínimos de carpeta y base.

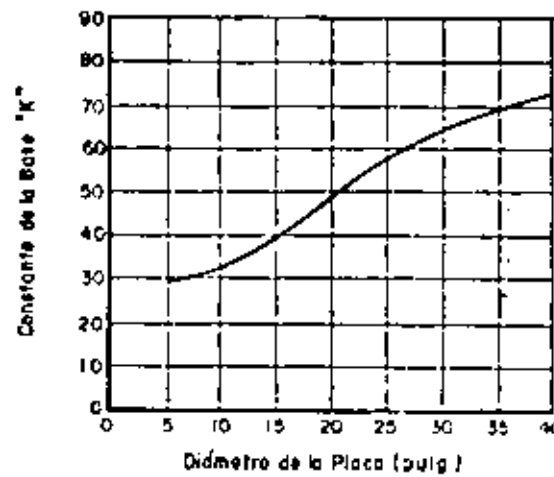


Fig. 55 Influencia del diámetro de la placa en el valor de K para diseño de pavimentos flexibles con la ecuación $T = K \log \frac{P}{S}$ (de McLeod 1956).

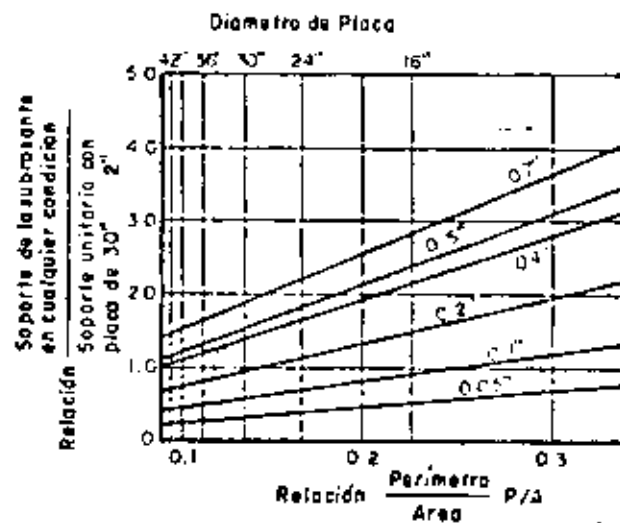


Fig. 56 Relaciones de soporte de la subrasante. (de McLeod 1956)

Valor soporte de la subrasante (libras) Placa de 30" de diámetro 0.5" de deflexión - 10 repeticiones de carga.

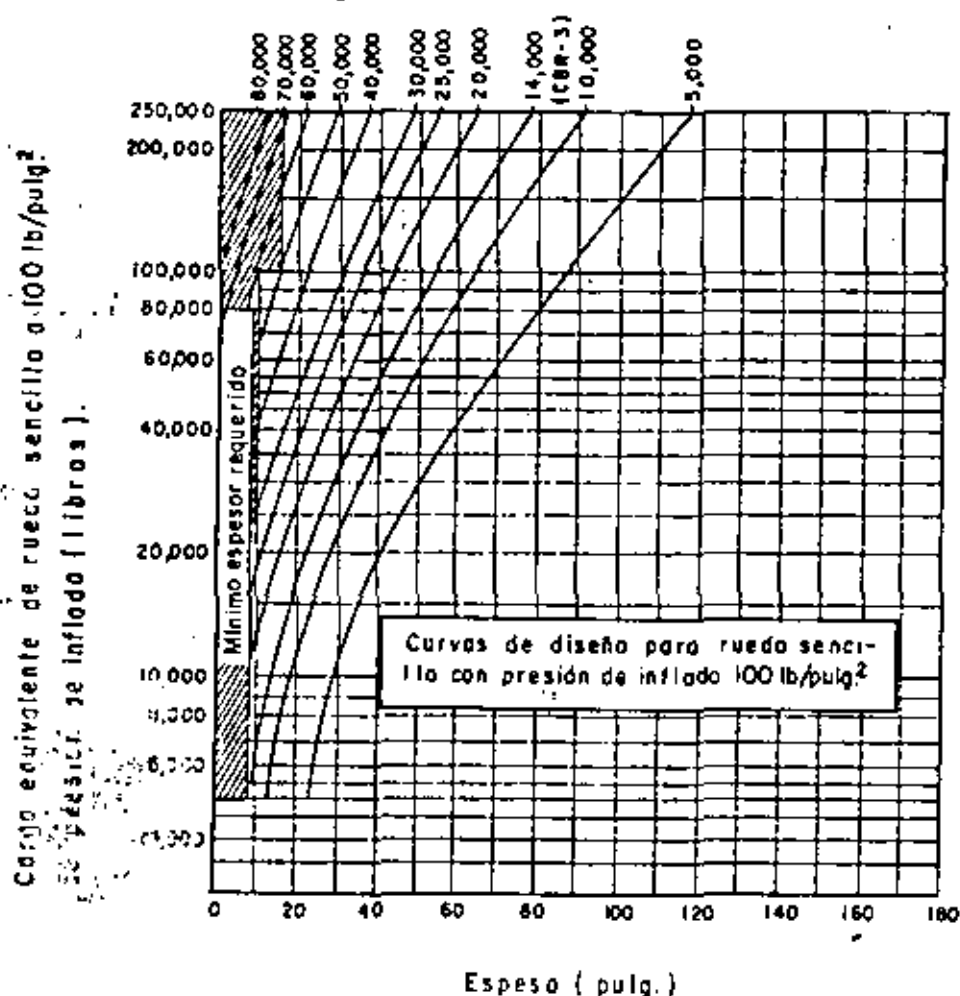


Fig. 57 Carta de diseño de pavimentos flexibles (McLeod 1956).

La Fig. 61 presenta la relación entre los valores de capacidad de la subrasante de varios métodos de prueba. Dichas relaciones son para suelos cohesivos.

La Fig. 62 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. 68 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.

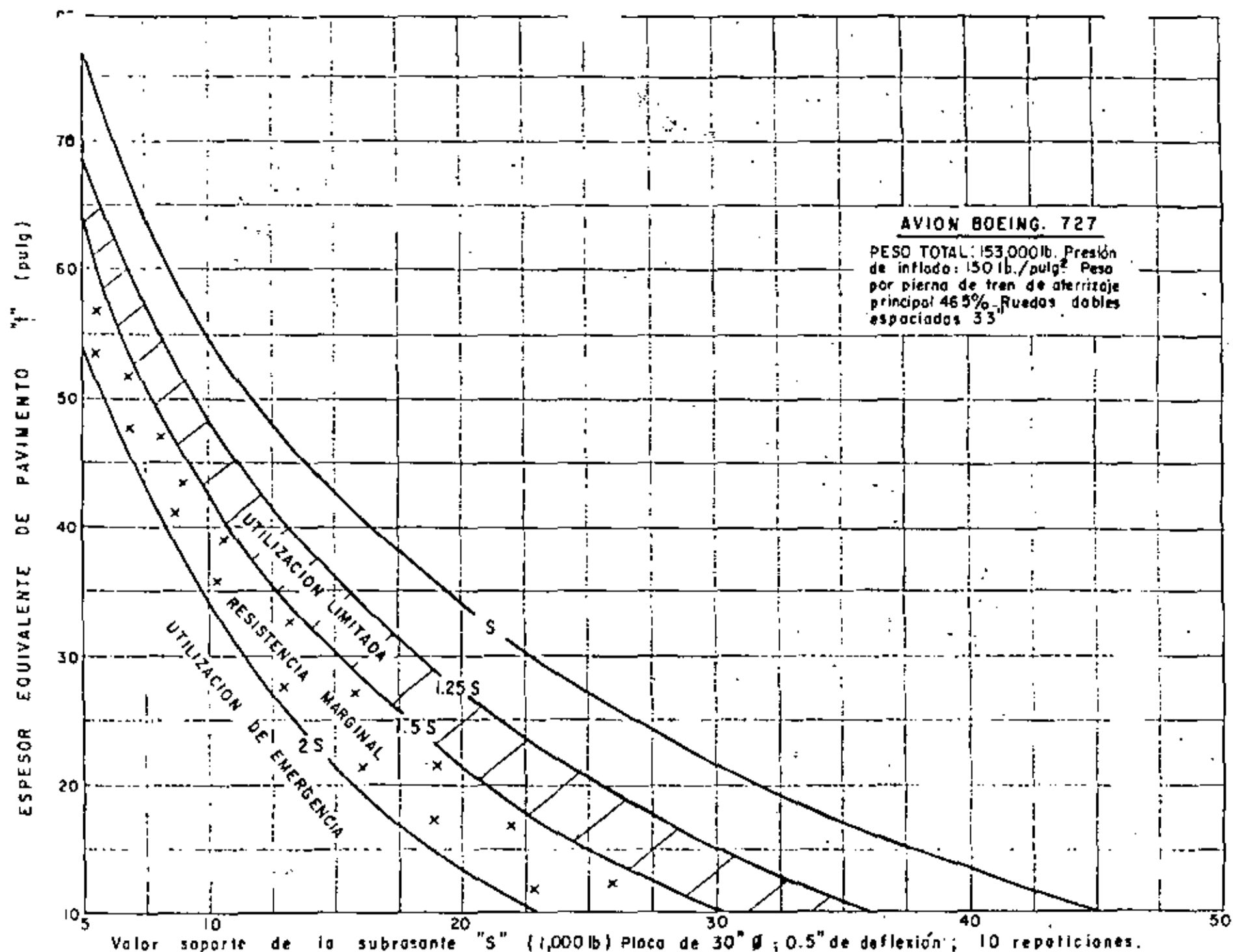


fig. 58 CARTA DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENT FLEXIBLES. (Departamento de transporte de Canadá 1969)

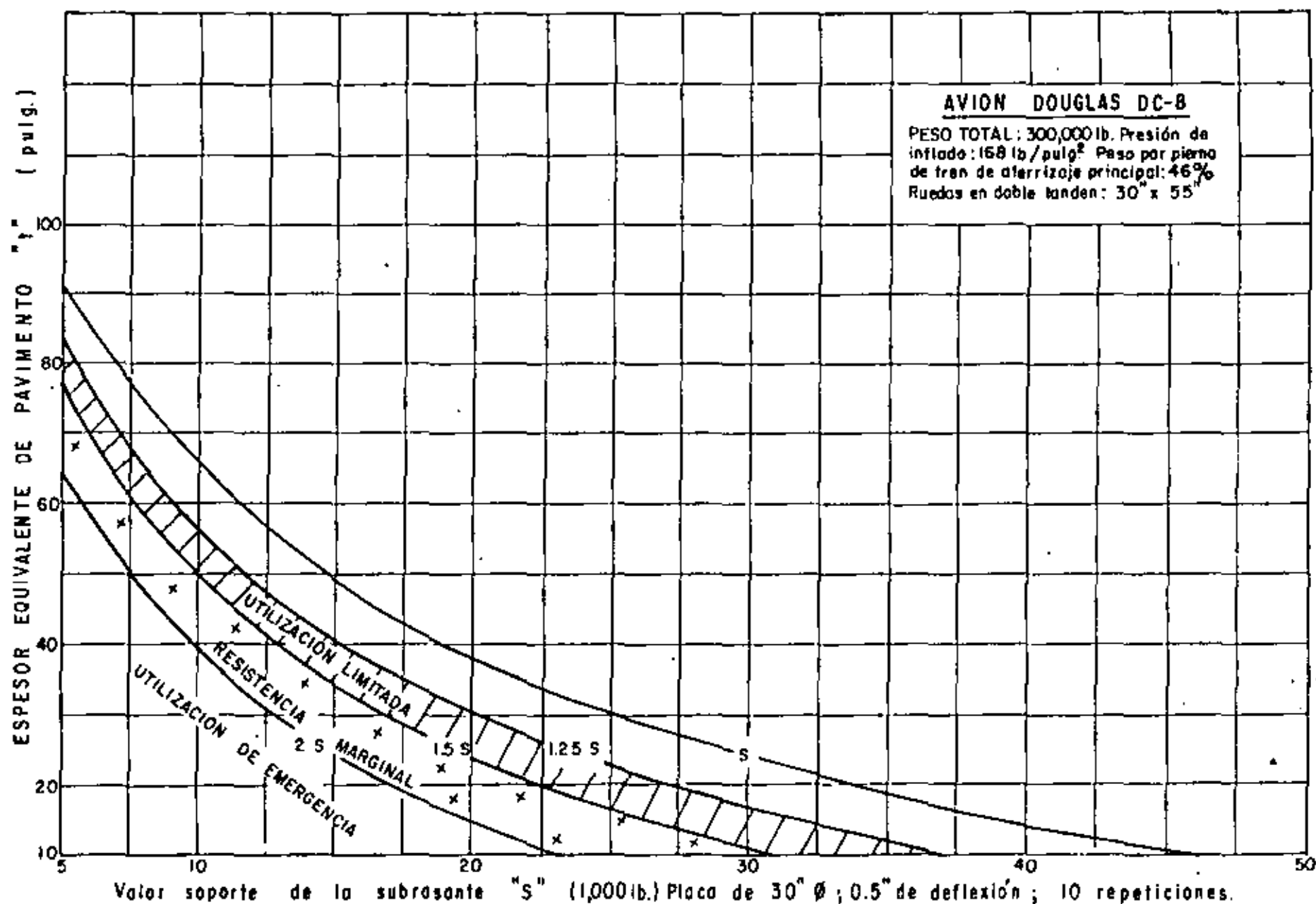


Fig. 59 CARTA DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.
 (Departamento de Transporte de Canadá 1969)

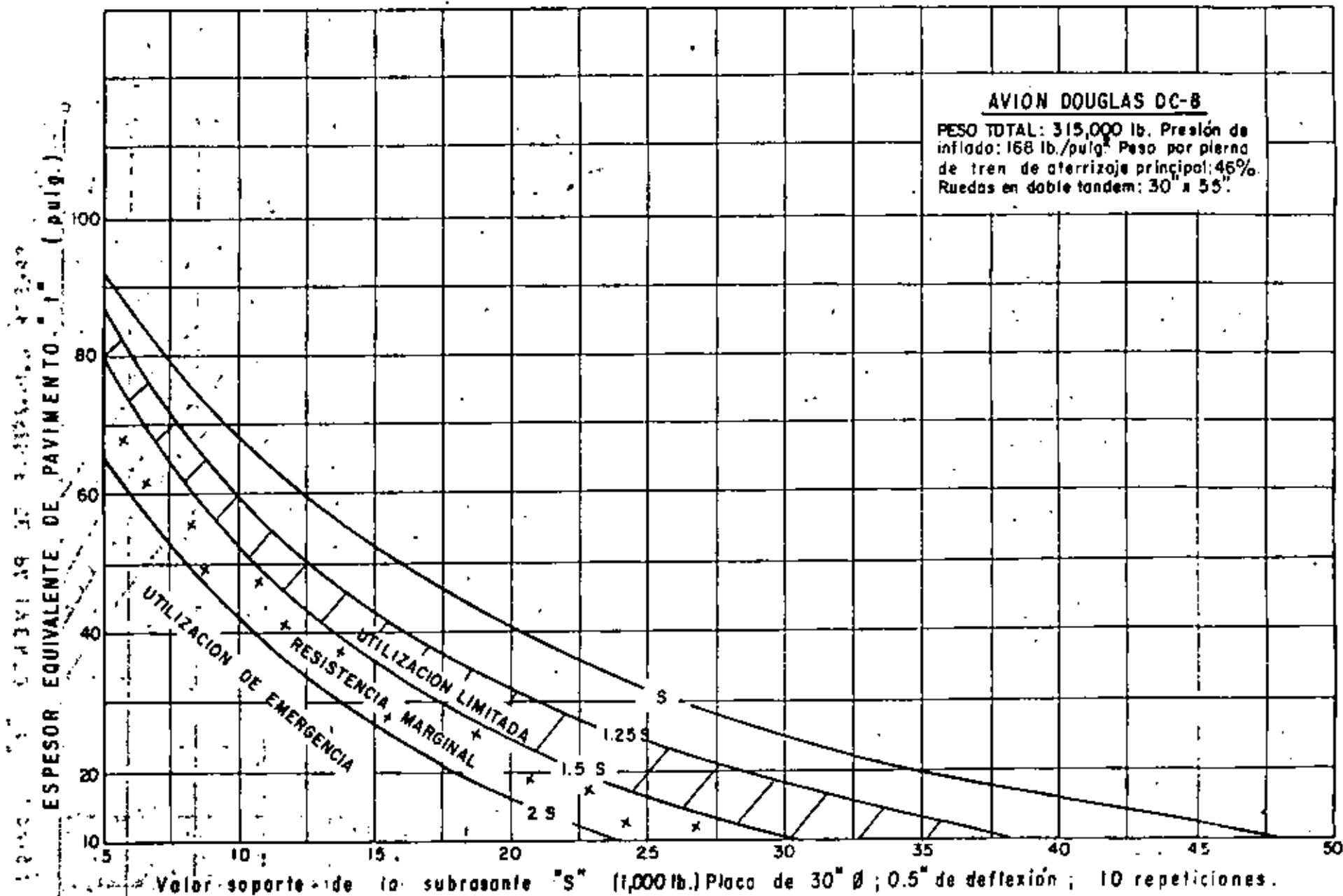


Fig. 60 CARTA DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

(Departamento de Transporte de Canadá 1969)



.

.

.

.

Tabla 11.
(Departamento de Transporte de Canadá, 1969)

Material	Espesor equivalente de base granular
Concreto asfáltico de alta calidad	2
Concreto asfáltico de pobre calidad	1 1/2
Base de macadam (hidráulica)	1 1/2
Base de grava triturada o roca triturada	1
Base granular	1

Tabla 12.
Espesores 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

Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg.) 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 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga																
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 ²) 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	180	200	220	240			
Módulo de reacción de la subrasante "K" (lb./pulg ³) con placa de 30" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 1 repetición de carga.	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650		
* C B R insitu (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 2 pies de la subrasante.

FIG. 61 RELACIONES ENTRE LAS MEDIDAS DE CAPACIDAD DE LA SUBRASANTE
INDICADAS POR VARIOS METODOS DE PRUEBA (PARA SUELOS COHESIVOS).

(Departamento de Transporte de Canadá - 1969)

10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65

DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN () (A)

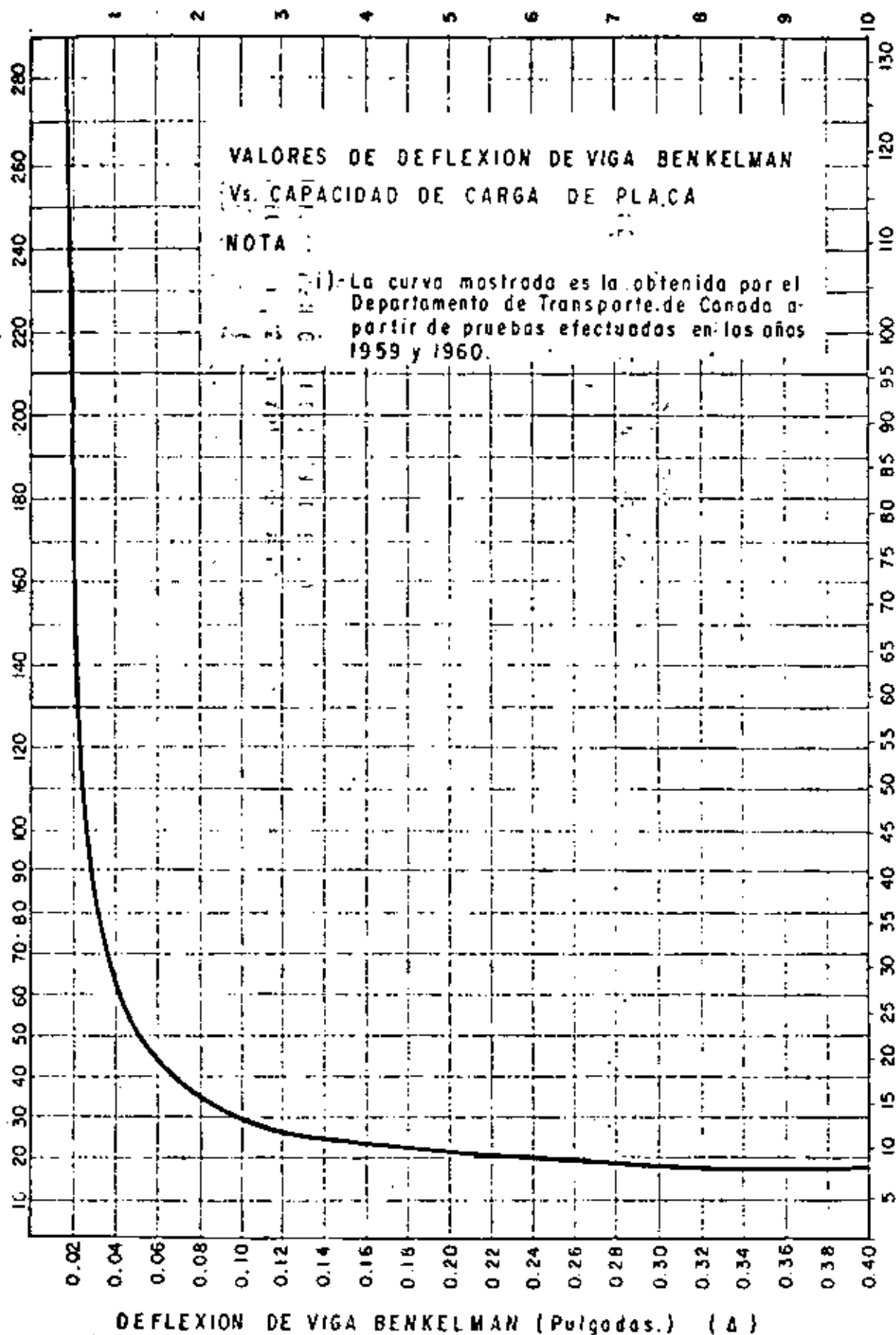


Fig. 62

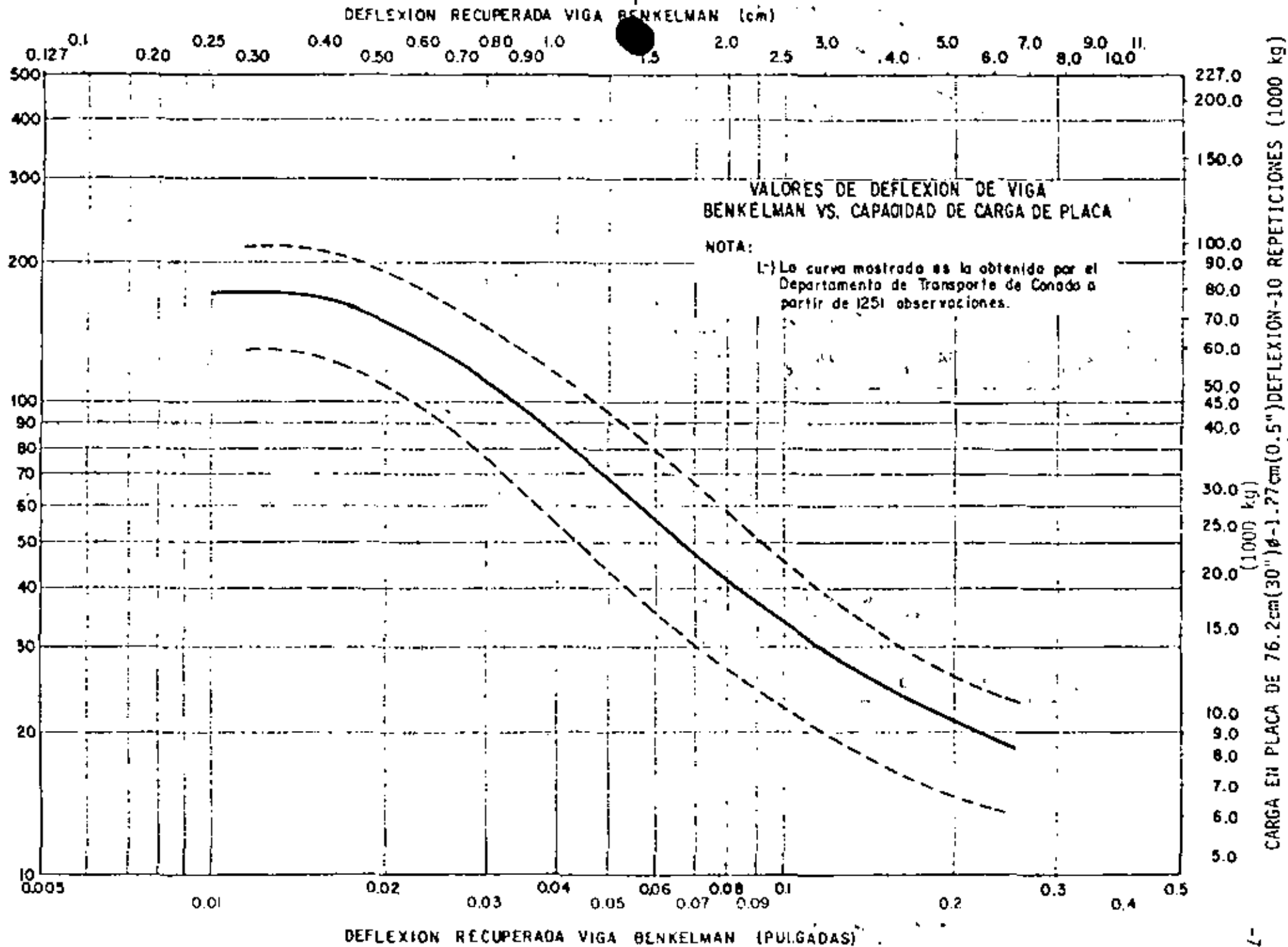


Fig. 61

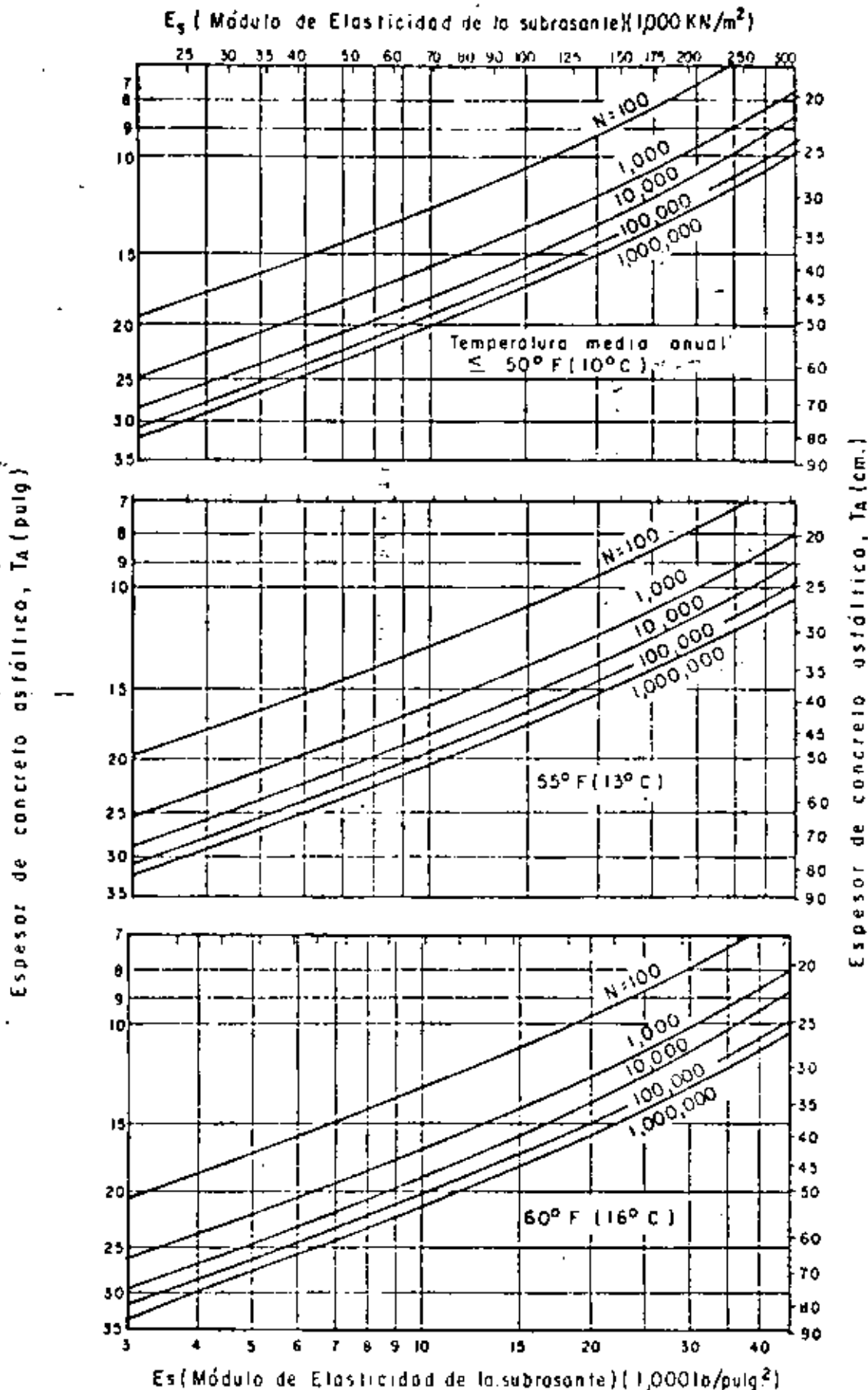


Fig. 64 ESPESOR DE PAVIMENTO PARA LIMITAR EL ESFUERZO VERTICAL POR COMPRESION EN LA SUBRASANTE, etc, BAJO REPETICIONES DE CARGA DE DC-8-63F PARA DIFERENTES AMBIENTES.

E_s (Modulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 KN/m²)

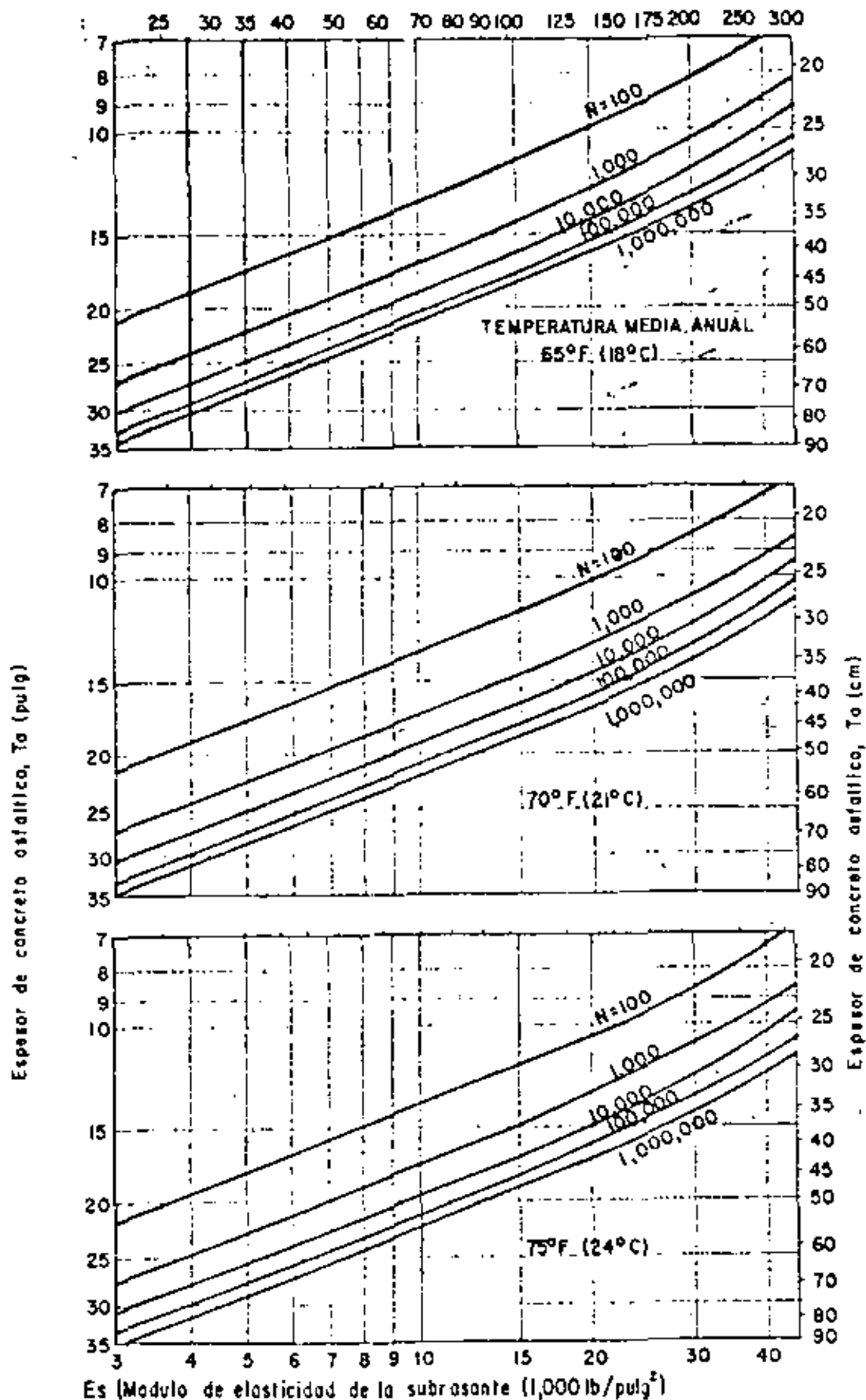
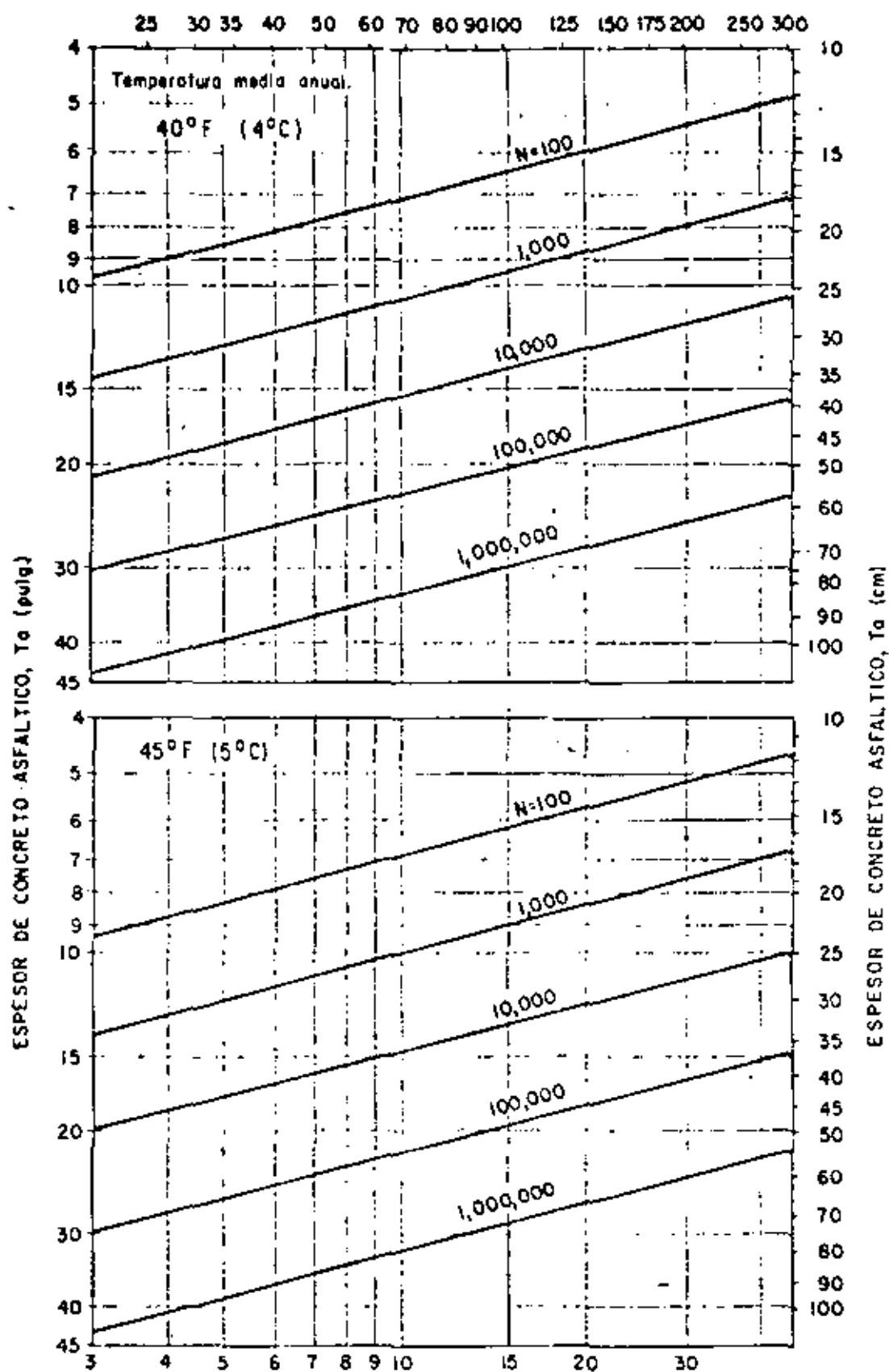
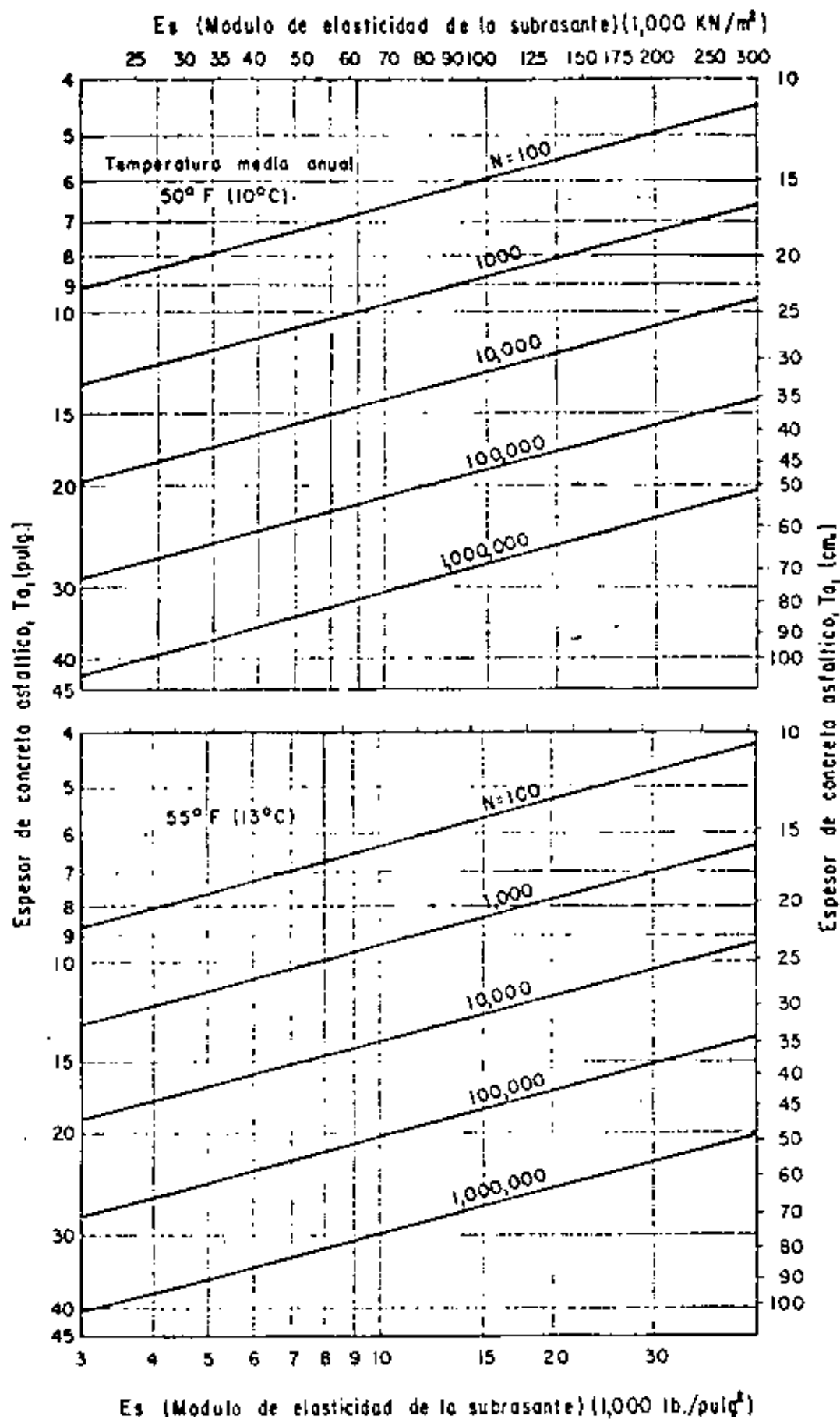


Fig. 64 (Continuación) Criterio: ϵ_c



E_s (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 lb/pulg²)

ESPESOR DE PAVIMENTO PARA LIMITAR EL ESFUERZO HORIZONTAL POR TENSION EN EL CONCRETO ASFALTICO, E_t , BAJO REPETICIONES DE CARGA DE DC-8-63F PARA DIFERENTES AMBIENTES.



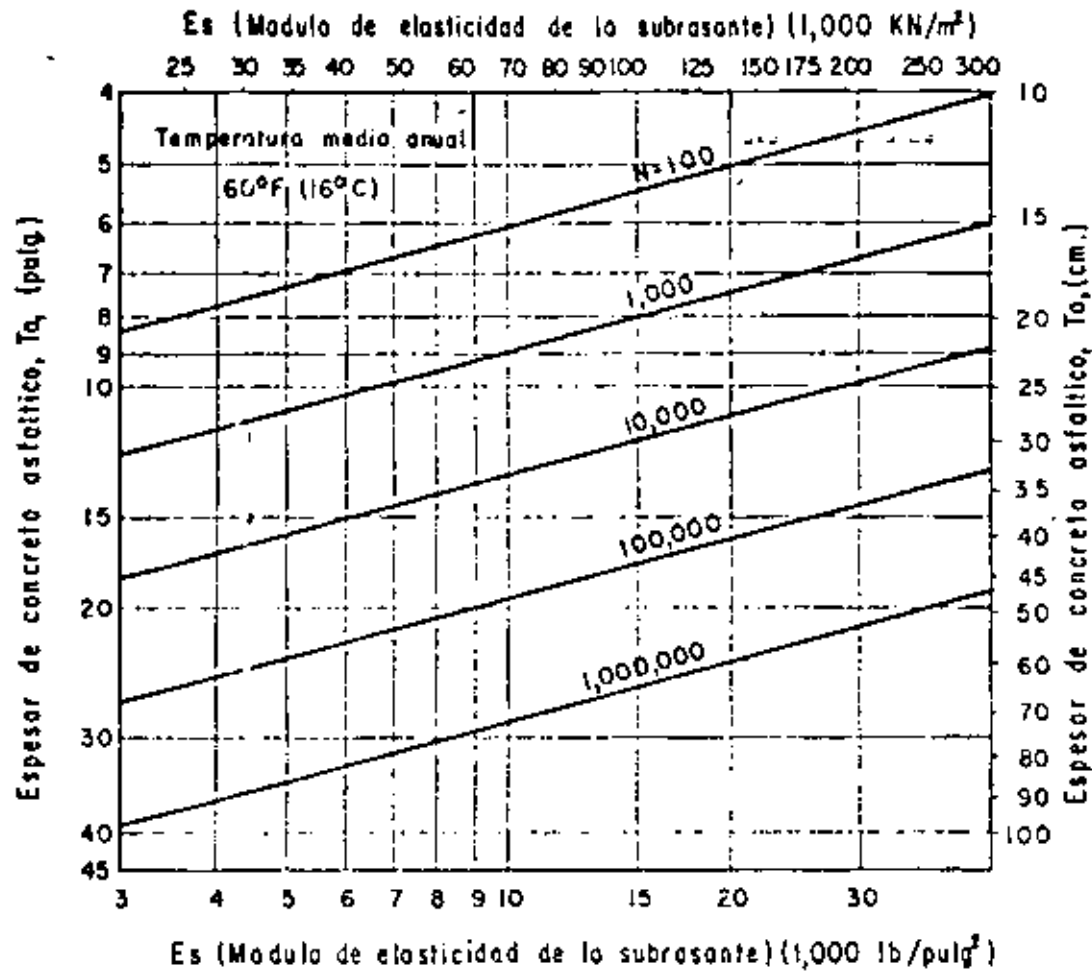


Fig. 65 (Continuación) Criterio de

termina por medio de la aplicación de cargas repetidas en la prueba de compresión triaxial.

-- Por aproximación a partir de la prueba C B R:

$$E_s \text{ (lb/pulg}^2\text{)} = 1,500 \text{ CBR}$$

$$E_s \text{ (KN/m}^2\text{)} = 10,342 \text{ CBR}$$

- 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. 66.

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 13.

El procedimiento de diseño está indicado en el diagrama de flujo mostrado en la fig. 67 y los pasos para determinar el espesor de diseño del pavimento se muestran esquemáticamente en la fig. 68.

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 esfuerzos equivalentes de DC-8-63-F, basado en las proyecciones de tráfico de aviones, que se espera ocurre 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 establecidos. El espesor se determina por medio de una solución gráfica simultánea de N_a y N_p como se indica en la fig. 68. La zonificación de espesores de pavimento de un aeropuerto en función del espesor T_a se indica en las figs. 69 y 70.

Las figs. 71 a 74 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.

III. ESFUERZOS EN LOS PAVIMENTOS RIGIDOS

Los esfuerzos en los pavimentos rígidos pueden ser ocasionados por seis causas generales:

- 1.- Por la aplicación externa de las cargas.
- 2.- Por cambios de la temperatura ambiente que originan un gradiente de temperatura entre las superficies superior e inferior de la losa y que ocasionan alabeo.
- 3.- Por diferencias en el contenido de humedad entre las superficies superior e inferior de la losa y que ocasionan alabeo.

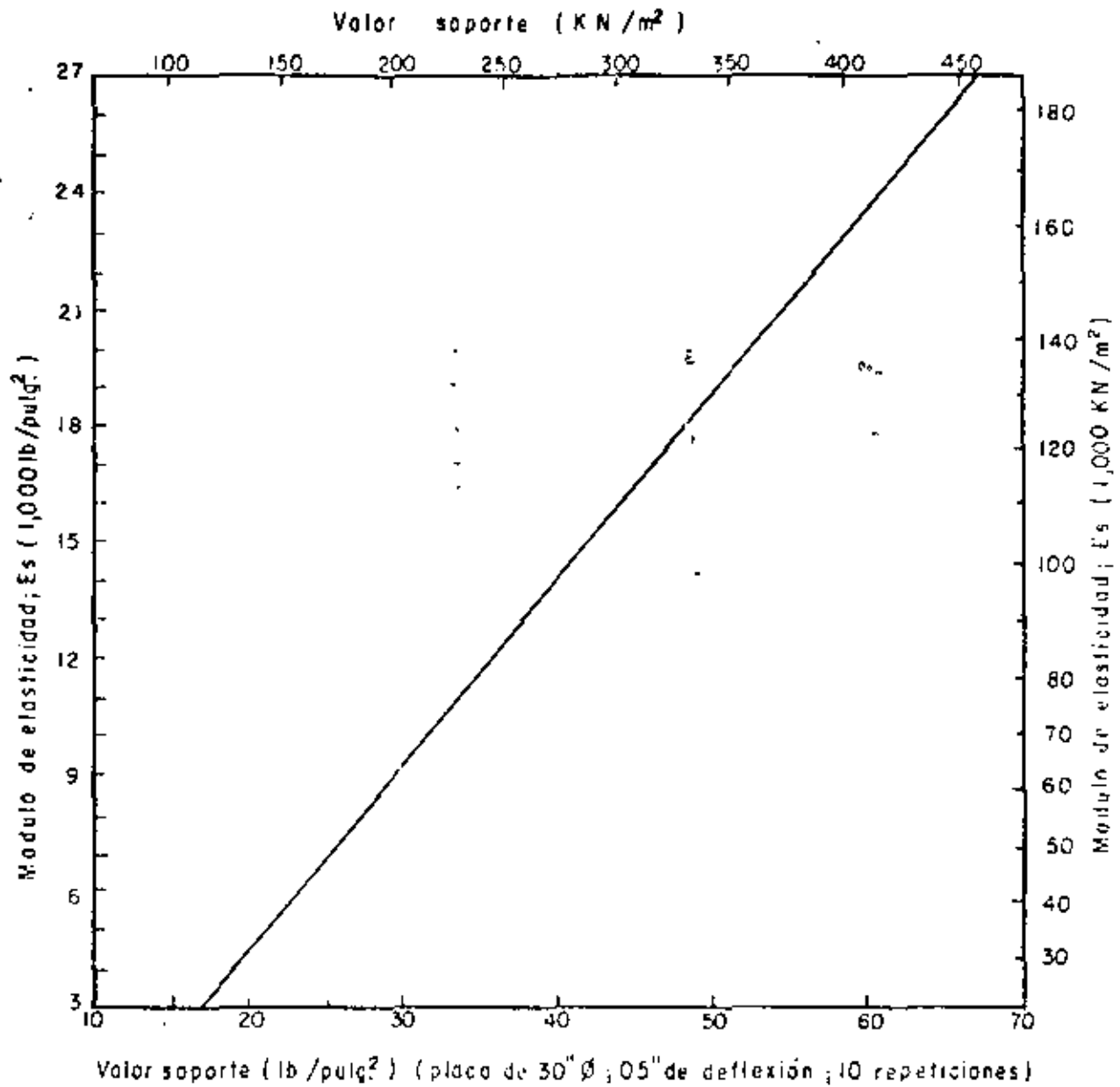


Fig. 66 Relación aproximada entre el valor soporte de placa y el módulo de elasticidad, E_s .

(Instituto del asfalto)

Tabla 13

Calificación FAA	Es (psi)	Es (KN/m ²)	Clasificación FAA	Es (psi)	Es (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			

- 4.- Por la fricción que se desarrolla entre la losa y la capa de cimentación cuando la primera cambia de volumen.
- 5.- Por los cambios volumétricos de la subrasante debido a humedad o heladas.
- 6.- Por falta de continuidad del material de la capa de cimentación debida a deformaciones permanentes de la subrasante o al fenómeno de "bombeo".

1. Esfuerzos debidos a cargas. La primera condición en el diseño de cualquier pavimento es la carga que debe soportar; una vez conocida ésta, el siguiente paso es determinar los esfuerzos críticos que se desarrollan en la losa.

El primero en desarrollar un análisis para determinar los esfuerzos en las losas debidos a las cargas fue H. M. Westergaard, quien supuso que la losa de concreto es un sólido homogéneo, elástico e isótropo que descansa sobre una capa, la que se comporta en forma elástica únicamente en la dirección vertical, es decir, que la reacción es proporcional a la deflexión de esta última:

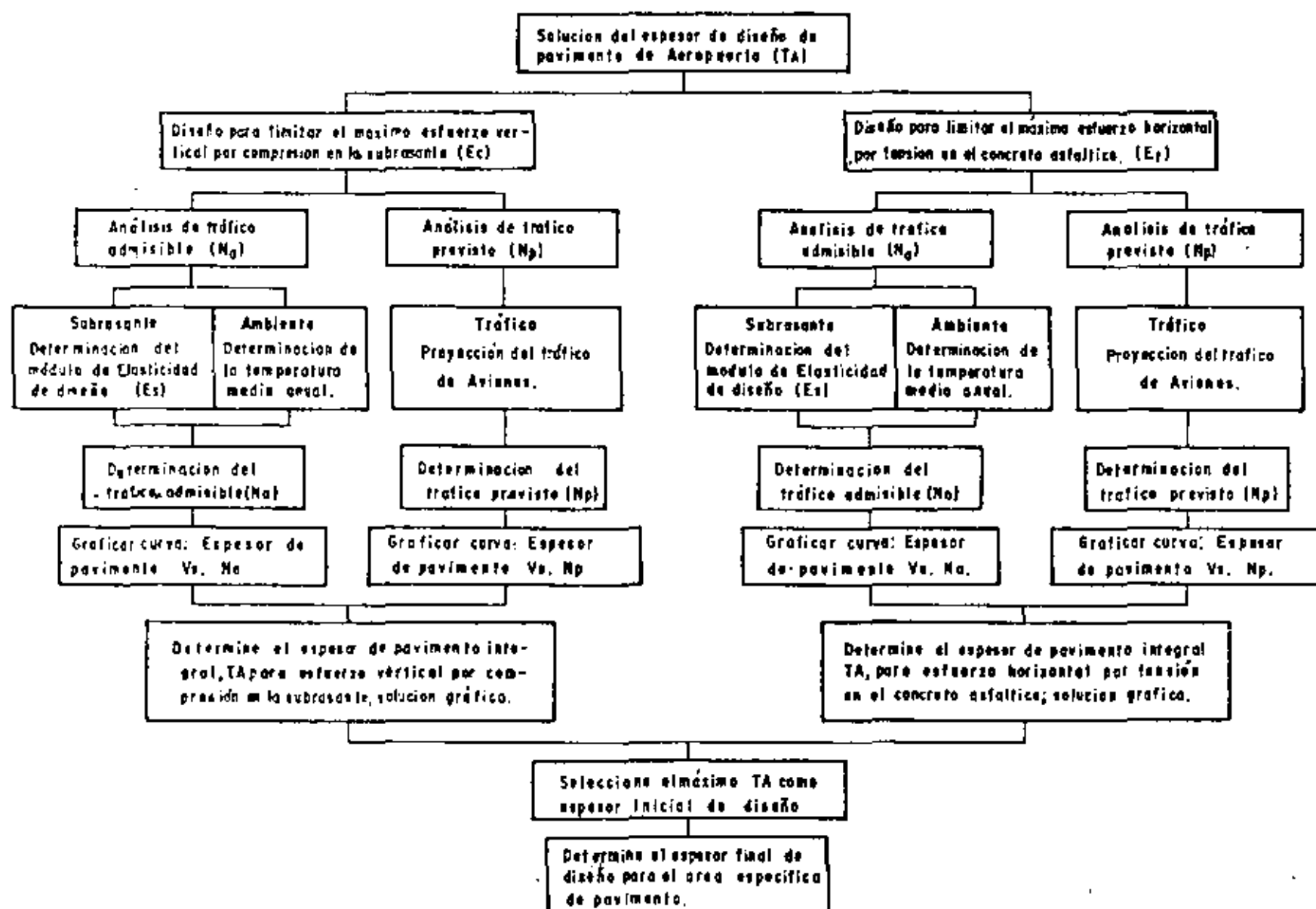
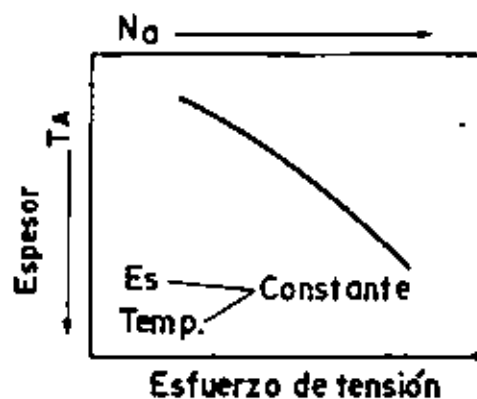
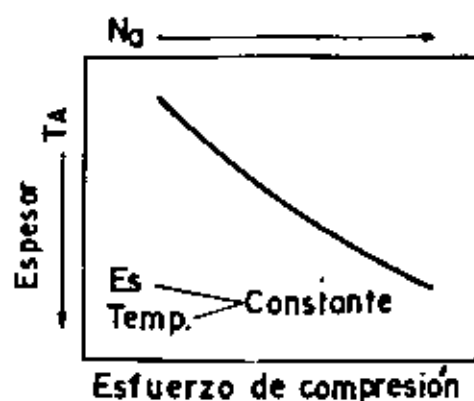
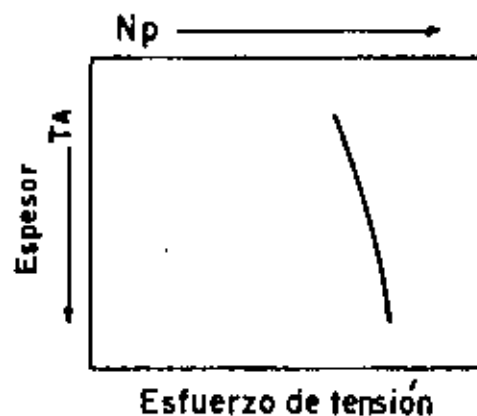
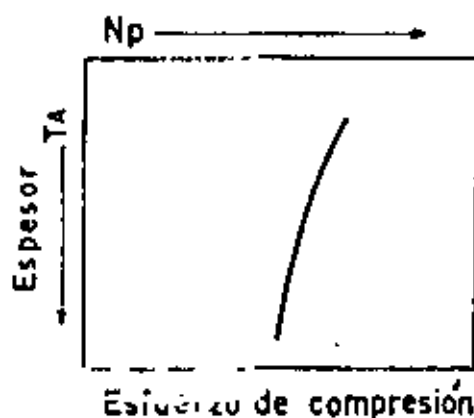


Fig. 67 Diagrama de flujo para diseño de pavimentos de Aeropuertos (Instituto del Asfalto 1973)

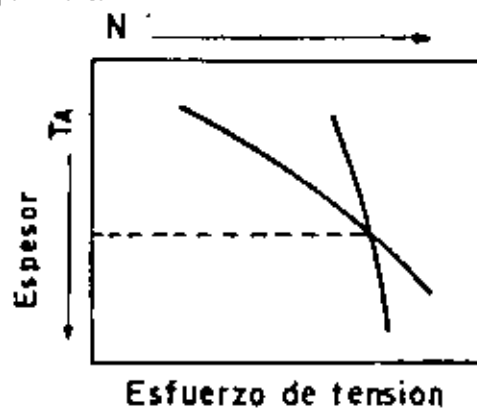
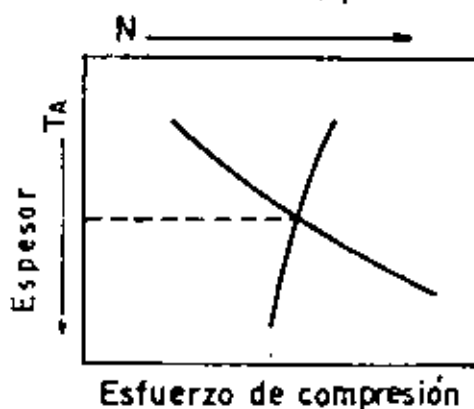
Análisis de tráfico admisible
Repeticiones admisibles de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



Análisis de tráfico previsto
Repeticiones previstas de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



Solucion gráfica para obtener el espesor de diseño (T_A)
Repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



↑
 Parte superior de la subrasante

↑
 Parte inferior del concreto asfáltico

FIG. 62 PASOS PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE DISEÑO.
 (Instituto del Asfalto 1973)

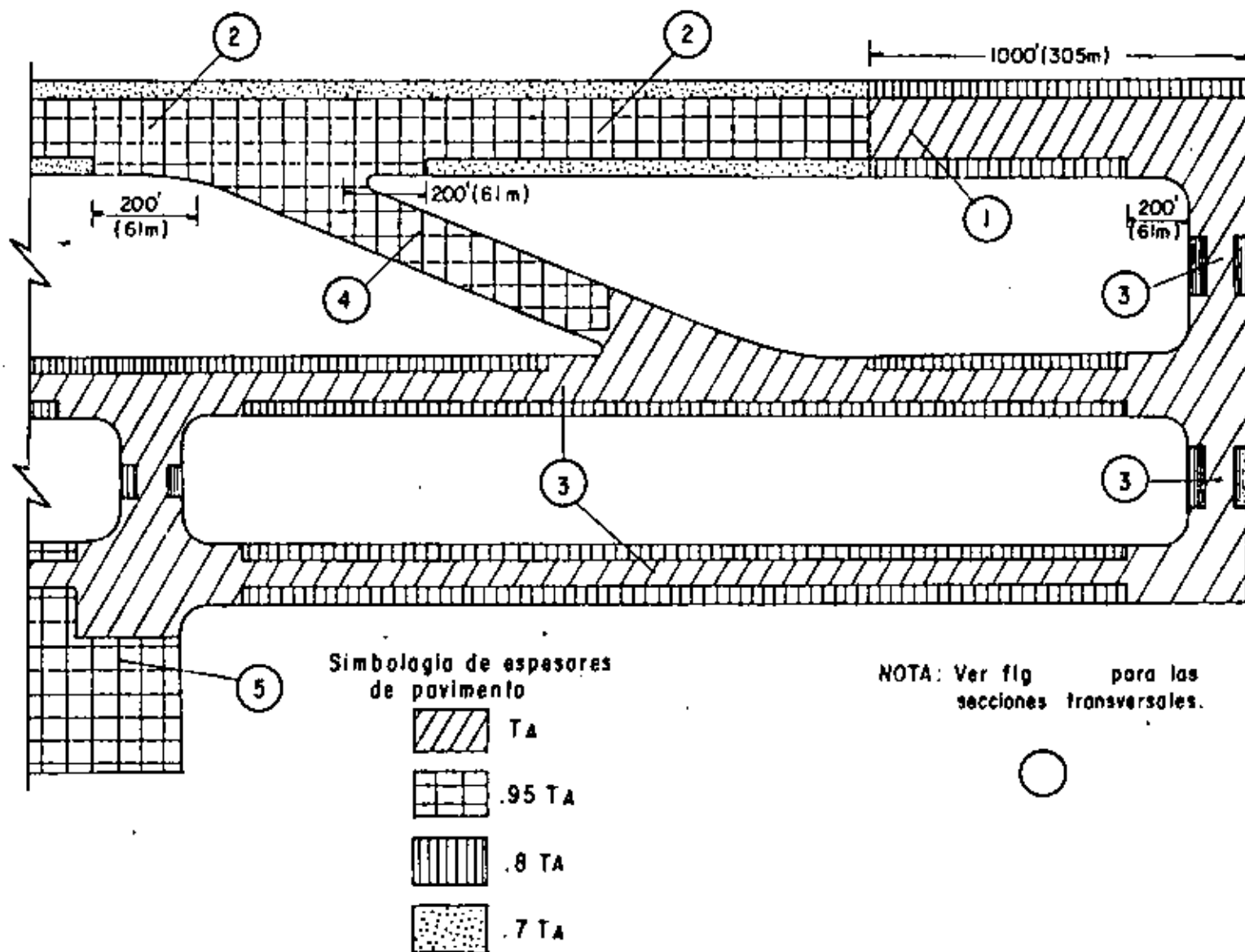


FIG. 69 ZONIFICACION DE ESPESORES DE PAVIMENTO. (Instituto del Asfalto 1973)

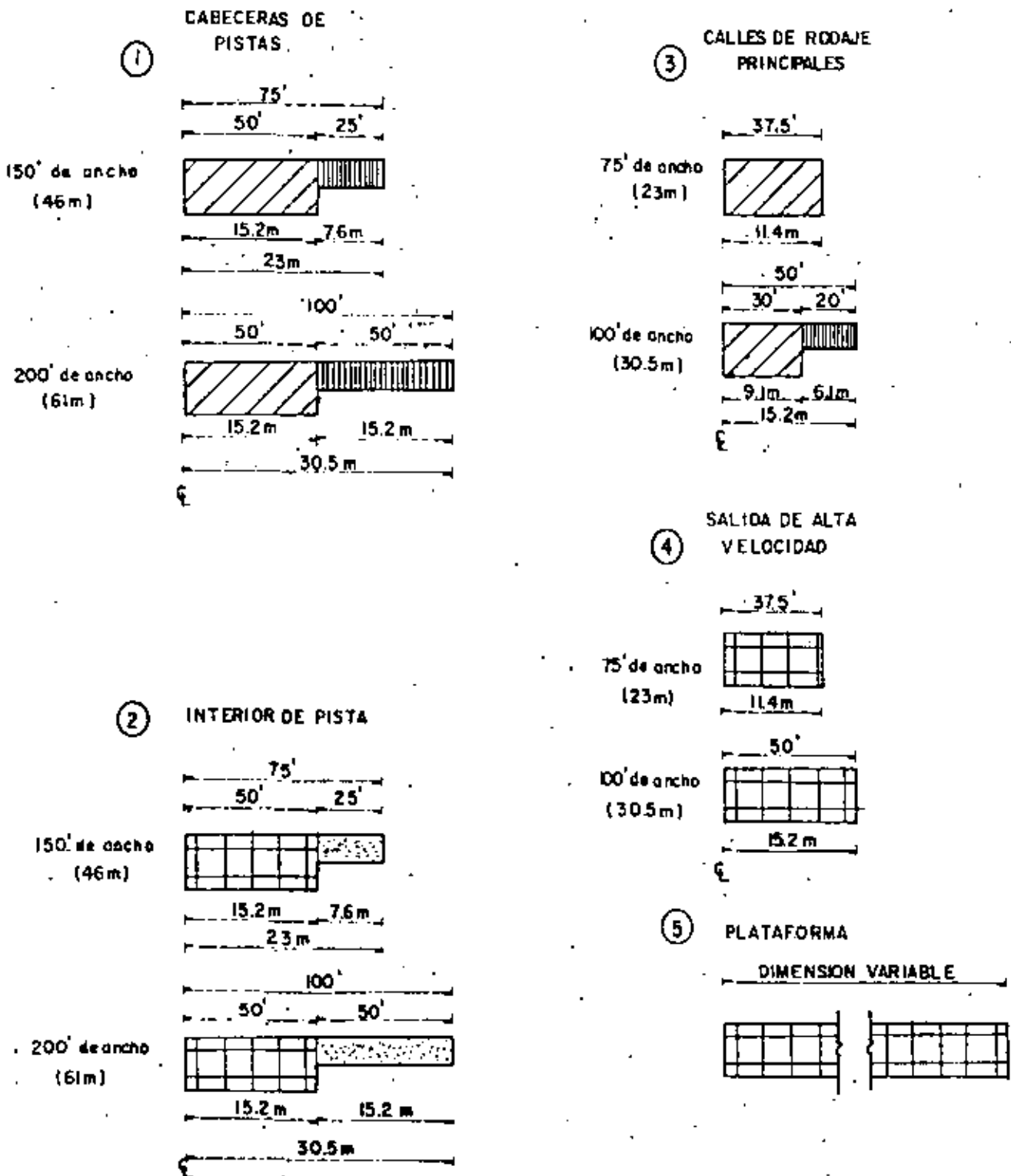


Fig. 70 SECCIONES TRANSVERSALES DE PAVIMENTO. Instituto del Asfalto 1973)

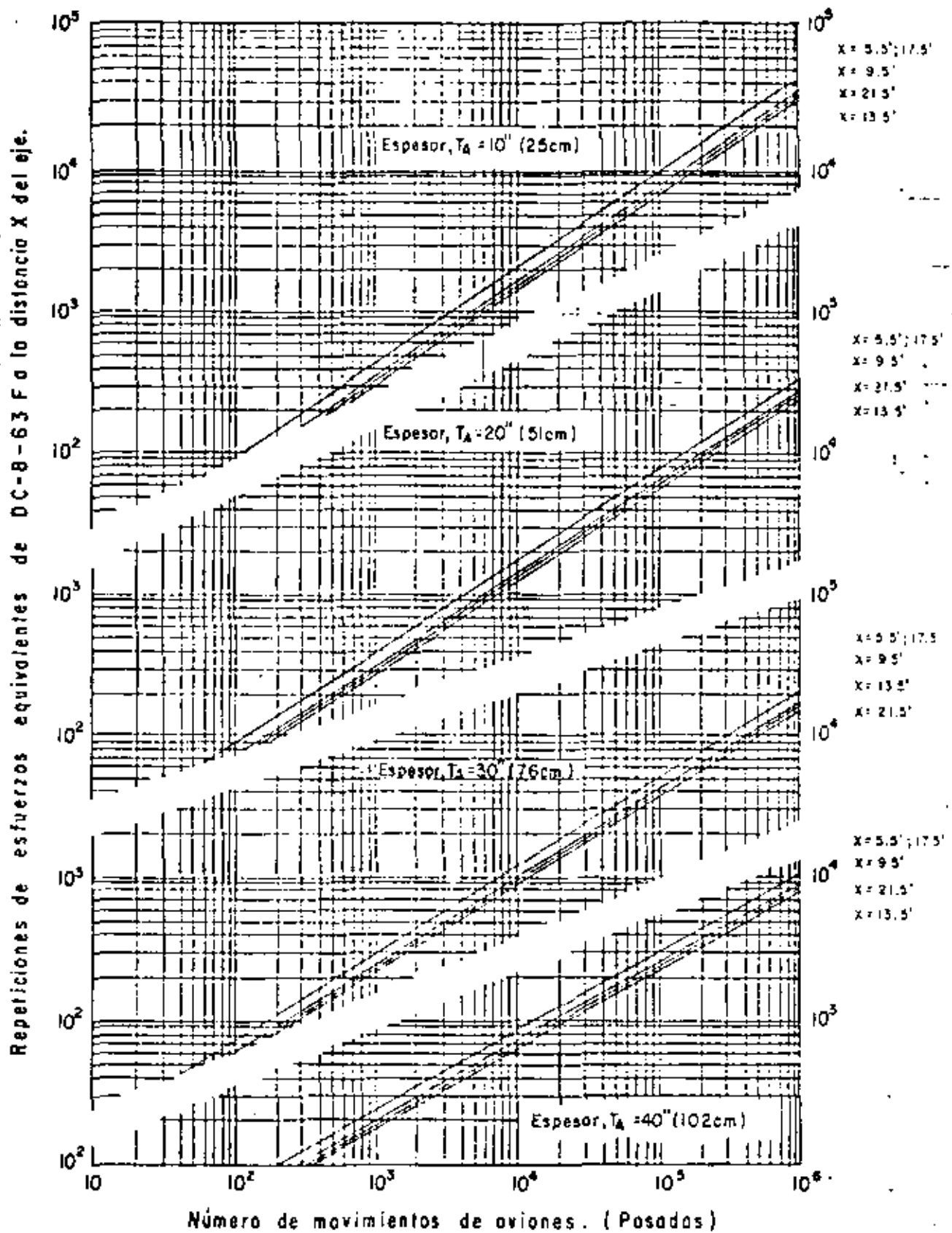


FIG. 71 GRAFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-747.

CRITERIO DE ESFUERZOS: c_c (Instituto del Asfalto 1973)

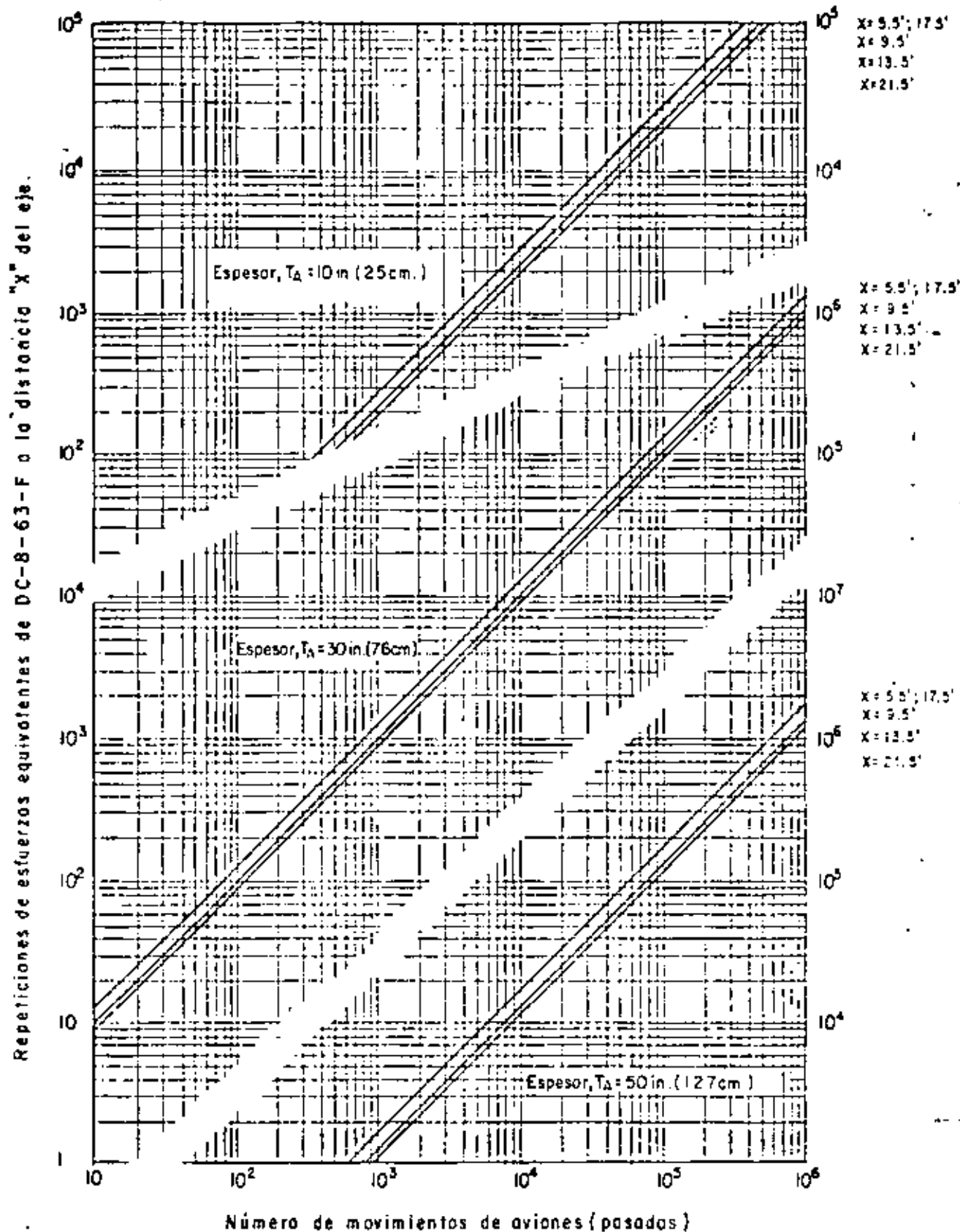


FIG. 73 GRAFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-747 CRITERIO DE ESFUERZOS ϵ_t (Instituto del Asfalto 1973)

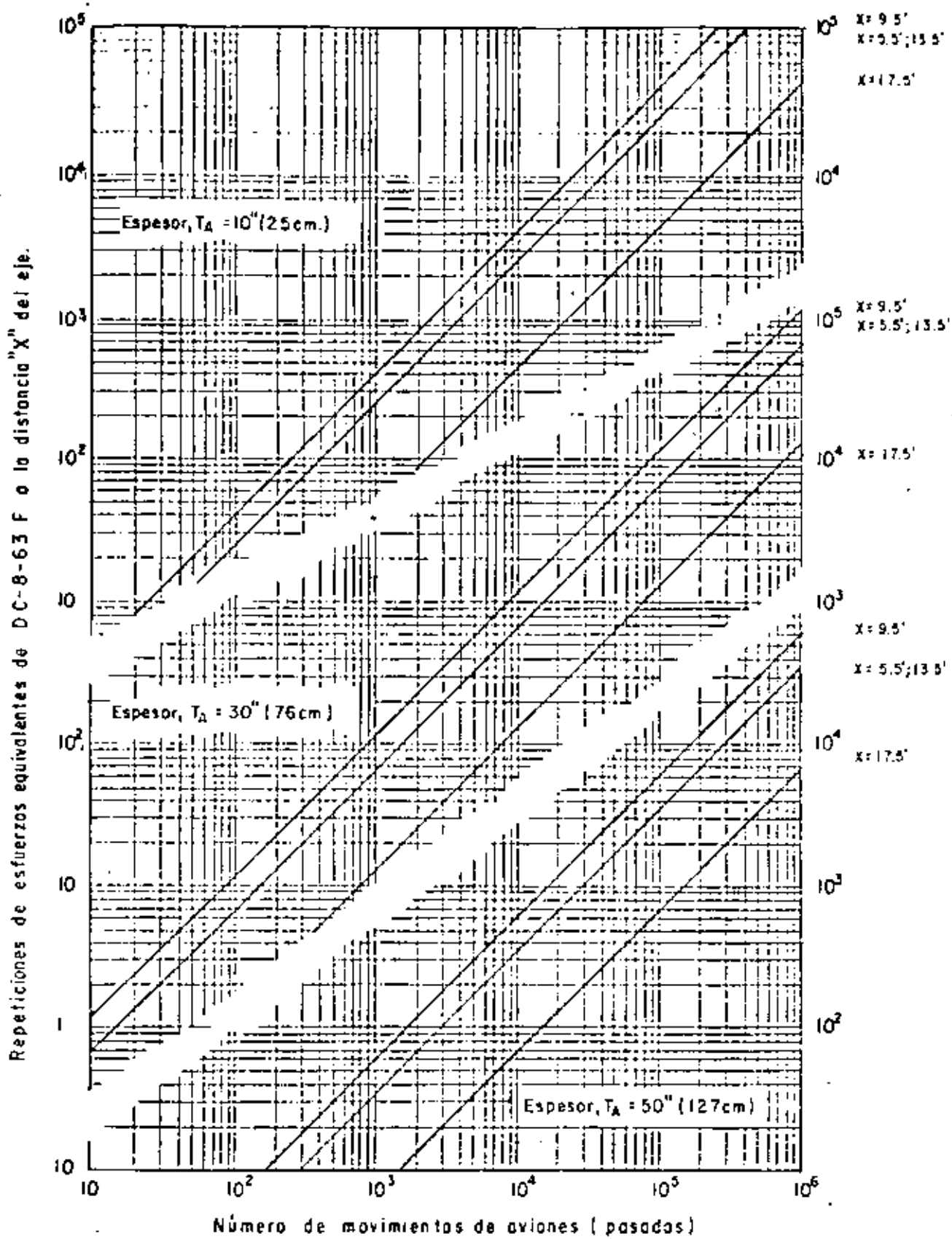


FIG. 74 GRAFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-727-200.
CRITERIO DE ESFUERZOS ϵ_t (Instituto del Asfalto 1973)

$$p = kz$$

donde:

p = reacción de la carga de apoyo

z = deflexión

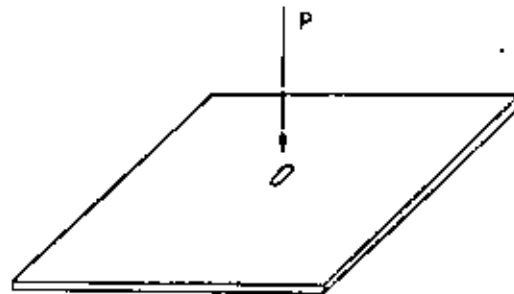
k = constante del suelo conocida como "módulo de reacción"

Westergaard también supuso para el caso de aeropuertos, que la carga por rueda de un avión es distribuida sobre un área elíptica.

Con lo anterior, Westergaard desarrolló fórmulas para determinar esfuerzos y deflexiones en losas de aeropuertos para dos condiciones:

1) Carga en el interior y 2) carga en la orilla. Posteriormente Teiler y Sutherland modificaron, para aplicarse en aeropuertos, la fórmula general de Westergaard para una tercera condición, de carga en la esquina.

Caso 1). La carga se encuentra aplicada en el interior de la superficie de la losa a una distancia considerable de cualquier orilla o junta.



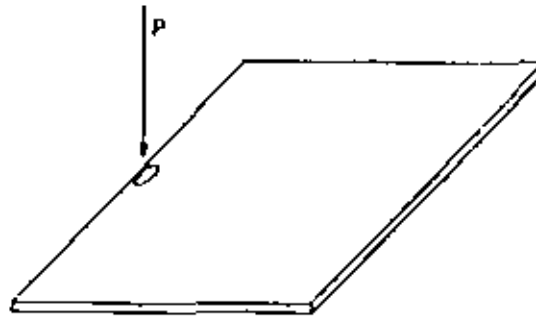
La carga total se distribuye uniformemente en un área elíptica definida por la ecuación:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{y^2}{b^2} = 1$$

Los esfuerzos máximos de tensión se desarrollan en el lecho inferior de la losa en forma radial a la carga en toda la superficie y se obtienen por medio de la siguiente fórmula:

$$\sigma_i = \frac{P}{d^2} \left[0.275 (1 + \mu) \log_{10} \frac{E d^3}{k (a + b)/2} + 0.239 (1 - \mu) \frac{a - b}{a + b} \right]$$

Caso 2). La carga se encuentra aplicada adyacente a una orilla o junta (que no tenga capacidad de transferir carga). La carga total se distribuye uniformemente en un área elíptica cuya orilla alargada es tangente a la orilla o junta de la losa:



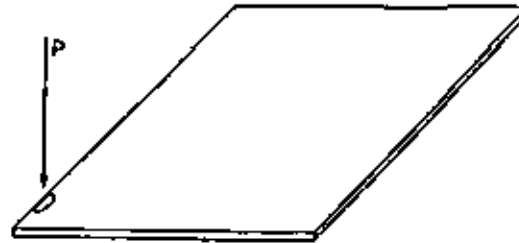
dicha área está definida por la ecuación:

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{(y - b)^2}{b^2} = 1$$

Los esfuerzos máximos de tensión se desarrollan en el lecho inferior de la losa, a lo largo de la orilla y se obtienen por medio de la siguiente fórmula:

$$\begin{aligned} \sigma_e = & \frac{2.2 (1 + \mu) P}{(3 + \mu) d^2} \log_{10} \frac{E d^3}{100 k [(a + b)/2]} + \\ & + \frac{3 (1 + \mu) P}{\pi (3 + \mu) d^2} \left[1.84 - \frac{4}{3} \mu + (1 + \mu) \frac{a - b}{a + b} + \right. \\ & \left. + 2 (1 - \mu) \frac{a - b}{(a + b)^2} + 1.18 (1 + 2\mu) \frac{b}{a} \right] \end{aligned}$$

Caso 3). La carga se encuentra aplicada en la esquina de la losa:



los esfuerzos máximos de tensión se desarrollan en el lecho superior de la losa a lo largo de la bisectriz y se obtienen por medio de la siguiente fórmula:

$$q_c = \frac{3P}{d^2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{1.2} \right]$$

en donde:

P = Carga transmitida a la losa a través de la llanta. (lb).

a, b = Semiejes de la elipse que representa la huella de una llanta. Si la carga está aplicada cerca de la orilla o junta, "a" es el semieje paralelo a ésta. El semieje mayor puede ser "a" o "b" dependiendo de si la junta es longitudinal o transversal.

x, y = Coordenadas rectangulares horizontales. Si la carga está cercana a una orilla o junta, el eje "x" es a lo largo de ésta; si la huella de la llanta se representa por una elipse, el eje "x" es en la dirección del semieje "a".

d = Espesor de la losa (pulg)

E = Módulo de elasticidad del concreto (lb/pulg²).

ν = Relación de Poisson del concreto. Se considera normalmente = 0.15

k = Módulo de reacción (lb/pulg³).

r = Radio de rigidez relativa (pulg); es un término que proporciona un valor de la resistencia a la deformación del pavimento y depende de las propiedades tanto de la losa como de la capa de apoyo;

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{E d^3}{12 (1 - \nu^2)}}$$

$$a_1 = a \sqrt{2} \text{ (para el caso de carga aplicada en la esquina de la losa).}$$

2. Esfuerzos debidos a alabeo por cambios de temperatura.

Cuando las superficies superior e inferior de una losa de concreto se encuentran simultáneamente a diferentes temperaturas se origina un gradiente de temperatura a través de su espesor, lo que ocasiona que la losa tienda a alabearse. El esfuerzo es causado por la resistencia de la losa a cambiar de forma, debido al peso de la misma.

Se tiene por ejemplo que si la temperatura en la superficie de la losa es menor que la de la superficie inferior, esta última tenderá a dilatarse con relación a la primera originándose el alabeo hacia arriba (cóncavo hacia arriba) (fig. 75 A).

Si por el contrario, la temperatura en la superficie superior de la losa es mayor que la de la superficie inferior, la primera tenderá a dilatarse con relación a la segunda originándose el alabeo hacia abajo (cóncavo hacia abajo) (fig. 75 B).

El análisis de esfuerzos por alabeo en losas rígidas es bastante complicado y fue tratado originalmente por Westergaard. A continuación se exponen las ecuaciones obtenidas para el caso de una losa de ancho finito "b" y las orillas con ecuaciones $y = \pm (b/2)$ (ejes coordenados relacionados a la fig. 76).

El esfuerzo en el lecho superior de la losa en la dirección "y" es:

$$\sigma_y = \sigma_x \left[1 - \frac{2 \cos \lambda}{\sin 2\lambda} \frac{\cos h}{\sin h} \frac{\lambda}{2\lambda} \left\{ (\tan \lambda + \tan h) \cos \frac{y}{\ell \sqrt{2}} \cos h \frac{y}{\ell \sqrt{2}} + (\tan \lambda - \tan h) \sin \frac{y}{\ell \sqrt{2}} \sin h \frac{y}{\ell \sqrt{2}} \right\} \right]$$

donde: $\lambda = \frac{b}{\ell} \sqrt{8}$

El esfuerzo correspondiente en la dirección "x" es:

$$\sigma_x = \sigma_o + \mu(\sigma_y - \sigma_o)$$

R. D. Bradbury utilizó los conceptos de Westergaard y desarrolló coeficientes para la solución del problema. Los coeficientes se muestran en fig. 77 y se utiliza en las siguientes ecuaciones:

$$\text{Esfuerzo en la orilla} = \sigma = \frac{CE \epsilon_t \Delta t}{2}$$

$$\text{Esfuerzo en el interior} = \sigma = \frac{E \epsilon_t \Delta t}{2} \frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu}$$

El coeficiente C_1 es en la dirección deseada mientras que C_2 es para la dirección perpendicular correspondiente. L_x y L_y son la longitud y ancho respectivamente.

Mediciones efectuadas en Estados Unidos muestran que las diferencias máximas de temperatura ocurren durante el día en los meses de primavera y verano. Durante la primavera la subrasante está fría y la losa, expuesta a los rayos del sol, se calienta más rápido que la subrasante. Durante los meses de verano la losa se enfría durante la noche y su superficie se calienta durante el día. Las diferencias de temperatura dependen de la latitud del lugar. Si el ángulo de incidencia de los rayos del sol sobre el pavimento es alto, la temperatura del pavimento también será alta. Otro factor que también influye es el color de la superficie de la losa.

Los esfuerzos por alabeo debido a temperatura pueden llegar a ser iguales y adicionarse a los esfuerzos debidos a las cargas.

3. Esfuerzos debidos a alabeo por cambios en el contenido de humedad.

El alabeo en las losas también puede ser debido a una diferencia en el contenido de humedad entre las superficies superior e inferior de la losa. La razón de esta diferencia es que la losa tiende a secarse más rápidamente en su parte superior que la inferior. A mayor contenido de humedad la losa tiende a expandirse. Las orillas de la losa alcanzan su máxima posición de alabeo hacia arriba durante el verano y la máxima posición de alabeo hacia abajo durante el invierno; el alabeo hacia arriba es aparentemente mayor que el alabeo hacia abajo. No existe suficiente información que permita estimar la magnitud de los esfuerzos producidos por este concepto. Parece ser que en los meses de verano, cuando el alabeo por variaciones del contenido de humedad puede ser en sentido opuesto y por tanto tiende a reducir el estado de esfuerzos creado por el gradiente de temperatura.

En raras ocasiones las condiciones reales se aproximan a las supuestas en la teoría y en la mayoría de los casos los esfuerzos por alabeo (temperatura y humedad) no pueden ser calculados.

Los esfuerzos por alabeo pueden ser reducidos en forma sustancial si se evitan las losas grandes.

Ni la Asociación del Cemento Portland ni el Cuerpo de Ingenieros, de los Estados Unidos, sugieren que los esfuerzos por alabeo sean calculados, ya que se reconoce que sólo en pocas ocasiones estos esfuerzos se adicionan. Generalmente el margen de seguridad entre los esfuerzos debidos a cargas y la resistencia a la flexión del concreto es suficiente para absorber los esfuerzos por alabeo.

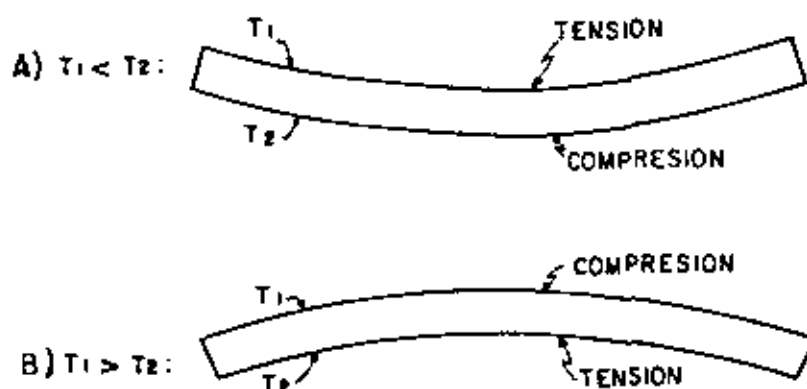


Fig. 75. Alabeo de losas.

En México se han efectuado mediciones sobre alabeo en los aeropuertos de Guadalajara, Monterrey, Mexicali y Cancún, en todos ellos se observó que el sol calentaba durante la mañana la superficie superior de la losa, haciendo que se dilatara más que la inferior, por lo que la losa se deformaba bajando las esquinas con relación al centro (Fig. 75-B). Durante la tarde y la noche se producía el movimiento inverso. Midiendo al mismo tiempo y a través de orificios perforados en las losas, los movimientos de las esquinas y centros con relación a la sub-base, se obtuvo una visión completa del fenómeno. Los datos obtenidos permitieron estimar, con bastante precisión, como estaban apoyadas las losas en la sub-base en distintas horas del día. En las Figs. 76 y 79 se presentan los movimientos diarios observados en algunas losas del aeropuerto de Guadalajara, Jal., se apreció que, en las mañanas, las losas siempre estaban apoyadas en su parte central, con las es-

quinas levantadas, y al mediodía, en muchos casos (aunque no se puede asegurar que siempre) las esquinas bajaban y llegaban a hacer contacto con la sub-base. En muy pocos casos se llegó a observar que los centros de las losas se levantaban despegándose de la superficie de la sub-base, naturalmente, cuando esto sucedió fue en las horas cercanas al mediodía.

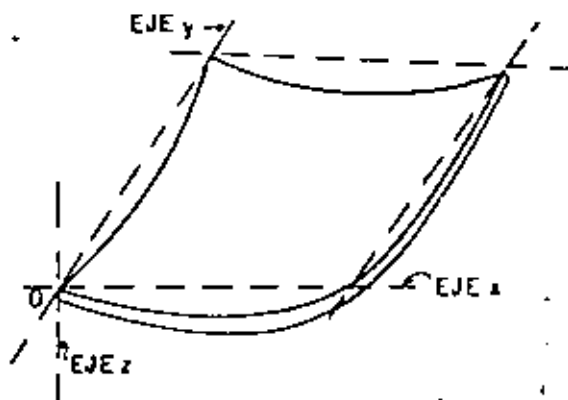


Fig. 76 Curvatura de una superficie elástica debida a alabeo por temperatura.

En el aeropuerto de Guadalajara se efectuaron mediciones en dos épocas del año, en marzo en tiempo seco y en agosto en tiempo de lluvias, con el fin de comparar los resultados que podrían indicar un contacto diferente entre la losa y la sub-base en cada época. Los resultados fueron parecidos, aunque se notó una leve tendencia de las losas a tener una convexidad hacia arriba mayor en tiempo de lluvias (fig. 79).

En el aeropuerto de Mexicali, B.C., se observó que el alabeo total en las losas de 20 cm de espesor era del orden del 55% del correspondiente a las losas de 28 cm de espesor; y el levantamiento de las esquinas con relación a la sub-base era, en las losas de 20 cm del orden del 63% del correspondiente a las losas de 28 cm.

El alabeo de las losas de un pavimento es consecuencia de cambios volumétricos del concreto provocados por humedad o temperatura. Si no existe restricción alguna al movimiento, el concreto se deformaría sin aparecer esfuerzos en su interior. El peso propio de las losas grandes impide total-

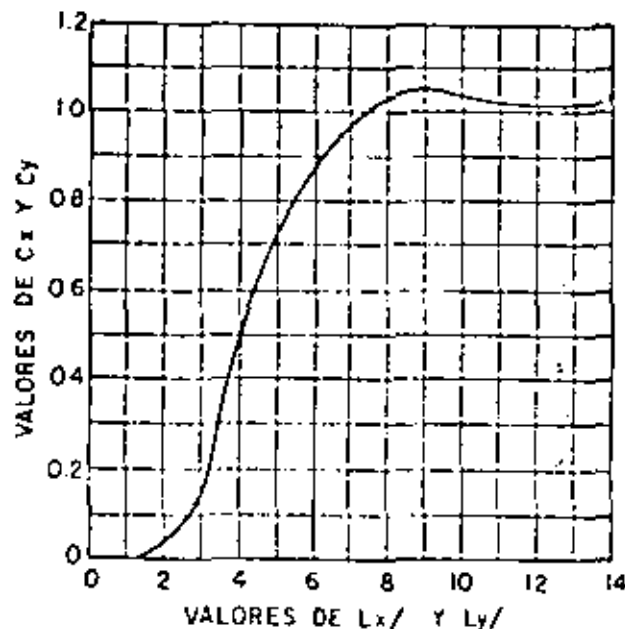
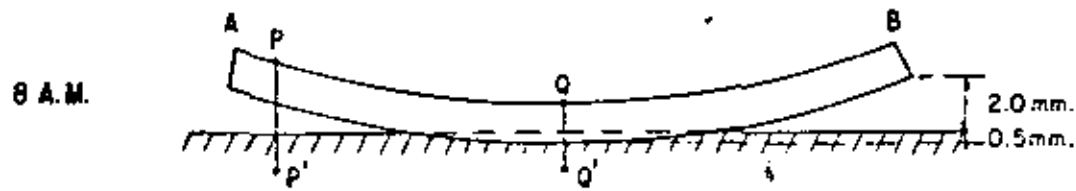
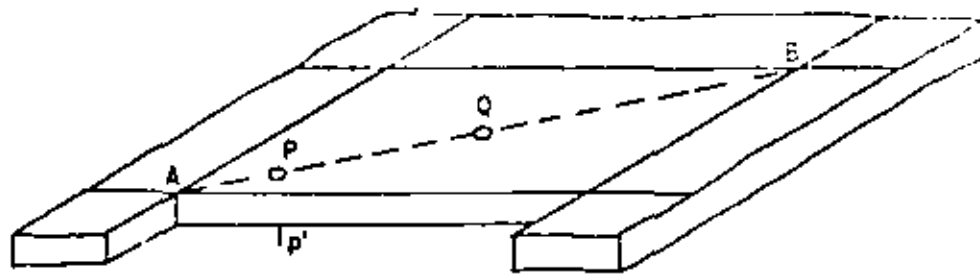


Fig. 77 Coeficientes de esfuerzos por alabeo.

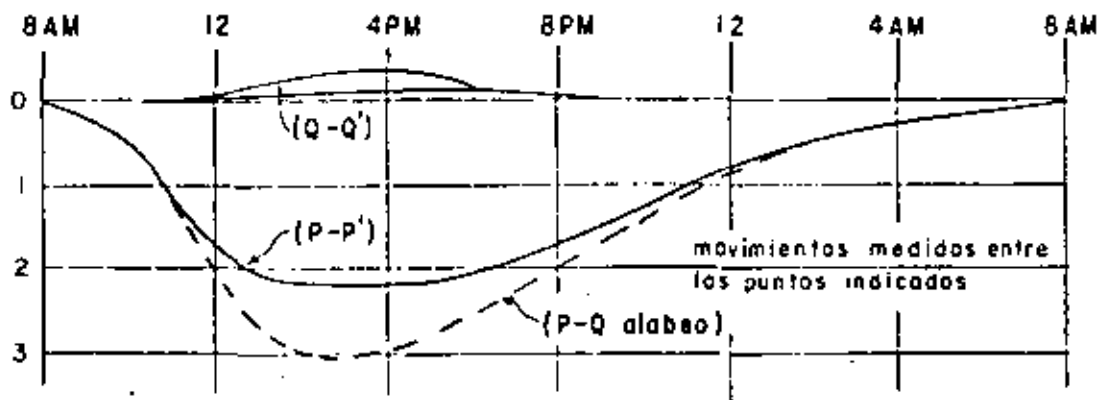
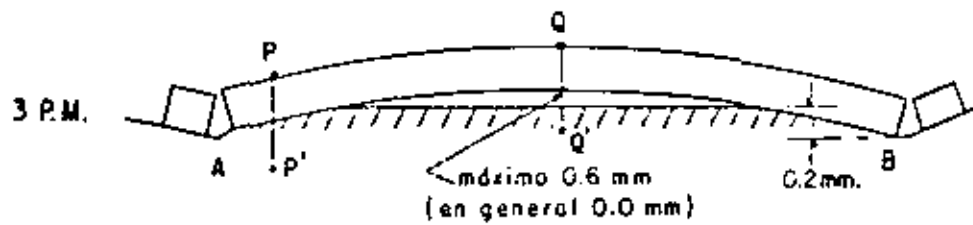
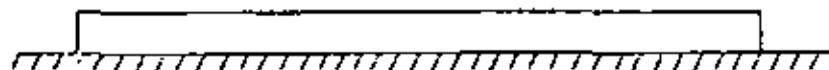
mento su alabeo en zonas alejadas de los bordes; en estas zonas en que no hay deformación, los esfuerzos de alabeo son mayores que en los bordes - donde la deformación que se produce los reduce considerablemente. (fig. - 30). Se puede razonar que, cuanto menor sea una losa, menor será su deformación por alabeo y serán menores también los esfuerzos de alabeo que en ella aparezcan.

Por otra parte, los gradientes los gradientes de humedad y sobre todo de temperatura en el espesor de la losa no son lineales y aunque la losa estuviera flotando en un espacio sin gravedad, siempre habría una diferencia entre las deformaciones que se producen en su interior que están obligadas a seguir una ley lineal (ya que las secciones planas se conservan planas) y las deformaciones que corresponden a estos gradientes; esta diferencia generaría esfuerzos.

Una situación que hace más crítico el trabajo de las losas de un pavimento es la superposición de esfuerzos. Por una parte el alabeo levanta las esquinas de las losas; una carga aplicada en una esquina, primero deforma la losa hasta que queda nuevamente plana y apoyada en la sub-base y a partir de ese momento, la reacción del terreno restringe la deformación. La resistencia de esta esquina es menor que la otra no alabeada en



11 A.M., 9 P.M.



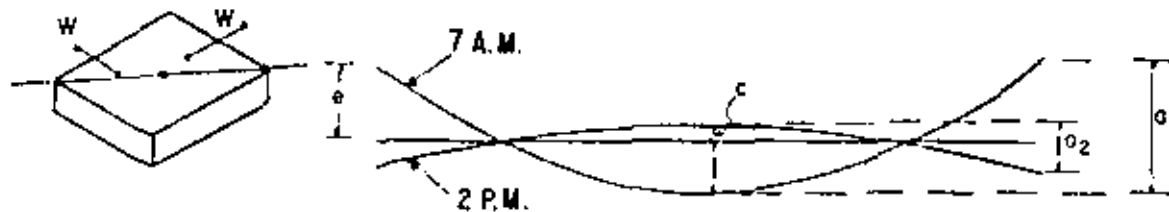
GUADALAJARÁ (Plataforma, $h = 28 \text{ cm}$)

FIG. 78 ALABEO DE LAS LOSAS.

AEROPUERTO DE GUADALAJARA, JAL.

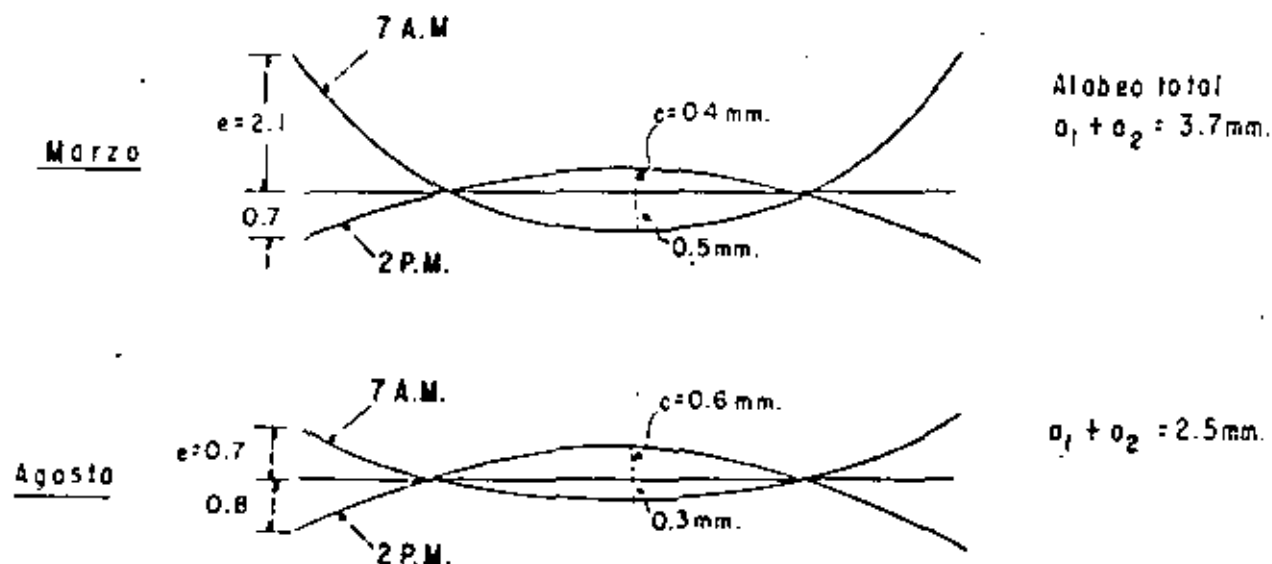
Comparación de los movimientos observados el día 12 de Marzo y el día 9 de Agosto de 1974. -Clima: sol sin nubes en ambos días. -Temperatura: 7°-24°(Mzo.) 12°-27°(Ago.).

	MARZO (mm)	AGOSTO (mm)
Movimiento diario de las juntas transversales, (w)	PROM. 0.64	PROM. 0.63
Alabeo ($a_1 + a_2$)	PROM. 3.56	PROM. 2.31
Movimiento de las esquinas con relación a la subbase (e)	PROM. 2.29	PROM. 0.95
Movimiento de los centros con relación a la subbase (c)	Prácticamente nulos con excepción de la losa descrita abajo.	



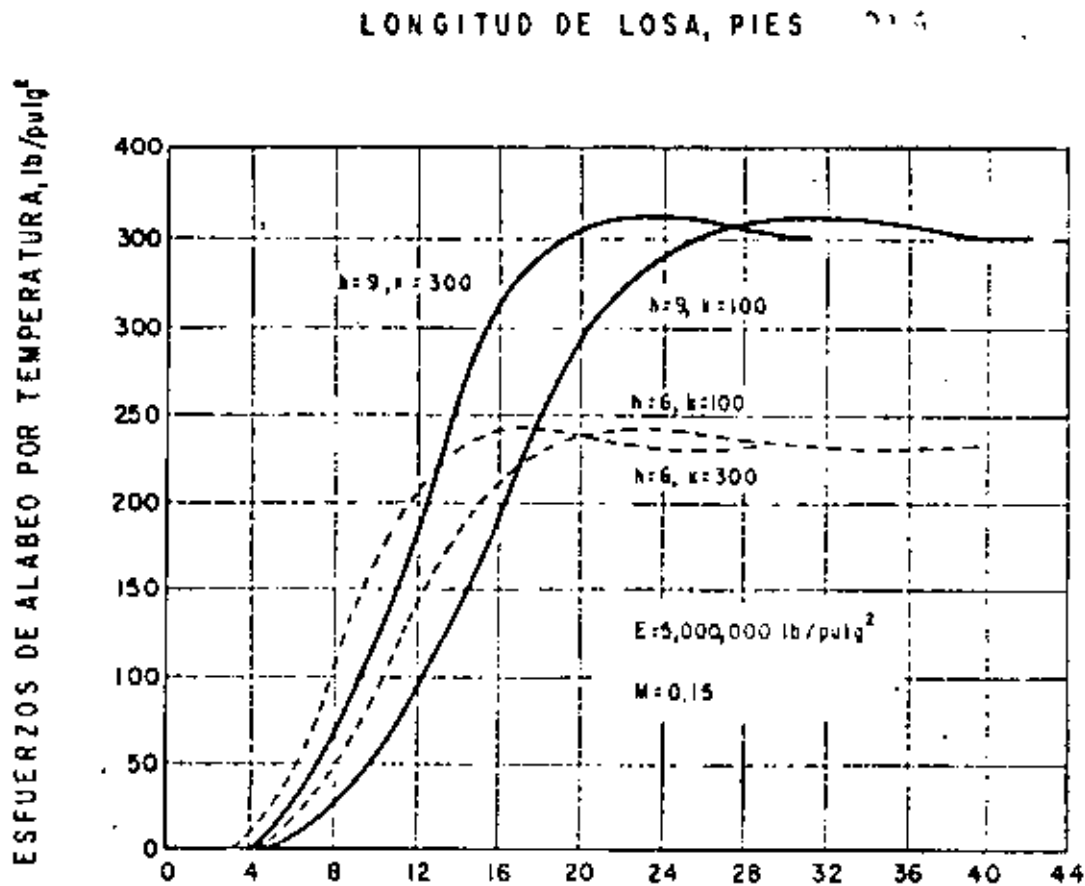
A) Losas en general

(Losa de 5 x 5 m ; h = 28)



B) Unica losa con movimientos mayores de 0.2mm. en el centro

la que exista la reacción del terreno desde que la carga empieza a deformarla. Se ha observado que la resistencia de las losas, con carga en la esquina, se disminuye aproximadamente en un 20% cuando la losa se encuentra alabeada hacia arriba como consecuencia de un cambio de temperatura de 14°C (losa de 30 cm de espesor sobre una subbase de $k = 8.3 \text{ kg/cm}^3$). Parece ser que esta disminución de la resistencia se incrementa entre más rígida sea la subbase.



ESFUERZOS DE ALABEO POR TEMPERATURA
EN LA ORILLA DE LA LOSA

Fig. No. 80.

En los centros de las losas se presentan fenómenos semejantes pero de menor trascendencia.

Se puede intentar establecer la siguiente ley:

Las losas que se agrietan por el efecto de las cargas continuarán siendo destruidas por estas, mientras que las losas que se agrietan por el efecto del alabeo o por contradicciones del concreto, mejoran su resistencia posterior. Habrá casos en que sea una combinación de ambos efectos la que agriete las losas, sin predominio claro de uno de ellos y será difícil pronosticar cual será el comportamiento de la losa desde ese momento en adelante.

4. Esfuerzos debidos a fricción.

Los cambios de temperatura tienden a ser que las losas cambien de longitud. Cada mitad de la losa tiende a moverse con respecto a la superficie de apoyo. Si la losa se expande, el movimiento es desde el centro hacia los extremos de la misma y los esfuerzos ocasionados son de compresión, debido a la fricción entre la losa y su apoyo que restringe parcialmente este movimiento. Si la losa se contrae, el movimiento desde los extremos hacia el centro y los esfuerzos ocasionados en la losa son de tensión, debido también a la fricción que se desarrolla entre la losa y su apoyo. (fig. 817 y fig. 818).

La misma situación se presenta cuando la losa experimenta cambios en su contenido de humedad. Al aumentar el contenido de la humedad la losa se expande y al disminuir el contenido de humedad la losa se contrae.

La fuerza de fricción desarrollada está dada por la expresión:

$$F = w_c \frac{L}{2}$$

en donde:

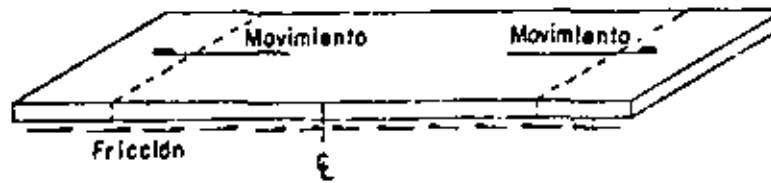
F = fuerza de fricción que se opone al movimiento de la losa, por metro lineal de sección (kg/m).

w = peso unitario de la losa por unidad de superficie (kg/m²).

L = longitud de la losa (m).

C = coeficiente de fricción entre la losa y su apoyo.

En el coeficiente de fricción entre la losa y su apoyo deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes que se pueden desarrollar en la subbase (o subrasante) así como la presencia de losas alabeadas que pueden tener consi-



A) CUANDO LA LOSA SE EXPANDE



B) CUANDO LA LOSA SE CONTRAE

FIG. 81 ESFUERZOS INDUCIDOS EN LA LOSA POR LA FRICCIÓN CON SU APOYO.

derable importancia en el desarrollo de la resistencia al movimiento de las losas. Para subrasantes y subbases granulares, el coeficiente de la fricción o "coeficiente de resistencia" varía entre 1 y 2 dependiendo del tipo de material y las condiciones de humedad. Para subbases estabilizadas viene a ser ligeramente mayor. También puede afectar el valor de este coeficiente la longitud y el espesor de la losa. Sin embargo, los efectos prácticos se pueden tomar $C = 1.5$.

Si se requiere de colocar esfuerzo para que la losa resista estos esfuerzos, la cantidad de acero requerida será:

$$A_s = \frac{w C L}{2 f_s}$$

en donde:

A_s = área de fierro de refuerzo por metro lineal de sección transversal de losa (cm^2/m).

f_s = esfuerzo permisible a la tensión del fierro de refuerzo. (kg/cm^2).

5. Esfuerzos por cambios volumétricos de la subrasante debidos a la humedad o heladas.-

El proyectista de un pavimento no nada más debe concentrarse en las capas que lo constituyen y en la capacidad portante de su superficie de apoyo, sino que debe además tomar en cuenta las características y mecánica de los suelos subyacentes al pavimento. Puede darse el caso, por ejemplo, que el suelo bajo un pavimento rígido no sea muy homogéneo y contenga lentes de suelos expansivos que al ser alcanzados por la humedad se expandan y originen cambios volumétricos diferenciales a lo largo del pavimento. Estos cambios volumétricos originan presiones hacia arriba y pueden llegar incluso a mover las losas y afectar las características de textura superficial del pavimento. El proyectista debe, por lo tanto, no clacular los esfuerzos que se generan en el pavimento, sin evitar estas situaciones.

Otra situación que hay que prever es la reducción de la capacidad portante de la subrasante cuanto está sujeta a condiciones adversas de humedad y que no cuenta con un subdrenaje satisfactorio. en estos casos los esfuerzos de las losas, debido a las cargas, van a ser mayores que los previstos, ya que el "K" es menor que el considerado en el diseño.

El agua que existe bajo el pavimento puede llegar de las siguientes maneras:

- 1.- Pasando a través de grietas del pavimento.
- 2.- Por las orillas de las losas (juntas).
- 3.- A través de los acotamientos.
- 4.- Por capilaridad.
- 5.- Elevación del nivel de las aguas freáticas.
- 6.- Movimiento a partir del nivel freático (vapor).

Otro factor que ocasiona esfuerzos adicionales a un pavimento es el efecto de las heladas. Debido a que en la República Mexicana no se presenta este problema o es muy reducido, no expondrá en el presente trabajo.

6. Esfuerzos por la falta de continuidad del material de cimentación.

Cuando la superficie de apoyo de una losa deja de tener continuidad - principalmente en sus orillas, la losa, al paso de las cargas tiene que soportarlas trabajando como voladizo, lo que incrementa considerablemente los esfuerzos. Esta falta de continuidad de la superficie de apoyo puede ser debida a deformaciones permanentes de la carga de apoyo (las que a su vez se deben al esfuerzo repetitivo de las cargas) o al fenómeno de "bombeo".

El "bombeo" se define como la expulsión de agua y material de subrasante (o subbase) a través de las juntas o grietas, causada por la deflexión de la losa (debida a cargas) después de que se ha acumulado agua libre bajo la losa.

El paso inicial en el bombeo de suelos es la formación de un espacio vacío bajo la losa donde el agua libre puede acumularse.

Este espacio se forma después de varias repeticiones de carga, puede ser pequeño y discontinuo y es causado por dos factores principalmente.

Primero, las cargas transmitidas al suelo pueden ocasionar un pequeño espacio entre el suelo y el pavimento debido a la deformación plástica del suelo contra los rebotes más elásticos de la losa. Segundo, el alabeo de la losa puede también originar un espacio pequeño bajo la losa.

El siguiente paso es la entrada del agua en el espacio libre bajo la losa. Si el suelo tiene un buen subdrenaje el agua no permanecerá en dicho espacio, pero si el suelo tiene mal subdrenaje, el agua permanecerá y las deflexiones subsecuentes de la losa originarán que el agua sea expulsada. Después de algunas deflexiones de la losa el suelo puede entrar en suspensión con el agua y ser expulsado junto con esta cuando la losa se deflexione.

Después que ha habido una gran cantidad de complicaciones de carga, la acción de bombeo puede continuar hasta que se forma un vacío relativamente grande bajo la losa.

El siguiente paso es la falla de la losa.

La susceptibilidad de los suelos al bombeo varía generalmente con su plasticidad, así por ejemplo las arcillas plásticas son más susceptibles que las arenas.

Aunque el bombeo es relativamente raro en los aeropuertos, debido al reducido número de repeticiones de carga comparado con el de las carreteras, es muy conveniente prevenirlo desde el diseño, utilizando subbases con granulometrías adecuadas y con buen drenaje. Así mismo, se debe conservar la impermeabilidad de las juntas y en su caso, de grietas, a lo largo de la vida útil del pavimento.

IV. METODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS PARA AEROPUERTOS.

La introducción de los concretos de cemento portland presentó el inicio de una revolución industrial en la construcción de pavimentos. La mayoría de las técnicas de diseño de pavimentos rígidos están basadas, al 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, las más sobresalientes han sido el desarrollo de métodos analíticos efectuados 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 cargas 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, cabece- ras 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 al- gunas salidas de alta veloci- dad.	1.4	1.7

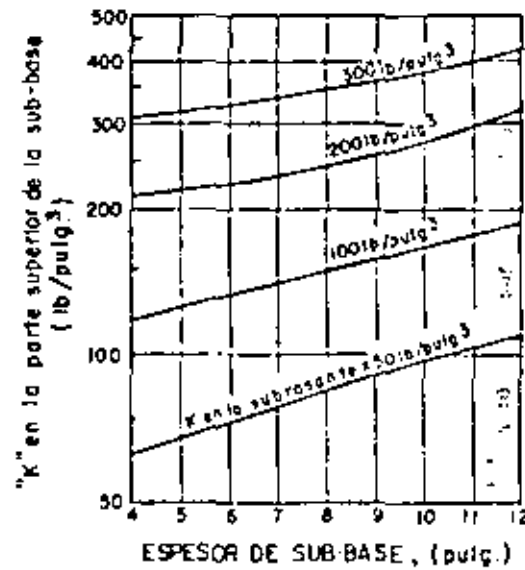


Fig. 82. Efecto del espesor de subbase granular en el valor de K. (PCA, 1973)

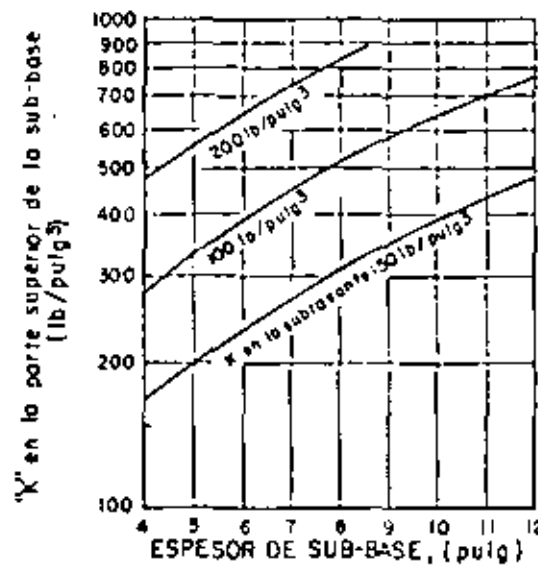
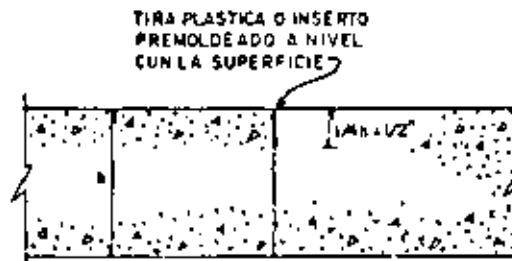
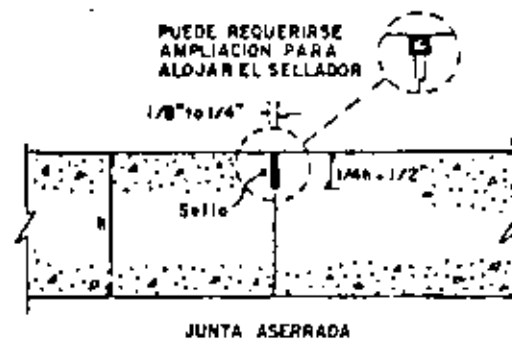


Fig. 83. Efecto del espesor de subbase. Tratada con cemento en el valor de K. (PCA, 1973)



USESE ÚNICAMENTE PARA JUNTAS ESPACIADAS 18\"/>

JUNTA CON INSERTO PREMOLDEADO O TIRA PLÁSTICA.

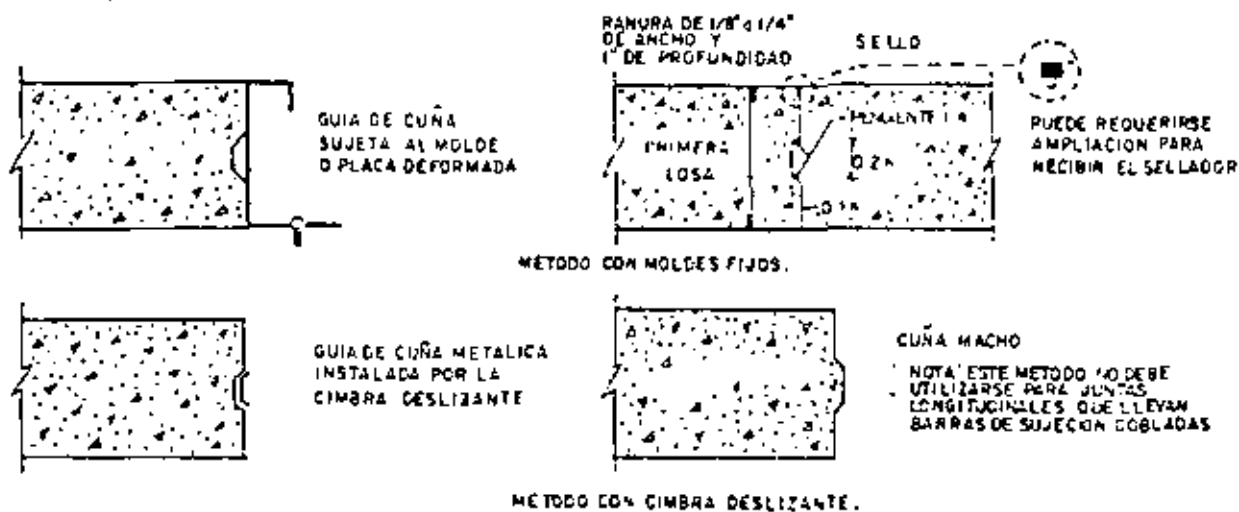
NOTA: PUEDEN REQUERIRSE BARRAS DE AMARRE CORRUGADAS A UNA PROFUNDIDAD $n/2$

Fig. 84 Juntas longitudinales centrales.
(PCA. 1973)

V. METODO DE LA ADMINISTRACION FEDERAL DE AVIACION, FAA.

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 fue 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 la losa con junta que en el interior de su superficie. Las investigaciones y el comportamiento en el campo han mostrado que prácticamente todas las grietas inducidas por cargas se inician en las juntas y progresan hacia el interior de la superficie de las losas fue debido a esto que la FAA cambió las bases de su método de diseño.

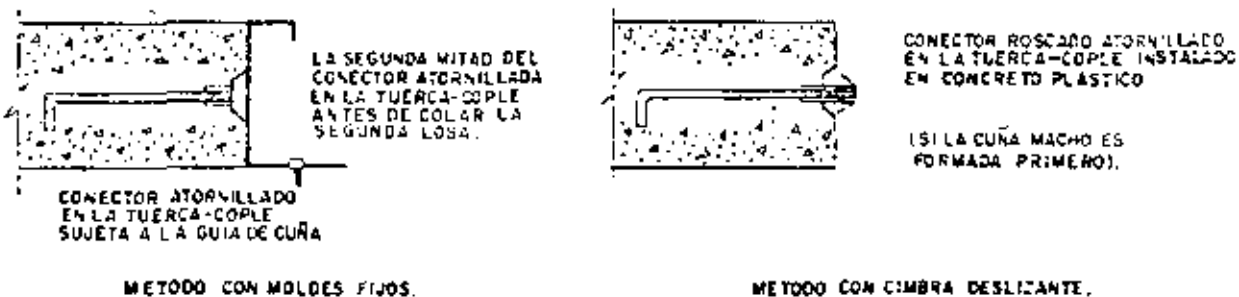
La utilización de las gráficas de diseño de espesores de losa (figs. 97 a 112) requiere el conocimiento de cuatro parámetros de diseño: Resistencia a la flexión del concreto, módulo de reacción de la subrasante, peso total del avión de diseño y número de salidas anuales equivalentes del avión de diseño.



JUNTAS MACHIHEMBRADAS SIN BARRAS DE SUJECION.



JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON BARRAS DE SUJECION.

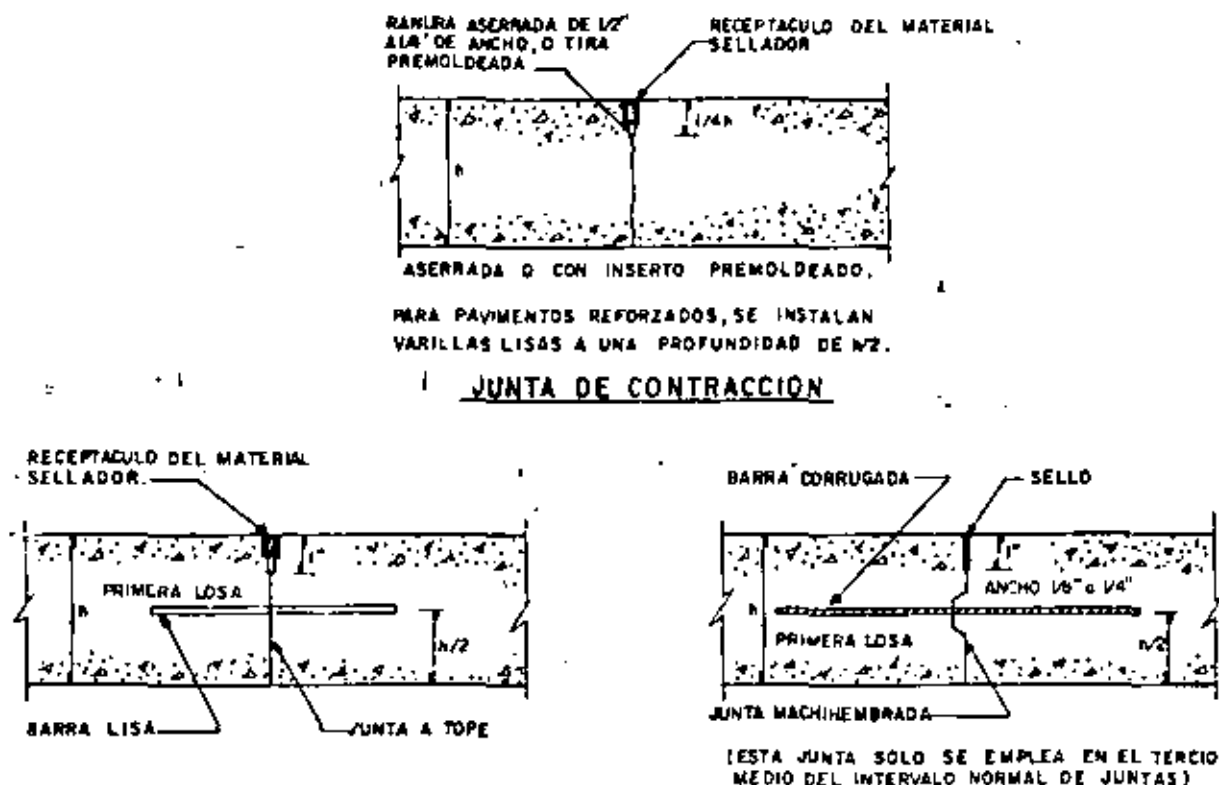


JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON CONECTORES DE SUJECION

- NOTAS: LAS BARRAS Y CONECTORES DE SUJECION SE EMPLEAN SOLO EN CIERTOS LUGARES
- LAS CUNAS Y LAS BARRAS VAN A UNA PROFUNDIDAD DE 4/2.
 - TODAS LAS DIMENSIONES Y DETALLES SE INDICAN EN LA FIG. SUPERIOR DERECHA

FIG. 35 JUNTAS LONGITUDINALES DE CONSTRUCCION. (PCA. 1973)

FIG. 86 JUNTAS TRANSVERSALES. (PCA. 1973)



JUNTAS DE CONSTRUCCION

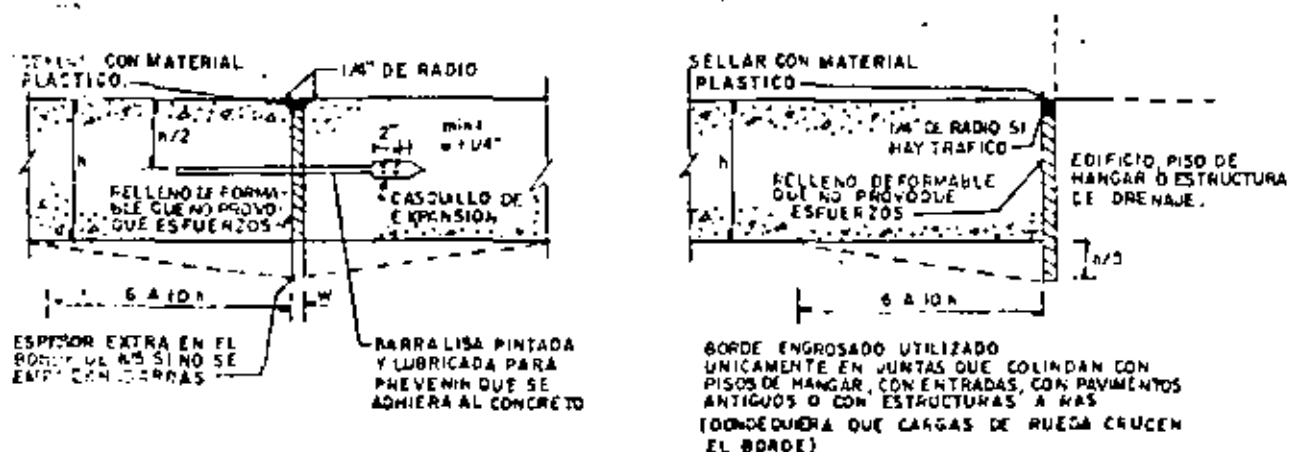


FIG. 87 JUNTAS DE EXPANSION

(PCA. 1973)

Tabla 17. Tamaño y espaciamento de barras lisas.
(PCA. 1973)

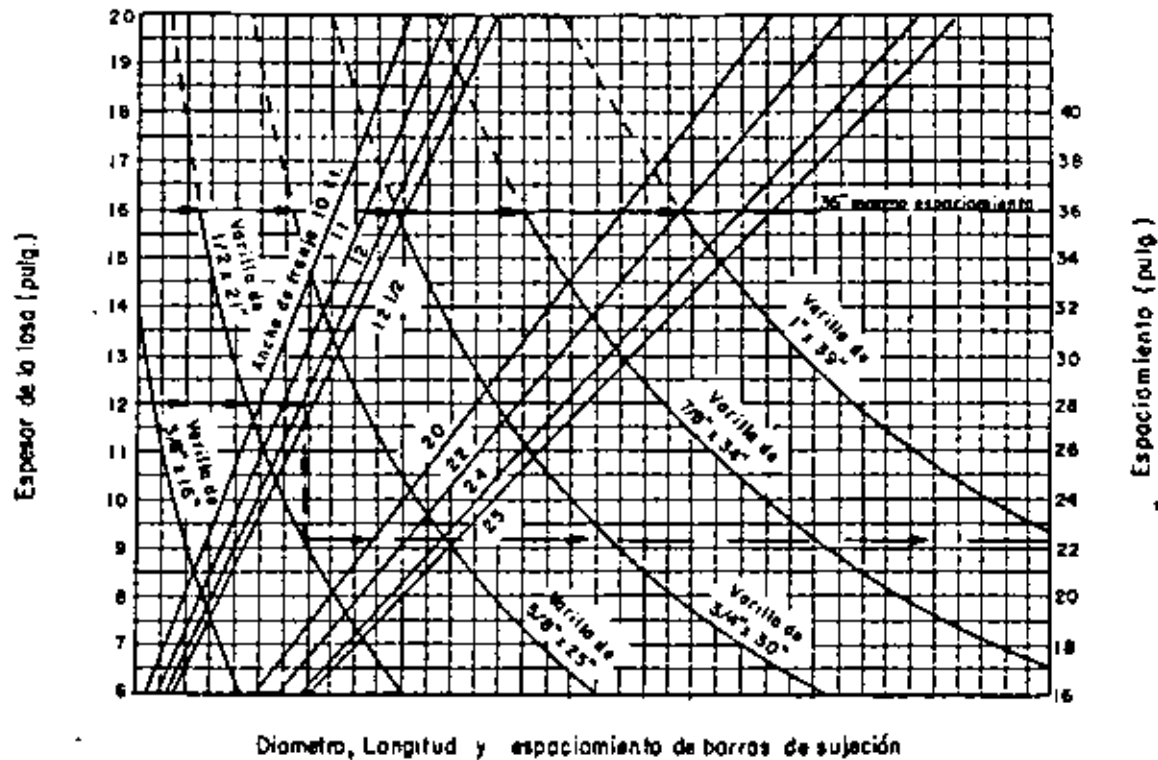
ESPESOR DE LOSA (Pulg.)	DIAMETRO DE BARRA (Pulg.)	LONGITUD DE BARRA* (Pulg.)	ESPACIAMIENTO DE BARRAS C a C (Pulg.)
5-6	3/4	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1-1/4	18	12
12-16	1-1/2	20	15
17-20	1-3/4	22	18
21-25	2	24	18

* Asignación hecha para juntas abiertas y errores menores en el colado de las barras.

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 de la losa. Las Figs. 97 y 98, 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. 99 a 105 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. 106 a 112, 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 efectúen 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 19 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 demasiado 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".

El incremento probable en el valor de 'k' debido a la subbase se indica en las figs. 95 y 96. La FAA indica que dichos valores deben ser considerados sólo como guía y pueden ser ajustados por la experiencia local.



Carta de diseño para barras de sujeción (varilla corrugada)

Fig. 91. (PCA. 1973)

La FAA estipula que es necesario proveer subbases estabilizadas para pavimentos rígidos nuevos que vayan a soportar aviones con peso superior a 100,000 lb (45,500 kg). El análisis de tránsito 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

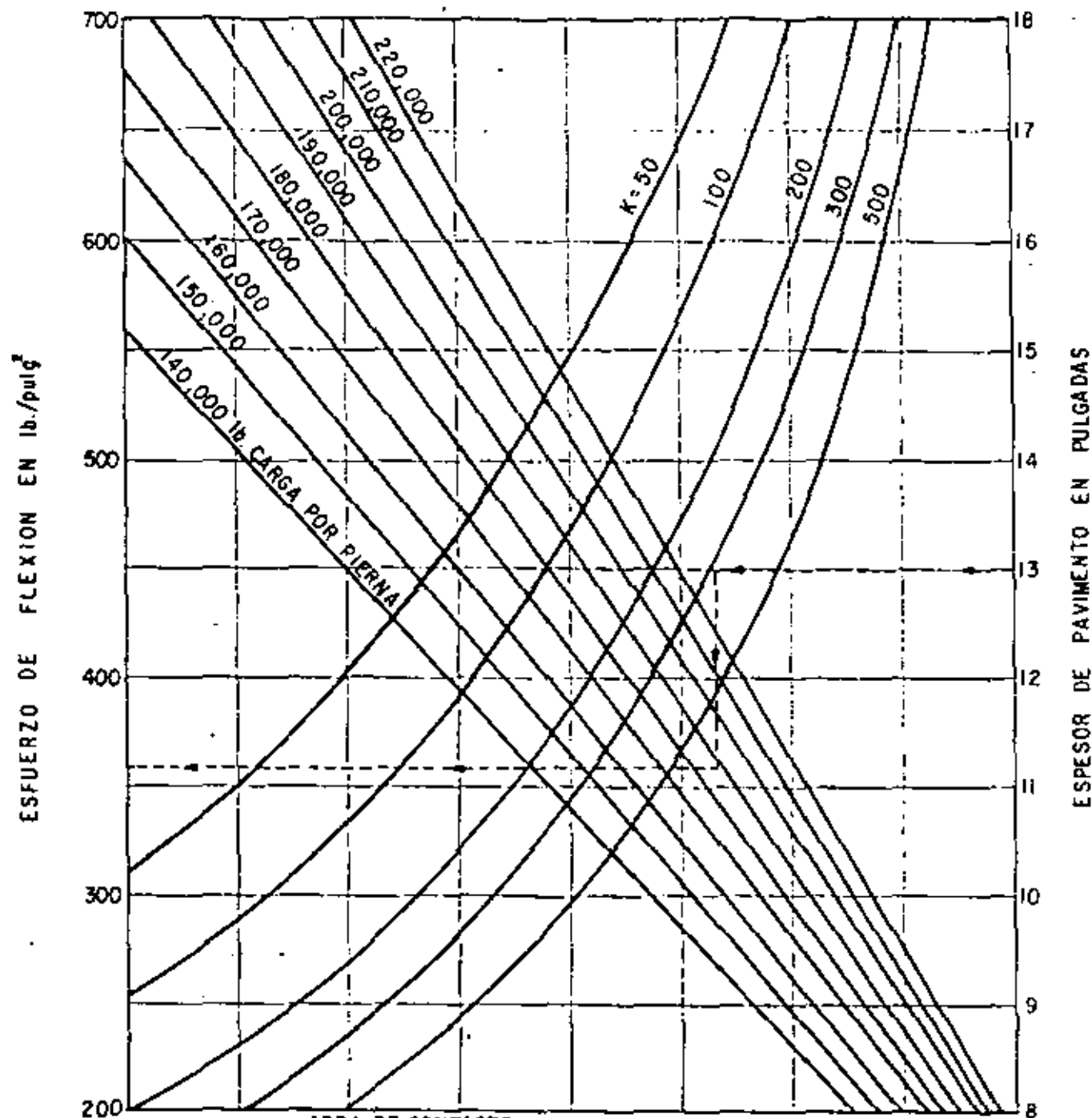
Las gráficas de las figs. 97 a 112 se utilizan para determinar el espesor de losa en áreas críticas. Los espesores en áreas no críticas y en orillas se determinan de acuerdo a lo indicado en la fig. 112.

DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS PARA AEROPUERTOS
Recomendaciones de la PCA para espaciamiento de juntas.

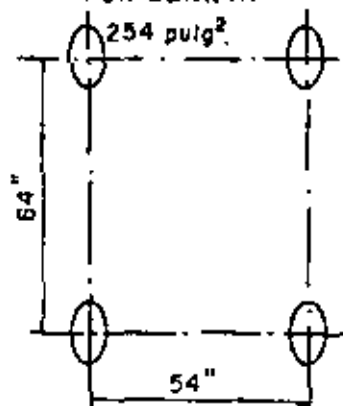
Juntas	Espesor de losa pulg (cm)	Tráfico	Espaciamiento de juntas
Longitudinales	< 12 pulg (30 cm)	_____	< 12.5 pies (3.80 m)
	12 a 15 pulg (30 a 38 cm)	canalizado	
	12 a 15 pulg (30 a 38 cm)	no canalizado	Puede ser mayor de 12.5 pies (3.80 m) pero no debe exceder la dada para juntas de contracción
	> 15 pulg (38 cm)	_____	
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 18



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA =



McDONNELL - DOUGLAS DC-10

CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA

PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS

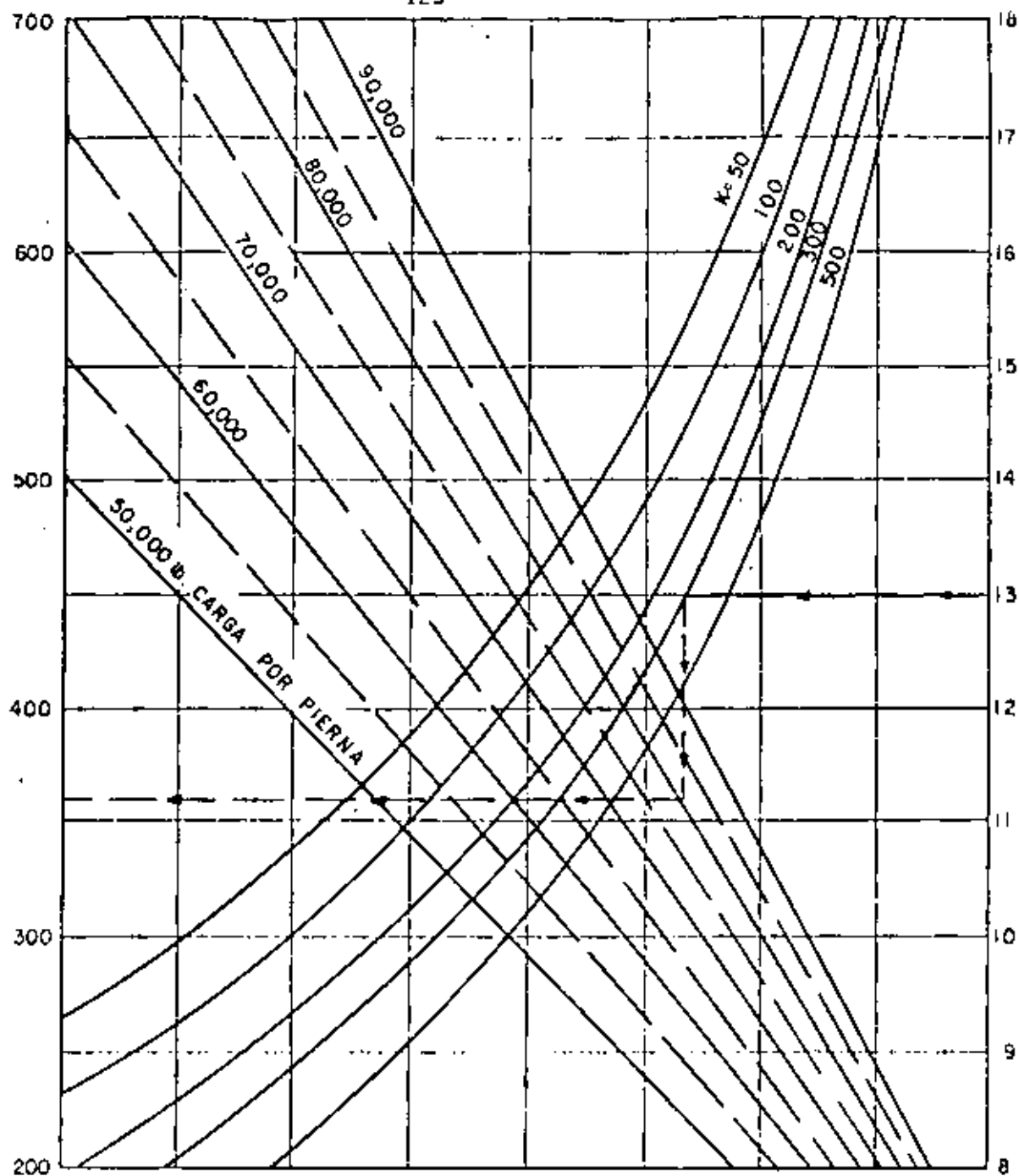
(Basado en el Programa de Computadora
PD1LB)

Tren de aterrizaje principal en doble
tandem.

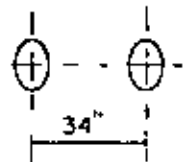
ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

FIG. 92

Esta gráfica está diseñada 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 de Cemento Portland no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.



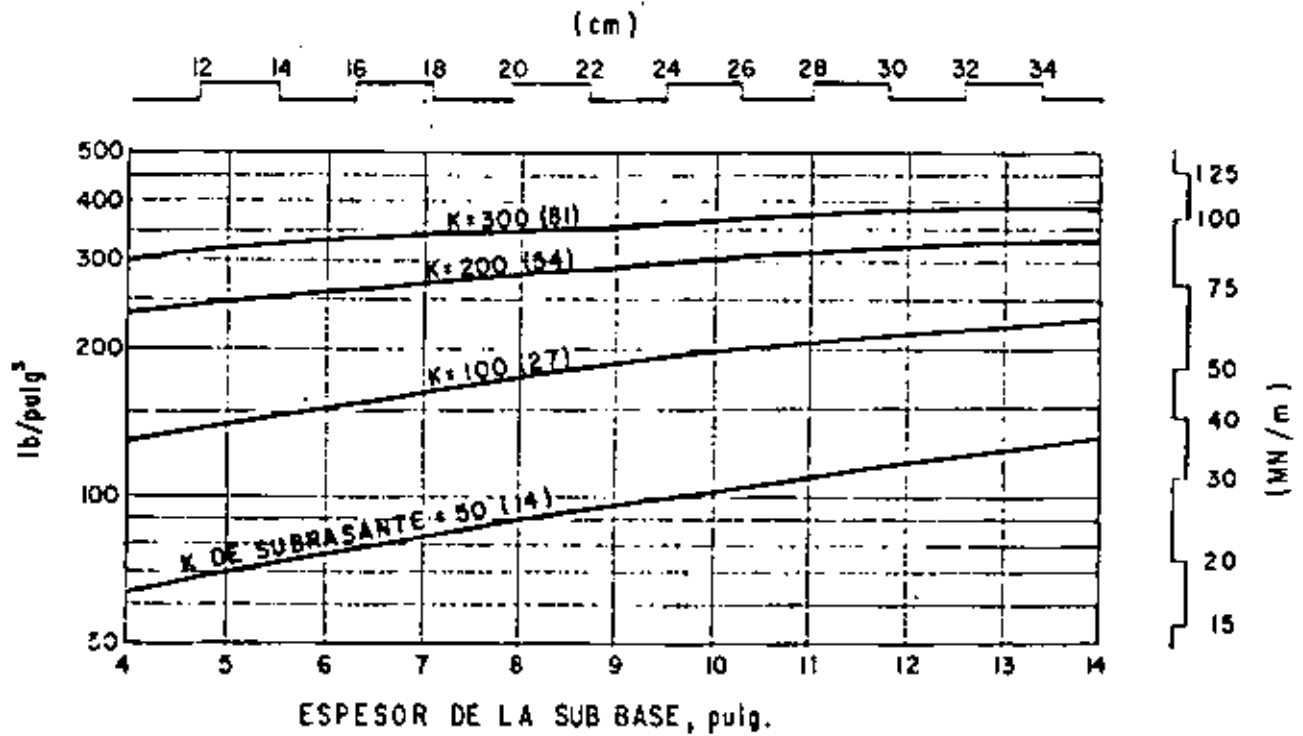
AREA DE CONTACTO
POR LLANTA=237 pulg.²



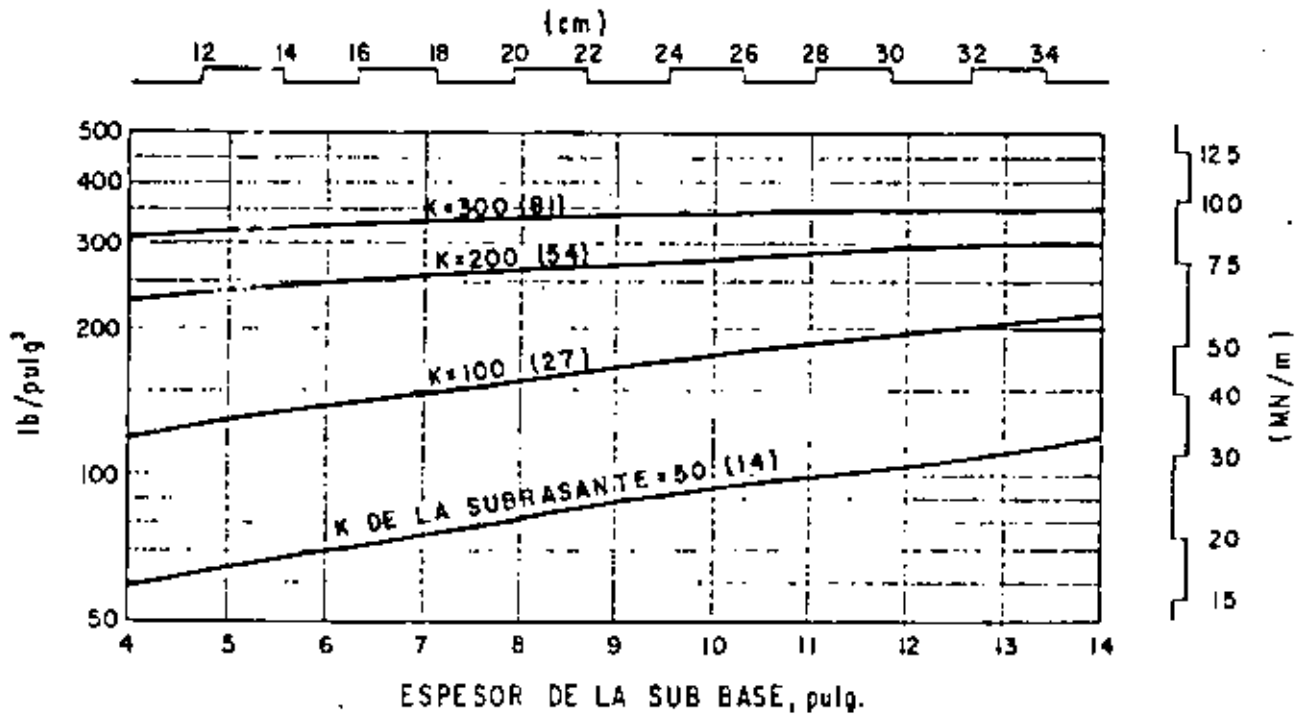
BOEING 727
CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA
PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS
(BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA
PDILB)
TREND DE ATERRIZAJE PRINCIPAL RUEDAS DOBLES
FIG. 94
ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

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.

MODULO DE REACCION "K" EFECTIVO EN LA PARTE SUPERIOR DE LA SUB-BASE



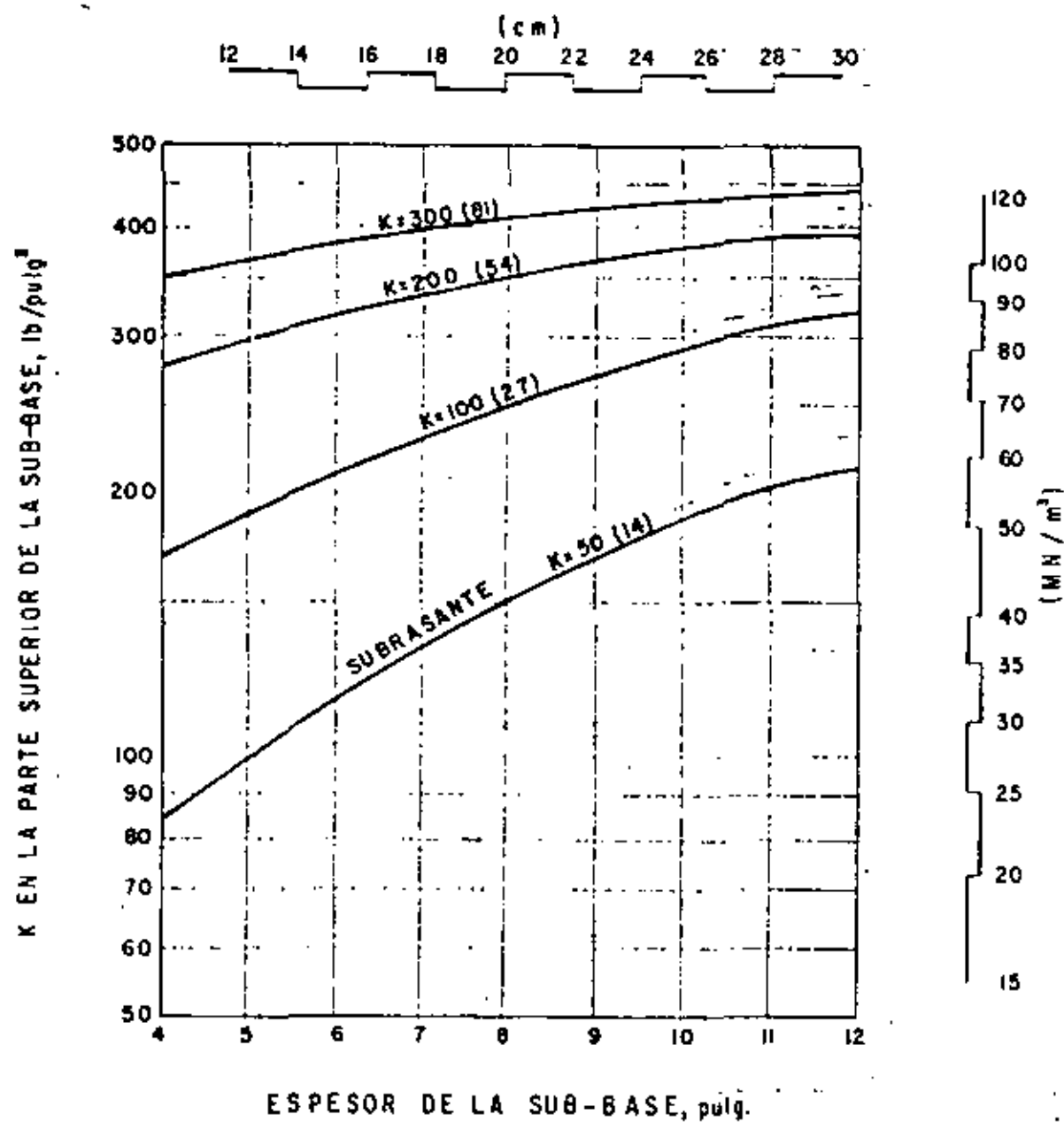
AGREGADO TRITURADO BIEN GRADUADO.



GRAVA Y ARENA DE BANCO SIN CRIBAR

EFFECTO DE LA SUB-BASE EN EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE

FIG. 95



EFFECTO DE LA SUB BASE ESTABILIZADA EN EL
MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE

FIG. 96

(FAA-1978)

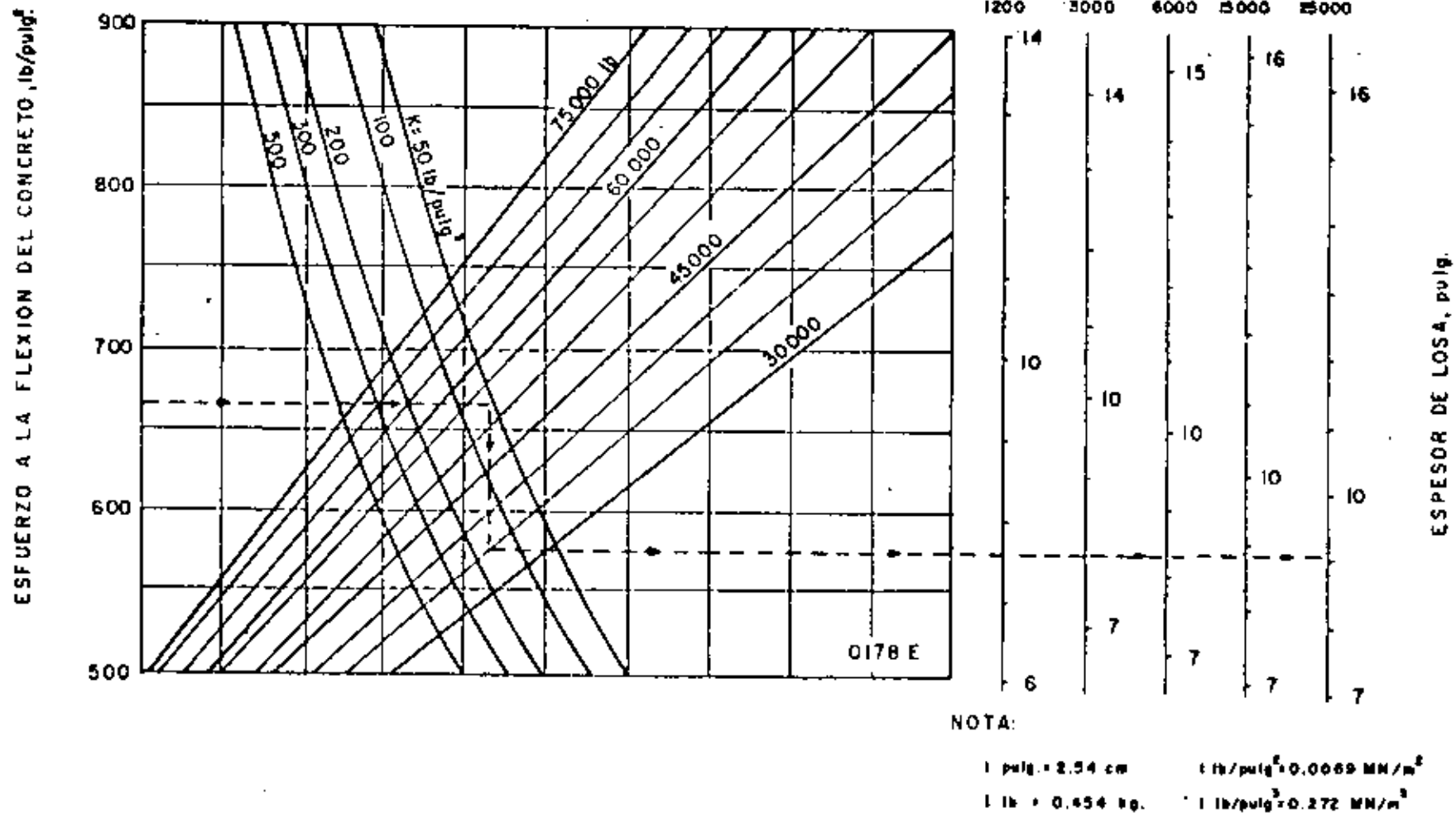


FIG. 97 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE RUEDA SIMPLE.

(FAA-1978)

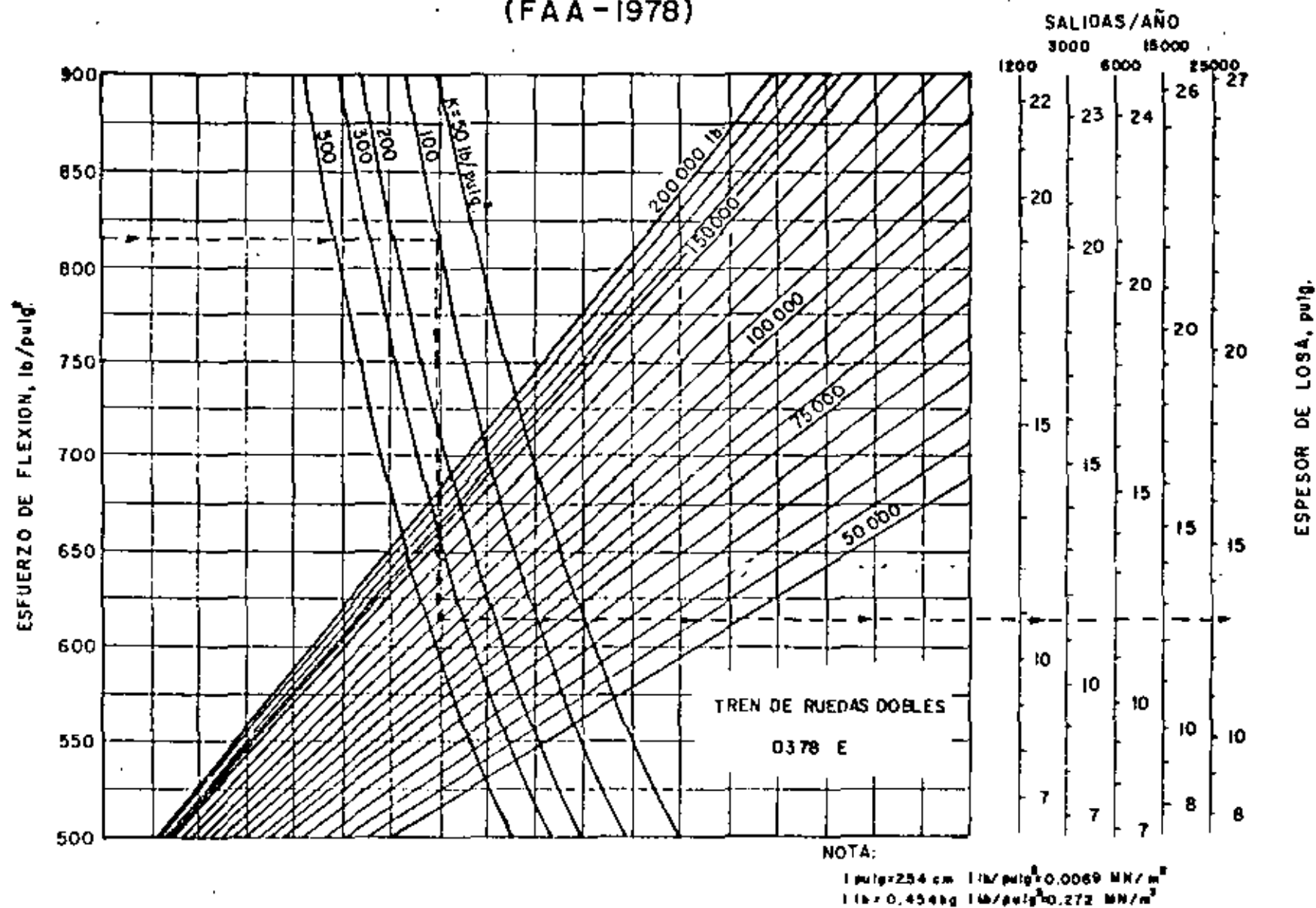


FIG. 98 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN RUEDAS DOBLES.

(FAA-1978)

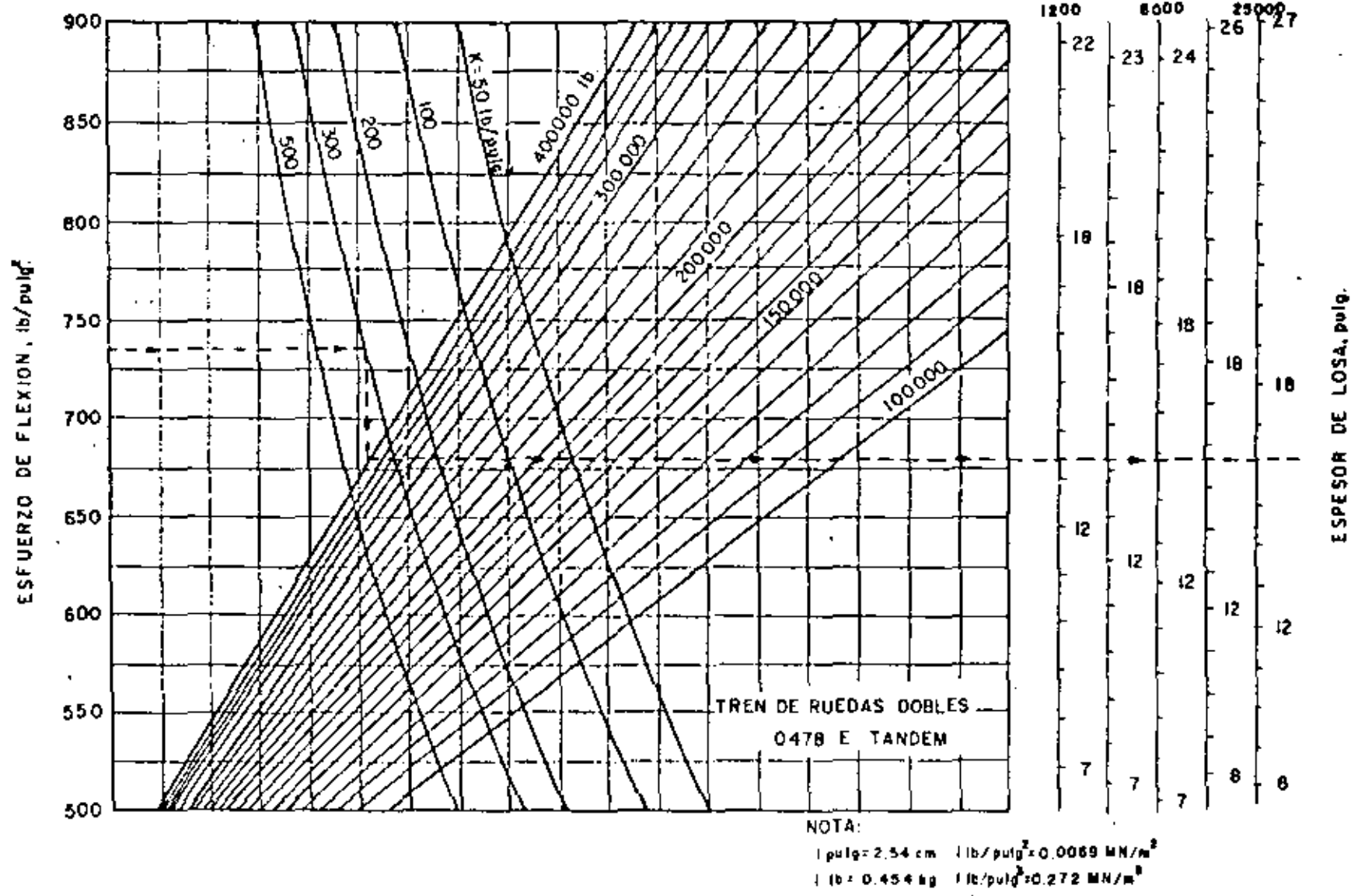


FIG. 99 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - TREN DE RUEDAS DOBLE TANDEM.

(FAA-1978)

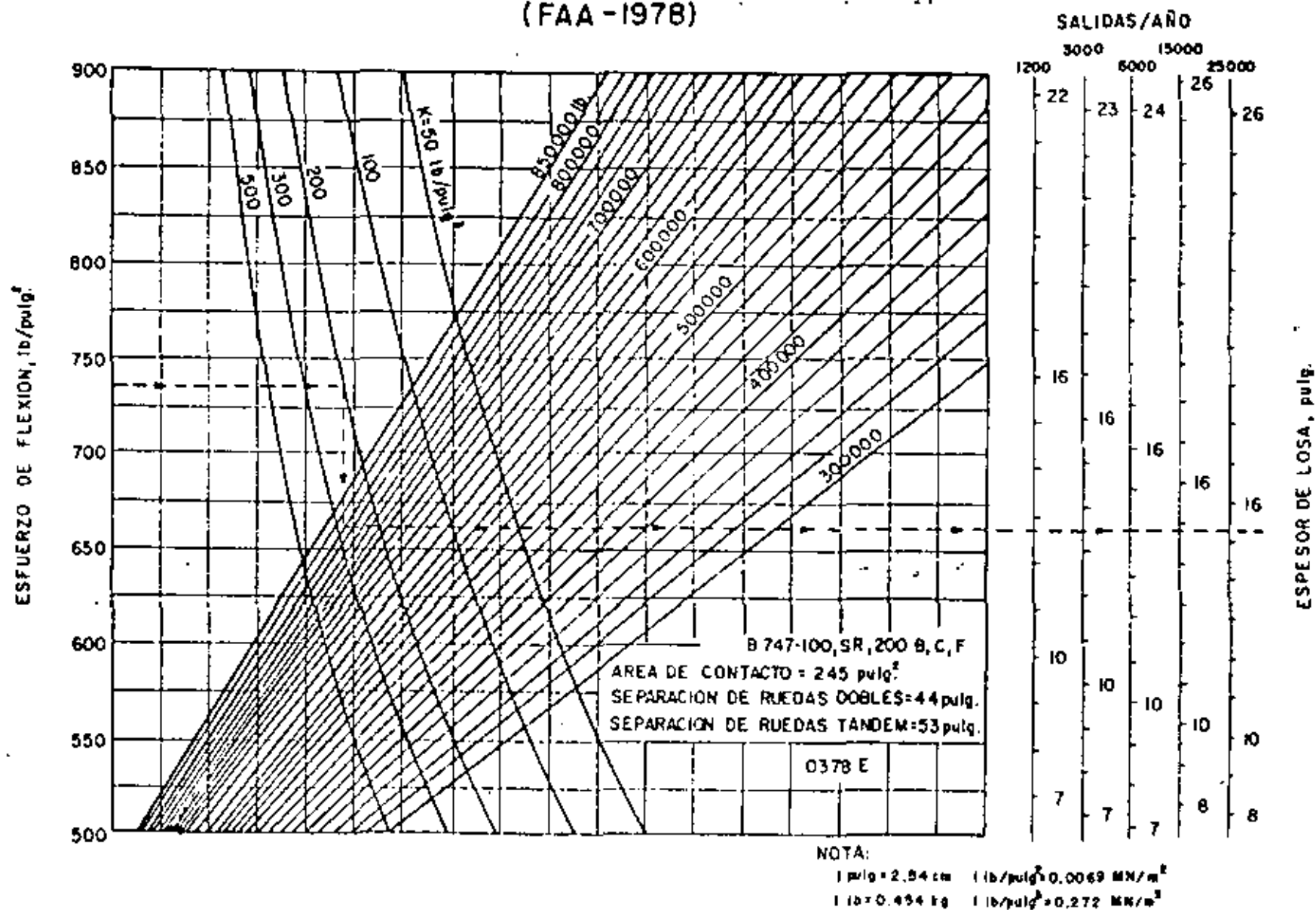


FIG. 100. CURVAS DE DISEÑO DL PAVIMENTO RIGIDO, B-747-100, SR, 200 B, C, F

(FAA - 1978)

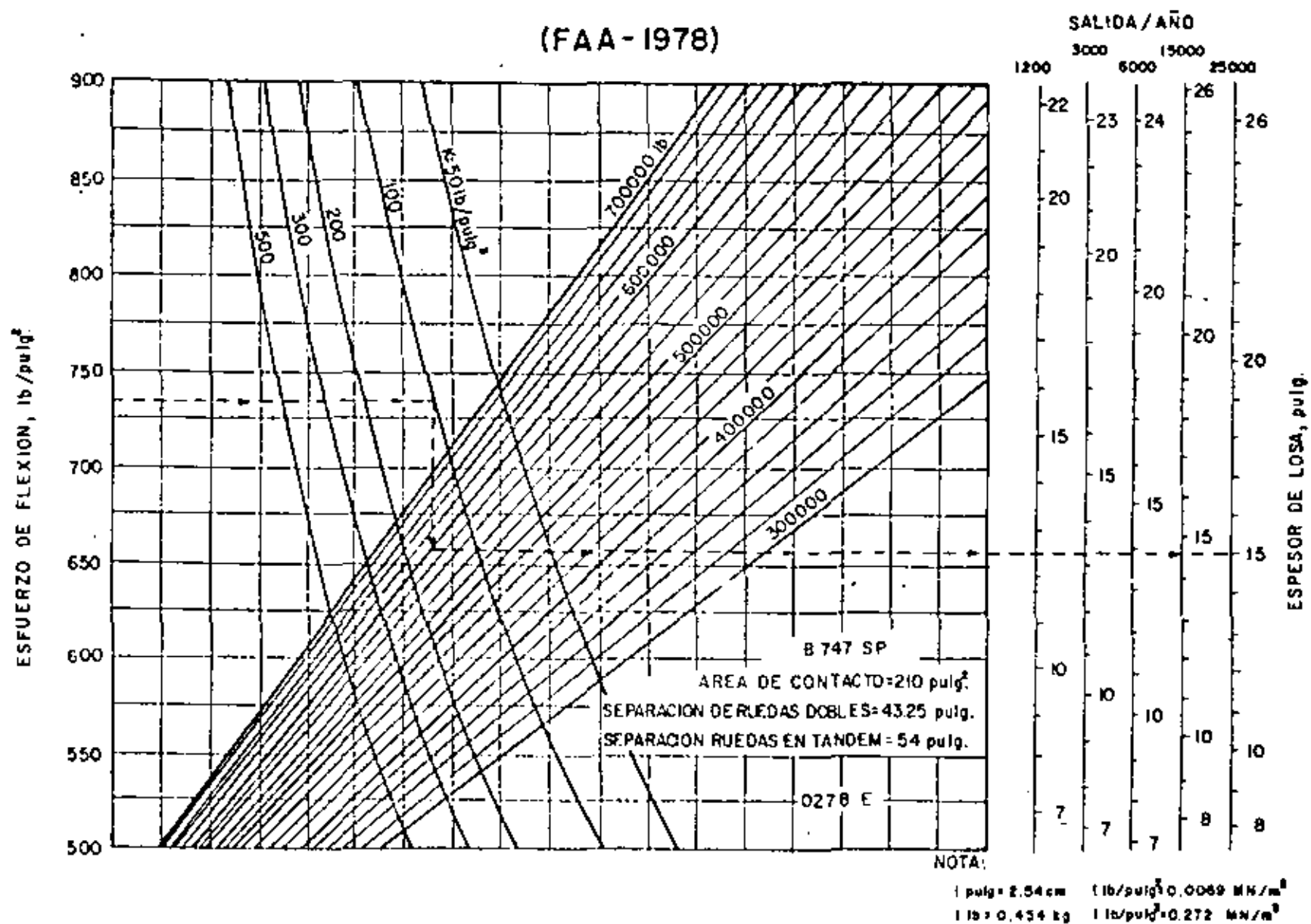


FIG. 101 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - AVION B-747 - SP

(FAA-1978)

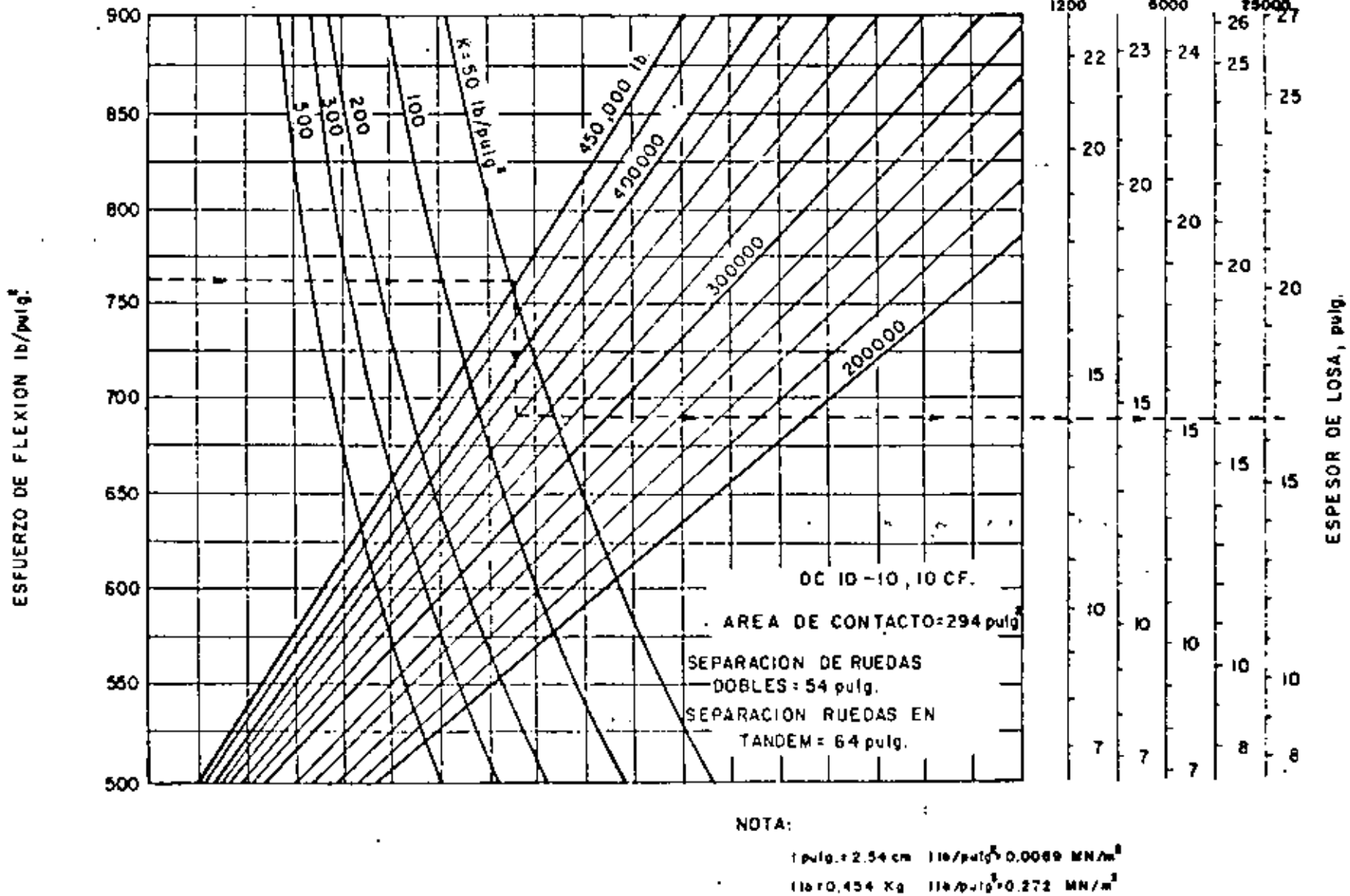


FIG. 102 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO. AVIONES DC 10-10, 10CF.

(FAA-1978)

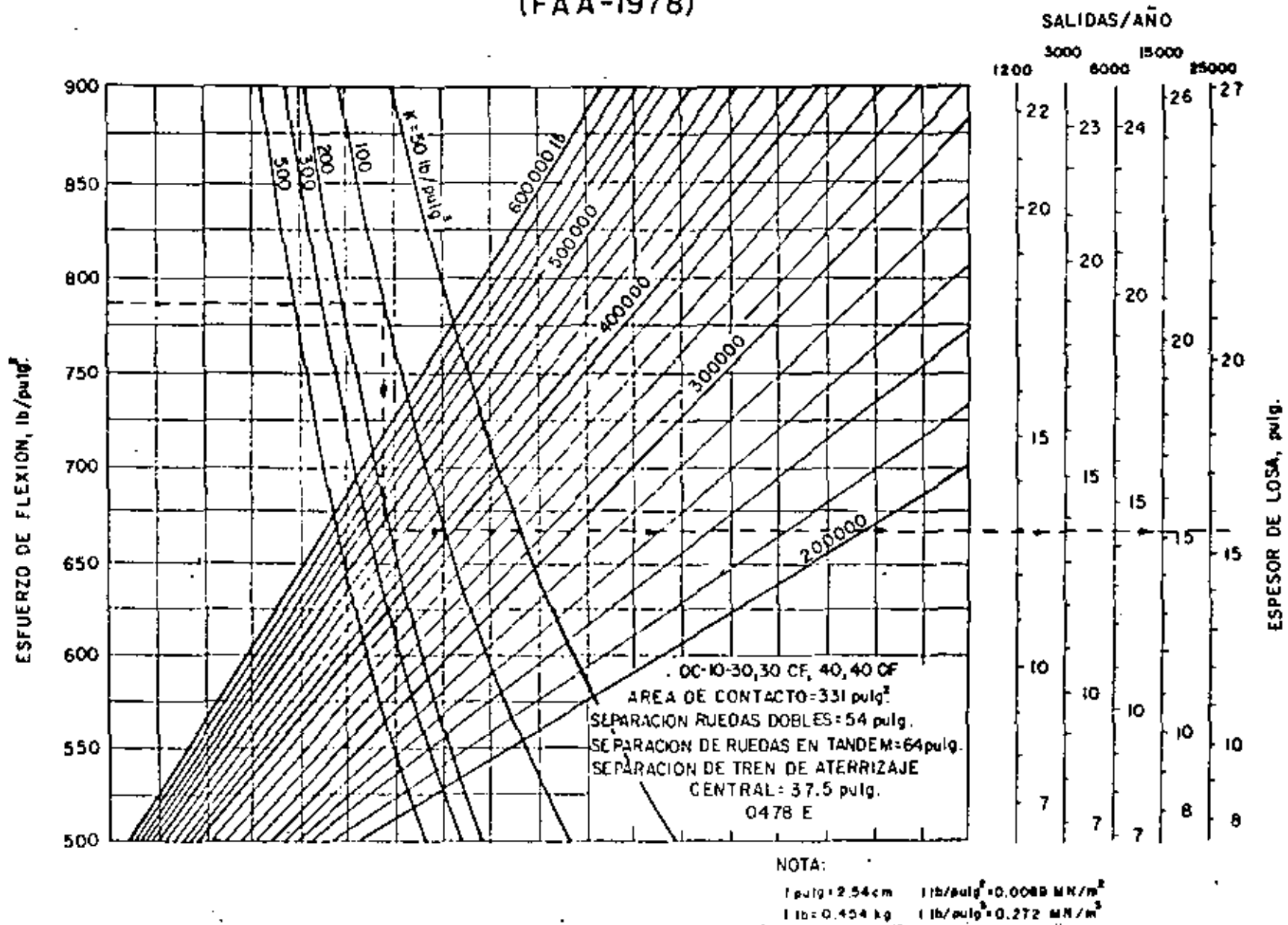


FIG. 103 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - OC-10-30, 30CF, 40, 40CF.

(FAA-1978)

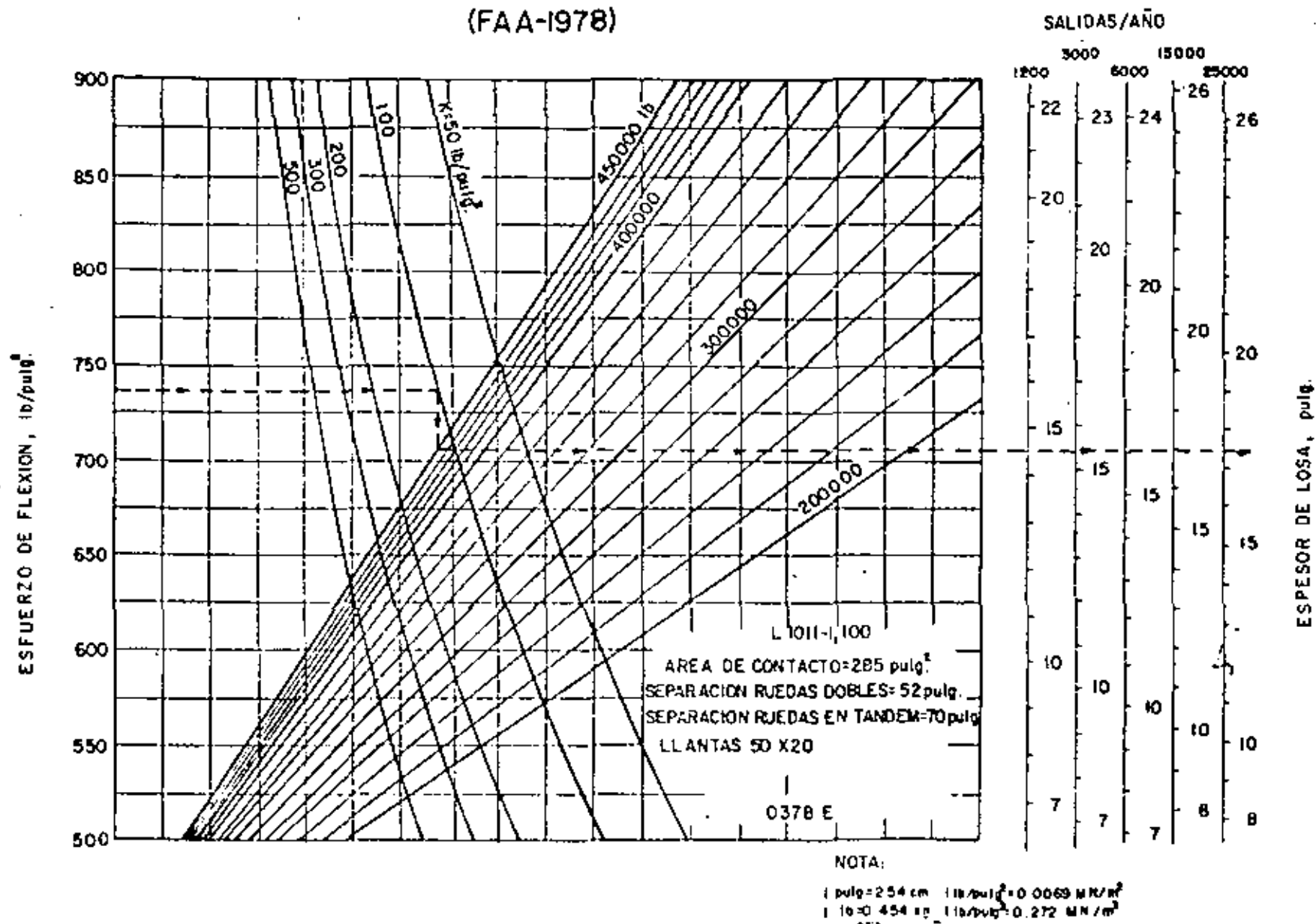


FIG. 104 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION L 1011-1,100

(FAA-1978)

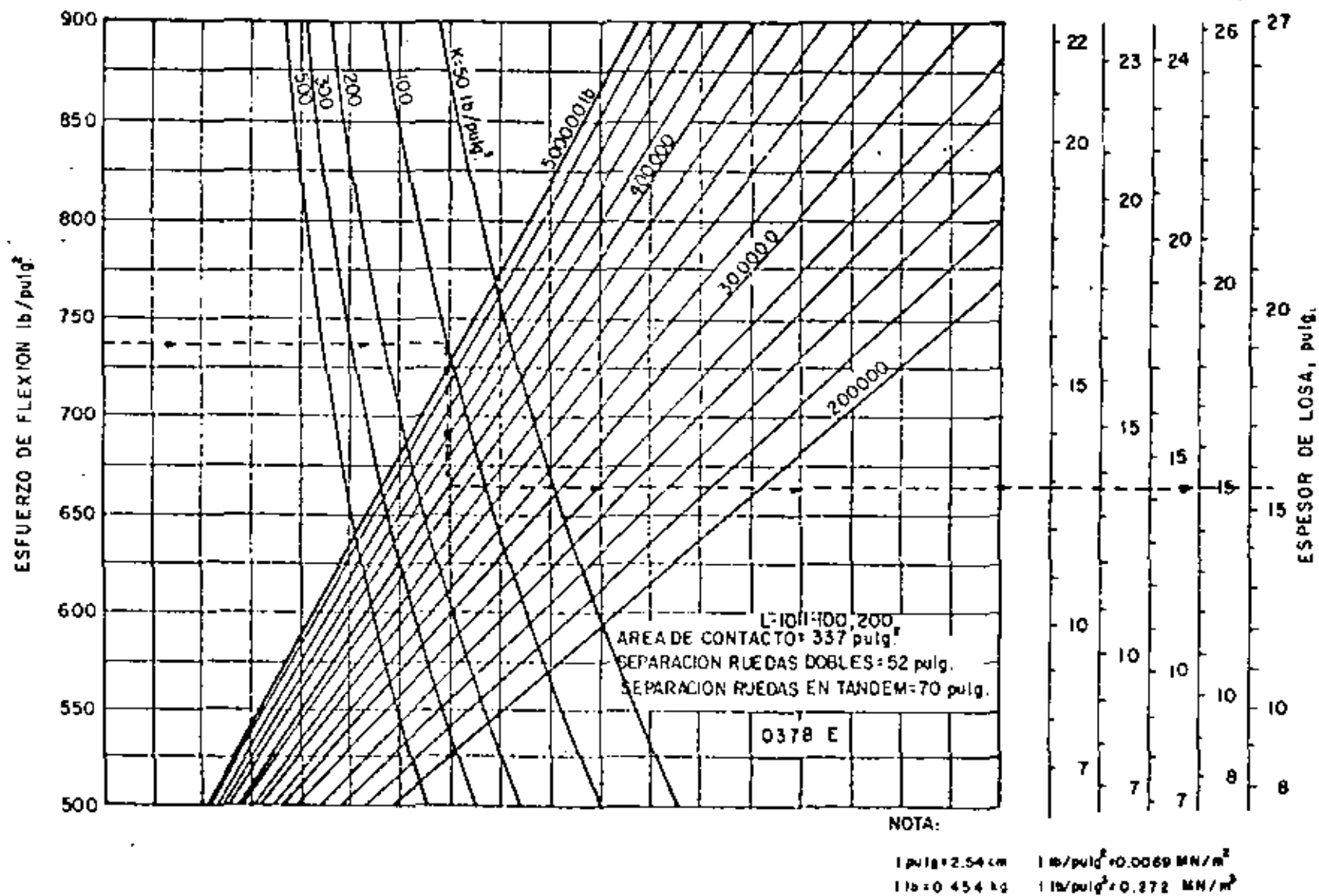


FIG. 105 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION L-1011-100,200

(FAA-1978)

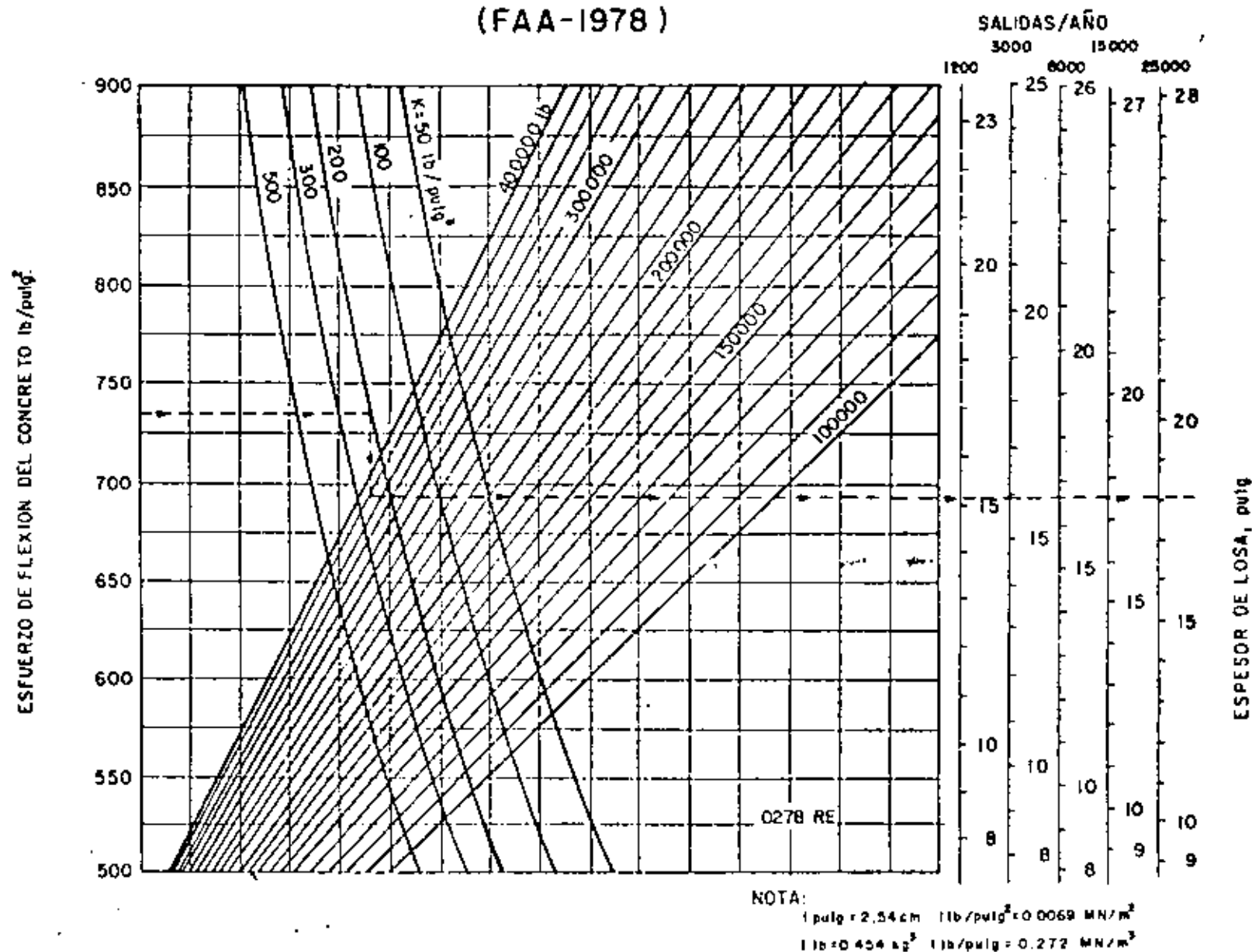


FIG. 106 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS EN DOBLE TANDEM

(FAA-1978)

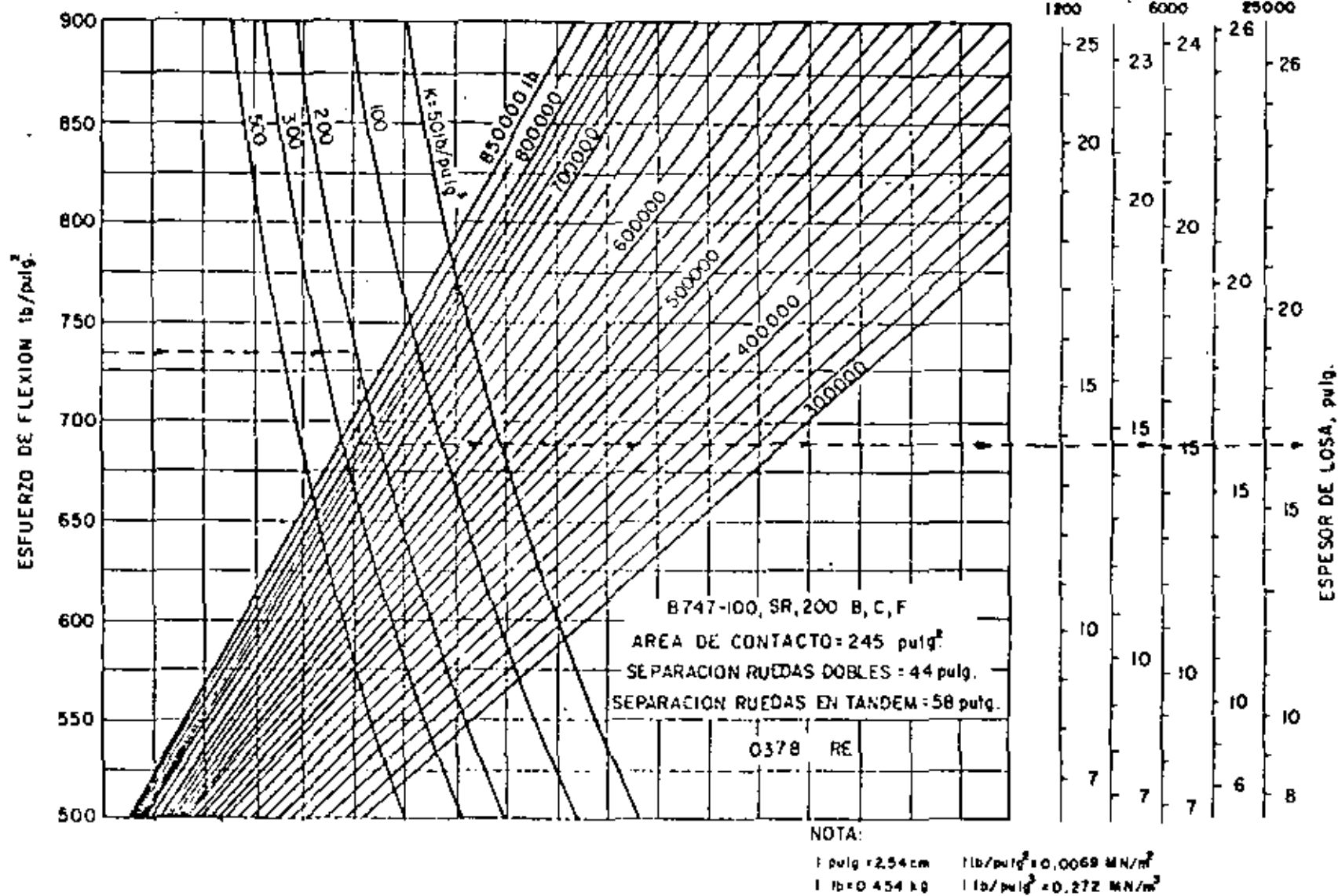


FIG. 107 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO. AVIONES B-747-100, SR, 200 B, C, F

(FAA -1978)

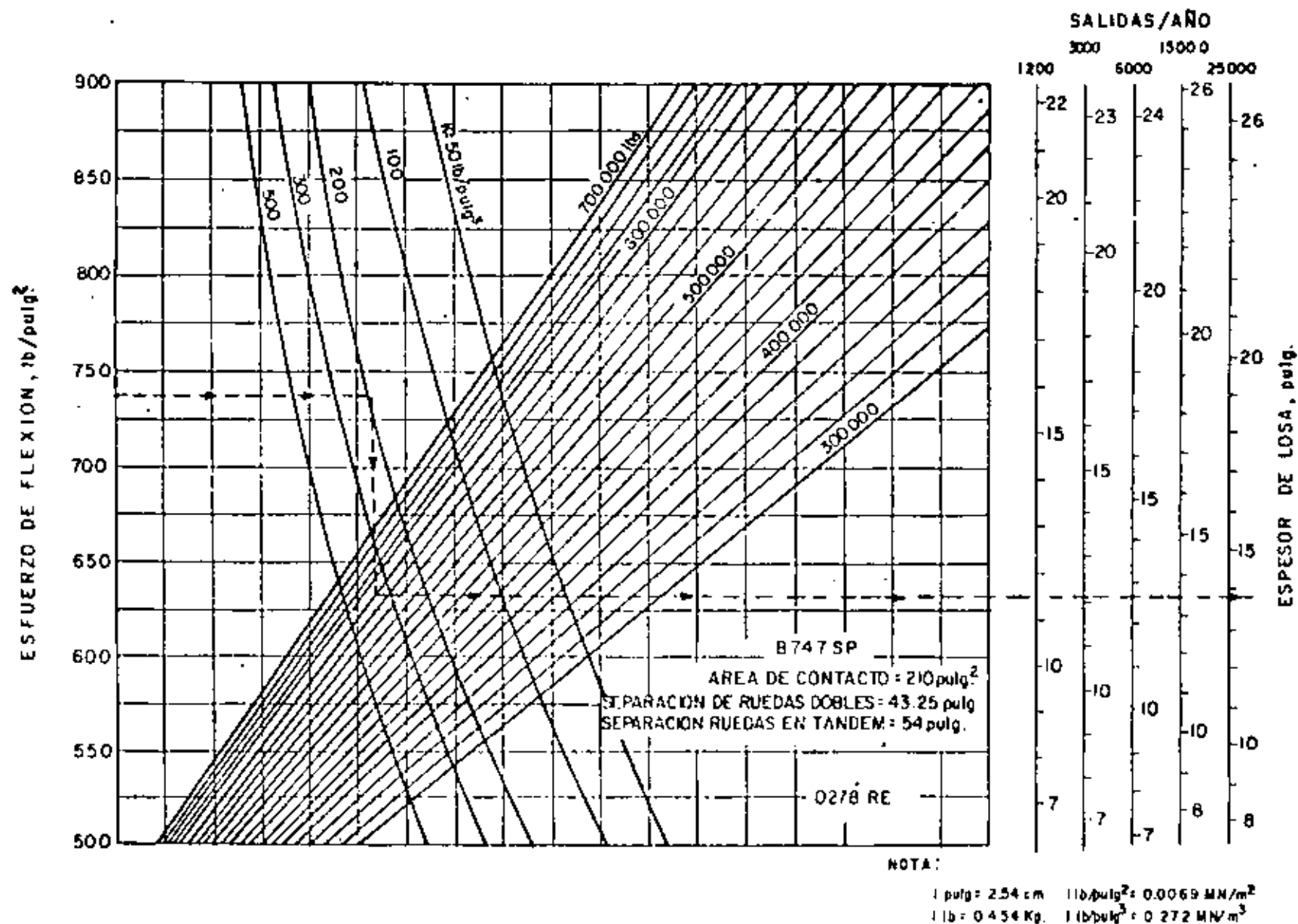


FIG. 108 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO. AYIION b-7-17 SP

(FAA-1978)

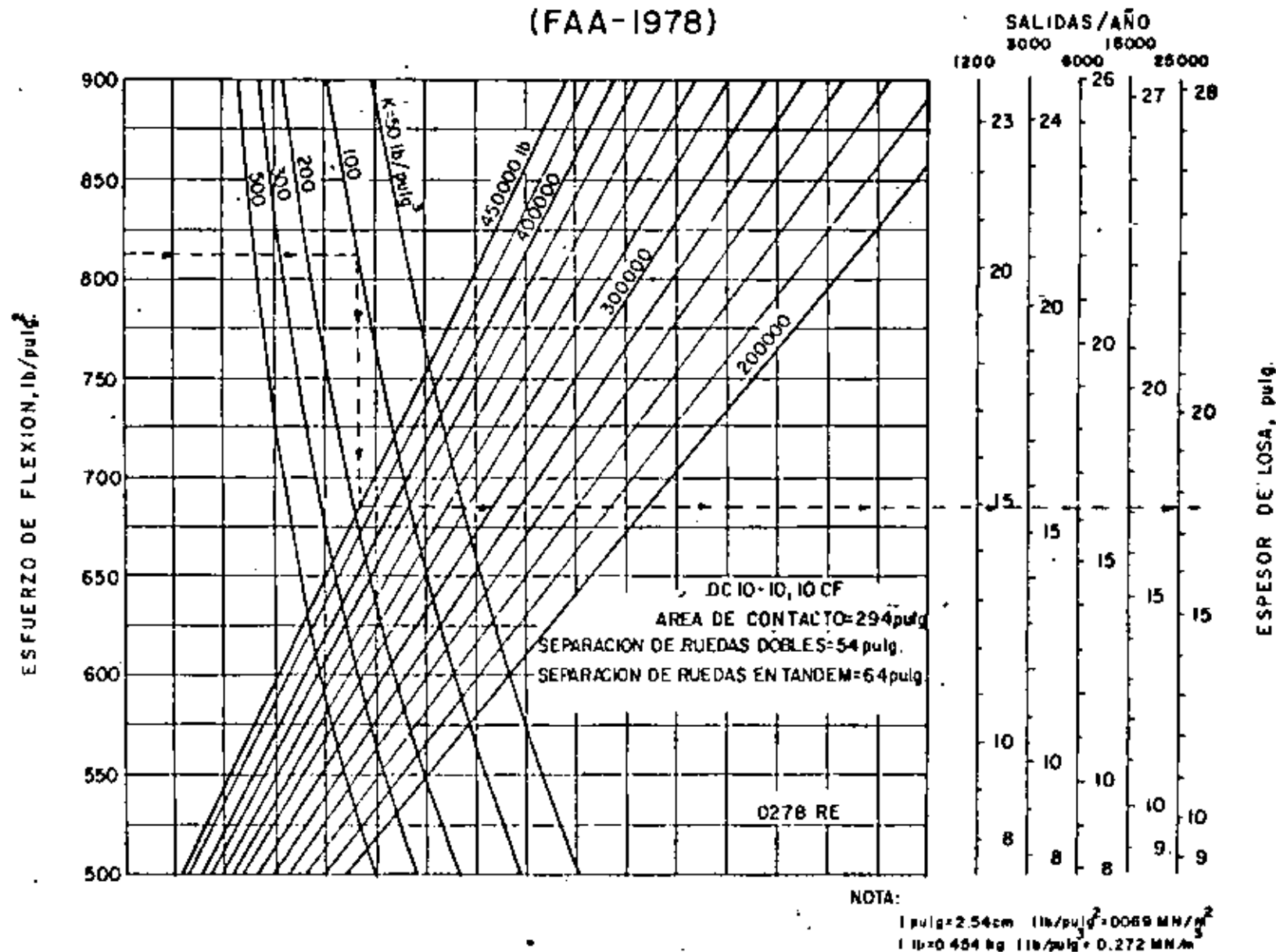


FIG. 109 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION DC-10-10, 10 CF

(FAA - 1978)

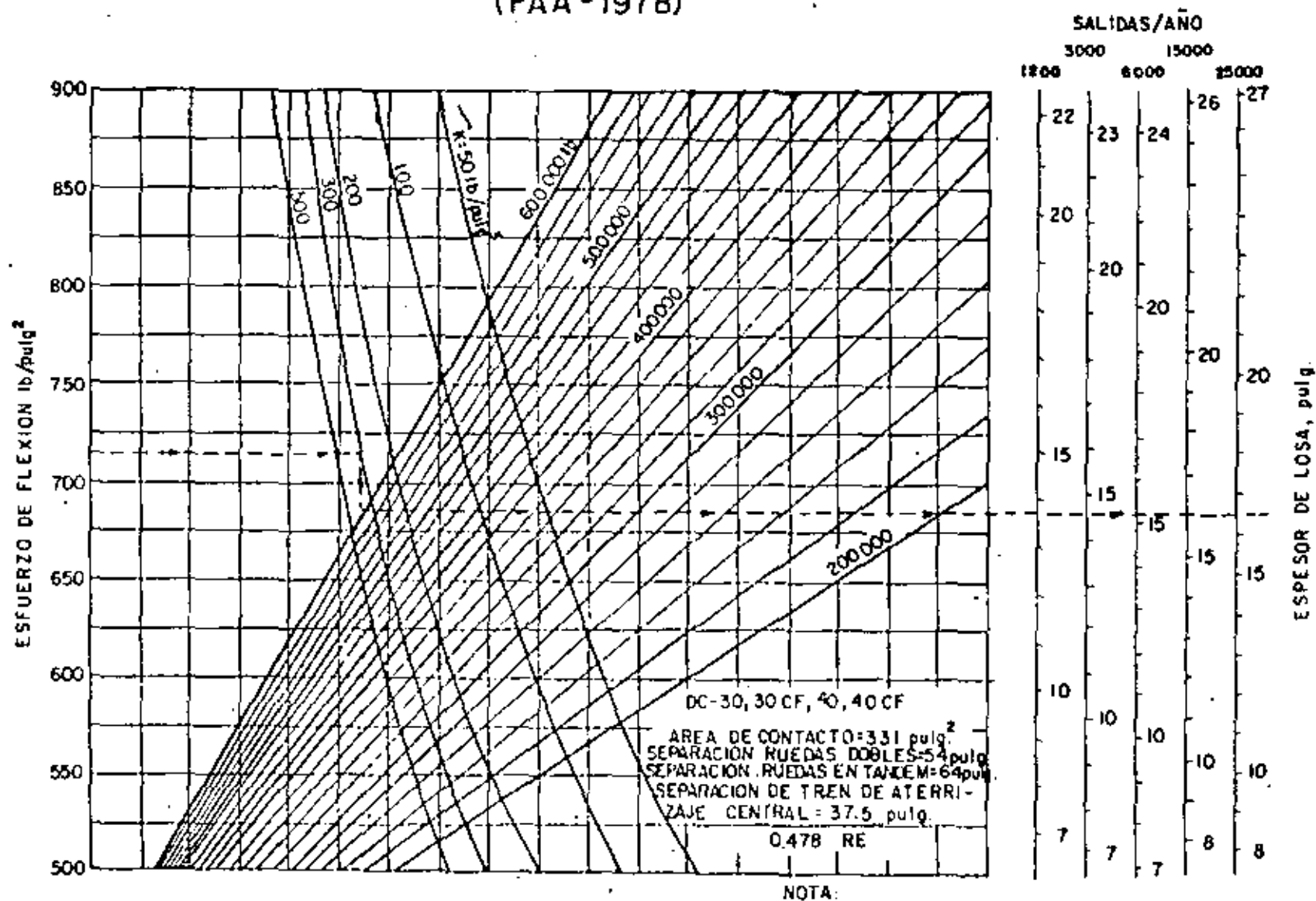


FIG. 110 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO.

AVIONES DC 10-30, 30 CF, 40, 40 CF

SALIDAS/AÑO



$1 \text{ pulg} = 2.54 \text{ cm}$ $1 \text{ lb/pulg}^2 = 0.0069 \text{ MN/m}^2$
 $1 \text{ lb} = 0.454 \text{ kg}$ $1 \text{ lb/pulg}^3 = 0.272 \text{ MN/m}^3$

FIG. 111 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO. L-1011-1,100

(FAA-1978)

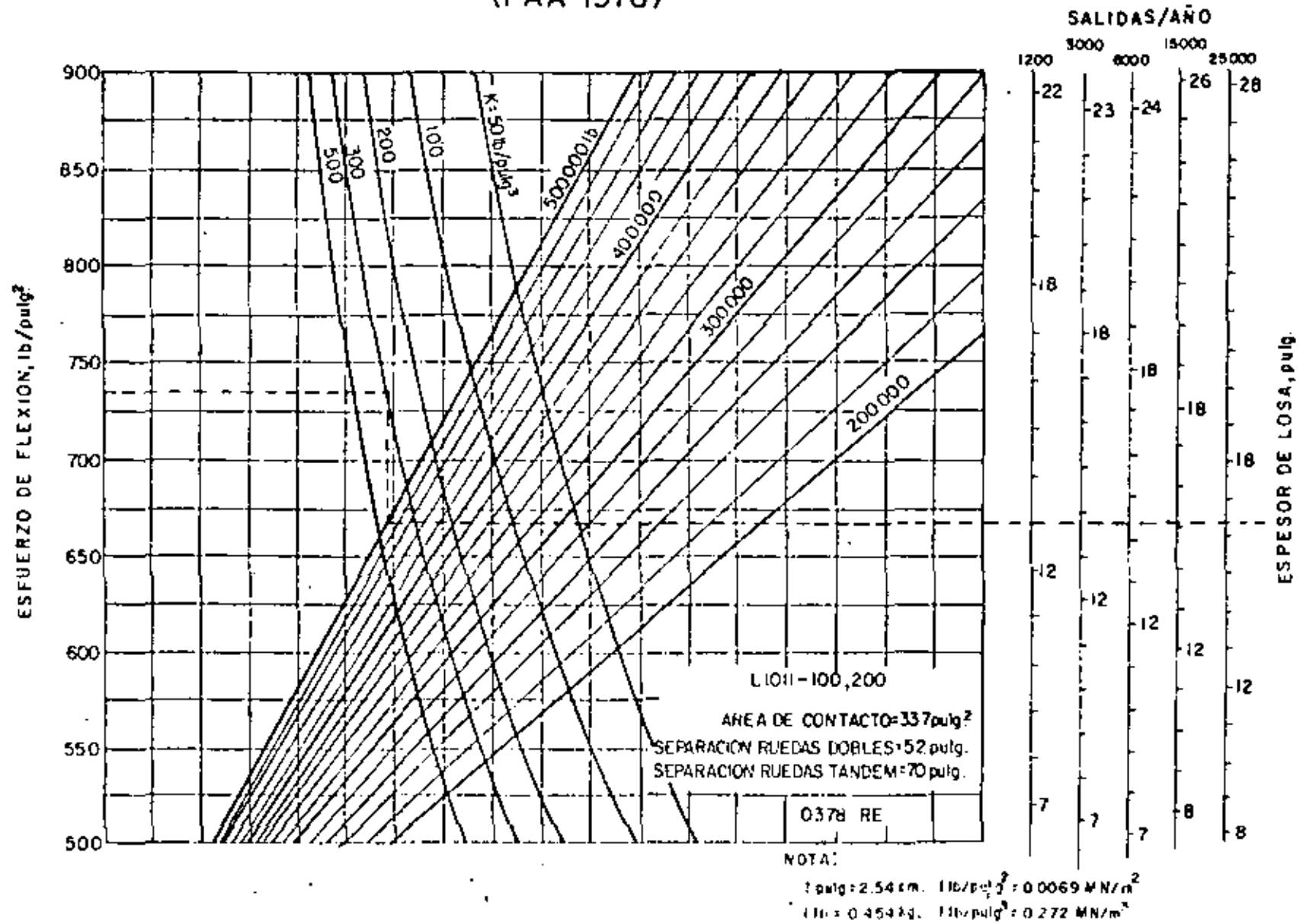
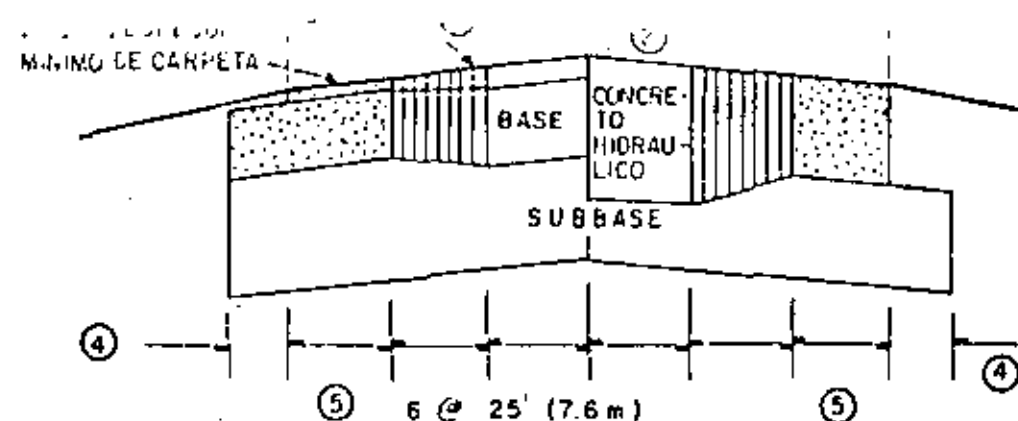
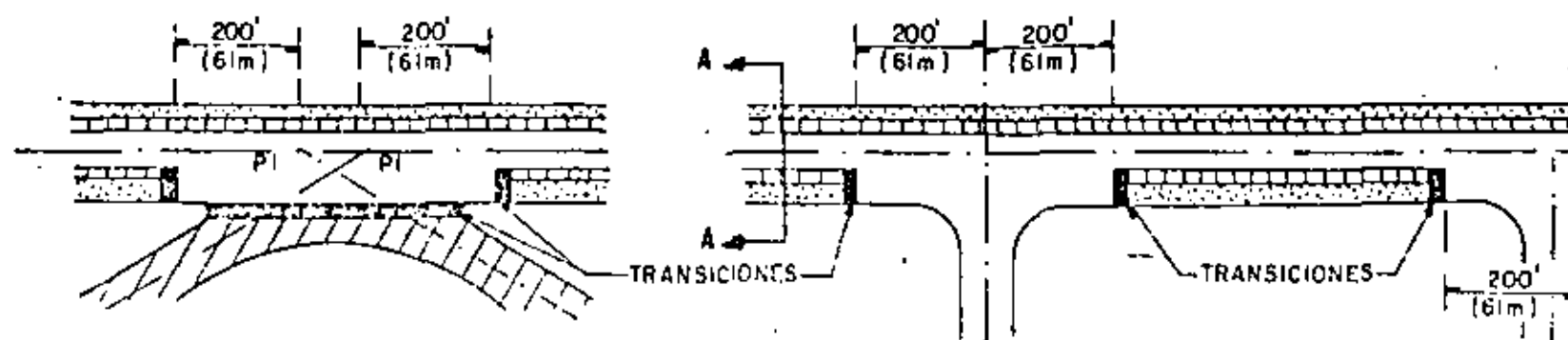


FIG. 112 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO - L-1011-100,200



SIMBOLOGIA

	ESPESOR = T
	ESPESOR VARIABLE = T — 0.7 T
	ESPESOR = 0.9 T
	ESPESOR = 0.7 T

- ① MINIMO DE CARPETA, BASE DE CONCRETO HIDRAULICO, ETC. COMO ESTA INDICADO EN LA CARTA DE DISEÑO
- 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. 113 PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS.

CARACTERÍSTICAS REFERENTES A CIMENTACIONES PARA PAVIMENTOS

Características principales	Letra	Nombre	Valor sobre el nivel de la cota de la superficie superior de las cunetas	Valor sobre la cota de la superficie superior de la carpeta	Acuerdo establecido en las tablas	Compresibilidad y hinchamiento	Características de la grava	Equipo de compactación	Peso unitario en g/cm ³	Capa en centímetros	Módulo de elasticidad
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
Grava y sueltas con grava	GM	Grava o grava - arena con grava graduada	Excelente	Buena	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumáticos, rodillo metálico.	125-140	60-80	300 ó más
	GP	Grava o grava - arena con grava parcialmente graduada	Buena o excelente	Pobre o regular	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumáticos, rodillo metálico.	120-130	55-60	300 ó más
	GU	Grava o grava - arena con grava uniformemente graduada	Buena	Pobre	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumáticos, rodillo metálico.	115-125	25-50	300 ó más
	GM	Grava limada o grava fino granulada	Buena o excelente	Regular o buena	Ligera o mediana	Muy ligera	Regular o pobre	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre, control de humedad	130-145	40-60	300 ó más
	GC	Grava arenosa o grava arenosa gruesa	Buena	Pobre	Ligera o mediana	Ligera	Pobre o prácticamente incompactable	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre	125-140	20-40	200-300
Arena y sueltas con arena	GA	Arena o arena con grava bien graduada	Buena	Pobre	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumáticos	110-130	20-40	200-300
	GP	Arena o arena con grava parcialmente graduada	Regular o buena	Pobre o no adecuado	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumáticos	105-120	15-25	200-300
	GU	Arena o arena con grava uniformemente graduada	Regular o buena	No adecuado	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas Equipo de compactación con neumáticos	100-115	10-20	200-300
	GA	Arena arenosa o arena grava-fina	Buena	Pobre	Ligera o mediana	Muy ligera	Regular o pobre	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre, control de humedad	120-135	20-40	200-300
	GC	Arena arenosa o arena grava fina	Regular o buena	No adecuado	Ligera o mediana	Ligera o mediana	Pobre o prácticamente incompactable	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre	105-130	10-20	200-300
Baja compactabilidad LL < 50	ML	Limas limas gruesas, limas con grava, sueltas de diagramas	Regular o pobre	No adecuado	Mediana o muy alta	Ligera o mediana	Regular o pobre	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre, control de humedad	100-125	5-15	100-200
	CL	Arcillas pobres, arcillas arenosas o arcillas con grava	Regular o pobre	No adecuado	Mediana o alta	Mediana	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre	100-125	5-15	100-200
	OL	Limas orgánicas, arcillas orgánicas pobres	Pobre	No adecuado	Mediana o alta	Mediana o alta	Pobre	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre	10-105	4-8	100-200
Alta compactabilidad LL > 50	MH	Arcillas con limas o limas de grava media	Pobre	No adecuado	Mediana o muy alta	Alta	Regular o pobre	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre	80-100	4-8	100-200
	CH	Arcillas gruesas	Pobre o muy pobre	No adecuado	Mediana	Alta	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre	80-110	3-5	50-100
	OH	Arcillas orgánicas gruesas	Pobre o muy pobre	No adecuado	Mediana	Alta	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre	80-105	3-5	50-100
Turbas y otras sueltas orgánicas	PT	Turbas húmedas	No adecuado	No adecuado	Ligera	Muy alta	Regular o pobre	Compactación no práctica.			

TABLA 19

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 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 aeronaves. 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 contruidos sobre suelos diferentes. El objeto de dichos ensayos era determinar que relación, de haberla, existía entre la carga necesaria para reducir 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 placa 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. 114 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 más general, en las figs. 115 y 116 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 de pavimentos diferentes, pero expresando la carga de rotura contenida 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. 115 y 116 que dentro de los límites de $1,300$ y $4,500 \text{ cm}^2$ de área de contacto, existe una relación razonablemente constante entre la carga de rotura y el área de contacto.

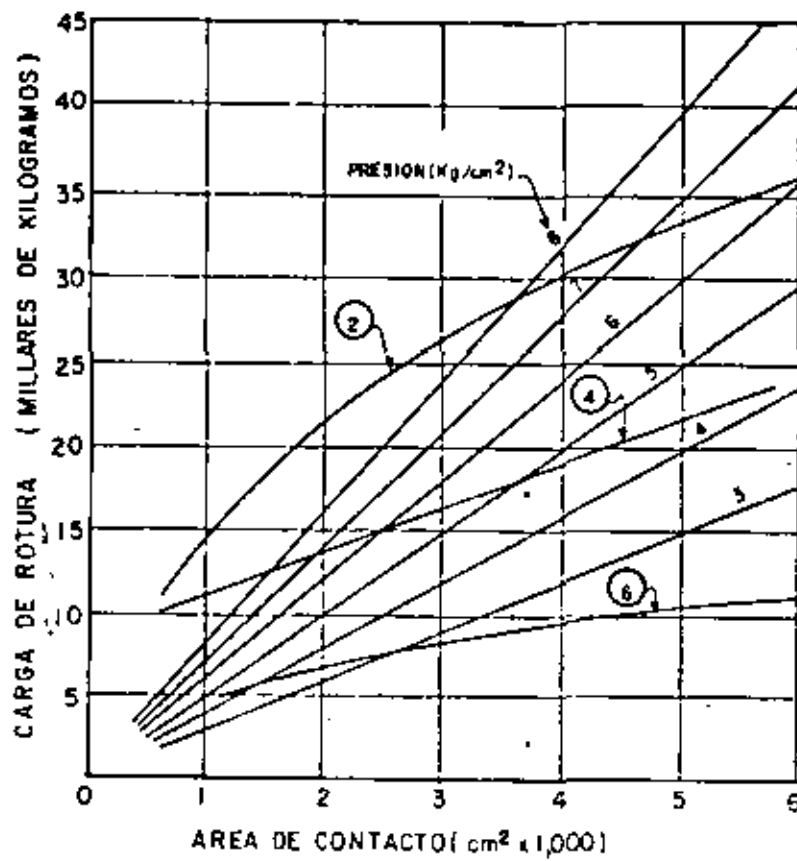
El siguiente paso se muestra en la fig. 117 en la que se obtuvieron las curvas de "Carga de rotura/área de contacto" para pavimentos rígidos y flexibles típicos; de ambas curvas se obtuvo la curva que representa razonablemente el comportamiento de un pavimento "medio" sometido a carga y cuya ecuación es:

$$\frac{W_1}{W_2} = \left(\frac{A_1}{A_2} \right)^{0.44}$$

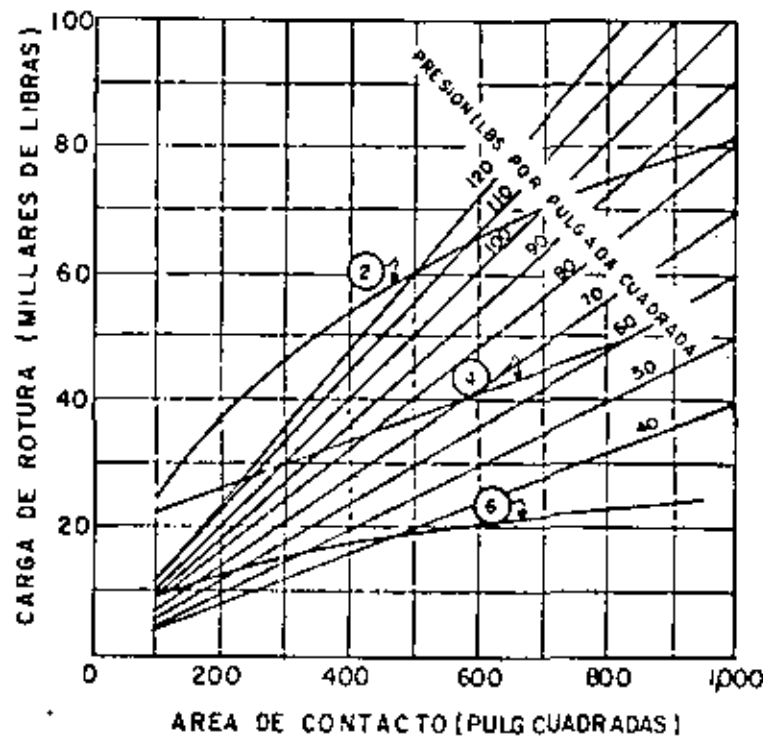
en donde W_1 y W_2 son las cargas de rotura en las áreas de contacto A_1 y A_2 respectivamente.

Cabe señalar que esta relación solo se considera válida entre los límites de $1,300$ y $4,500 \text{ cm}^2$ 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. 118 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.



A - UNIDADES METRICAS



B - UNIDADES INGLESAS.

FIG. 114 RELACION DE CARGA DE ROTURA/AEREA DE CONTACTO.

se indican en la tabla 20. 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 clasificación 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. 119 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. 118).
- 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 efectuados 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. 119. -
 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 resistencia variará de un
 punto a otro y los ensayos de carga muestran a menudo diferencias conside-
 rables. En consecuencia, la selección de la cifra LCN representativa de
 un pavimento es una cuestión de análisis estadístico y de aproximación téc-
 nica, después de efectuados los ensayos, y no es posible usar el sistema
 LCN con precisiones mayores de, por ejemplo un 10%.

Carga de rueda		Presión de neumático		L.C.N.
lb	kg	P.s.i.	kg/cm ²	
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

Tabla No. 20

RELACION "CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO"

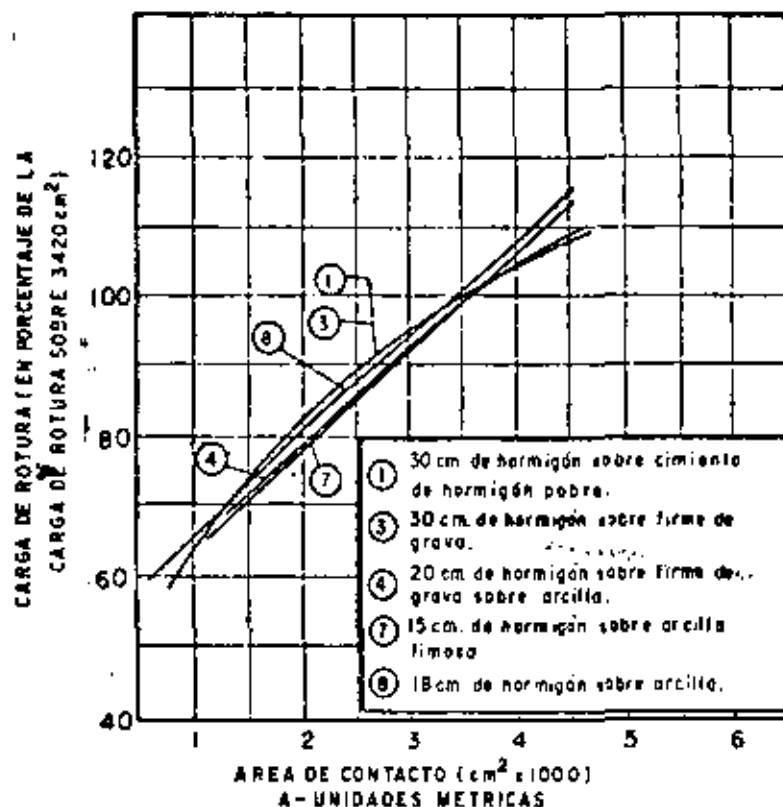


FIG. 115 PAVIMENTOS RIGIDOS.

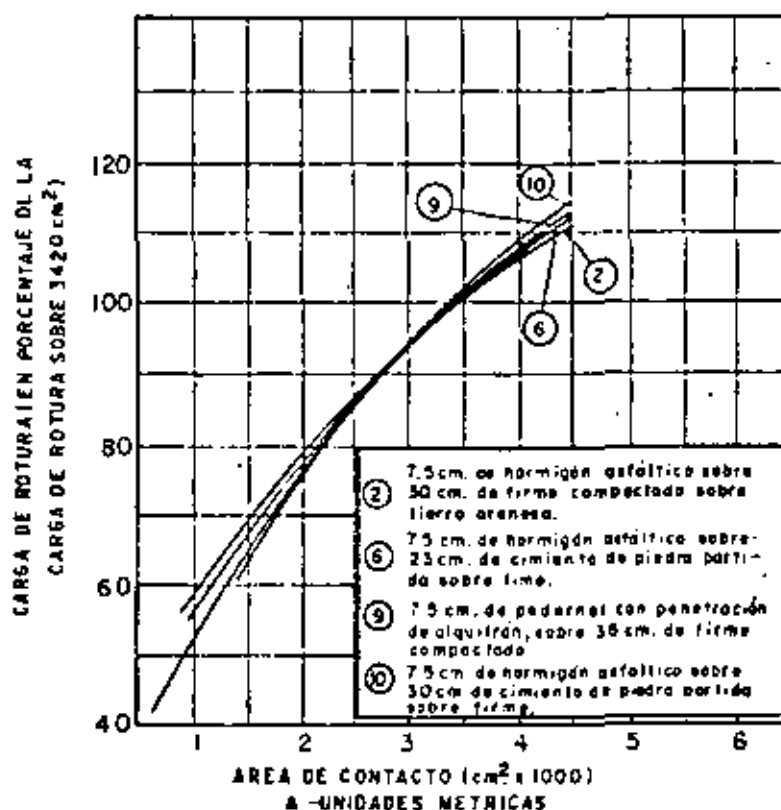


FIG. 116 PAVIMENTOS FLEXIBLES

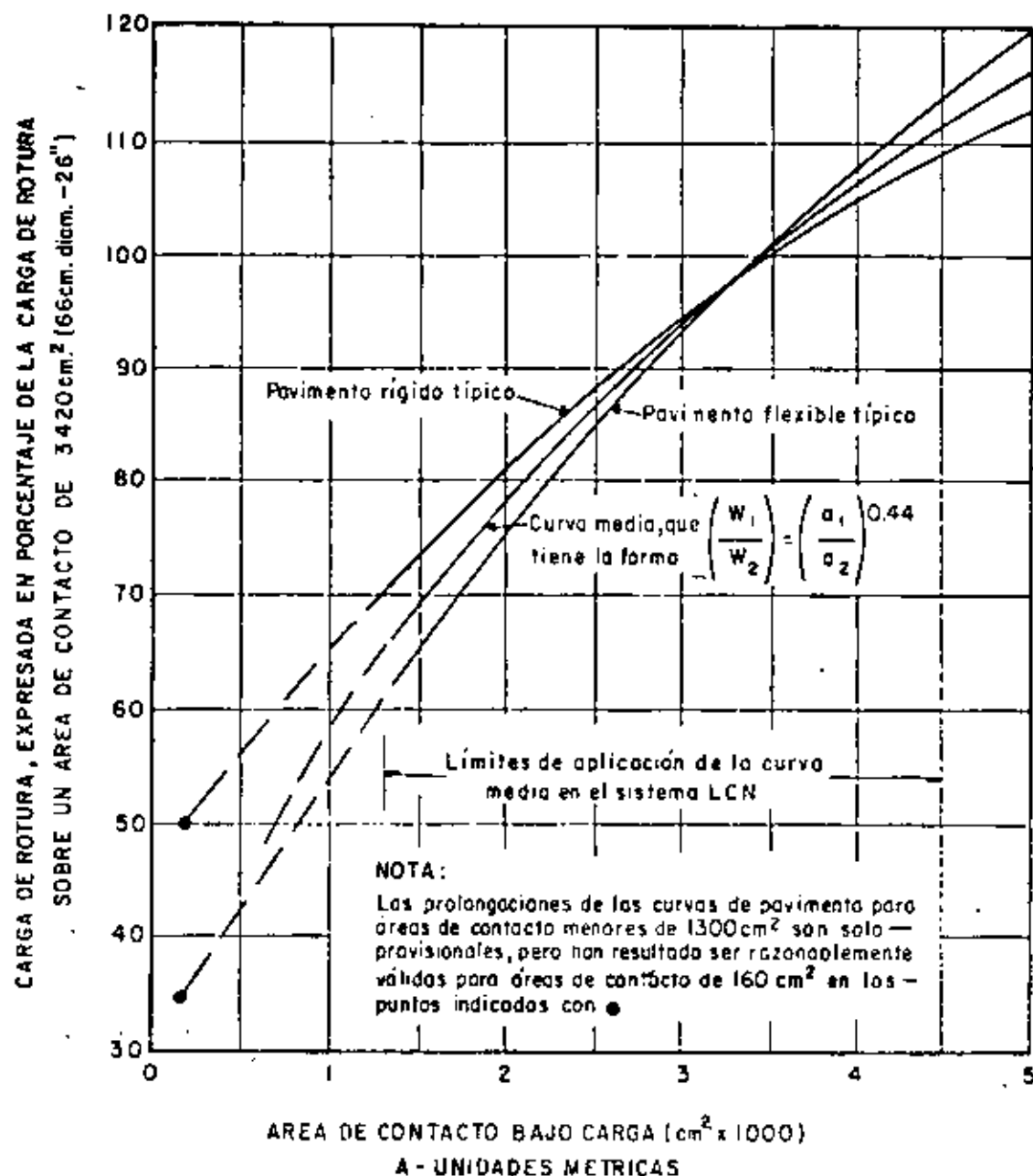


FIG. 117 CURVAS DE RELACION CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO
PARA PAVIMENTOS TIPICOS

(OACI, 1965)

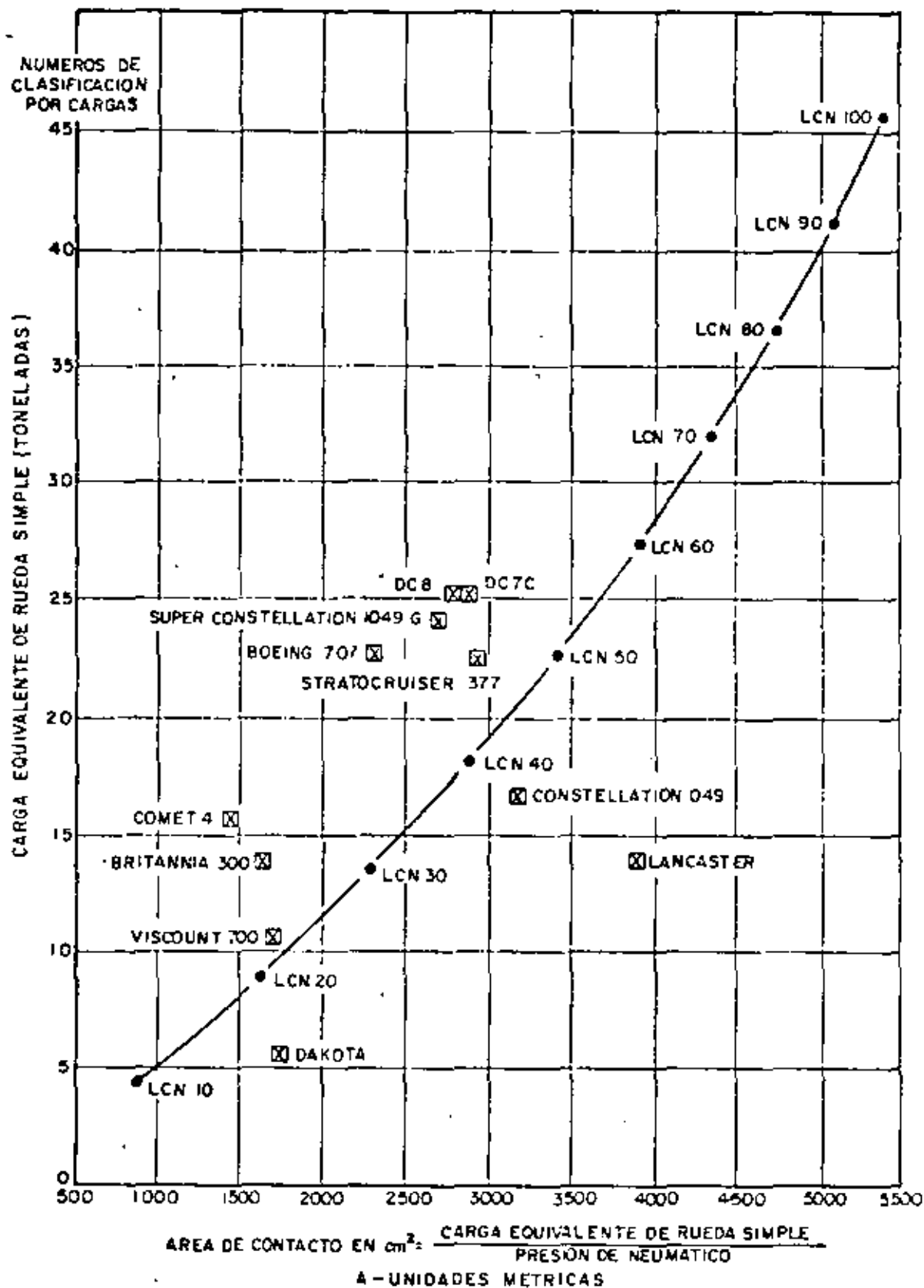
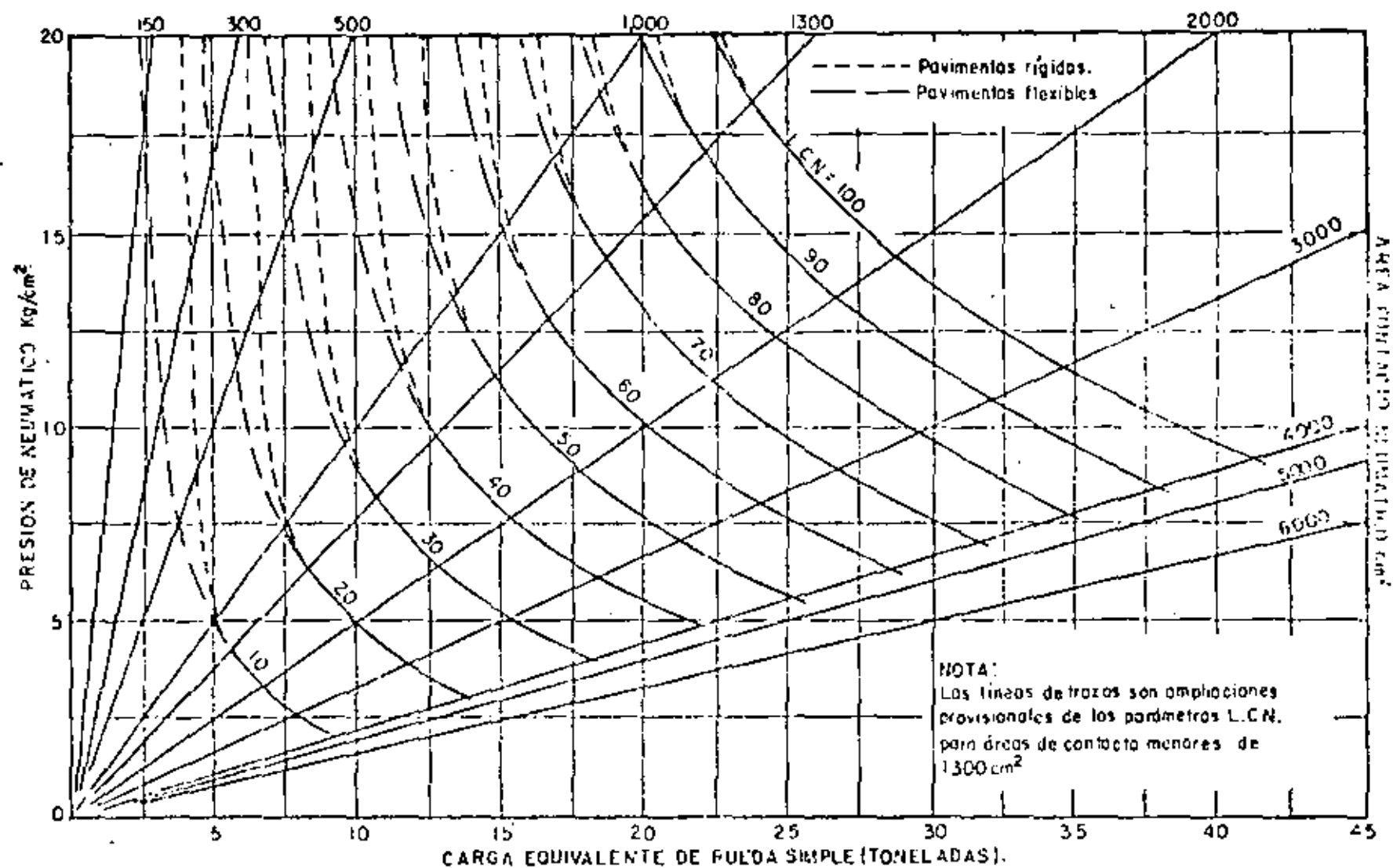


FIG. 118 CURVA TÍPICA DE CLASIFICACION POR CARGAS.



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. 119

COMPLEMENTO FIG. 120.

NOTAS 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 en la relación de 1.5 a 1.8 aproximadamente. (La resistencia a la flexión de 31.6 kg/cm² que se usó para 10,000 repeticiones de carga deberá reducirse a 27 kg/cm² para 40,000 repeticiones de carga).

Proyecto del 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.

Les femmes accusées de les avoir tués, celles de passage et les autres, ont été toutes condamnées à la mort.

[illegible]

• **Jump Start**

- [illegible]

157-b

157-c

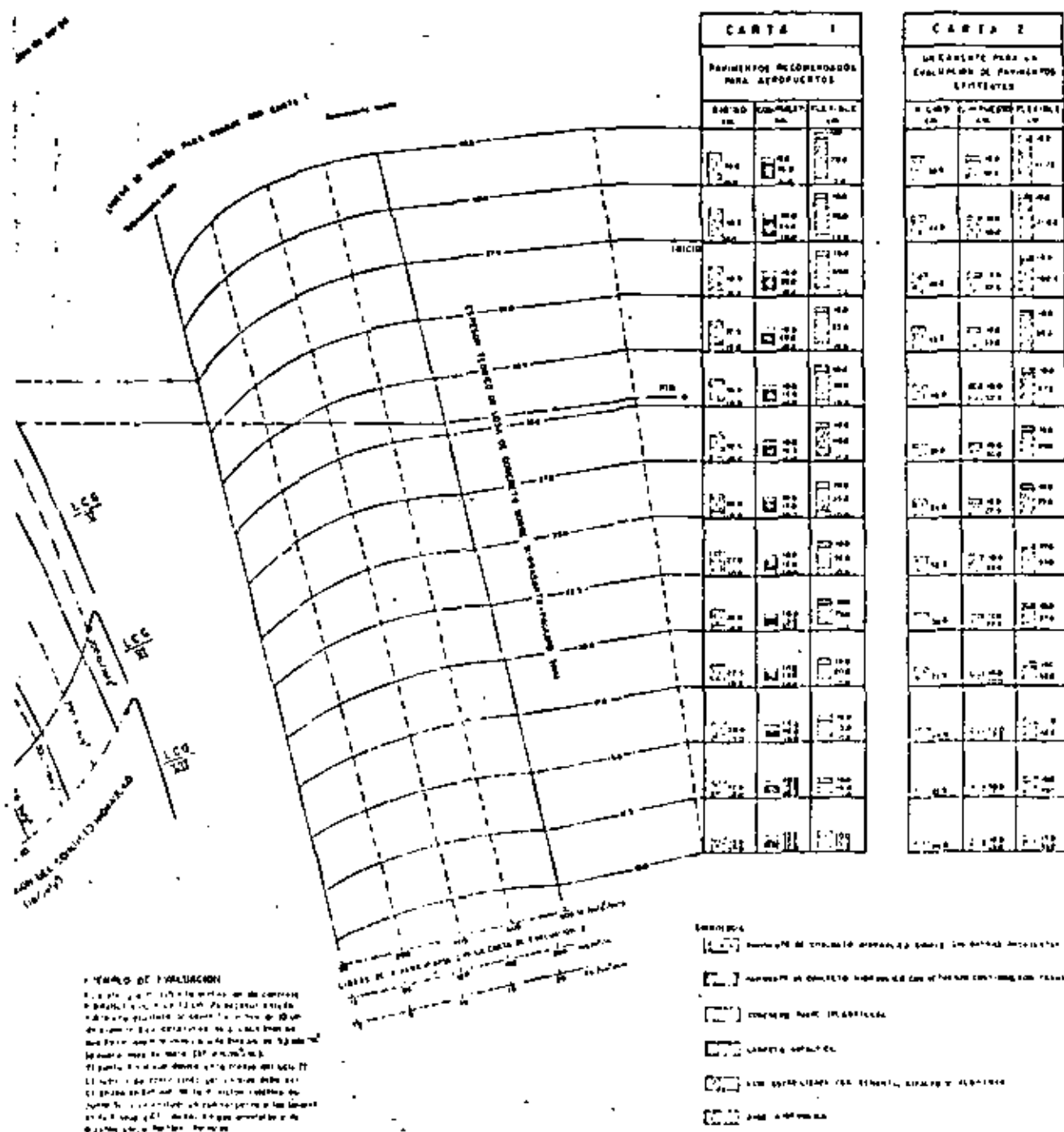


FIG. N. 121

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 evaluación se establecieron las curvas de comportamiento esperado para los pavimentos rígidos de los aeropuertos de México (fig. 121). La curva 1 de la fig. 121 representa el comportamiento esperado para los pavimentos rígidos de los aeropuertos de México (fig. 121). La curva 1 de la fig. 121 representa el comportamiento esperado de 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 mediante alabeos, 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. 121 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 la Universidad Nacional Autónoma de México.

En la tabla 21 se presentan los factores de seguridad recomendados para el diseño de pavimentos rígidos de concreto simple 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 22 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:

$$\log. R_1 = \log. R_2 \left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{1/2}$$

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 23, 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. 122 se presenta una zonificación típica de pavimento rígido para un aeropuerto.

En las figs. 124 a 131 se presentan las gráficas de diseño de pavimentos para los aviones que más comúnmente 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. 122) se utiliza el factor de seguridad obtenido de la tabla 13 y se aplica al módulo de ruptura del concreto que se haya escogido; de esta manera se obtiene el esfuerzo de tracción bajo del concreto a la tensión por flexión. Con este último valor se entra a la gráfica correspondiente al avión de diseño (fig. 124 a 131) localizando el punto en la escala vertical izquierda de la gráfica. A par-

tir 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. 131 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. 122) 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).

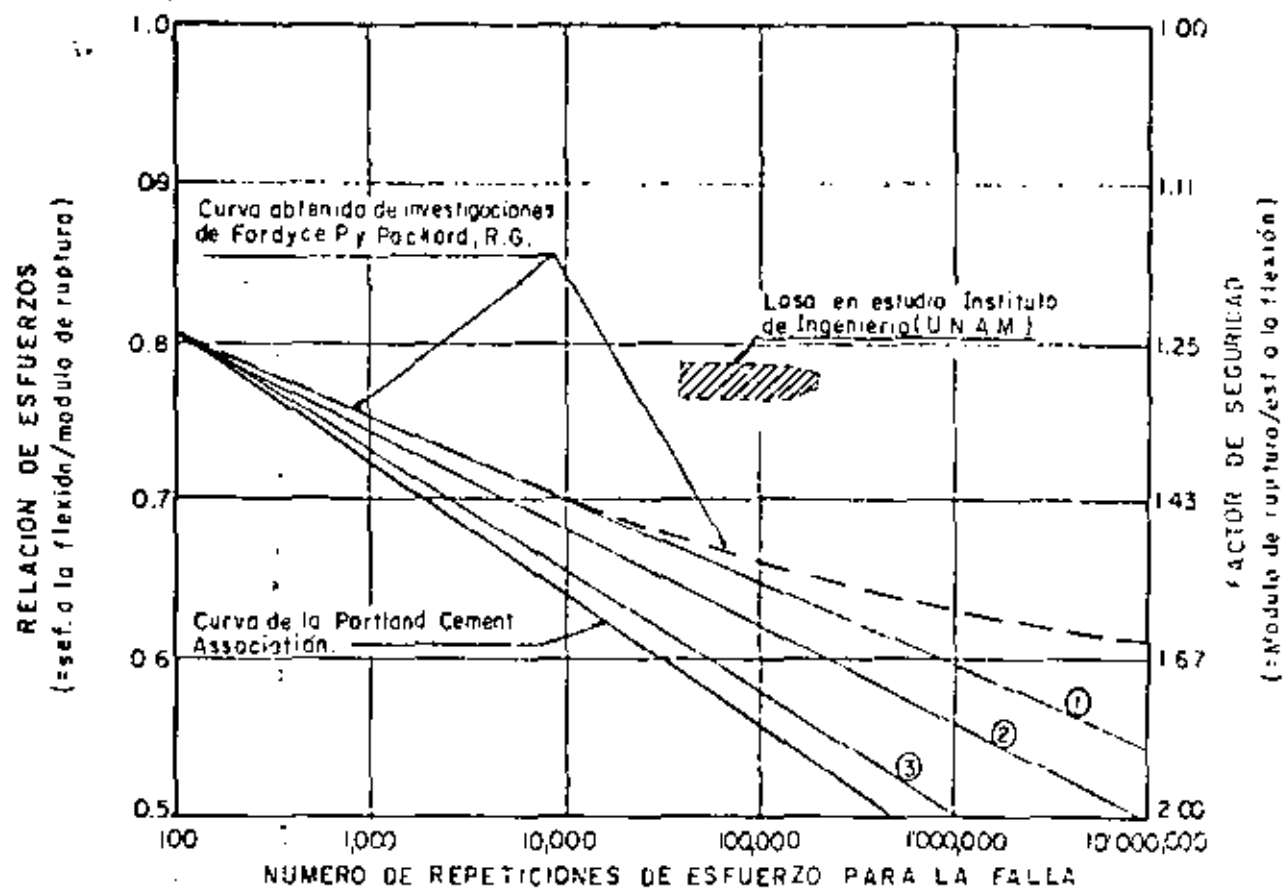
El área de tráfico tipo "B" corresponde a la franja central de las pistas, que no vayan a ser utilizadas como rodajes, y a las salidas de alta velocidad, que no vayan a ser utilizadas como rodajes de entrada.

Para determinar el espesor de losa necesario para áreas de tráfico tipo "C" (fig. 122) 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 interiores a lo indicado en la fig. 122.

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. 124 a 131) 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 21.

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. 124, 125 y 126 para determinar el espesor de losa en áreas críticas, la tabla 21 para factor de seguridad y la tabla 23 para factor de repetición. Si el espesor obtenido en esta revisión es mayor que el obtenido en el diseño, se tomará este se determinarán los espesores para las áreas de tráfico, como se indicó anteriormente.



CURVAS DE FATIGA PARA CONCRETO
SUJETO A ESFUERZOS DE FLEXION

FIG. 121

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.

T A B L A 21

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°C	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.

Tabla 22 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
VILLAHERMOSA, TAB.	13.1	MAYO

FACTORES DE REPETICION DE CARGAS PARA ALGUNOS AVIONES

A V I O N	FACTOR DE REPETICION DE CARGA (Valores tentativos)			
	CALLE DE RODAJE		P I S T A	
	$\sigma = 61\text{cm (1)}$	$\sigma = 122\text{cm (1)}$	$\sigma = 244\text{cm (1)}$	$\sigma = 488\text{cm (1)}$
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 23a

NOTAS:

(1) σ = Desviación estándar de la curva de distribución normal que representa la distribución del tráfico de aviones en el sentido transversal.

La relación entre el ancho de tráfico "T" tal como lo define el Cuerpo de Ingenieros al establecer el concepto de "Cubrimiento" y la desviación estándar es: $\sigma = \frac{(0.88)T}{2}$

(2) La PCA recomienda que para efectos de diseño se tome $\sigma = 61$ cm. para calles de rodaje y $\sigma = 488$ cm para pistas; con base en lo observado por H. C. Yong, se recomienda en el presente estudio lo siguiente:

$\sigma = 61$ cm para pavimentos de calles de rodaje que vayan a tener luces de eje.

$\sigma = 122$ cm para pavimentos de calles de rodaje normales.

$\sigma = 244$ cm para pavimentos de pistas que vayan a tener luces de eje.

$\sigma = 488$ cm para pavimentos de pistas normales.

FACTORES DE REPETICION DE CARGA PARA ANCHOS DE PISTA QUE INCLUYEN EL 98%
DE LAS OPERACIONES.

(N.C. Yong) (adoptado por F. Rodarte)

Tabla 23b

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	0.21
DC-8-63	1.00	0.86	0.70	0.58	0.58	0.50	0.32	0.23
B - 747	0.63	0.50	0.45	0.40	0.40	0.38	0.38	0.33
DC-10-10	0.92	0.78	0.69	0.62	0.62	0.56	0.46	0.41
L - 1011	1.10	0.95	0.84	0.75	0.75	0.65	0.46	0.40

* Valor correspondiente al 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.

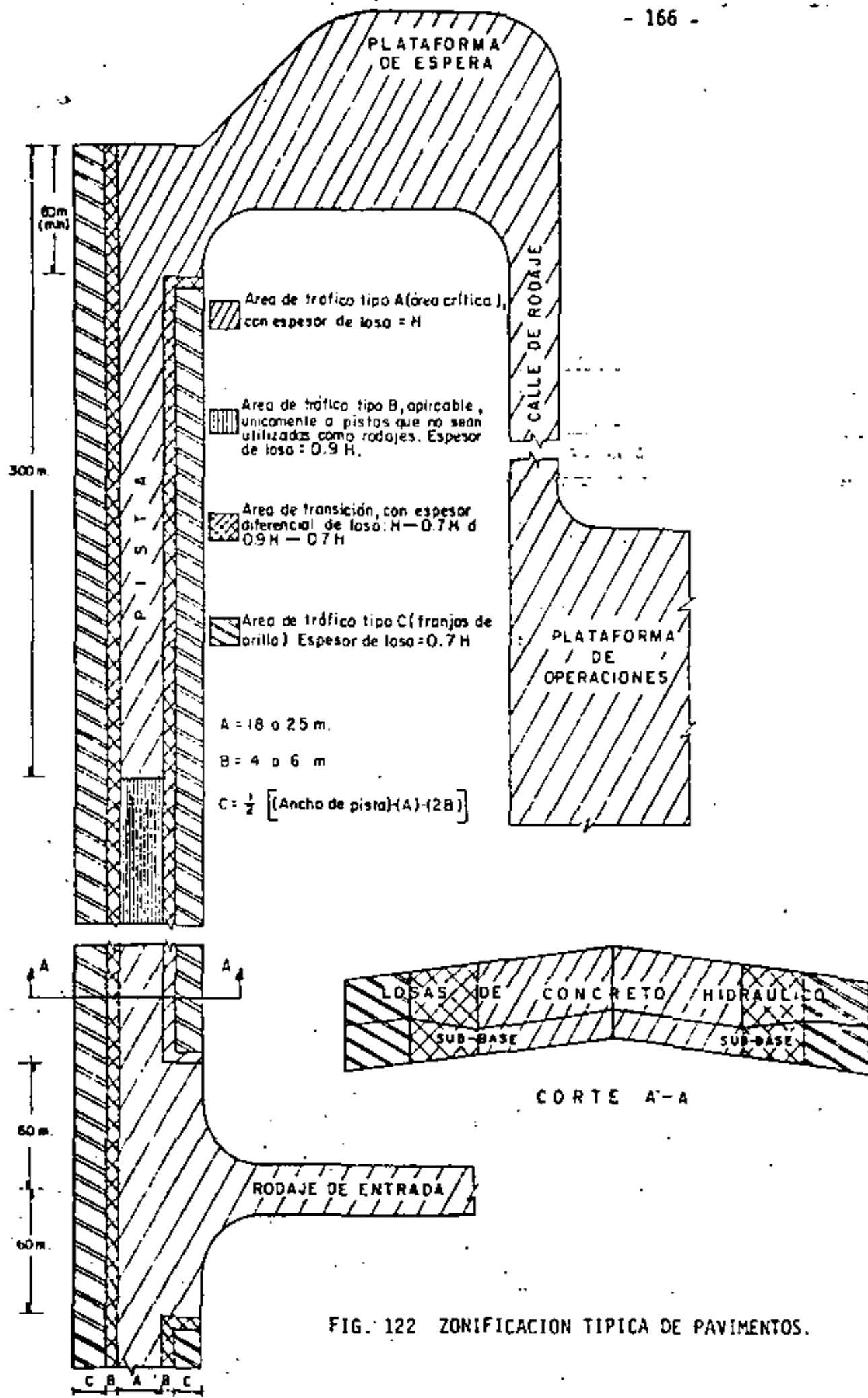


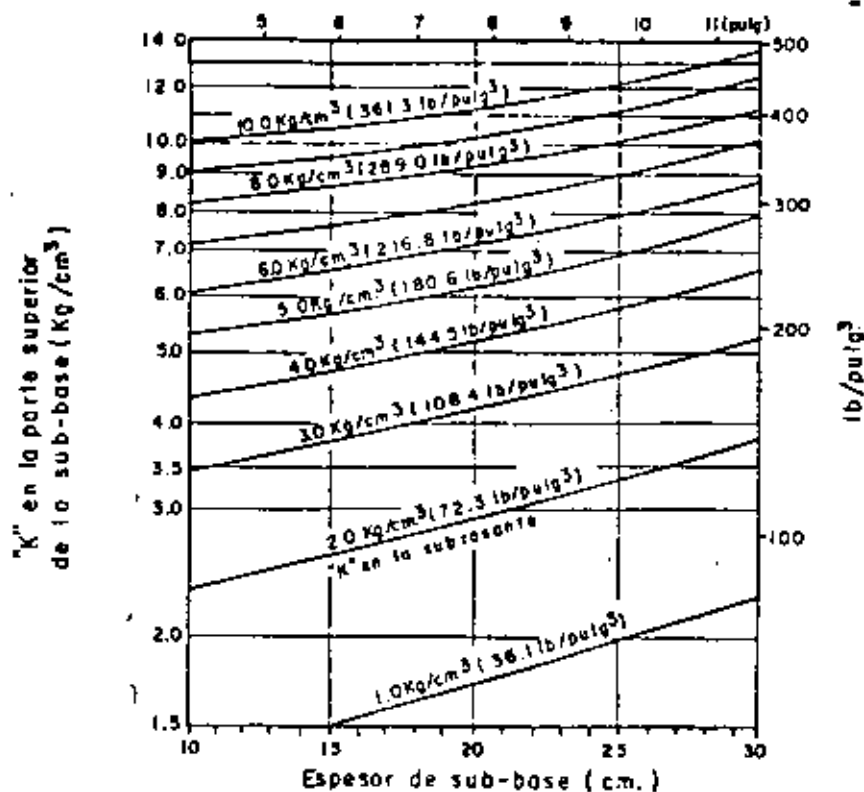
FIG. 122 ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS.

TABLA 24 VALORES DE RADIO DE RIGIDEZ RELATIVA " λ "(*) en cm

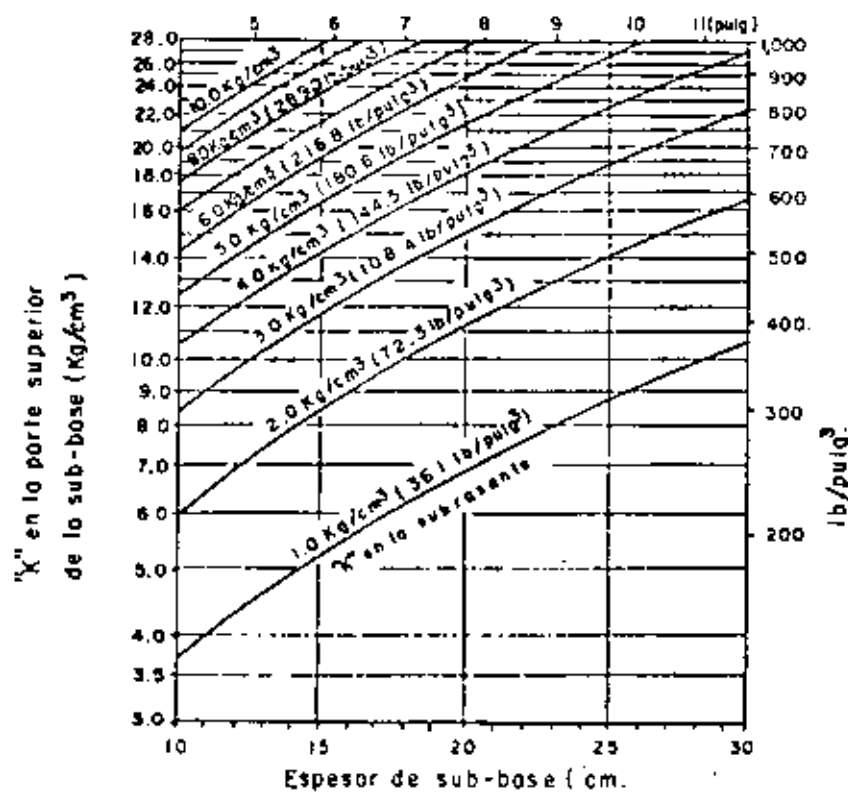
ESPESOR DE LOSA (cm)	K=1.5 (kg/cm ²)	K=2	K=4	K=6	K=8	K=10	K=12	K=14
18	95.41	88.79	74.66	67.46	62.78	59.38	56.73	54.59
19	99.35	92.46	77.75	70.26	65.38	61.33	59.08	56.85
20	103.25	96.09	80.80	73.01	67.95	64.26	61.40	59.07
21	107.10	99.87	83.81	75.73	70.48	66.65	63.68	61.28
22	110.91	103.21	86.79	78.42	72.98	69.02	65.95	63.45
23	114.57	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	69.34
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	87.43	82.70	79.02	76.03
29	136.44	126.97	106.77	96.48	89.73	84.91	81.13	78.06
30	139.93	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	146.93	136.70	114.95	103.87	96.65	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	89.38
36	160.46	149.32	125.57	113.46	105.59	99.86	95.41	91.80

(*) Valores calculados para $f = 250,000 \text{ kg/cm}^2$ y $M = 0.15$

$$\lambda = \frac{Eh^3}{12(1-M^2)K} = 12.0326 \frac{h^3}{K}$$

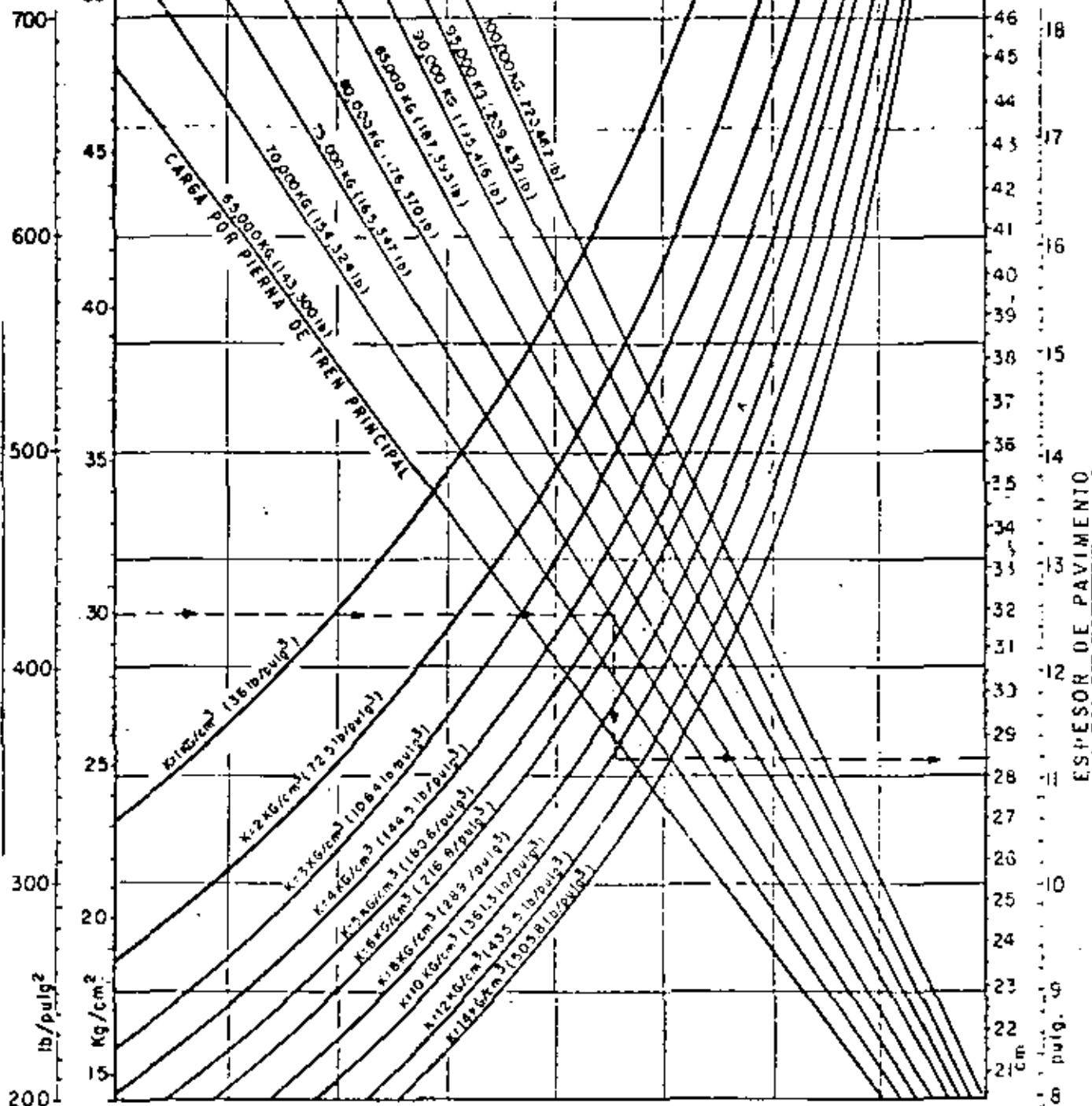


A) EFECTO DE LA SUBBASE HIDRAULICA EN LOS VALORES DE "K"

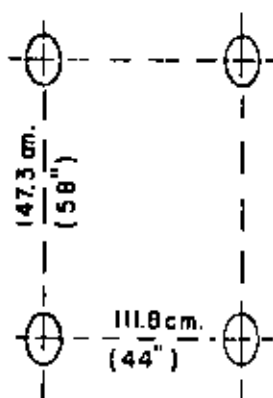


B) EFECTO DE LA SUBBASE ESTABILIZADA CON CEMENTO EN LOS VALORES DE "K"

ESFUERZO A LA TENSION POR FLEXION



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,316.1 cm²
(204 pulg²)



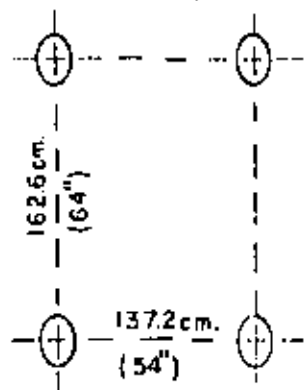
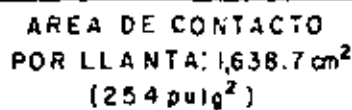
AVION: BOEING B-747

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS

Pierna tren principal: Doble tándem.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

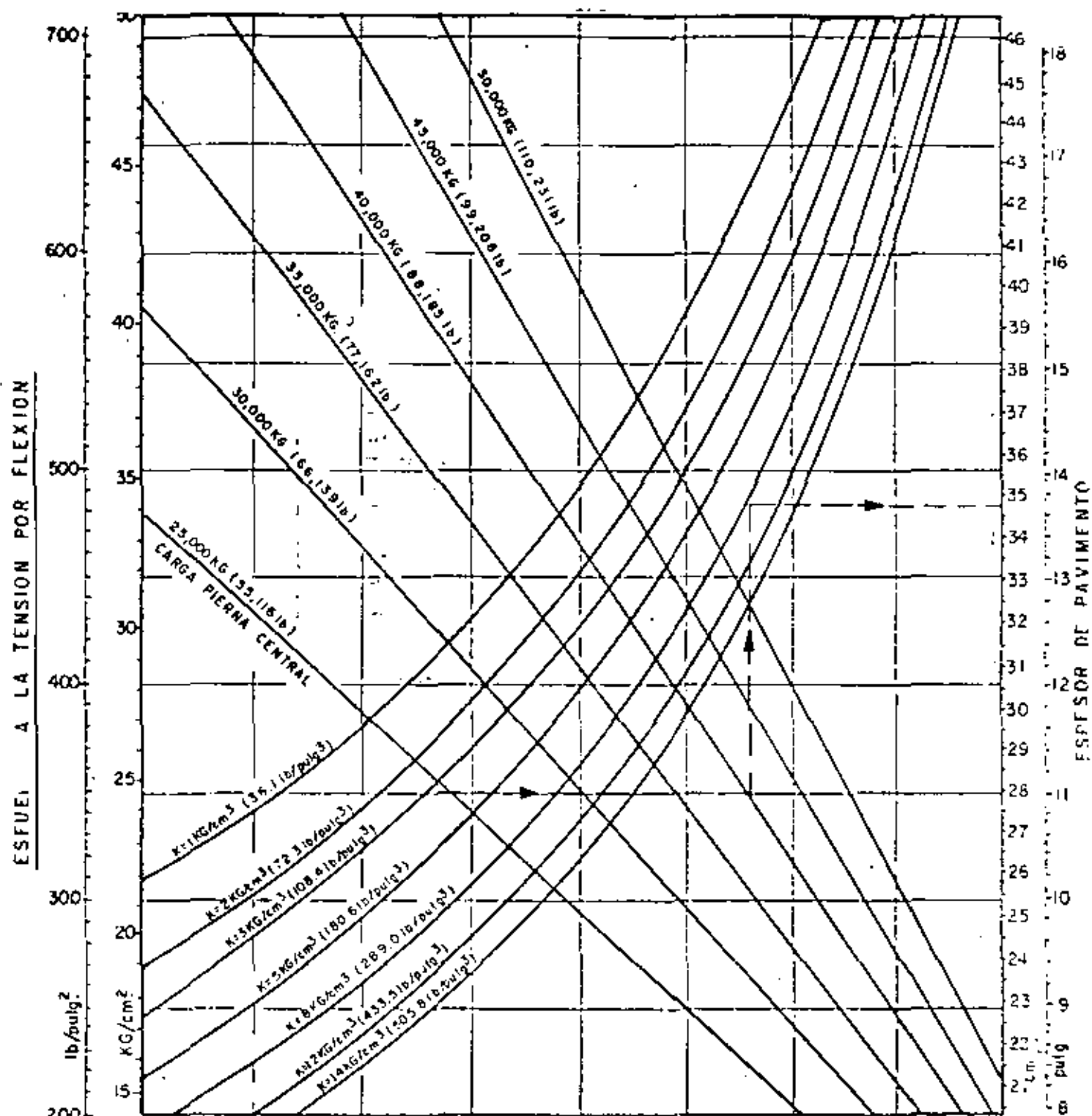
Gráfica para ser utilizada por personal
profesional competente, que conozca su
significado y limitaciones.



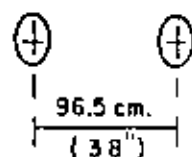
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS.

FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

FIG. 125



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,780.6 cm^2
(276 pulg^2)



AVION: Mc DONNELL-DOUGLAS DC-10
(Series 20 y 30, solo para la pierna central)

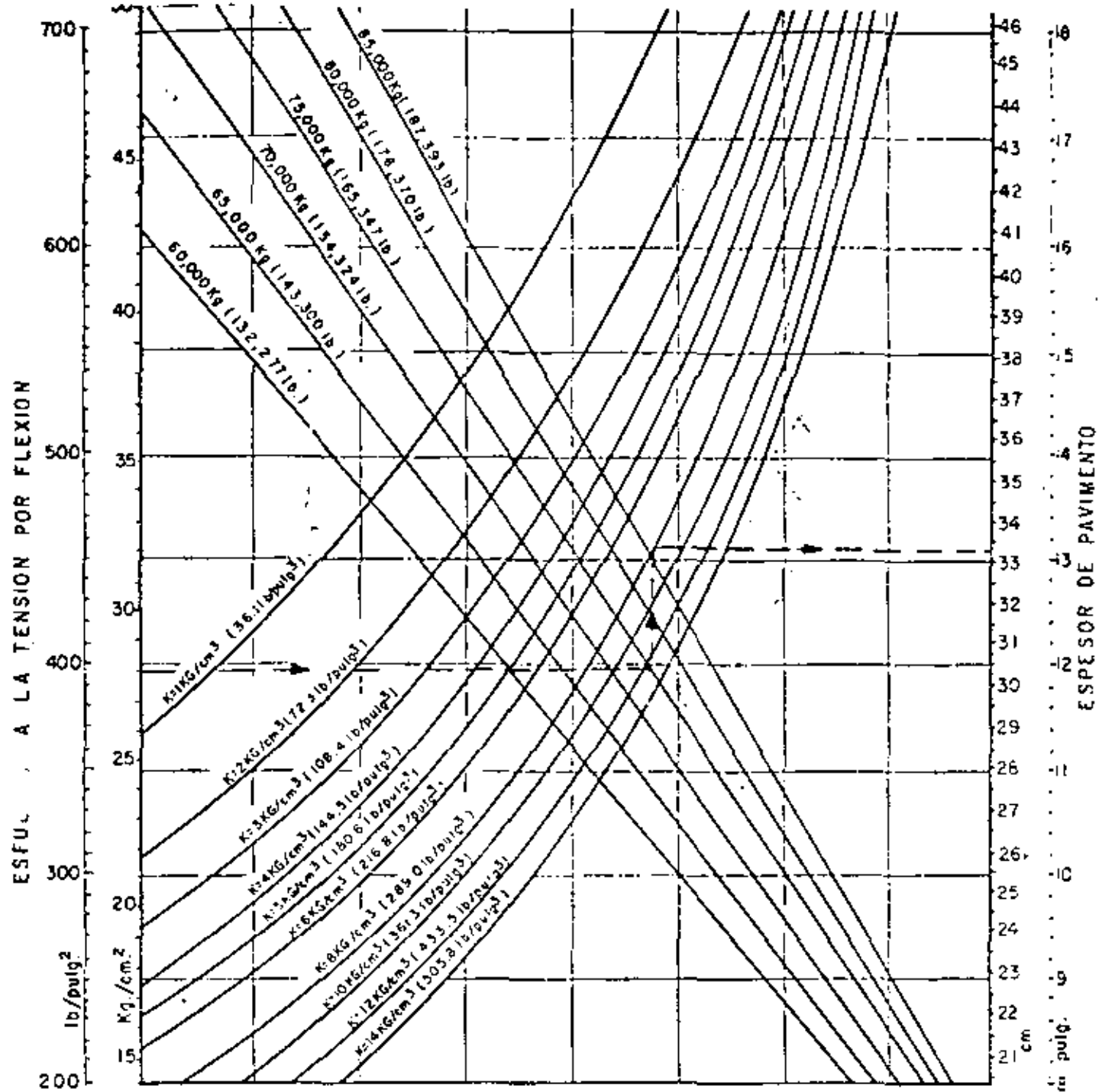
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS

Pierna central: Ruedas dobles

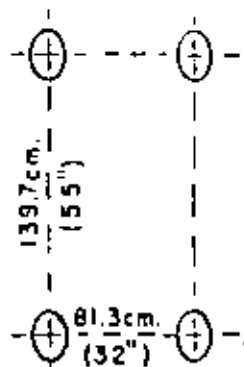
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

Gráfico para ser utilizada por personal
profesional competente, que conozca su
significado y limitaciones.

FIG. 126



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,419.4 cm^2
(220 pulg^2)



AVION. Mc.DONNELL-DOUGLAS DC-8
(Modelos 62,63)

GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS

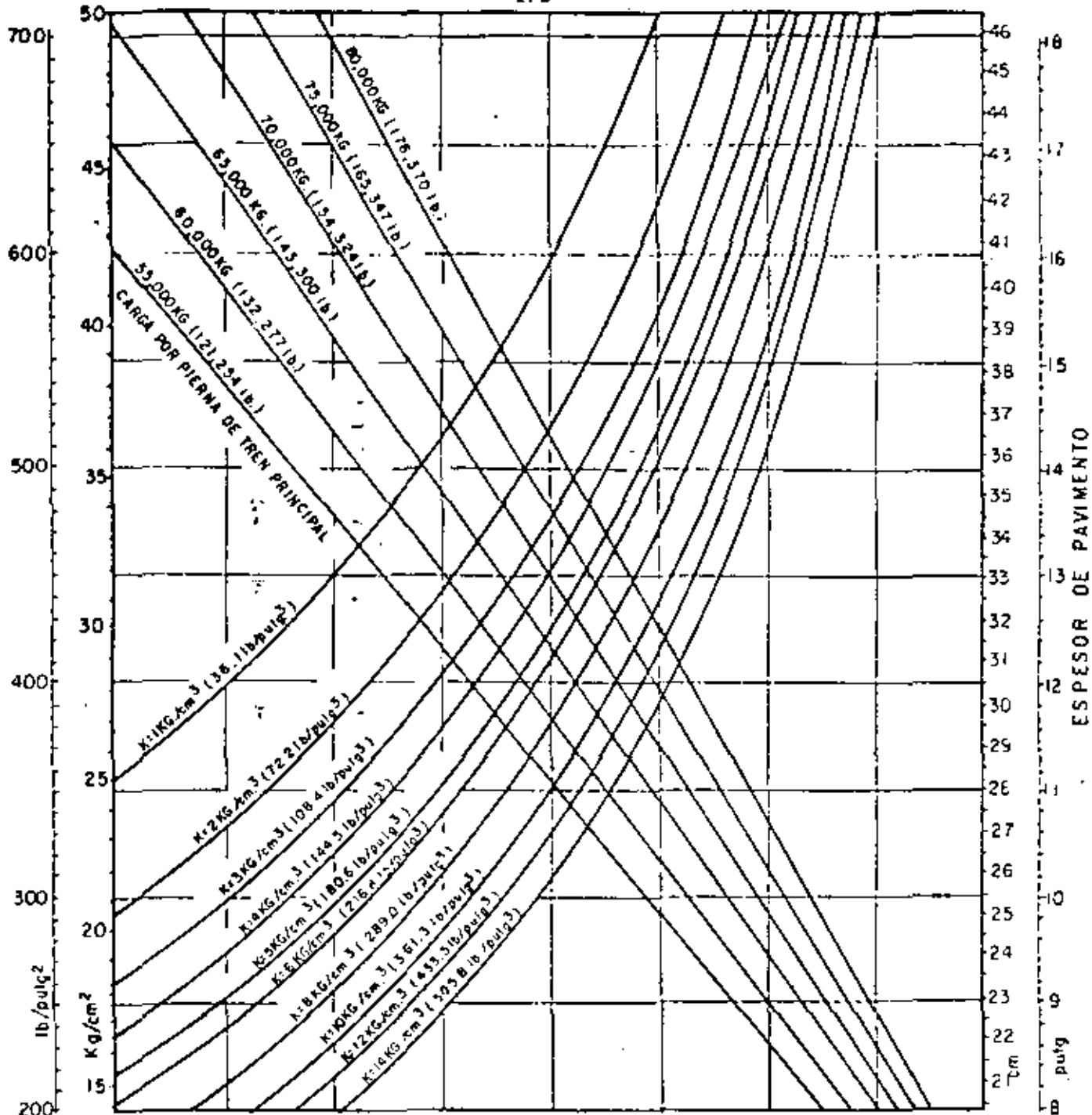
Pierna tren principal: Doble tándem

FUENTE. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

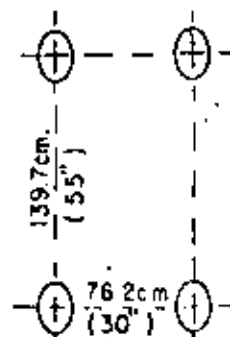
Gráfica para ser utilizada por personal
profesional competente, que conozca su
significado y limitaciones.

FIG. 127

ESFUERZO A LA TENSION POR FLEXION



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,348.4 cm.²
(209 pulg.²)



AVION: Mc. DONNELL - DOUGLAS DC-8
(MODELOS 55, 61, 62)

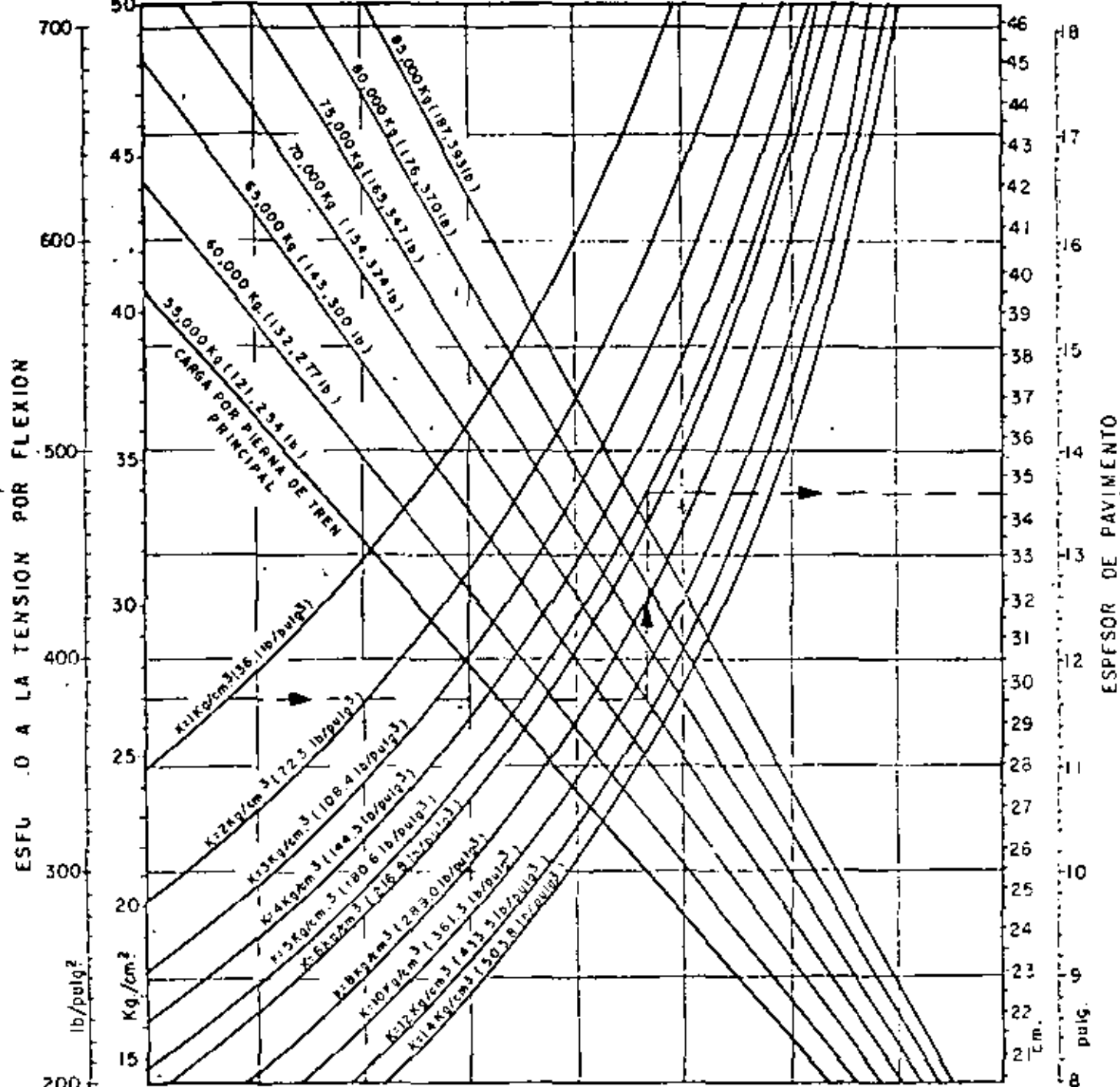
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tandem

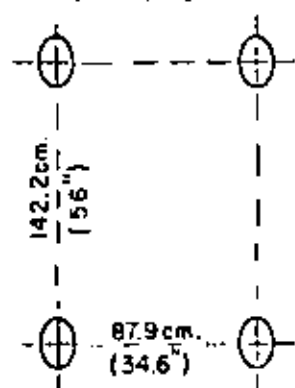
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

Gráfica para ser utilizada por personal
profesional competente, que conozca su
significado y limitaciones.

FIG. 128

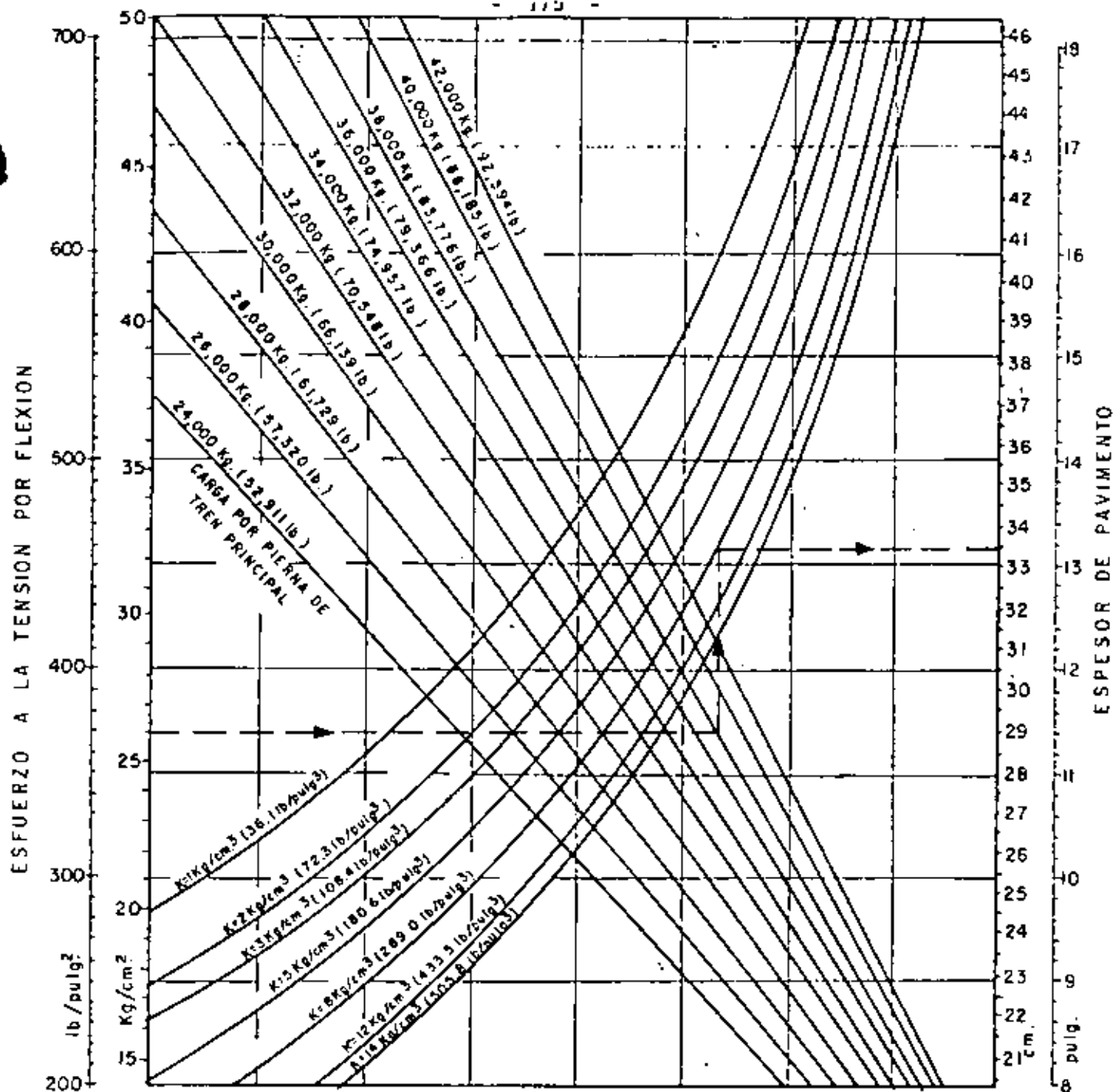


AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,406.4 cm²
(218 pulg²)

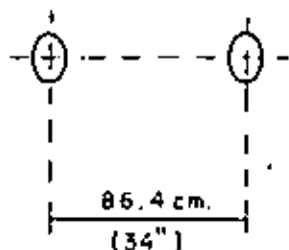


AVION: BOEING B-707 (MODELOS 320B Y 320C)
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Doble tandem
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

FIG. 129



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,529.0 cm^2
(237 pulg^2)



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.



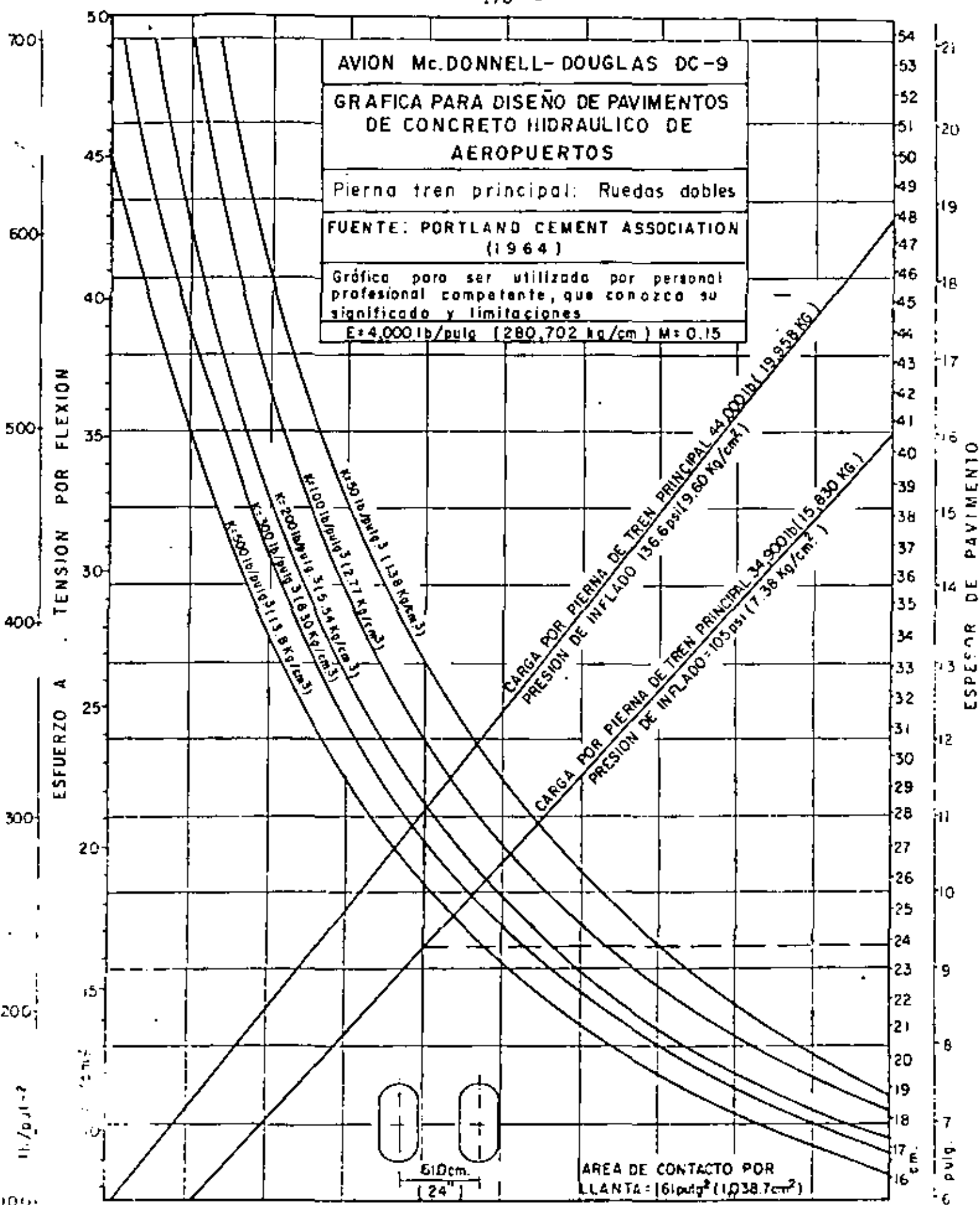


FIG. 131

Pavimento de Concreto Reforzado Continuo.

Método de la PCA

Un pavimento de concreto reforzado continuo es aquél que no tiene juntas transversales excepto donde el pavimento interseca o termina con pavimentos existentes o estructuras. Estos pavimentos desarrollan grietas transversales a intervalos que varían entre 1.0 y 2.0 m. (3 a 7 ft).

El diseño de este tipo de pavimentos debe proveer:

- 1º) Un adecuado espesor de pavimento para soportar las cargas de los aviones y,
- 2º) suficiente fierro de refuerzo longitudinal de tal manera que las grietas transversales se mantengan estrechamente cerradas y para que ocurran en el espaciamiento deseado.

Espesor de Pavimento.- Reconociendo que hay una mejor transferencia de cargas en las grietas transversales de estos pavimentos, comparadas con los pavimentos con juntas, algunas especificaciones para pavimentos para carreteras permiten una reducción en el espesor de los pavimentos de refuerzo continuo. Se considera que cualquier reducción significativa del espesor de pavimento puede resultar no conservadora debido a la consiguiente reducción de la transferencia de cargas en las juntas longitudinales. Además, el incremento de las deflexiones de un pavimento más delgado puede acusar un excesivo astillamiento en las grietas, especialmente los pavimentos que soportan aviones con trenes de aterrizaje de ruedas múltiples. Por tanto la Asociación del Cemento Portland recomienda que no se efectúen reducciones en el espesor de pavimento continuo. El espesor se determina en la misma forma que para el pavimento de concreto simple.

Acero Longitudinal.- La cantidad de acero de refuerzo longitudinal para controlar los cambios de volumen depende principalmente del espesor de la losa, de la resistencia a la tensión del concreto y de la resistencia del acero (punto de cedencia). Otros factores que influyen en la cantidad de acero son: contracción debida a disminuciones de temperatura, contracción debida a secado y los módulos de elasticidad del concreto y del acero.

El factor a controlar es el ancho de grieta. Cuando no se usa suficiente acero las grietas que se producen son demasiado abiertas, lo que permite que penetren sólidos y agua en ellas. El criterio de ancho de grieta no ha sido firmemente establecido, pero se han obtenido buenos comportamientos cuando el espaciamiento promedio de grietas es entre 1.0 y 2.1 m (3 a 7 pies). Debido a que el espaciamiento de las grietas está relacionado directamente con el ancho de grieta y que es más fácil observar dicho espaciamiento, el diseño de pavimentos con refuerzo continuo ha venido indirectamente a ser un procedimiento para calcular la cantidad de acero necesaria para obtener un espaciamiento deseable de grietas.

Se han desarrollado varias ecuaciones teóricas para calcular la cantidad de acero requerido pero en general, la cantidad está basada en datos empíricos obtenidos de pavimentos experimentales y de pavimentos en servicio.

Es práctica usual especificar la cantidad de acero en un 0.6 por ciento del área de la sección transversal de pavimento y un punto de cedencia mínimo del acero de 60,000 psi (4,220 kg/cm²). En climas severos, con heladas o donde prevalece un tráfico pesado desproporcionado, se debe considerar un porcentaje mayor, 0.7 o 0.8 por ciento.

La cantidad de acero no debe ser menor que la indicada por la siguiente fórmula, la cual se utiliza también para concretos o aceros especiales:

$$P_s = \left(\frac{F't}{F_s - n F't} \right) 100$$

donde:

P_s = Porcentaje de acero (área total de la sección transversal del acero dividida por el área de la sección transversal del concreto y multiplicada por 100).

$F't$ = Resistencia a la tensión del concreto, en lb/pulg². Se considera igual a 0.4 del módulo de ruptura.

F_s = Esfuerzo admisible de trabajo del acero, en lb/pulg² (0.75 del punto de cedencia).

n = E_s/E_c (relación entre el módulo de elasticidad del acero y el del concreto).

Esta fórmula toma en cuenta explícitamente la resistencia que ejerce la subbase o subrasante al movimiento de la losa. Esta resistencia se expresa por un coeficiente c_f al que comúnmente se le considera un valor de 1.5. Si hay alguna razón para creer que el coeficiente difiere considerablemente de 1.5, se utiliza la siguiente fórmula:

$$P_s = \frac{F't}{F_s - n F't} (1.3 - 0.2 C_f) 100$$

Habiendo establecido el porcentaje requerido de acero longitudinal, el área de acero puede ser calculada por:

$$A_s = \frac{b h P_s}{100}$$

donde:

A_s = área total de la sección transversal del acero longitudinal de refuerzo, en pulg².

b = ancho de la losa, en pulgadas.

h = espesor de la losa, en pulgadas.

P_s = porcentaje especificado del acero longitudinal.

Tamaño y espaciamiento.— El diámetro mínimo de las varillas depende de su espaciamiento de tal manera que permita la colocación fácil del concreto. El espacio libre entre varillas debe ser al menos dos veces el tamaño máximo del agregado pero en ningún caso debe ser menor de 4 pulg. (10 cm).

El diámetro máximo de las varillas depende del porcentaje de acero, máximo espaciamiento permitido, adherencia y consideraciones de transferencia de carga. Para una buena transferencia de carga y buena adherencia, el espaciamiento de las varillas es el siguiente:

$$S_w = \frac{A_b}{h P_s}$$

donde:

S_w = espaciamiento, dentro a centro, en pulgadas.

A_b = Área de la sección transversal de una varilla o alambre, en pulgadas cuadradas.

h = Espesor de la losa, en pulgadas.

P_s = Porcentaje de acero.

Para asegurar un área adecuada de adherencia, el tamaño máximo se escoge usualmente de tal manera que la relación adherencia-área, Q , sea al menos 0.03 obtenido de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{4 P_s}{d_b}$$

donde:

Q = relación de área de adherencia al volumen de concreto, en pulg²/pulg³.

P_s = Porcentaje de acero

d_b = diámetro de la varilla de refuerzo, en pulgadas.

Esto es considerado como una guía general y no como un criterio firmemente establecido.

Posición.- Debido a que la función primaria del refuerzo continuo en los pavimentos es mantener cerradas las grietas transversales, su posición en el sentido vertical de la losa no es extremadamente crítica.

La práctica ha tenido variantes. Se han construido pavimentos con el acero longitudinal desde 2 1/2 pulg (6.4 cm) abajo de la superficie y pavimentos con el acero longitudinal colocado a la mitad del espesor de la losa. Cuando el acero se coloca a la mitad del espesor de la losa, los esfuerzos del acero en las grietas debidos a las cargas y a disminuciones de temperatura son menores que en otras posiciones. Otro criterio es colocar el acero arriba de la mitad del espesor de la losa porque esto reduce el ancho de las grietas en la superficie del pavimento.

Para facilitar la colocación del acero durante la construcción, y para mantener las grietas en la superficie abierta al mínimo, la máxima profundidad recomendada para la colocación del acero es la mitad del espesor de la losa; la profundidad mínima deberá ser 1/3 del espesor de la losa pero debe asegurarse un cubrimiento mínimo de 2 1/2 pulg (6.4 cm) sobre el acero, para minimizar la corrosión del mismo.

Acero Transversal.- Su función es mantener el espaciamiento del refuerzo longitudinal y se utiliza comúnmente una pequeña cantidad de acero transversal aunque algunas veces puede no requerirse, cuando el procedimiento de colocación del refuerzo longitudinal en el concreto fresco asegura el espaciamiento y profundidad especificadas.

La teoría de fricción con la subrasante utilizada para el diseño de barras de amarre se utiliza también para calcular la cantidad de acero transversal requerido para mantener cerradas las grietas longitudinales. Se utiliza la siguiente fórmula:

$$A = \frac{b C_f W_h}{12 F_s}$$

donde:

A = Área de acero por pie longitudinal de losa, en pulg²

b = semi-ancho de la losa si no está amarrada a la losa adyacente, en pies; si son varias losas ligadas, b , es la distancia desde

el punto más lejano hasta el punto más cercano a la junta no ligada u orilla libre.

C_f = Coeficiente de subrasante (o subbase) que indica la resistencia al movimiento de la losa. Usualmente se toma igual a 1.5.

W = peso del concreto en libras por pie cúbico (usualmente considerado como 150 lb/pie³).

h = espesor de losa, en pulg.

P_s = esfuerzo admisible de trabajo del acero, en lb/pulg² (usualmente considerado como 75% del punto de cedencia).

— Máximo espaciamiento de alambres transversales:

16 pulg (40.6 cm).

— Espaciamiento de varillas transversales:

36 a 60 pulg (91.4 a 152.4 cm).

— Diámetro mínimo de alambre transversal:

0.225 pulg (0.57 cm)

— Diámetro mínimo de varillas transversales:

3/8 pulg (0.95 cm).

EVALUACION DE PAVIMENTOS DE AEROPUERTOS EN MEXICO.

Evaluación de la Resistencia de Pavimentos Flexibles.

En la actualidad se utilizan dos métodos para la evaluación estructural de los pavimentos flexibles:

a) Método LCH

b) Viga Benkelman

a).- METODO LCH.- Este método consiste en efectuar pruebas de placa sobre el pavimento en estudio y por medio del análisis de dichas pruebas, determinar la capacidad estructural del pavimento en valores de LCH (Load Classification Number; Número de Clasificación de Carga).

El equipo utilizado para transmitir la carga al pavimento consiste esencialmente de una plataforma lastrada a 100 toneladas métricas remolcada por un tracto-camión Dina de 335 HP (para proporcionar movilidad y autonomía al equipo de pruebas) y de un gato hidráulico de 200 toneladas -- (400,000 lbs) de capacidad, que colocado entre la placa de 45 cm (18 pulg) de diámetro sobre el pavimento y el aditamento especial de la plataforma, transmite las cargas al pavimento al ir levantando paulatinamente la plataforma.

El equipo de medición consiste en 3 micrómetros colocados sobre la placa y espaciados 120° entre sí, los cuales miden las deformaciones producidas en el pavimento por las cargas aplicadas a la placa. El dispositivo de medición de las cargas aplicadas a la placa, consiste en un manómetro acoplado al gato y previamente calibrados en laboratorio.

Para asegurar un estrecho contacto entre la placa de soporte y la superficie del pavimento, se pone primero una capa de poco espesor (aproximadamente 0.5 cm) de azufre fundido, el cual al enfriarse presentará una superficie uniforme y horizontal).

Antes de poner los micrómetros en cero se aplica una carga de asentamiento de 2,300 kg (5,000 lb) aproximadamente.

Después de haber puesto los micrómetros en cero se aplica una carga suficiente para producir una deformación de 1.25 mm (0.05 pulg), aproximadamente en los micrómetros, anotándose los valores exactos de deformación del pavimento bajo la carga.

A continuación se quita la carga aplicada y, después de estabilizados los micrómetros, se anotan las deformaciones remanentes.

A continuación se repite la carga 5 veces anotando las lecturas obtenidas. Al llegar a un total de 6 aplicaciones de la misma carga se toman las lecturas de deformación y, en lugar de descargar, se incrementa la carga hasta obtener una deformación promedio de 2.5 mm (0.10 pulg), repitiéndose con esta carga el mismo procedimiento descrito anteriormente hasta obtener 6 aplicaciones.

Lo mismo se hace para obtener deformaciones promedio de 5 mm (0.2 pulg) y llegando a la sexta aplicación de la carga se continúan aplicando incrementos de 4,540 kg (10,000 lbs), anotando las deformaciones obtenidas. Dichos incrementos de carga se continúan hasta producir la falla del pavimento bajo la placa, la cual se manifiesta al deformarse el pavimento progresivamente sin ningún aumento de carga. Un ejemplo de datos obtenidos de una prueba de campo se muestra en la tabla 25.

Para el cálculo de valor LCN, que es un valor representativo de la capacidad de carga del pavimento es necesario predecir la deflexión del

mismo después de haber sufrido 10,000 repeticiones de una determinada carga. Esto se obtiene a partir de los datos obtenidos de la prueba con las 6 repeticiones de las diferentes cargas y extrapolado según se indica - en el ejemplo mostrado en la fig. 132.

El segundo paso en el cálculo de LCN se ilustra en la fig. 133. La secuencia es la siguiente:

- La curva "A" se construye graficando los valores de deflexión contra primera y sexta aplicaciones de cada carga.
- La curva "B" es la curva teórica carga-deflexión si no se hubieran aplicado repeticiones de carga. Se obtiene trazando líneas paralelas a la curva "A". La carga de falla se obtiene trazando las líneas tangenciales según se muestra.
- La curva "C" se construye tomando como origen 0.2 pulgadas para una carga nula y graficando los valores de deflexión remanente después de la primera aplicación de la carga contra el valor de la misma.
- La curva "D" comienza en el origen y se obtiene graficando los valores de carga contra deflexión a las 10,000 repeticiones (calculadas de la fig. 132 en el ejemplo).
- La carga de seguridad del pavimento se considera que es la carga que, repetida 10,000 veces producirá 5 mm (0.2 pulg) de deformación a partir del asentamiento inicial bajo la misma carga, o sea, la carga correspondiente a la intersección de las curvas "C" y "D".
- La carga de seguridad así obtenida se corrige de acuerdo a la gráfica de calibración del conjunto gato hidráulico-manómetro, efectuada en laboratorio; obteniéndose la carga de seguridad real.
- Con la carga de seguridad real y el área de la placa de prueba se entra a la fig. 134 y se obtiene el valor LCN resistente del pavimento, el cual debe ser menor o igual que el LCN provocado por el avión crítico que lo utilice.

La siguiente etapa en el procedimiento de evaluación consiste en efectuar un estudio estadístico del área del pavimento en estudio, determinando los valores de desviación estándar y el LCN promedio. El LCN resistente para publicarse será el LCN promedio menos la desviación estándar.

TABLA 25

Prueba de placa para evaluación del
LCN y de "S" en pavimentos flexibles

Diámetro de la placa: 0.45 mts.
Hora de iniciación: 1.15 Hrs. A.M.
Hora de terminación: 2.35 Hrs. A.M.
Operador: JULIO PALMEROS L.

AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH.

PISTA - 18 - 36

Hoja No.

Fecha.

1/5/77

ESTACION	CICLO	CARGA	LECTURA EN MICROMETROS							
					2		3		PROMEDIO	
			CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA	CARGA	DESCARGA
0 + 300 a 3.00 m del C Lado Izq.	Incrementos de carga	5,000 Lbs	17.0	—	18.0	—	16.0	—	17.0	—
		10,000 Lbs	24.0	—	26.0	—	23.0	—	24.3	—
		15,000 Lbs.	30.0	—	32.0	—	29.0	—	30.3	—
	1	$\Delta = 0.05"$	52.0	9.0	55.0	13.0	53.0	9.0	53.3	10.3
	2	CARGA MAN.	54.0	11.0	57.0	14.0	55.0	11.0	55.3	—
	3	32,000	56.0	12.0	59.0	16.0	58.0	13.0	57.6	—
	4	Lbs.	58.0	14.0	61.0	18.0	60.0	15.0	59.6	—
	5	Tem. Amb. 0.0°C	59.0	15.0	62.0	19.0	61.0	16.0	60.6	—
	6	Tem. Asf. 2.0°C	60.0	—	63.0	—	62.0	—	61.6	—
	1	$\Delta = 0.10"$	103.0	31.0	107.0	37.0	106.0	31.0	105.3	33.0
	2	CARGA MAN.	109.0	35.0	114.0	42.0	112.0	35.0	111.6	—
	3	59,000	114.0	39.0	120.0	47.0	118.0	40.0	117.3	—
	4	Lbs.	117.0	41.0	124.0	49.0	121.0	42.0	120.6	—
	5	Tem. Amb. 0.0°C	120.0	43.0	127.0	51.0	124.0	44.0	123.6	—
	6	Tem. Asf. 1.0°C	123.0	—	130.0	—	127.0	—	126.6	—
	1	$\Delta = 0.20"$	202.0	80.0	209.0	83.0	209.0	81.0	206.6	81.3
	2	CARGA MAN.	221.0	93.0	228.0	97.0	228.0	93.0	225.6	—
	3	97,000	232.0	101.0	240.0	105.0	240.0	101.0	237.3	—
	4	Lbs.	242.0	109.0	250.0	112.0	251.0	109.0	247.6	—
	5	Tem. Amb. 0.0°C	250.0	115.0	258.0	118.0	259.0	115.0	255.6	—
	6	Tem. Asf. 0.0°C	256.0	—	265.0	—	265.0	—	262.0	—
	Incrementos de carga hasta la falla	107,000 lbs	280.0	—	289.0	—	288.0	—	285.6	—
		117,000 lbs.	310.0	—	318.0	—	317.0	—	315.0	—
		127,000 lbs	350.0	—	360.0	—	359.0	—	356.3	—
		147,000 lbs	490.0	—	500.0	—	502.0	—	497.3	—
					237.0		237.0		235.6	

OBSERVACIONES

PISTA 18-36

Temperatura Ambiente: — = 1.0°C

Temperatura Superficie Pavimento: 0.0°C

Cielo: Despejado

Viento: Calma

OTRAS:



DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TÉCNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VOCA JEFE DE LA OFICINA
Ing. Fco. Rodolfo Lara

BRIGADA DE ESTUDIOS DE RESISTENCIA DE PAVIMENTOS
Supervisor

$4 (63 - 49) + 49 = 105$
 $4 (131 - 103) + 103 = 215$
 $4 (279 - 198) + 198 = 522$

PRUEBAS DE PLACA.

Pavimento flexible IV/77

AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH.

Pista 18 - 36

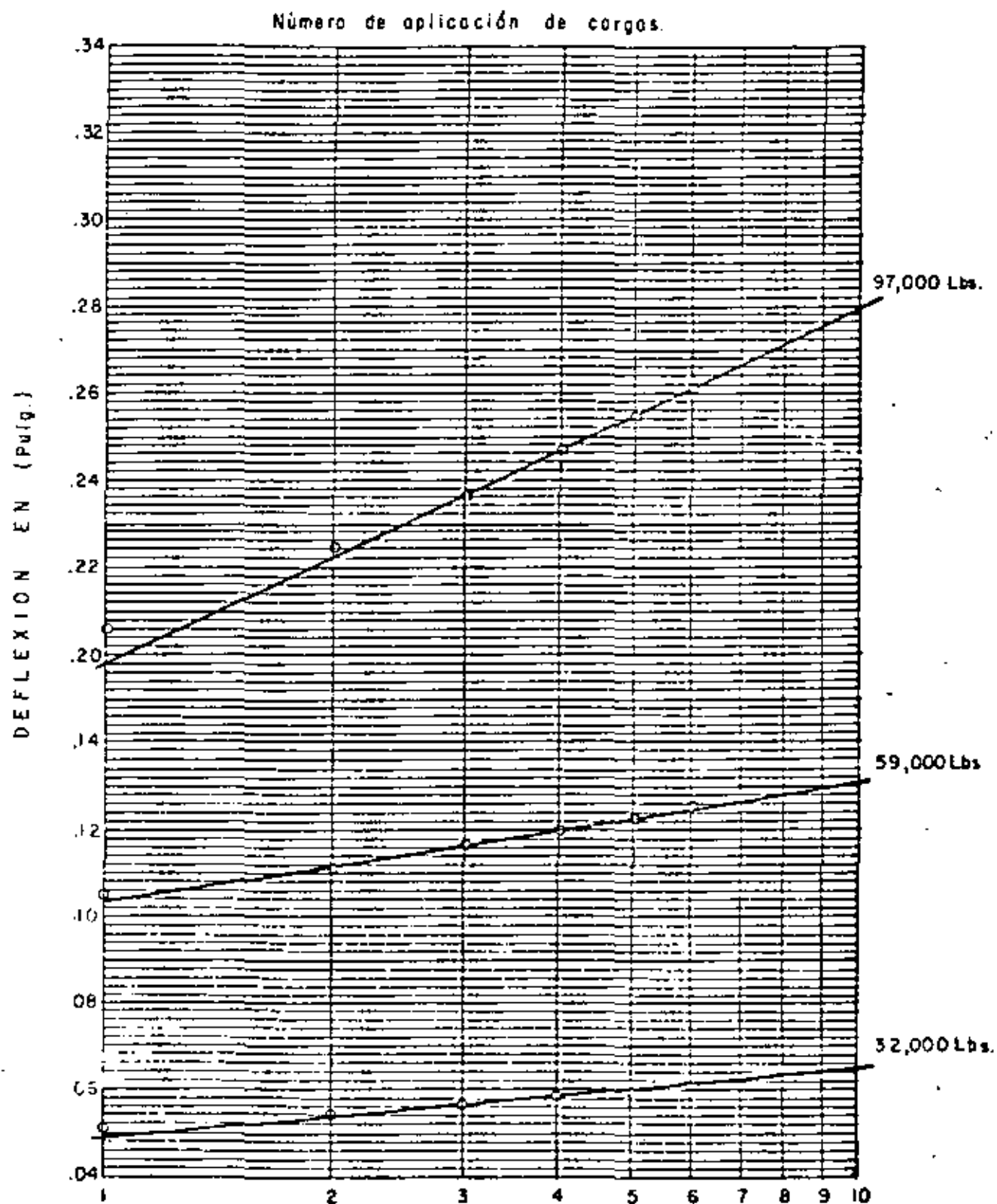


FIG. 132

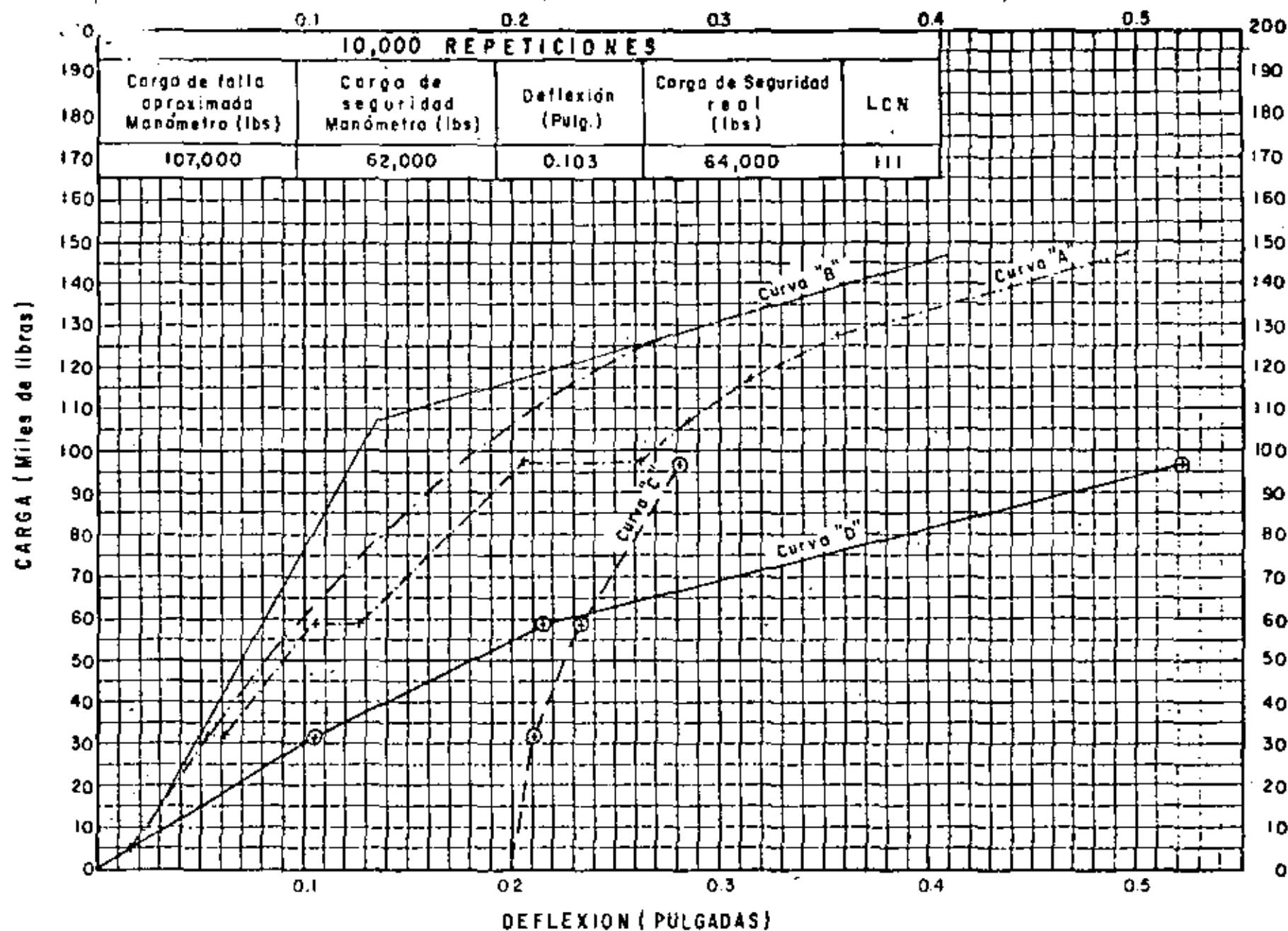


FIG. 133 DEFLEXION (PULGADAS) CALCULO LCN PAVIMENTOS FLEXIBLES. AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH.
PISTA 18-36 IV/77.

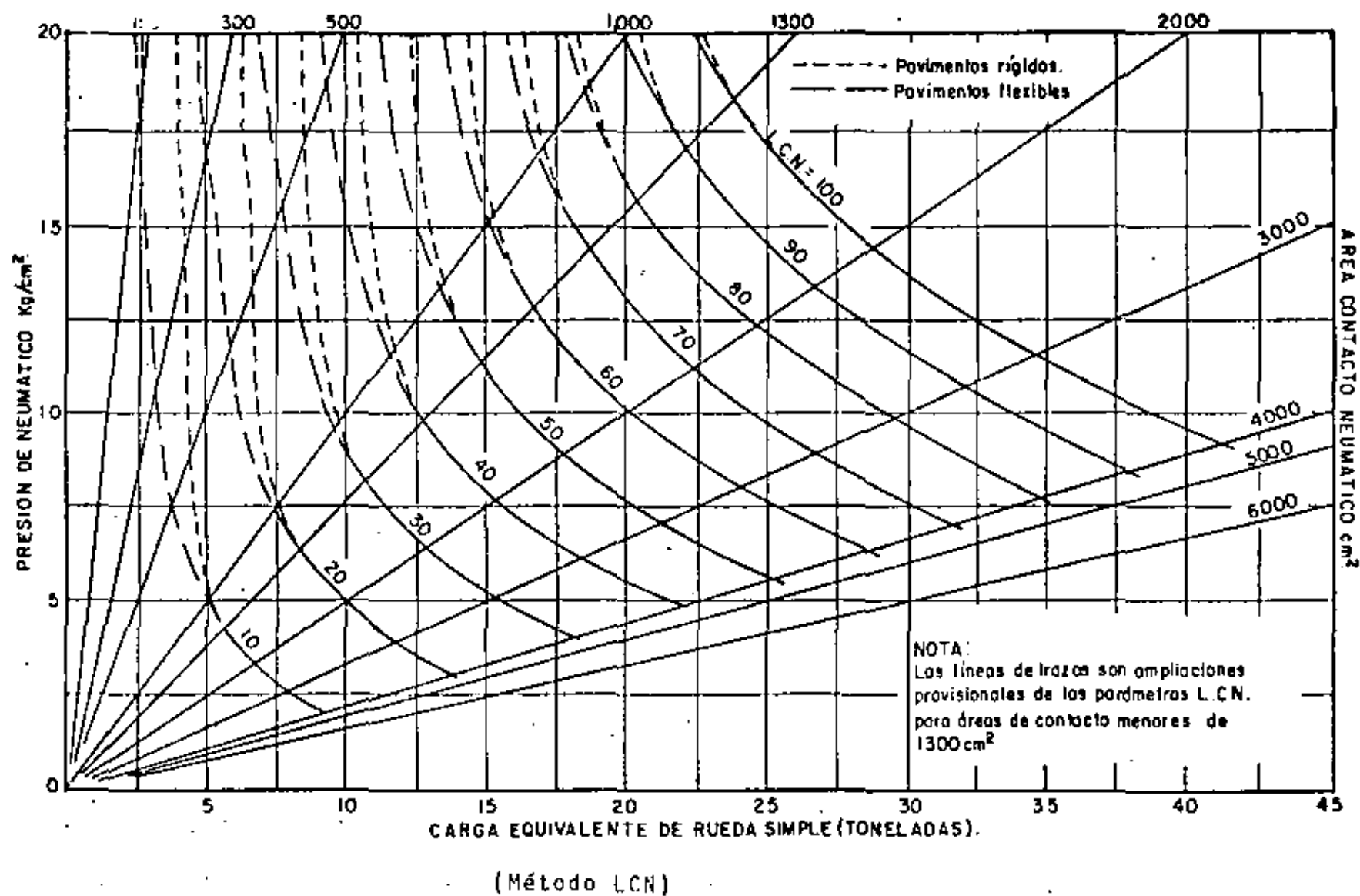


FIG. 134.

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 pierden 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 deflector (punta de prueba) de la viga Benkelman entre las ruedas, colocándose sobre el punto seleccionado de prueba. Se quita el seguro de la viga y se ajustan los apoyos para permitir un desplazamiento en el micrómetro de 1.27 cm (0.5 pulg) se acciona el vibrador de la viga y se registra la lectura inicial en el micrómetro. Inmediatamente se mueve el camión lentamente cuando menos a una distancia de 9 m (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).

Evaluación de la Resistencia de Pavimentos Rígidos.

METODO LCH.- El equipo utilizado para transmitir la carga al pavimento consiste esencialmente de una plataforma lastrada a 100 toneladas métricas remolcada por un tracto-camión especialmente equipado (para proporcionar movilidad y autonomía al equipo de pruebas) y de un gato hidráulico de 200 toneladas (400,000 lbs) de capacidad, que colocado entre la placa de 45 cm (18 pulg) de diámetro sobre el pavimentos y el aditamento

especial de la plataforma, transmite las cargas al pavimento al ir levantando paulatinamente la plataforma.

El equipo de medición consiste en 8 micrómetros los cuales miden las deformaciones producidas en el pavimento por las cargas aplicadas. Los micrómetros se suspenden de un elemento fijo consistente en un puente armadura de 7.5 m de claro, quedando sus apoyos fuera de la zona de influencia de las cargas aplicadas a la placa. El dispositivo de medición de las cargas aplicadas a la placa consiste de un manómetro acoplado al gato hidráulico y previamente calibrados en laboratorio.

El procedimiento de prueba es el siguiente:

La placa se coloca en la esquina más alejada de la losa por probar, ya que es este punto el más débil cuando no existen pasajuntas o algún otro elemento especial de transmisión de cargas, en cuyo caso la prueba se efectúa en la esquina y en el centro, para determinar la posición de la carga crítica. Las ruedas de la plataforma de pruebas deben quedar, de ser posible, fuera de la losa por probar, si las dimensiones de esta última lo permiten para evitar cargas extrañas sobre la mencionada losa.

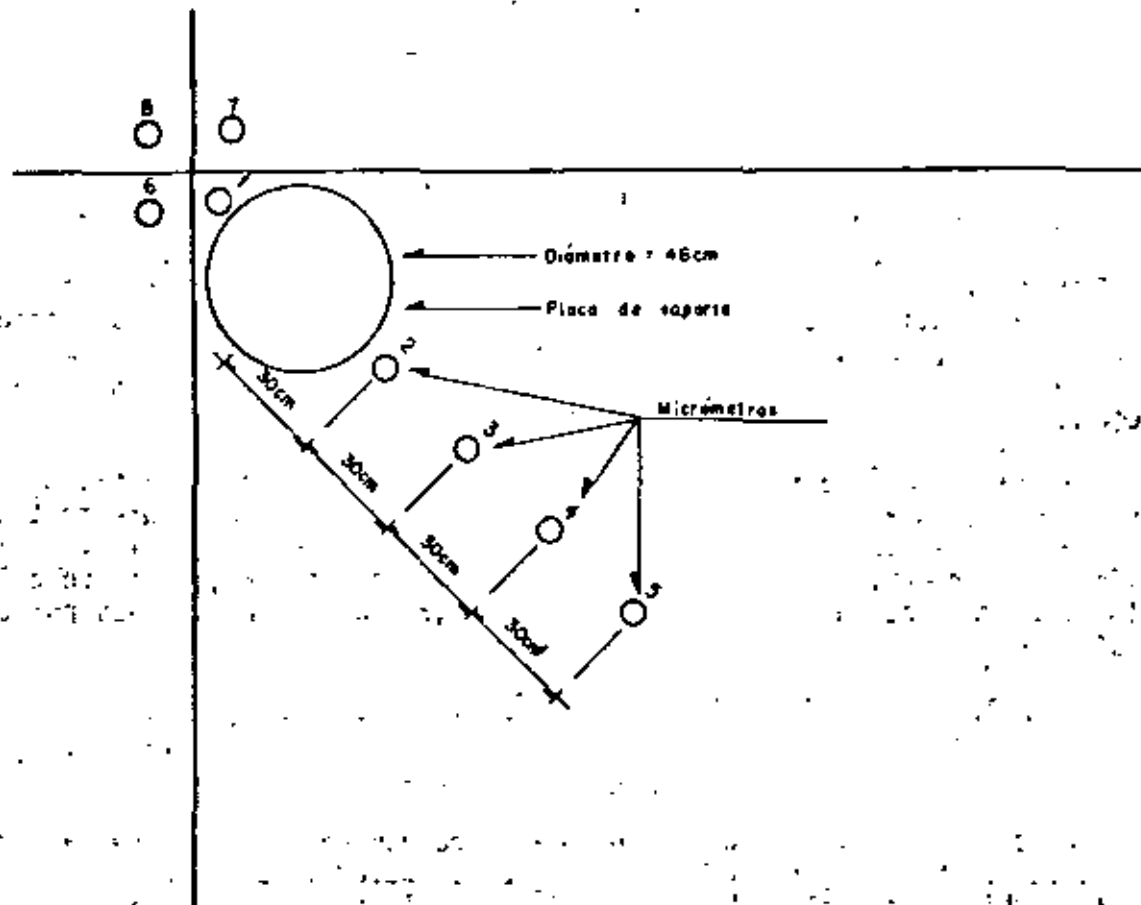
Asimismo, el puente-armadura, que sirve de apoyo fijo a los micrómetros, debe quedar, de ser posible, con sus apoyos fuera de la losa, para evitar que los micrómetros den lecturas falsas de deformación al estar efectuando la prueba.

Para asegurar un contacto total entre la placa de soporte y la superficie del pavimento, se pone primero una capa de poco espesor (aproximadamente 0.5 cm) de azufre fundido, el cual al enfriarse presentará una superficie uniforme y horizontal. Después de asentada la placa se coloca el gato y los aditamentos de transmisión de carga de la plataforma al pavimento.

Los dispositivos para medir las deformaciones del pavimento son 8 micrómetros, los que se colocan, para prueba en la esquina de losa, siguiendo una línea diagonal a la losa colocando el primero en la esquina de la losa a probar y 4 más espaciados a cada 30 cm a partir del centro de la placa, (ver fig. 135); además se colocan tres micrómetros en las esquinas de las losas vecinas, más próximas a la placa de soporte.

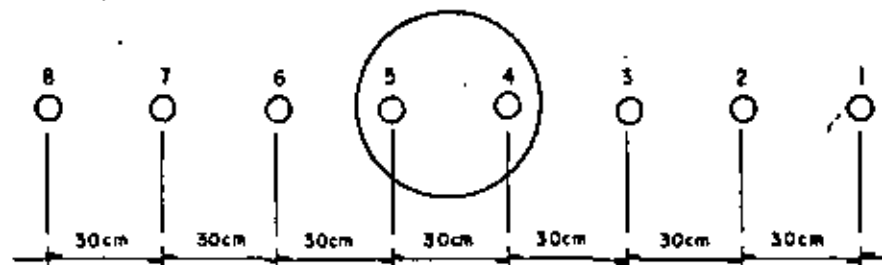
Para la prueba en el centro de losa, los micrómetros se colocan según se indica en la fig. 136.

Debajo de cada vástago de los micrómetros, se coloca un pequeño trozo de vidrio a fin de que descansen sobre una superficie dura y lisa. Se coloca un termómetro de contacto sobre la superficie del pavimento cercana a la placa y se anota su lectura; también se anota la temperatura ambiente obtenida de un termómetro apropiado.



Posicion de los micrómetros para pruebas de placa en esquina de la losa.

Fig. 135



Posicion de los micrómetros para pruebas de placa en el centro de la losa.

Fig. 136

A continuación se aplica a la placa una carga de asentamiento de 2,300 kg (5,000 lbs) aproximadamente y se retira, luego se ponen los micrómetros en cero y se aplican las cargas de ensayo en incrementos de 2,300 kg - - - (5,000 lbs), anotando las deformaciones producidas por cada carga (tabla - 26). Se continúa aumentando la carga hasta que la losa tenga una deformación de 5 mm (0.2 pulg) en su punto más crítico. Llegado a este momento, la prueba se considera concluida, ya que se tienen datos suficientes para determinar la carga de falla en que aparecen las primeras grietas.

Si la subbase sobre la que se apoya la losa es muy resistente, la grieta en la losa sólo puede ser detectada observando si hay incrementos -- fuertes en las lecturas de uno o más de los micrómetros (según la localización de la grieta) y puede ser comprobada humedeciendo la superficie del pavimento. Una vez que se detecta la primera grieta la prueba se da por concluida.

Para la evaluación de las pruebas de placa sobre pavimentos rígidos, el primer paso consiste en graficar las cargas aplicadas contra las deformaciones medidas por cada micrómetro, como ejemplo se ejemplifica en la fig. 137.

La carga de falla se determina por el cambio de pendiente de la curva carga-deflexión. Si existe alguna duda en la determinación de la carga de falla, debido a que el cambio de pendiente es imperceptible, o a que éste no existe, se pueden graficar los valores carga-deflexión en papel logarítmico para enfatizar cualquier cambio de pendiente o para verificar que no se produjo la falla.

Una vez determinada la falla, esta carga, que es la que marca el manómetro, deberá ser corregida con base en la calibración del conjunto gato hidráulico-manómetro.

Una vez corregida, se tendrá la carga de falla real, a la que se le aplica un factor de seguridad de 1.5 para obtener la carga de seguridad; la cual es corregida a su vez por los efectos de transferencia de carga a las losas contiguas y por temperatura. Un ejemplo en estos pasos en la evaluación se presenta en las Tablas 27 y 28.

La correlación por transferencia de carga es un procedimiento arbitrario derivado de la experiencia tenida al respecto por el Reino Unido. El porcentaje de carga transferida se calcula de la siguiente manera:

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Lectura en micrómetro "6" menos } 0.010 \text{ pulg} & + & \text{Lectura en micrómetro "7" menos } 0.010 \text{ pulg} \\
 \hline
 \text{Lectura en micrómetro "1"} & + & \text{Lectura en micrómetro "6" menos } 0.010 \text{ pulg} & + & \text{Lectura en micrómetro "7" menos } 0.010 \text{ pulg}
 \end{array}$$

TABLA 26

Diámetro de la Placa: 4.5 cm (18")
Ubicación de Prueba: Losa 74-C Pista 10-28
Hora de iniciación: 17:00 Hs.
Hora de terminación: 19:00 Hs.
Operador: Miguel Espinosa E.

Prueba de placa para evaluación del LCN en pavimentos rígidos.

Moig No

AEROPUERTO DE
MEXICALI, B. C.

Fechner

30/9/70

[illegible]

DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS

DEPARTAMENTO TÉCNICO

OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

Vo Bo. EL JEFE DE LA OFICINA.

Umg_Fco_Fdo_Reports_Less

BRIGADA DE ESTUDIOS DE RESISTENCIA DE PAVIMENTOS

Supervisors:

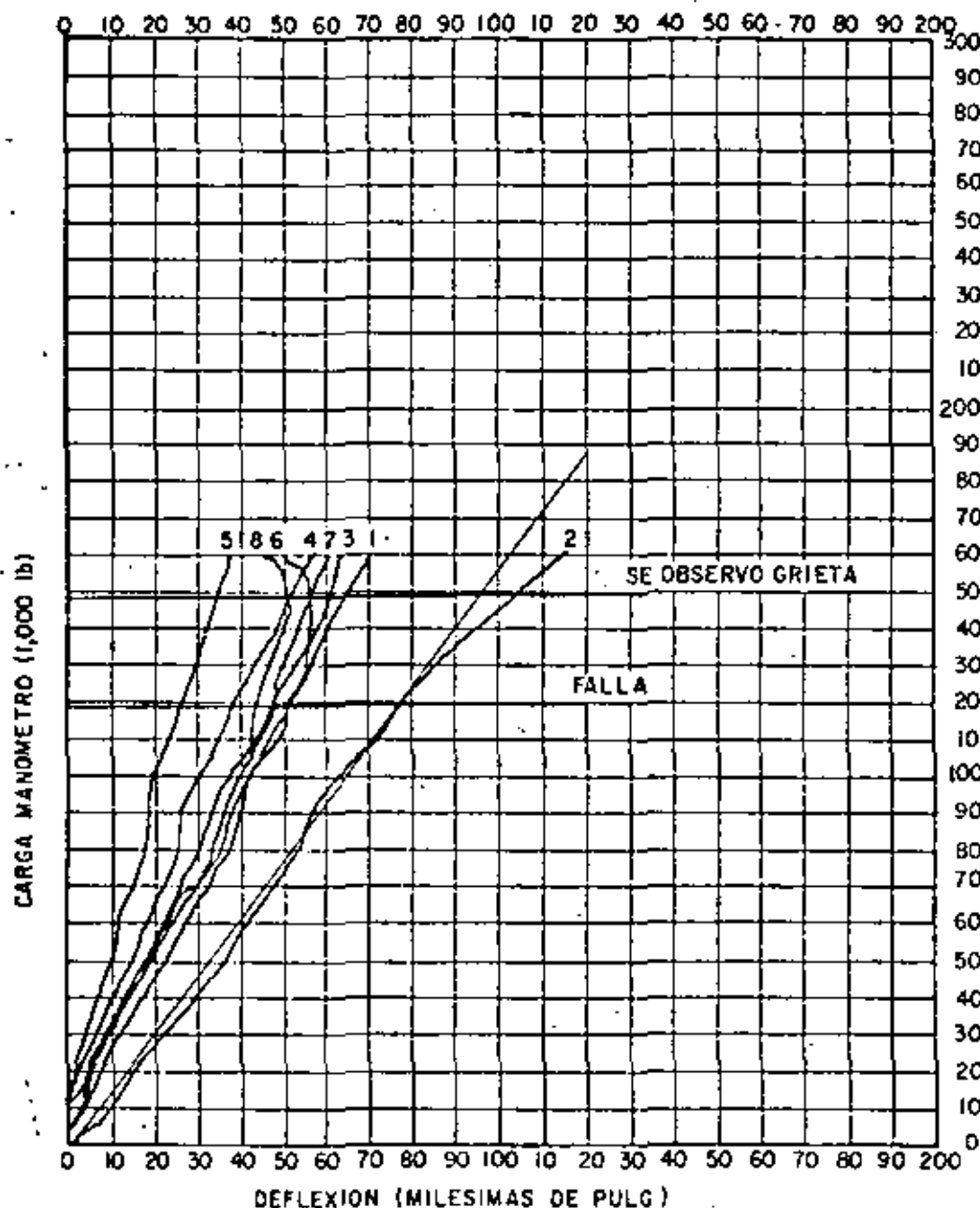


FIG. 137 CALCULO DE LCN PAVIMENTOS RIGIDOS. Deflexión (milésimas de Pulg)
AEROPUERTO DE MEXICALI, B. C. Pista 10-28 Losa 74-C.(30/9/70).

Ejemplos de estos cálculos se presentan en la Tabla 28 (columnas 4 a 7).

La transferencia de carga ajustada por temperatura (columna 8, Tabla 28) se obtiene como sigue:

En el caso más simple, la temperatura del pavimento durante la ejecución de la prueba es la más baja esperada para dicho pavimento. La carga transferida (columna 7, Tabla 28) es por tanto la más baja que puede ocurrir y a mayores temperaturas las losas adyacentes proporcionarán mayor "colaboración" para soportar las cargas.

En el otro caso, que es el más común, la temperatura del pavimento durante la ejecución de la prueba es mayor que la mínima esperada para dicho pavimento y la carga transferida debe ser ajustada para tomar su disminución por efecto de temperaturas más bajas. Para efectuar este ajuste no existe una regla establecida y depende del criterio del que evalúa el pavimento. Como una pauta general, se pueden comparar las temperaturas del pavimento durante las pruebas contra las diferentes cargas transferidas obtenidas, (columna 7, Tabla 28) correspondientes a todas las pruebas efectuadas en la zona de pavimento en estudio; de dicha comparación se puede obtener una idea de la variación de la transferencia de carga respecto a la temperatura; si por otro lado se ha fijado la temperatura mínima esperada para el pavimento, se podrá obtener la transferencia de carga ajustada (columna 8, Tabla 28). El valor de la columna 9 (factor de reducción) es obtenido de restar a 100 el valor de la columna 8.

La carga de seguridad ajustada (columna 10, Tabla 28) se obtiene de multiplicar el valor de la columna 3 (carga de seguridad) por el valor de la columna 9 (factor de reducción).

El valor de LCN individual de seguridad ajustado se obtiene de la fig. - 134, entrando con la carga de seguridad ajustada.

Una vez llegado a esta etapa de la evaluación, en que se tienen los valores de LCN individuales ajustados de todas las pruebas efectuadas en un aeropuerto, es posible combinar dichos valores agrupándolos según las zonas de pavimento de iguales características constructivas y de resistencias similares, así como del uso a que están destinados.

Esto se efectúa mediante un estudio estadístico en el que los principales valores a tomar en cuenta son la desviación estándar y el LCN promedio, ya que el LCN resistente para publicarse de una determinada zona de pavimentos es el LCN promedio menos la mitad de la desviación estándar.

Para determinar la limitación de peso, en caso de haberla, con la cual los diferentes tipos de aviones pueden operar sobre el pavimento evaluado, se tiene que comparar el LCN resistente del pavimento con el LCN que provoca cada avión a sus distintos pesos.

HOJA N

AEROPUERTO DE TAMPICO. TAMPS.

Pista 13-31, Cabeceras.

Fecha _____

Jul 7

30	DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS	VoBo EL JEFE DE LA OFICINA
31	DEPARTAMENTO TECNICO	ING FCO FOO RODARTE LAZO
32	OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES	REVISO ING. R. DAMIAN G.
		FORMO

TABLA 28



PRUEBAS DE PLACA

Pavimento rígido



AEROPUERTO DE TAMPICO, TAM.
Pista 13-31 Cabeceras

Hoja No.

Fecha
Jul/75

No	Prueba en Lote (Cadenamiento)	Carga de seguridad (lbs.)	Deflexión en carga de seguridad (0.001 pulg.)			CORRECCION POR TRANSFERENCIA DE CARGA				LCN Individual de seguridad ajustada
			Micrómetro 1	Micrómetro 4 (menos 0.010)	Micrómetro 7 (menos 0.010)	Carga Transferida %	Transferencia de carga ajustada %	Factor de reducción	Carga de seguridad ajustada (lbs.)	
1	2-V	68 733	42	22	4	38	38-38 = 0	1.00	68 733	122
2	19-VII	68 733	31	18	12	49	11	.89	61 172	104
3	17-XII	62 066	54	2	2	7	0	1.00	62 066	106
4	3-III	55 133	26	13	6	42	4	.96	52 927	86
5	11-VI	68 733	34	15	13	45	7	.93	63 921	110
6	17-1	88 100	44	34	26	58	20	.80	70 480	126
									379 299	654
									Carga de Seguridad Media	63,216.5 - 109
									(L. C. N. prom. - D.E. / 2 =)	
									109 - 13.05/2 = 102	

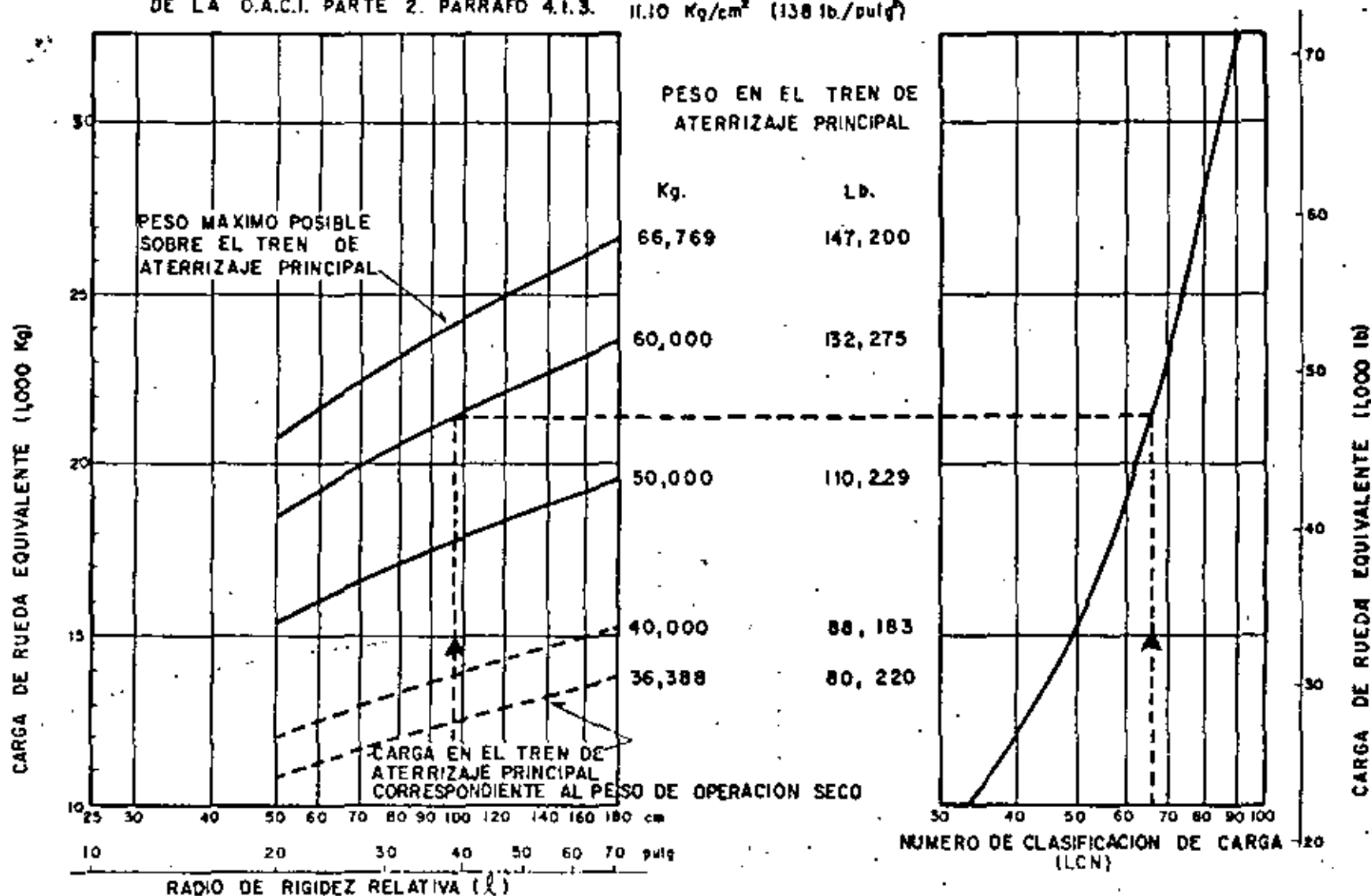


DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VOBO EL JEFE DE LA OFICINA
Ing. Edo Edo Rodarte Lazo
Revisó: J. SANC. INO. R. DAMIAN G.
Formó:

NOTA: LAS CARGAS DE RUEDA EQUIVALENTE
SE OBTUVIERON POR MEDIO DE LOS
METODOS ESTABLECIDOS EN EL MANUAL
DE LA O.A.C.I. PARTE 2. PARRAFO 4.1.3.

LLANTAS 49X17 PRESION CONSTANTE A
11.10 Kg/cm² (138 lb./pulg²)



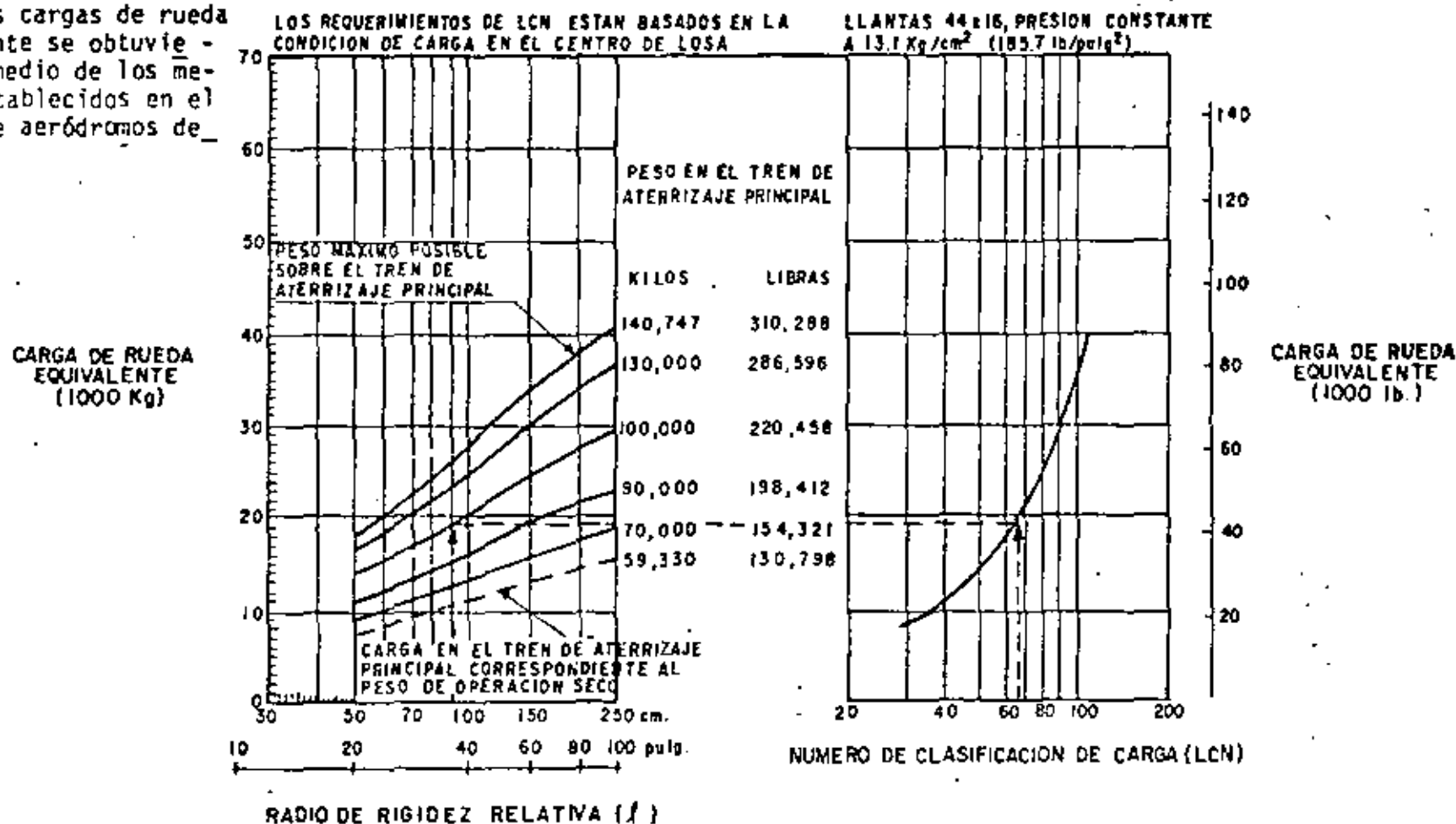
REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO RIGIDO. CONVERSION A L.C.N.

MODELO BOEING 727-100 A 73,100Kg (161,000lb) DE PESO TOTAL

FUENTE: B. 727
AIRPLANE CHARACTERISTICS FOR AIRPORT
PLANNING. DIC. 1972
BOEING COMMERCIAL AIRPLANE COMPANY.

FIG. 138

NOTA: Las cargas de rueda equivalente se obtuvieron por medio de los métodos establecidos en el manual de aeródromos de la OACI.



REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO RIGIDO. CONVERSION A LCN MODELO DC-3-55

FIG. 139

FUENTE:
 KC-8
 Airplane Characteristics for Airport
 Planning. Marzo 1969
 Douglas Aircraft Company

En las figs. 138 y 139 se muestran los tipos de gráficas utilizadas para determinar el LCN provocado por cada avión.

En la tabla 29 se muestra un ejemplo de concentración de datos de limitaciones de peso para los aviones que operan o que se espera que operen en los aeropuertos de México.

Boeing 707-320	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 46"x16" presión = 12.65 kg./cm ² (180 psi) Peso cero comb. = 86,184 kg. = 190,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 143,338 kg. = 316,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Douglas DC-8-55	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 44"x16" presión = 13.1 kg./cm ² (186 psi) Peso cero comb. = 86,184 kg. = 190,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 148,781 kg. = 328,000 lbs.	131,660kg=290,000 lbs (140,063kg=308,510 lbs)	SIN RESTRICCION
Douglas DC-8-63	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 44.5"x16.5" presión = 13.7 kg./cm ² (195 psi) Peso cero comb. = 104,328 kg. = 23,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 162,389 kg. = 358,000 lbs.	132,568kg=292,000 lbs (141,029kg=310,638 lbs)	SIN RESTRICCION
Concorde	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 47"x15" 75-22 presión = 12.7 kg./cm ² (184 psi) Peso cero comb. = 92,061 kg. = 203,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 178,226 kg. = 393,000 lbs.	139,378kg=307,000 lbs (148,274kg=326,595 lbs)	159,808kg=352,000 lbs (170,008kg=374,468 lbs)
Lockheed L-1011-38	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 50"x20" presión = 12.3 kg./cm ² (175 psi) Peso cero comb. = 139,936 kg. = 308,500 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 186,430 kg. = 411,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Douglas DC-10-10	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 50"x20" 20 presión = 12.16 kg./cm ² (173 psi) Peso cero comb. = 151,956 kg. = 335,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 196,409 kg. = 433,000 lbs.	174,790kg=385,000 lbs (185,946kg=409,574 lbs)	SIN RESTRICCION
Douglas DC-10-30	Tren principal ruedas dobles y en doble tandem. Llantas 52"x20.5"-23 presión = 9.84 kg./cm ² (140 psi) en ruedas dobles y 11.60 kg./cm ² (165 psi) en ruedas en doble tandem. Peso cero comb. = 166,925 kg. = 368,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 253,109 kg. = 558,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 747-SP	Tren principal ruedas cuatro doble tandem. Llantas 46"x16"-26 PR presión = 13.2 kg./cm ² (188 psi) peso cero comb. = 186,100 kg. = 410,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 302,400 kg. = 666,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 747-200 B	Tren principal cuatro doble tandem. Llantas 49"x19"-32 PR presión = 13.7 kg./cm ² (195 psi) Peso cero comb. = 238,820 kg. = 526,500 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 373,313 kg. = 823,000 lbs.	304,180kg=670,000 lbs (323,595kg=712,765 lbs)	SIN RESTRICCION

NOTA: Los numeros entre parentesis indican peso total del avion sobre el pavimento (Se considera el 94% del peso sobre el tren principal)

Hoja No.

Fecha

Diseño y Construcción de Pavimentos

CONTENIDO

Segunda Parte

1. PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION

Ing Carlos Manuel Chavarri Maldonado

2. TECNICAS MODERNAS DE PRODUC- CION DE AGREGADOS

Ing. Pedro Luis Benites Esparza

3. SUB-BASES Y BASES

Ing. Alfredo Guerra Guajardo

4. COMPACTACION EN EL CAMPO

Ing. Federico Alcaraz Lozano

1

5. CONSTRUCCION DE CARPETAS ASFALTICA
DE RIEGOS, CARPETAS DE MEZCLA EN -
FRIO CON PLANTA ESTACIONARIA Y CAR
PETAS DE MEZCLAS EN EL LUGAR

Ing. Federico Alcaraz Lozano

6. CARPETA DE MEZCLAS ASFALTICAS

Ing. Emilio Gil Valdivia

7. SELECCION DEL EQUIPO DE COMPAC-
TACION

Ing. Roberto Pasquel Luján

8. TRANSPORTACION, COLOCACION Y COM
PACTACION DE LA MEZCLA ASFALTICA
EN CALIENTE

Ing. Roberto Pasquel Luján

9. CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS RIGI-
DOS, PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUC-
CION DE LOSAS DE CONCRETO HIDRAU
LICO

Ing. Ludwig Lindner Strauss

10. CONTROL DE PRODUCCION

Ing. Fernando Favela Lozoya

11. CONTROL DE CALIDAD

Ing. Alfonso Rico Rodríguez

AUTORES

I N G. CARLOS MANUEL CHAVARRI MALDONADO

I N G. PEDRO LUIS BENITEZ ESPARZA

I N G. ALFREDO GUERRA GUAJARDO

I N G. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

I N G. EMILIO GIL VALDIVIA

I N G. ROBERTO PASQUEL LUJAN

I N G. LUDWIG LINDNER STRAUSS

I N G. FERNANDO FAVELA LOZOYA

I N G. ALFONSO RICO RODRIGUEZ

1. PLANEACION
DE
LOS
TRABAJOS
DE
CONSTRUCCION

Ing. Carlos Manuel Chavarri Maldonado

PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION.

1

I CONSTRUCCION.

Dentro de los campos en la profesión del Ingeniero Civil ocupa un lugar preponderable la construcción. En la realización de una obra, este campo si que inmediatamente al diseño y precede a los de operación y mantenimiento de obras. Consiste la construcción en la realización de una obra combinando materiales, obra de mano y maquinaria con objeto de producir dicha obra de tal manera que satisfaga una necesidad normalmente colectiva, y que cumpla con las condiciones planteadas por el diseñador, entre las que se cuenta con primordial importancia la seguridad.

Consiste la construcción en uno o varios procesos de producción en el o los que se combinen en alguna forma recursos (materiales, obra de mano y maquinaria) para lograr el producto terminado, se trata pues de un típico proceso industrial, que solo difiere del clásico en que las obras normalmente son diferentes y se requiere estudiar un proceso que será diferente para cada obra, en cambio en el proceso típico industrial este es repetitivo.

II CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS.

Entre estos procesos es muy común encontrar la construcción de pavimentos, que bien sea parte del proceso total o todo el proceso que se presenta en la mayor parte de las obras que se construyen. Consiste pues la construcción de pavimentos en combinar maquinaria, materiales y obras de mano, a fin de obtener la obra o parte de la obra de acuerdo con lo planteado en el diseño.

En la planeación de la construcción de un pavimento, el problema de selección de equipo trata de determinar que tipo, modelo y tamaño de máquinas deberá usar el ingeniero para realizar su proceso dentro de las restricciones impuestas por el proyecto. Al definir esto el ingeniero estará planeando el proceso constructivo, o dicho en otra forma definirá en todos sus puntos el procedimiento de construcción a usarse.

III PROCESOS.

Podemos pues presentar la construcción en general como uno o varios procesos de transformación con una entrada, los recursos y una salida, la obra terminada.

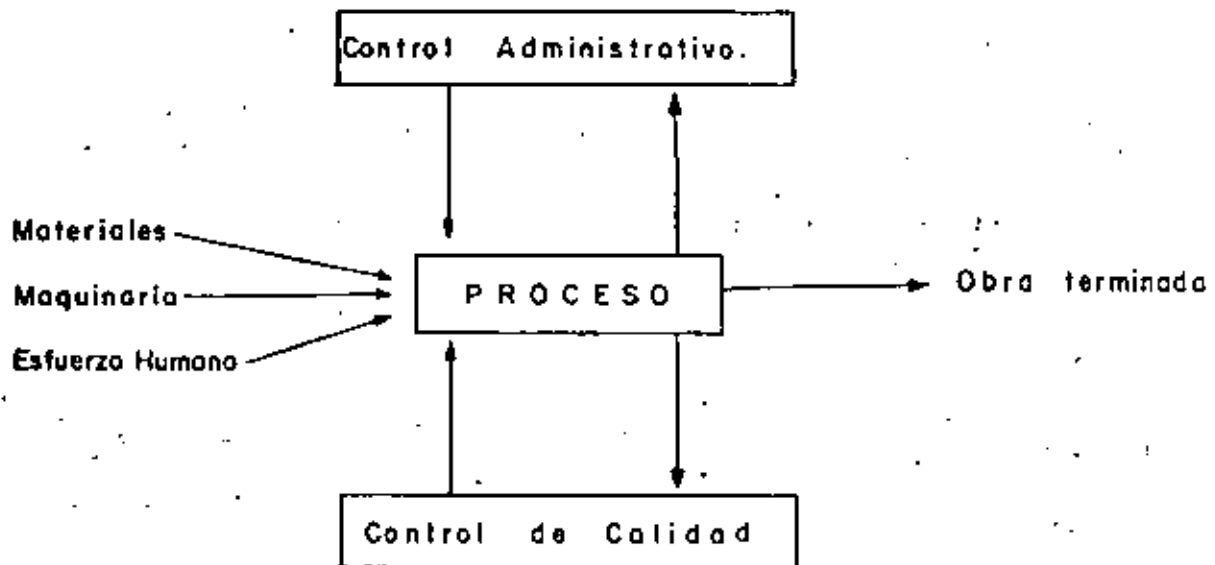


Como habíamos dicho antes el proceso puede ser uno o varios, pero también podremos dividirlo en subprocesos, por ejemplo: (bases, subbases, carpetas), cada uno de los cuales producirán una parte de la obra, estos pueden ser simultáneos o en cadena, y es usual que estos subprocesos se analicen por separado para definir los procedimientos de construcción que producirán la obra que deseamos.

IV CONTROLES.

A lo largo de la ejecución deberemos revisar para que nuestro esfuerzo nos vaya llevando a la obra terminada tal y como lo concebimos. Es fácil comprender que no conviene esperar al fin de la obra para revisar si esta coincide con la diseñada, y si nuestra planeación se cumplió, esto es, si las cantidades y calidades que calculamos usar de nuestros recursos realmente fueron las utilizadas. Si algo falla lo planeado no coincidirá con lo ejecutado. A la revisión de el uso de los recursos a lo largo de la ejecución se le llama Control Administrativo. A la revisión de la calidad de la obra en todas sus partes a fin de que realmente ésta sea la diseñada se le denomina Control de Calidad. Estos controles consisten en tomar muestras a lo largo del proceso y compararlas con los estándares tomados de la planeación; en realidad constituyen en si un proceso capaz también de ser planeado. Este tipo de procesos se denominan de Control o Retroalimentación. Si en estos procesos se encuentran desviaciones significativas con el estándar actúan sobre los procedimientos de construcción para corregir las dos desviaciones y acercar el producto al estándar.

Puede pues representarse la construcción y sus controles con el siguiente esquema.



V TOMA DE DECISIONES.

El ingeniero que se ocupa de la construcción de pavimentos tiene que planear anticipadamente el equipo a utilizarse en el proceso. Esto lo hace seleccionando varios tipos de máquinas en ciertas combinaciones que él sabe le producirán la obra de acuerdo con el diseño. Se le presentan pues varias alternativas, una de las cuales escogerá para realizar las obras. Esto constituye la toma de una decisión. Una decisión es simplemente una selección entre dos o más cursos de acción. Podemos decir pues que la selección del equipo en Construcción de Pavimentos es un caso de la toma de decisiones.

La toma de decisiones puede realizarse intuitiva o analíticamente. Si se aplica la intuición normalmente se usa lo que ha sucedido en el pasado y aplicando este conocimiento se estima lo que puede suceder en el futuro, con cada una de las vías de acción, y en función de esta apreciación se toma la decisión. La decisión tomada analíticamente consiste en un estudio sistemático y evaluación cuantitativa de el pasado y el futuro, y en función de este estudio se selecciona la vía de acción adecuada. Ambos métodos se usan comúnmente en el problema de selección de equipo.

VI OBJETIVOS.

Si queremos hacer la selección de un camino entre varios que se presentan, y que solucionará el problema tendremos en alguna forma que comparar --

las posibles soluciones. Se presenta el problema de como compararlas ¿En función de qué? ¿Como valuarlas? El ingeniero deberá pues determinar un objetivo u objetivos que le servirán para valuar dichas vías de acción o caminos alternativos.

La labor del ingeniero está orientada por la economía, es decir tiene como objetivo fundamental adecuar el costo con la satisfacción de una necesidad. Aún cuando no es raro que en su labor el ingeniero se enfrente a problemas con objetivos contradictorios en el caso de la selección de equipo -- sus decisiones están orientadas por el criterio económico.

La valuación de las alternativas será pues una valuación de tipo económico, habrá que determinar el costo de las entradas a lo largo del tiempo y el beneficio que proporcionará la salida, también a lo largo del tiempo, para cada alternativa. De la comparación de estos costos-beneficios saldrá -- una manera de comparar las alternativas en que se basará el ingeniero para tomar su decisión. El ingeniero deberá pues tener un conocimiento profundo de los costos, y deberá definir tanto los costos físicamente creados por el uso de su alternativa, como los derivados de usar la solución propuesta por él.

La selección dependerá pues del criterio económico. La evaluación de las alternativas podría tomar la forma de:

$$\text{Eficiencia} = \frac{\text{Salida}}{\text{Entrada}} = \frac{\text{Ingreso}}{\text{Costo}}$$

También puede decirse pues que lo que busca el ingeniero es hacer máximas las utilidades.

VII PROCEDIMIENTO PARA TOMAR DECISIONES.

Definido el problema deberá hacerse un análisis del mismo, en esta fase se recaba toda la información que nos de un conocimiento profundo y completo del problema, con el objeto de poder definir y valuar el mismo, (posibles bancos, posición de la planta de asfalto, tipo de planta, etc.), lo que traerá como consecuencia una selección más depurada de las distintas alternativas-solución que se formulará en la siguiente etapa de la toma de decisión. Esta definición y valuación del problema se hará tomando en cuenta el objetivo.

En la siguiente fase se toman todas las alternativas posibles o cursos

alternativos de acción. En este caso es muy importante para escoger las alternativas posibles la preparación técnica del ingeniero.

La tercera fase consiste en comparar estos posibles cursos de acción en función del objetivo y al final de esta fase podremos tomar ya una decisión que vaya guiada al objetivo propuesto.

Por último se considera una última fase de especificación e implementación, en la cual se hace una descripción completa de la solución elegida y su funcionamiento.

VIII CERTEZA — RIESGO — INCERTIDUMBRE.

Se dice que una decisión se toma bajo certeza cuando el ingeniero conoce y considera todas las alternativas posibles y conoce todos los estados de la situación, consecuencia de tomar dichas alternativas, y a cada alternativa corresponde un solo estado futuro.

Se dice que una decisión se toma bajo riesgo si a cada una de las alternativas corresponden diversos estados futuros, pero el ingeniero conoce la posibilidad de que se presente cada uno de ellos.

Se dice que la decisión se toma bajo incertidumbre si el ingeniero no conoce las características probabilísticas de las variables.

IX PROCESO — SISTEMAS.

Al analizar el proceso constructivo y planearlo nos encontramos que en realidad estamos encontrando el grupo de decisiones que permitirán el logro de nuestros objetivos.

Para estudiar este proceso será indispensable analizar todas las variables o las más importantes que intervienen en él, las relaciones entre ellas y como una variación en cada una de ellas influye en que el resultado final se acerque más o menos a nuestro objetivo. Esto en realidad equivale a considerar la totalidad de cursos alternativos de acción en función del objetivo.

Normalmente las variables tienen limitaciones. Podremos tener limitaciones en tiempo, en recursos, en sumas mensuales a gastar.

Muchas veces los cursos alternativos de acción son muy grandes en número.

ro, y por esto es conveniente para compararlos con facilidad, encontrar como cada valor de la variable influye en la salida del proceso.

X RESTRICCIONES.

En la fase de análisis se fijan normalmente las restricciones o limitaciones. Estas pueden provenir de las especificaciones del diseñador, de limitaciones propias de la empresa, o restricciones externas, como no poder -- cambiar bancos de materiales, o por condiciones topográficas, estar fija la posición de las plantas de trituración, mezcla de base o planta de asfalto.

Es muy conveniente que el ingeniero no se cree restricciones ficticias, que le limitarán el encontrar soluciones alternas posibles. Esto limitará la aplicación de la técnica del ingeniero.

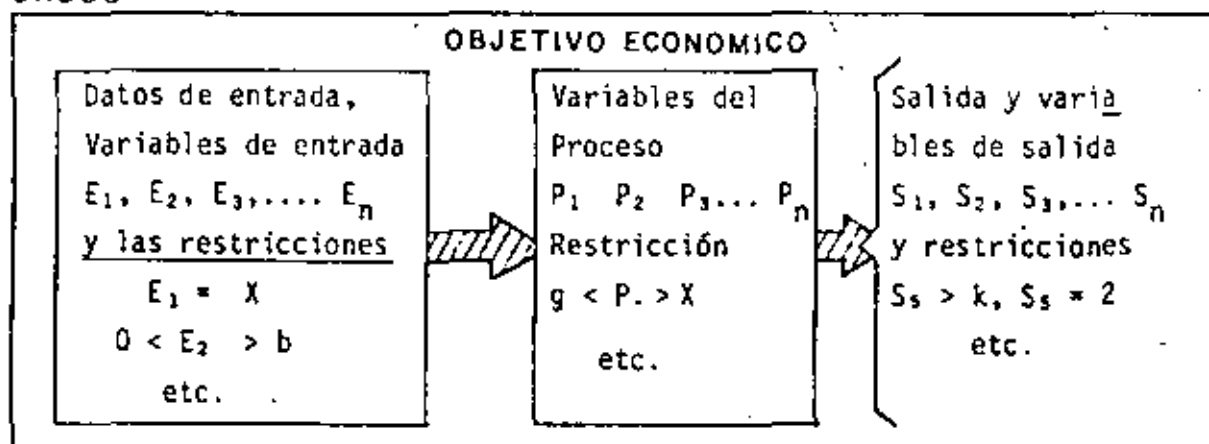
XI SELECCION DE VARIABLES.

No es fácil encontrar todas las variables, por otro lado no todas influirán importantemente en el proceso, es pues conveniente definir las variables significativas, esto es las que modifiquen importantemente la salida valuada en función del objetivo. Las variables pueden ser:

- Controlables, aquellas que podremos variar a nuestro antojo, como la influencia de iniciar los trabajos, el equipo a usar, etc.
- Las que no pueden ser controladas o manipuladas en el proceso, pero que influyen en la salida.

Podemos pues definir nuestro método de decisión usando la siguiente notación:

DADOS



Encontrar.

El conjunto de valores de las variables controlables que hagan óptimo al criterio económico y que satisfagan las limitaciones y restricciones.

XII SISTEMAS — MODELOS.

Para tomar nuestra decisión o conjunto de decisiones dentro de los considerados anteriormente señaladas requerimos representar nuestro proceso (sistema), de tal manera que operando sobre la representación modificando los valores de las variables controlables tengamos salidas que se aproximen o sean las mismas que las obtenidas al operar el sistema real.

Se define sistema como una cantidad individual delimitada formada por un conjunto de componentes (pueden ser subsistemas) diseñadas para actuar estimuladas por factores externos (entradas) y orientadas para lograr la salida deseada. De acuerdo con esta definición nuestro proceso constructivo de la pavimentación, en realidad constituye un sistema.

Una característica importante de los sistemas es que deben ser integrados, esto es que exista una clara interdependencia entre todas sus partes (independientemente de que estas partes sean Sub-Sistemas o no) que constituyan un todo de tal manera que al efectuarse un cambio en una parte, otras queden en mayor o menor grado afectadas por dicho cambio.

XIII MODELOS MATEMATICOS.

Para manejar y planear sistemas, así como para ayudar a tomar decisiones sobre sistemas establecidos, se han desarrollado gran cantidad de modelos matemáticos cuyo estudio pertenece a la investigación de operaciones.

Al enfrentarse el ingeniero a las decisiones que tiene que tomar respecto a su sistema-obra, debe aprovechar los modelos ya desarrollados para analizar sub-sistemas o el sistema en conjunto.

La construcción de modelos ha tenido un desarrollo impresionante en los últimos años y esta actividad se amplía cada vez más. Paralelo a la construcción, la ampliación de los modelos a la práctica se está generalizando también y los campos en donde se puede aplicar se pluralizan en el futuro.

En la actualidad existen modelos como la construcción de red de activi-

dades. El análisis de tiempos y relaciones de precedencia de la red se amplía al obtenerse además la ruta crítica y al poder agregar análisis de costos de recursos utilizados en las actividades.

Modelos como los de reemplazo ayudan a determinar la vida económica de las máquinas indicando cuando se debe hacer un reemplazo y cuando una reparación, etc., para que la operación de la máquina sea económica.

Modelos de control de inventarios pueden ayudar a establecer políticas óptimas, desde el punto de vista económico, para determinar cuánto y cuándo se debe ordenar de cada uno de los materiales que se manejan en almacén y que tienen una demanda conocida.

La programación lineal y el problema del transporte tienen varias aplicaciones en el campo de la ingeniería civil. Se puede encontrar de la manera más económica de transportar cierto material (cemento, concreto, material de base o carpeta, etc.), desde un conjunto de orígenes donde existe en cantidades conocidas, hasta un conjunto de destinos donde es requerido en cantidades también conocidas. Se puede aplicar también a la asignación científica de personal, o de maquinaria, a la determinación óptima de la mezcla de materiales procedentes de diferentes bancos para proporcionar cierta cantidad para una base cumpliendo con especificaciones conocidas.

En aquellos fenómenos en los que se forma una cola porque no existe un equilibrio entre la demanda de servicio y la rapidez con que este servicio se proporciona, también pueden utilizarse modelos ya desarrollados.

La parte de la investigación de operaciones que se ocupa de su estudio se llama teoría de los fenómenos de espera. Es fácil localizar problemas de este tipo de un sistema-obra.

Por ejemplo los camiones en fila, esperando que una excavadora, pala, draga, cargador, etc., los cargue para estudiar la capacidad, número rapidez (eficiencia) que los cargadores deben tener para lograr un equilibrio económico, o para impedir que la cola de camiones sea demasiado larga.

Hay además multitud de problemas económicos de comparación entre alternativas en los que debemos mencionar la necesidad de juzgar las diversas alternativas que se presenten no solo por el costo directo, inmediato que cada una de ellas tengan, sino también por los costos futuros consecuencias de dichas alternativas.

Para hacer estas comparaciones con cantidades homogéneas hay que tomar en consideración el valor del dinero en el tiempo y el manejo de tasas de interés, temas de gran interés para las decisiones del ingeniero.

Con el desarrollo de las computadoras electrónicas de la investigación de operaciones se ha desarrollado en la creación de modelos no analíticos -- que expresan las reacciones más importantes y que simulan lo más posible las condiciones reales.

Esta técnica se llama simulación y su aplicación ha tenido éxitos notables. Han sido especialmente útiles aplicados al diseño y la operación de obras de ingeniería, pero no hay razón para suponer que no pueden aplicarse con igual éxito a la construcción.

La explotación de una pedrera, la trituración de un material para base, el acarreo de materiales para la pavimentación, etc., son operaciones que fácilmente se podrían simular.

XIV TOMA DE DECISION.

a) Prueba del Modelo.

Es muy conveniente que al desarrollar un modelo, para que represente convenientemente el sistema se pruebe continuamente mientras se está construyendo.

Al terminar el modelo se realizan pruebas para garantizar su propiedad. Si el modelo tiene deficiencias, es decir las salidas, no corresponden a la realidad del sistema, pueden deberse a que no se seleccionaron adecuadamente las variables significativas, o bien las relaciones entre variables no corresponden a la realidad.

Pueden también probarse el modelo a través de pruebas parciales o restringidas de las soluciones propuestas siempre que esto sea posible.

b) Sensibilidad.

Sensibilidad de un sistema en general se refiere al cambio o cambios en los parámetros del sistema (coeficiente o en su caso entradas).

La sensibilidad tiene especial importancia, pues le indica al ingeniero como se comporta una decisión cuando las condiciones cambian por alguna razón, como por condiciones del material cambia el equipo de compactación.

El estudio de la sensibilidad es muy importante para formar la decisión, puede ser que una decisión tenga alta sensibilidad, esto sea vulnerable a pequeños cambios de las variables controlables. Cuando esto sucede es muy con

veniente realizar una investigación que nos asegure la validez de los datos que están siendo evaluados.

c) Selección de la Vía de Acción.

Cualquiera que sea el sistema de comparación de alternativas, desde simple intuición hasta el uso de complicados modelos matemáticos, hay que tomar en cuenta ciertas condiciones que influyen importantemente en la decisión.

En primer lugar la persona o personas que van a tomarla. En general la valuación en términos del objetivo no forma algunas variables en consideración, o puede ser que se consideren variables no significativas algunas variables de carácter probabilístico. Una persona con propensión a no tomar riesgos en un caso de los anteriores, tomará una decisión diferente a una persona que toma riesgos. Esto es una característica psicológica del sujeto que va a tomar la decisión y conviene tomarlo en cuenta.

De todos modos hay que repasar las variables que se consideren no-significativas, pues hay variables que para ciertos valores no son significativas, pero que en otros rangos sí lo son. Un repaso en función de la valuación de las alternativas es pues conveniente.

También es frecuente que la valuación se realice bajo certeza, cuando en prácticamente todos los problemas de Ingeniería se presentan bajo riesgo o incertidumbre. En el momento de tomar una decisión, conviene también repasar cuales son las condiciones en que realmente se presenta el problema.

El análisis de sensibilidad es también muy conveniente, pues nos indicará como se comporta una solución ante variaciones en las condiciones planteadas, como por ejemplo que sucede si en vez de trabajar un turno trabajo dos o tres.

En general todos estos puntos son analizados y pesados al tomar la decisión, cualquiera que sea el procedimiento de valuación de alternativas que se haya seguido.

XV DECISION.

Especificación de una Solución. Una vez elegida la solución en la toma de decisiones, inmediatamente se deberá proceder a especificar los atributos físicos y las características de funcionamiento de la misma con tanto detalle como se requiera para que las personas que van a participar en su imple-

mentación conozcan hasta el detalle necesario. Principalmente cuando el que planea es una persona diferente del que ejecuta, es preciso elaborar cuidadosamente documentación, de tal manera completa, que pueda comunicar a otros la solución.

Normalmente se hace mención de la necesidad de la solución propuesta, se especifica la solución, mediante dibujos y especificaciones y se justifican sus características y funcionamiento.

Muchas veces se hace necesario acompañar todo esto con un resumen del proceso decisorio, y de los argumentos empleados para seleccionar la vía de acción, de tal manera que si se hace necesario el algún momento revisar la solución estos pueda hacerse fácil y rápidamente.

Aceptación de la Solución. Se ha demostrado con experimentos que una solución derivada de un análisis cuantitativo normalmente tiene poca aceptación. Es frecuente que las personas a las que se propone se inclinen por aceptar más fácilmente una solución derivada de la experiencia que una que tenga bases cuantitativas, pero que sea deducida.

Para tener mayores probabilidades de éxito en la aceptación de la solución a la persona o personas que se van a dedicar posteriormente a la implementación.

Esto es común hacerlo formando un equipo con la persona que planea y la o las que posteriormente van a encargarse de la implantación del plan. Desafortunadamente esto no es posible a veces o la planeación en Construcción de Pavimentos muchas veces se hace antes de iniciar los trabajos; por ejemplo si se concursa para definir el valor probable de los trabajos. Esto hace difícil lograr que se facilite al planeador el que se acepte su plan a priori.

Por otra parte es común que se tenga que cambiar al encargado de los trabajos y que el nuevo encargado no acepte las soluciones contenidas en el plan que se estaba siguiendo.

Es pues muy conveniente que se preste gran atención a la forma en que se va a presentar el plan que contiene las decisiones deducidas analíticamente, pues si el ejecutor no piensa que las decisiones son correctas es bastante probable que la solución sea un fracaso.

Un sistema que se ha seguido con éxito es reunir a todos los encargados de las obras para prepararlos en las técnicas de la decisión. Aprovechar para que entre todos planeen el sistema de información decisión que servirá para planear las obras, de modo que tengan confianza en el método y crean en él. Sin embargo cualquier sistema tiene sus fallas que tendremos que estar prontos a corregir problema que se presente en la implementación proveniente de que el encargado "duda" de la solución propuesta.

Implantación. Es muy frecuente que al implantar la solución se presenten condiciones no previstas que obliguen a modificar en poco o en mucho la solución especificada. Por otro lado puede también suceder que la realidad no conteste completamente a lo previsto en el análisis. En ambos casos es muy conveniente que en estas modificaciones necesarias intervenga la persona que se encargó de seleccionar la vía de acción más conveniente, para que al realizar dichas modificaciones no se caiga en otra vía de acción inconveniente desde el punto de vista del objetivo.

Esto se obvia organizando reuniones entre los encargados de planeación y los de la implantación del plan, que muchas veces conduce a modificaciones que mejoran inclusive la solución.

Control. Cuando se trata de una cadena de decisiones o el proceso se realiza en tiempos largos es indispensable al planear la solución, planear también las herramientas de control, con objeto de poder supervisar fácilmente si la realidad se comporta de acuerdo con lo previsto.

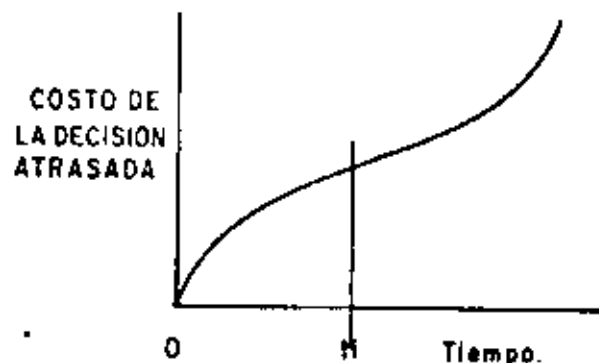
Posteriormente se ampliará el concepto de control, pero conviene recordar que el control es una herramienta indispensable para lograr resultados satisfactorios.

Oportunidad de las decisiones. Toda decisión tomada por el ingeniero debe cumplir entre otras condiciones la de ser adecuada y oportuna.

La segunda de las características mencionadas, la oportunidad en las decisiones, es tan importante como la primera. No basta que la decisión que se toma sea adecuada, es necesario que también sea oportuna para que ejerza la función para la cual se requiere.

Si la decisión es adecuada y oportuna, se logrará el resultado deseado. Si sólo se satisface una de las dos condiciones anteriores, no se obtendrán los resultados apetecidos.

Si se define el costo de la decisión atrasada como la diferencia entre el costo en el tiempo t menos el costo en el tiempo cero, considerando que el tiempo cero en que se debe tomar la decisión, se puede describir la forma teórica general que el costo de la decisión atrasada tiene, independientemente del tipo de decisión de que se trate, a través de la gráfica siguiente:



Si la decisión de toma en el momento justo (tiempo cero) el costo de la decisión atrasada será cero; a medida que pasa el tiempo el costo de la decisión atrasada aumenta con una cierta rapidez fr crecimiento hasta llegar a un tiempo t_i después del cual esta rapidez se encrementa notablemente. Así, para toda decisión se pueden distinguir dos regiones la primera de 0 a t_i , donde el costo de la decisión atrasada no es muy importante, y de t_i en adelante, donde el costo de la decisión atrasada puede resultar tan alto, que puede afectar seriamente la actividad de que se trate, o tal vez el proyecto completo desde el punto de vista económico. Sin embargo, aunque se conoce la forma de la curva, es muy difícil definirla cuantitativamente para una decisión cualquiera. Las escalas, como es lógico suponer, son diferentes para cada caso; tanto para lo que se refiere a los costos como a los tiempos. El costo de la decisión atrasada es tanto más difícil de cuantificar cuanto más complejo sea el sistema en el cual se hace la decisión, ya que un atraso en una decisión no suele afectar exclusivamente a una actividad, sino a un conjunto de actividades directa o indirectamente conectadas a ella.

Decisiones Correctivas. A lo largo del tiempo de ejecución del proyecto y mediante los mecanismos de control podemos detectar desviaciones significativas entre lo planeado y lo real. Estas desviaciones deberán corregirse tomando una serie de decisiones que tiendan a colocar el proyecto en su ejecución correcta. Esta serie de decisiones correctivas pueden originar una modificación completa de la planeación o sea una replaneación del proceso. En el caso de estas decisiones es particularmente importante que sean oportunas, pues en caso de dilaciones el costo de la decisión atrasada se eleva muy rápidamente con el tiempo, puesto que el proyecto está en marcha.

XVI DECISIONES CON VARIABLES ALEATORIAS.

a. Generalidades.

En todos los problemas a que se enfrenta el Ingeniero Civil existe un grado de incertidumbre principiando por la información que recibe, las condiciones del medio ambiente etc.

El concepto probabilidad es conocido por todo el mundo y su definición ha variado en el transcurso del tiempo. La definición matemática de la probabilidad no pertenece a este curso y en su lugar se puede hablar de probabilidad como la frecuencia relativa de éxito en un experimento, de forma que es el cociente del número de eventos favorables dividido entre el número total de eventos del experimento. De esta definición se puede de inmediato concluir que la probabilidad variará entre cero y uno incluyendo ambos valores, pero que no puede tomar ningún otro valor menor de cero o mayor de uno.

Certeza probabilista es la que se tiene con respecto a un fenómeno o -- evento cualquiera con probabilidad de ocurrencia = 1. (Evento seguro).

Sin embargo, dentro de los sistemas - obra es muy difícil encontrar - - eventos cuya probabilidad de ocurrencia sea uno. Esto nos dirige hacia la - utilización de técnicas que tomen en cuenta el aspecto probabilista de los - fenómenos que maneja. Esto no quiere decir que el ingeniero trate todos los problemas en forma probabilista, sino que cuando menos tenga en cuenta el as- pecto probabilista y lo utilice cuando el problema por su importancia se lo - exija.

Muy relacionados con los aspectos de probabilidad están los conceptos - de riesgo e incertidumbre. En realidad ambos reflejan el punto de vista pro- babilista de los problemas y no hay distinción clara entre ambos conceptos. - Mientras algunos autores los consideran equivalentes, otros establecen una - distinción, la que adoptaremos aquí: El análisis del riesgo lo utilizaremos - en aquellos casos en que existan eventos probabilistas, pero sus caracterís- ticas (la más importante es la distribución de probabilidad) se conocen; -- mientras que la incertidumbre existe en aquellos casos en que no se conocen - las características probabilistas de un fenómeno.

XVII DECISIONES A NIVEL DE OBRA.

a) Minimizando costo directo.

Este es un método comunmente usado en la obra para definir el equipo - adecuado y en general tomar la decisión de qué procedimiento debe usarse en - una obra determinada. Tiene la ventaja de su simplicidad, pero considera co- mo sistema la actividad específica a analizar y no considera la relación de - las diferentes actividades o sistemas de la obra entre si.

Es costumbre relacionar a posteriori las actividades similares para bus- car una optimización posterior. Por ejemplo todas las actividades que se re- fieran a compactación.

b) Considerando gastos indirectos.

Puede considerarse el sistema obra completa, lo cual es complicado, pe- ro más comunmente se consideran algunas variables significativas que tienen - que ver con gastos generales y se controlan como tales. Por ejemplo conside- rar el Costo del Almacén, Costo.Financiamiento, etc.

c) Flujo de información.

Se adjunta flujo de actividades para evaluar una alternativa, este flu-

jo es de carácter general y tendrá las modificaciones que el tipo especial de obra indique. La decisión del tipo de equipo puede hacerse repitiendo la evaluación alternativa por alternativa seleccionando la más conveniente desde el punto de vista económico. Es común este sistema.

XVIII DECISIONES A NIVEL GERENCIA.

Las decisiones a nivel gerencia se tomarán considerando el sistema-empresa. En este sistema las obras son subsistemas.

Es común que una decisión a nivel de gerencia modifique una decisión aparentemente óptima considerando el sistema obra. Esto si no es explicado adecuadamente puede ocasionar problemas serios entre las relaciones ejecutor gerente; pues aparece como contradictorio el hecho de que se proponga una solución a nivel de obra, que ha sido convenientemente analizada y la decisión sea diferente y en apariencia menos convenientes.

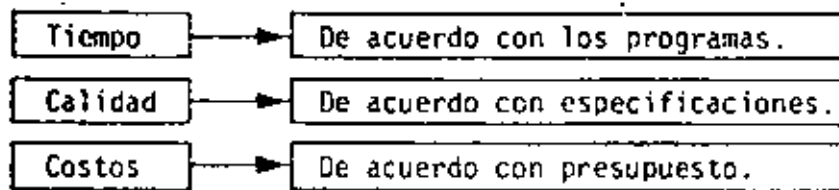
Es difícil aplicar un método cuantitativo que tome en cuenta todas las variables significativas. Sin embargo se consideran algunas que son de especial relevancia, por ejemplo los aspectos financieros.

En resumen podríamos plantear las tres preguntas que se indican a continuación y buscar su solución.

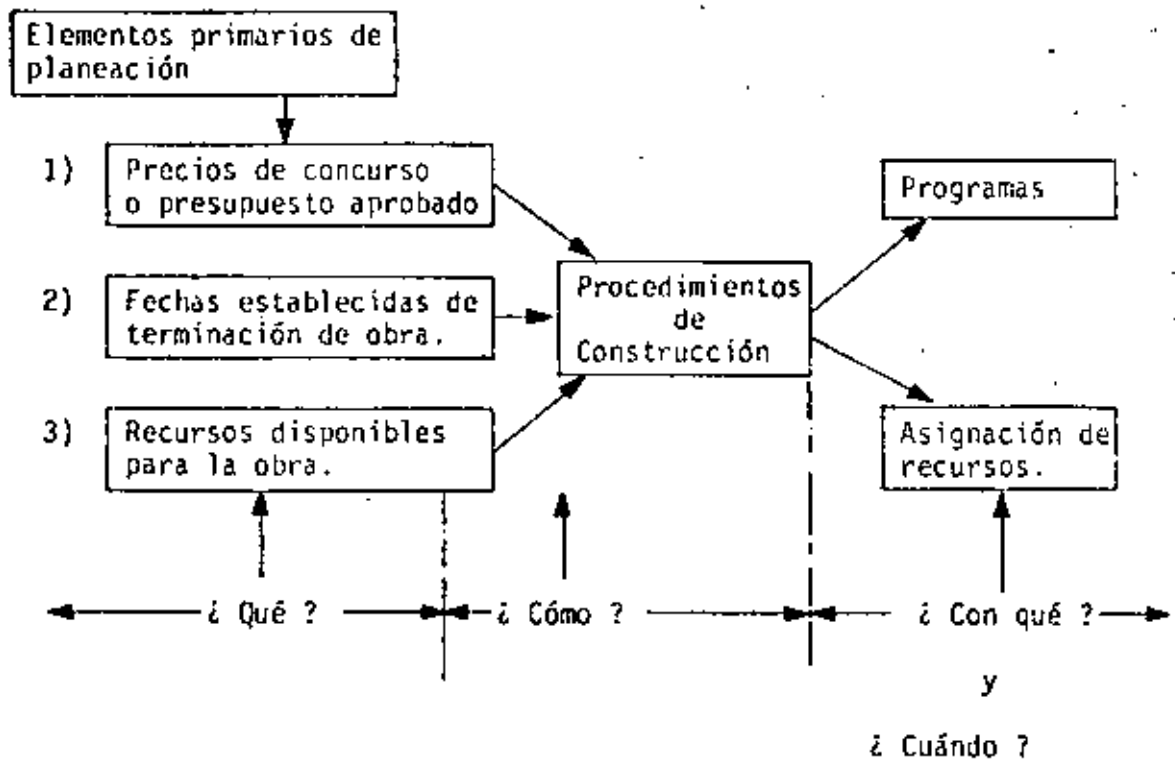
¿Qué hay que planear?

1)	Programas	{ De Obra De Recursos De Egresos De Ingresos
2)	Costos	{ De Recursos De Conceptos de Obra. Indirectos.
3)	Especificaciones	{ De Materiales De Resultados De Medición.

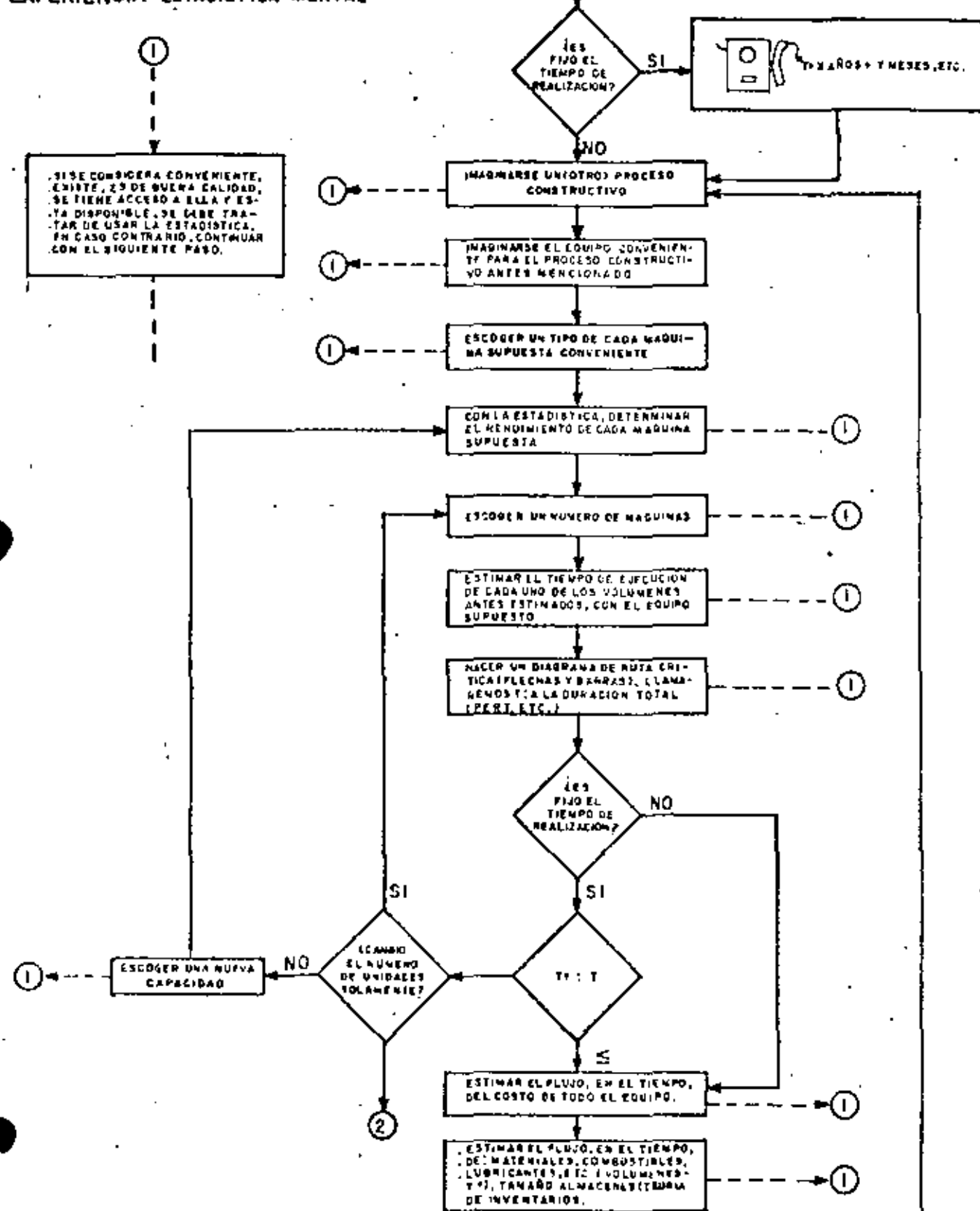
¿ Qué hay que controlar ?

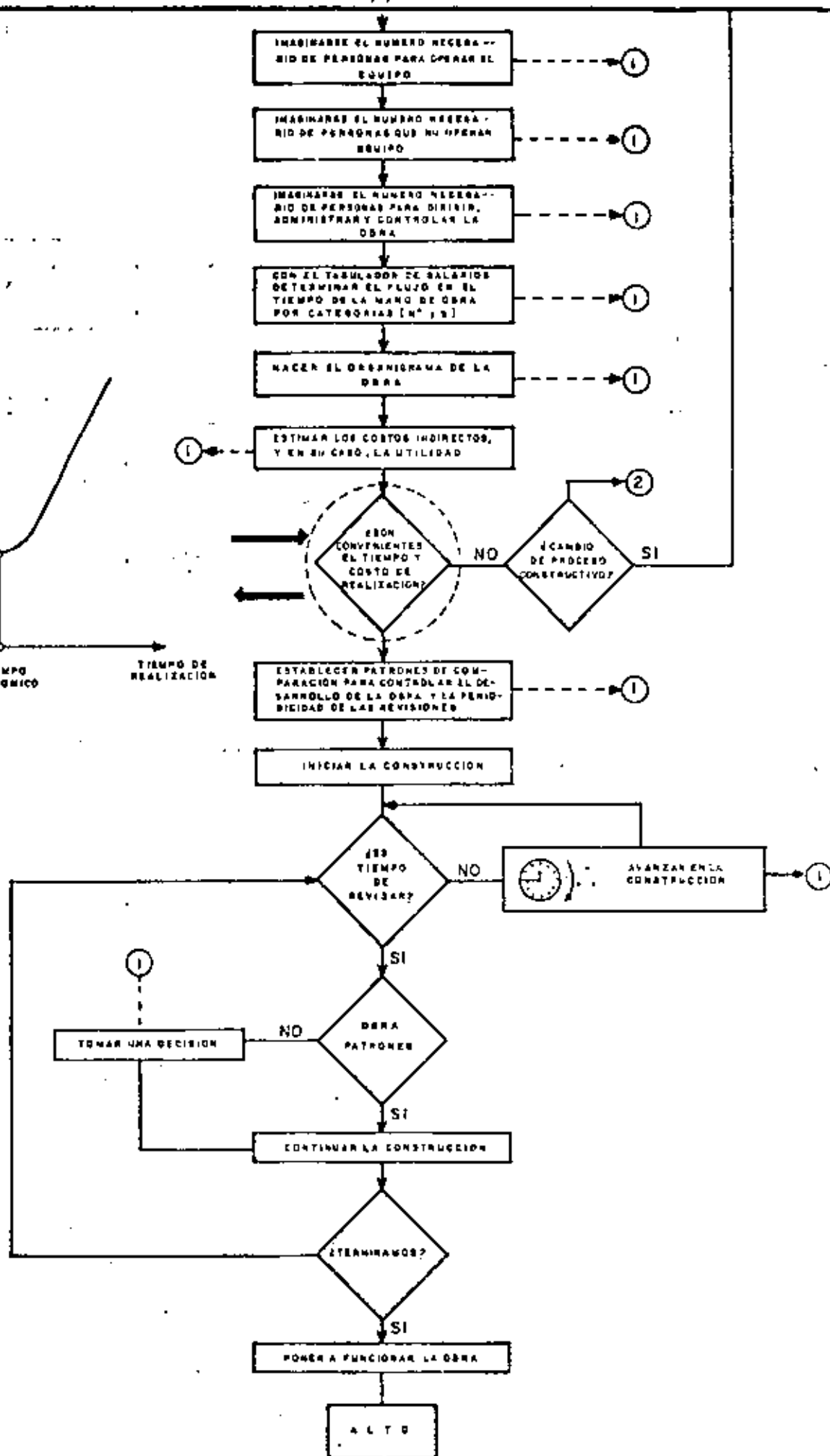
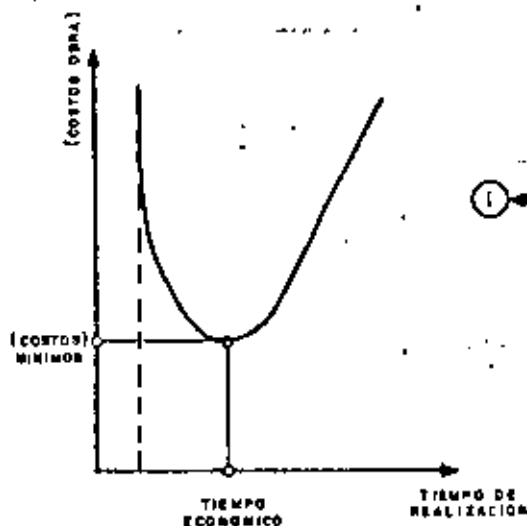


¿ Cómo planear ?



EXPERIENCIA=ESTADISTICA MENTAL





2. TECNICAS
MODERNAS
DE
PRODUCCION
DE
AGREGADOS

Ing. Pedro Luis Benítez Esparza

TECNICAS MODERNAS DE PRODUCCION DE AGREGADOS.

INTRODUCCION.

La correcta selección del equipo de trituración es uno de los factores, que sin lugar a dudas, influyen más en el buen resultado técnico y económico de las obras civiles de construcción pesada, tales como caminos, aeropuertos, presas, vías férreas, etc.

Es por lo tanto muy importante poder contar con toda la información necesaria para poder plantear correctamente el problema de selección del equipo de trituración y complementario respectivo, y así elegir las máquinas que a partir de un material natural o greña, serán capaces de producir en el tiempo requerido, los agregados pétreos necesarios para la ejecución de la obra en cantidad suficiente y con la calidad adecuada.

1. AGREGADOS PETREOS.

Especificaciones Generales.

Los agregados pétreos con fragmentos duros y resistentes, libres de materiales contaminados, conforme a las siguientes especificaciones granulométricas (materiales más utilizados en obras civiles).

Agregados para Concretos Hidráulicos

Arena:	0	-	1/4"
Grava # 1:	1/4"	-	3/4"
Grava # 2:	3/4"	-	1 1/2"
Grava # 3:	1 1/2"	-	3"
Grava # 4:	3"	-	6"

Agregados para caminos

Material de subbase:	0	-	2"
Material de Base:	0	-	1 1/2"
Material de Carpeta:	0	-	3/4"
Material de Sello:	3/16"	-	3/8"

Generalmente es de una tolerancia de $\pm 5\%$ tanto en sobre tamaño como en sub-tamaño, existiendo normas estrictas para la composición granulométrica interna de las arenas para elaborar concretos hidráulicos (norma ASTM C33-61T), como sigue:

Malla	Porcentaje de Material que pasa
3/8"	100
# 4 (4.76 mm)	95 a 100
# 8 (2.38 mm)	80 a 100
# 16 (1.19 mm)	50 a 85
# 30 (0.595 mm)	25 a 60
# 50 (0.297 mm)	10 a 30
# 100 (0.149 mm)	2 a 10

II. OBTENCION DE LOS AGREGADOS.

La materia prima (material en greña) para la producción de agregados pétreos, se obtiene de bancos de roca o de yacimientos de agregados naturales de río o de depósitos de aluvión, conglomerados, etc., fundamentalmente. En mucha menor proporción, de escorias de alto horno, así como de productos sintéticos provenientes de la cocción de horno rotatorio de materiales sílico-aluminosos.

Las rocas se dividen en tres grandes categorías geológicas:

- Rocas Igneas (Basaltos, granitos, riolitas, andesitas).
- Rocas Sedimentarias (caliza, arenisca, dolomitas).
- Rocas Metamórficas (esquistos, gneiss, mármol).

Para la extracción y preparación de los agregados, son los factores de dureza y de grado de abrasividad (medido por el porcentaje de sílice), los que importan principalmente para la selección del equipo.

La extracción de las rocas a cielo abierto, tiene dos series de operaciones:

- a) Trabajos preparatorios.
- b) Extracción propiamente dicha.

En efecto, antes de proceder a la extracción del material, es necesario retirar los terrenos constituidos de tierra vegetal, tepetate, limos y arcillas, etc., realizando las operaciones de despalle y desraice con escarpas, tractores, arados, etc., hasta dejar abierta a la pedrera con su frente de ataque en uno o varios pisos, con las terrazas respectivas para permitir la evolución de las máquinas de perforación, del equipo de carga y del equipo de evacuación del material extraído.

La extracción puede realizarse manualmente (en desuso), por medios mecánicos y por explosivos.

Los materiales suaves (pizarra, calizas, lignito, etc.), se extraen por medio de equipos análogos a los empleados para las operaciones de despalle.

El caso más general, es la extracción por medio de explosivos, con los cuales se deslocan los bancos de roca y se obtiene una fragmentación en bloques de un tamaño tal, que se permite su manejo con los medios de carga y de transporte disponibles, así como su entrada a la boca de la quebradora primaria.

En muchas ocasiones, a pesar de las precauciones tomadas en las tronadas masivas de roca, un porcentaje medio del 20% al 30% de bloques, son demasiado grandes para manejarse con los medios de que se dispone. Es necesario una reducción secundaria de dichos bloques por medio de dinamita (barrenación secundaria o plastas), o por medios mecánicos (pilón o "drop-ball").

La carga se realiza por cargadores frontales sobre neumáticos o sobre orugas y por palas mecánicas y el transporte a la planta de trituración, por camiones de diversas capacidades. En caso de acarreo relativamente cortos, el cargador frontal sobre neumáticos, puede satisfactoriamente realizar la operación de transporte a la planta de trituración.

La preparación de los agregados tiene por objeto transformar el "Material en Greña" proveniente de la pedrera o de un banco de agregados naturales, y compuesto de elementos de todas dimensiones, desde bloques grandes hasta elementos finos e impurezas de arcilla y limo, en materiales limpios, clasificados en las categorías granulométricas requeridas.

Para realizar dichas operaciones, se cuenta con equipo de trituración -- propiamente dicho y equipo complementario, o sea aquellas máquinas que sin -- participar directamente en las operaciones de trituración, son indispensables para realizar los procesos necesarios para transformar el material en grana o natural, en material útil que reúna ciertas especificaciones.

Por lo que respecta al equipo de trituración, desgraciadamente hasta la fecha no se ha diseñado una máquina universal que en un solo paso a etapa, -- convierta el material natural en agregados útiles, sino que dicha transformación se deberá realizar en varios pasos o etapas de acuerdo con el material -- natural disponible y con las especificaciones que deban cumplirse.

Se describirán someramente los siguientes tipos de equipo:

A: Equipo de Trituración	1. Trituradoras Primarias (Quijadas y Giratorias.
	2. Trituradoras Secundarias de Cono, Rodillos, Martillos
	3. Trituradoras Terciarias e Impacto.
	4. Molinos (de Barras y de Bolas)
B: Equipo Com plementario	5. Cribas Vibratorias (Horizontales e Inclinadas)
	6. Alimentadores (de Delantal, de Plato o Recipro cantes, Vibratorios).
	7. Gusanos Lavadores
	8. Bandas Transportadoras
	9. Elevadores de Cangilones.

III. EQUIPO DE TRITURACION.

Las máquinas de trituración más utilizadas en las Obras Civiles, emplean los métodos mecánicos de reducción indicados en el siguiente cuadro:

QUEBRADORA	METODOS DE REDUCCION			
	 Impacto	 Desgaste	 Corte	 Compresion
IMPACTO	⊙			
PULVERIZADOR	⊙			
MARTILLOS	⊙	⊙	⊙	
RODILLOS	⊙		⊙	⊙
GIRATORIAS	⊙			⊙
QUIJADAS	⊙			⊙
CONO	⊙			⊙

Figura No. 1.

Para decidir cual es el equipo de trituración apropiado para resolver un determinado problema de producción de agregados, es necesario tener en consideración tanto la naturaleza de la materia prima por procesar, como el trabajo idóneo para cada tipo de trituración, para poder hacer una selección de -- equipo técnica y económicamente válida.

Dos de los conceptos básicos que definen el comportamiento y campo de -- aplicación de los diferentes tipos de quebradoras son: índice de reducción y -- coeficiente de forma.

1º INDICE DE REDUCCION.

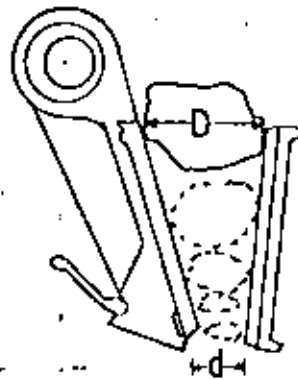


Figura No. 2.

Se define el índice de reducción de una máquina de trituración, a la relación:

$$I_R = \frac{D}{d}$$

entre el tamaño "D" del fragmento de roca a la entrada de la máquina y el tamaño "d" del producto de la trituración a la salida. Dicho índice de reducción varía con cada tipo de trituradora, de acuerdo con la mecánica de su construcción y con los métodos de reducción por ella utilizados.

2º COEFICIENTE DE FORMA.

Sea un fragmento de roca, cuya dimensión mayor sea representada por "L" y sea "v" el volumen de dicho fragmento y "V" el volumen de una esfera cuyo diámetro sea "L".

Se define como "Coeficiente de Forma" de dicho fragmento, a la relación:

$$C_f = \frac{v}{V} = \frac{v}{\frac{\pi L^3}{6}}$$

obteniéndose de la aplicación de dicha fórmula los valores promedio siguientes, en los fragmentos más comunes:

Fórmula de Fragmento

Valores del Coeficiente de Forma:

Esférico

$$\frac{2}{\pi \sqrt{3}} = 0.37$$

Cúbico

$$\frac{1}{\pi \sqrt{2}} = 0.22$$

Tetraédro Regular

Canto Rodado

0.34

Grava Triturada

0.22

Lajas

0.07

Agujas

0.01

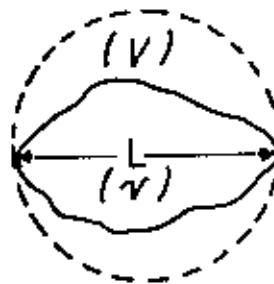


Figura 3.

Los dos últimos tipos de fragmentos (lajas y agujas), generalmente se prohíben por las normas de calidad de control de agregados pétreos, debido a que por su forma, son partículas débiles, con mucha tendencia a fracturarse.

A continuación se expondrán las variedades de equipos de trituración, -- utilizados hoy en día en la construcción de caminos en particular.

IV QUEBRADORAS DE QUIJADA.

a) TRITURACION PRIMARIA.

Definitivamente es la quebradora de quijadas de simple toggle con excéntrico superior (figura 4), la que se utiliza para realizar la primera etapa de reducción de los materiales pétreos, en las plantas móviles camineras, en prácticamente todos los casos, así como en la mayoría de las instalaciones fijas de producción de agregados para la industria de la construcción.

Equipo de mecánica simple, se utiliza en las plantas portátiles, en tamaños que van desde 12" x 36" hasta 42" x 48", con pesos de 5,300 kilogramos hasta 48,000 kilogramos y producciones desde 18 toneladas por hora, de acuerdo con el tamaño de la máquina, su abertura de salida y la naturaleza geológica del material, alcanzando índices de reducción promedio de 8 : 1.

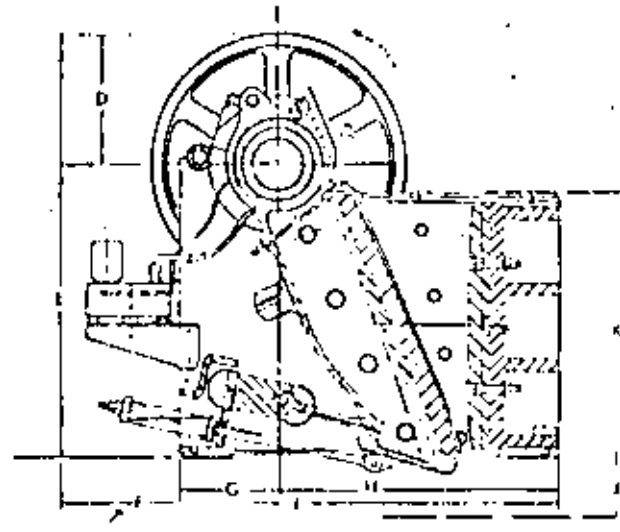


Figura 4.

En algún tiempo se utilizaron quebradoras de quijadas gemelas (figura 5) móviles, pero hoy prácticamente han quedado en desuso debido a su alto costo de adquisición y de operación.

La quebradora de quijadas tipo "Blake" de doble biela y las giratorias, prácticamente no se utilizan en los grupos móviles primarios de trituración, por ser máquinas muy pesadas y de grandes dimensiones, lo cual hace poco práctico instalarlas en chasis remolques, empleándose fundamentalmente instalaciones mineras y cementeras.

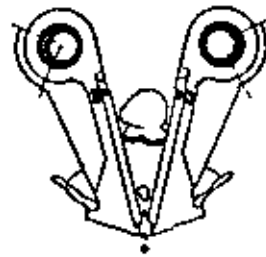


Figura 5.

NOTAS: Las dimensiones de las quebradoras de quijadas se indican por las dimensiones del rectángulo de su boca de admisión (ancho por longitud, generalmente en pulgadas).

Las dimensiones de las quebradoras primarias giratorias se indican por el tamaño de admisión (generalmente en pulgadas) de roca en su alimentación.

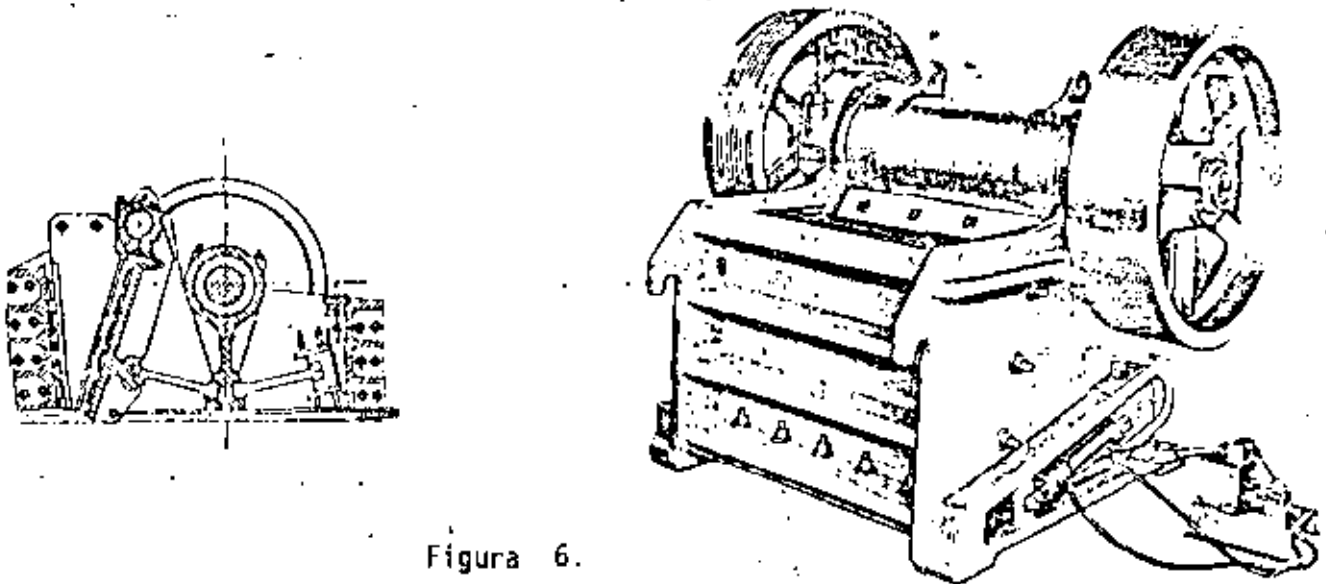


Figura 6.

Quebradoras de quijadas tipo "Blake" o de "doble toggle" o "doble biela", utilizada fundamentalmente para la trituración primaria de minerales extremadamente duros y abrasivos (hematita, taconita, etc.). Muy utilizada en el campo de las obras civiles.

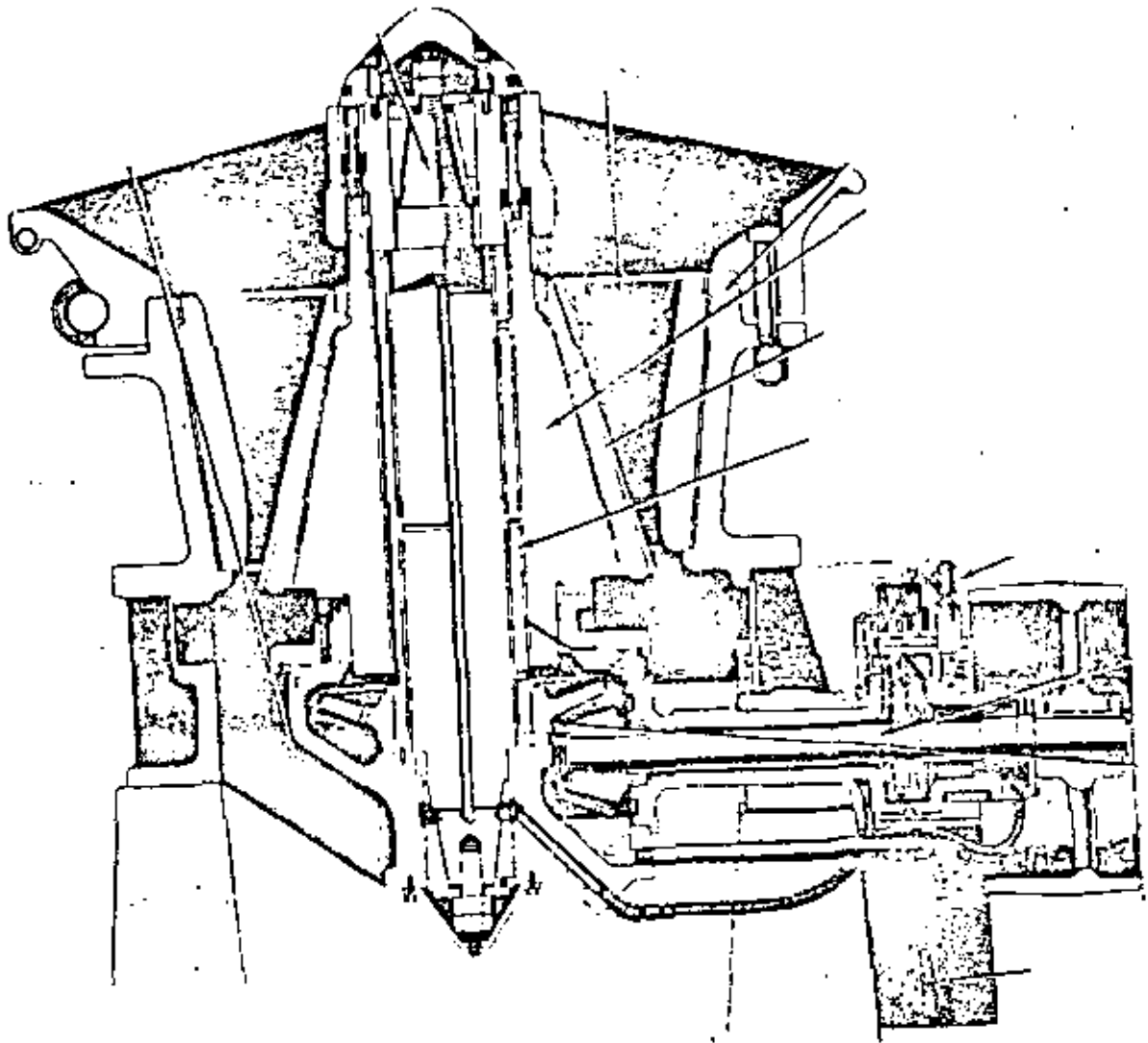


Figura 7.

Quebradora Giratoria Primaria, utilizada fundamentalmente en las Instalaciones Mineras y Cementeras de muy elevadas producciones. Muy poco utilizada en el campo de las obras civiles.

b) TRITURACION SECUNDARIA Y TERCIARIA.

Si bien en la etapa primaria de trituración, desde hace ya muchos años - se ha definido a la quebradora de quijadas como el equipo idóneo para las instalaciones de producción de agregados, en lo que respecta a las etapas secunda

rias y terciarias han existido en los últimos tiempos cambios sensibles en la preferencia de los usuarios de dichos equipos, como se verá a continuación.

Las trituradoras tradicionalmente empleadas para realizar las etapas segunda y tercera de la reducción de los materiales pétreos, han sido las de rodillos, impacto y cono.

V TRITURADORAS DE RODILLOS.

Este tipo de trituradoras de mecánica simple, utiliza los efectos de compresión y corte para efectuar la reducción de tamaño del agregado pétreo.

En el pasado, era éste el tipo de máquina más popular para realizar trituraciones secundarias y terciarias en las plantas móviles camineras, y en plantas fijas de producción de agregados para concretos hidráulicos. Hoy en día su utilización ha quedado reducida al tratamiento de materiales suaves y poco abrasivos, como caliza, carbón, yeso, fosfato, etc., debido a que son rocas de alto contenido de sílice, el desgaste que se presenta en forma de surcos profundos en la superficie cilíndrica de los rodillos, hace que se tengan costos de mantenimiento muy elevados, presentando además las limitaciones que se indican en los párrafos siguientes.

El diámetro de los rodillos debe ser de 20 a 30 veces superior al tamaño de los fragmentos en la alimentación (figura 8), para que pueda aprisionarlos y triturarlos.

La producción es directamente proporcional al ancho de los rodillos (figura 9), sin embargo, un ancho demasiado grande, provoca un desgaste irregular y rápido, más fuerte en el centro que en los extremos.

El índice de reducción que se logra con estas máquinas es relativamente bajo: 3 - 1 como máximo, debido fundamentalmente a las limitaciones que se tienen en los tamaños de alimentación. Se ha procurado disminuir un poco este inconveniente, introduciendo un tercer rodillo, obteniéndose así una máquina que puede trabajar con mayores índices de reducción, aún cuando más costosa en inversión inicial y en operación (figura 10).

Para disminuir los problemas del alto costo de mantenimiento en dinero y tiempo, en el rectificado de los surcos de desgaste, se han diseñado máquinas de soldadura automática (figura 11) que mitigan un poco estos inconvenientes.

El coeficiente de forma del material triturado en los rodillos, es por regla general, bajo, con tendencia a formar muchas lascas en cierto tipo de rocas.

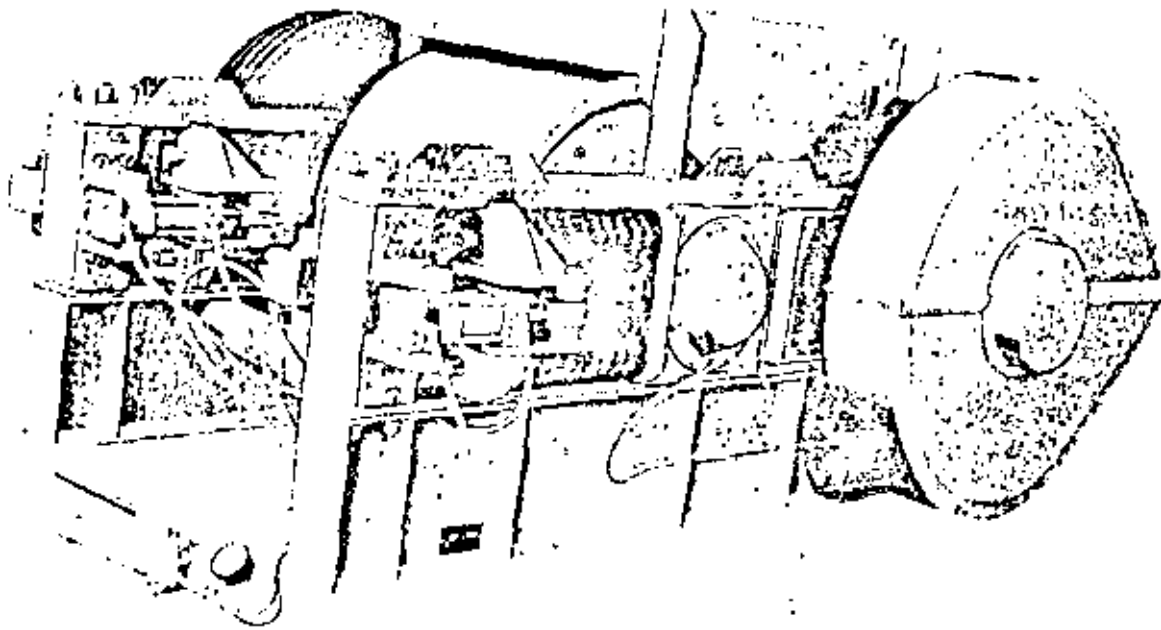


Figura 8.

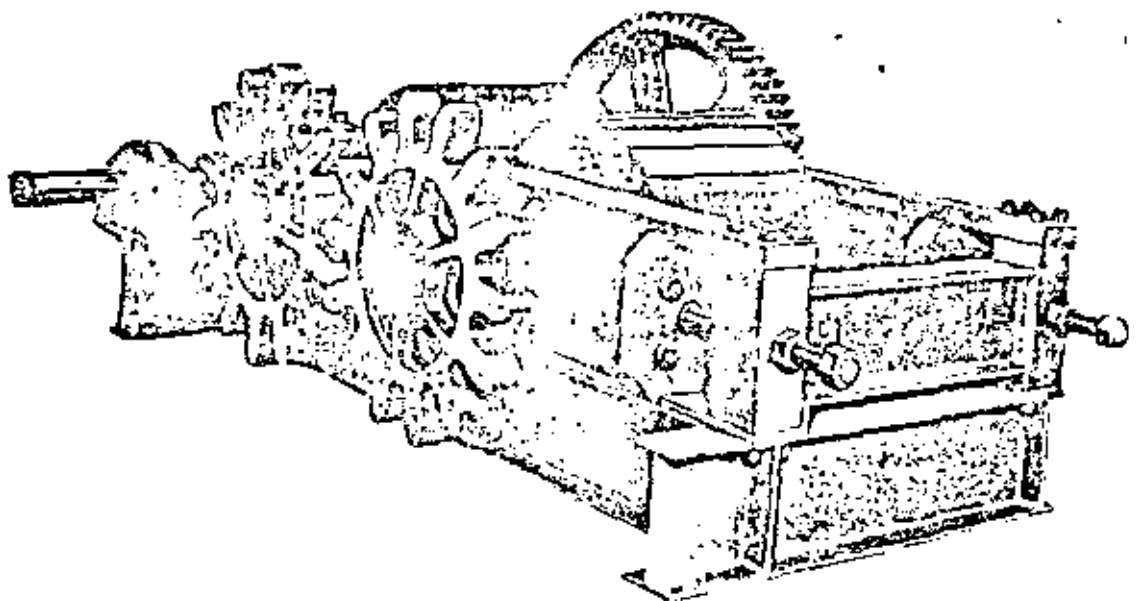


Figura 9.

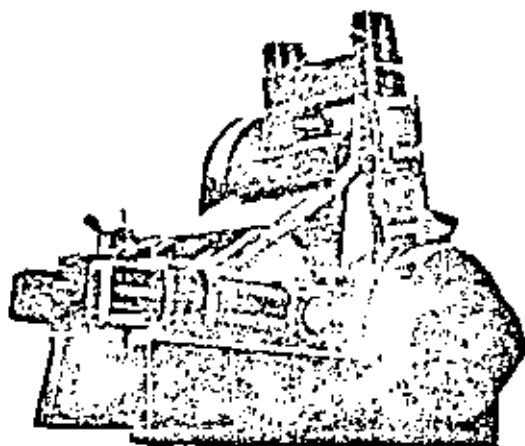


Figura 10.

Por los motivos anteriormente descritos, en muchas instalaciones de producción de agregados, las trituradoras de rodillo han venido siendo substituidas por otro tipo de máquinas, limitándose su campo de acción al proceso de cierto tipo de rocas suaves y poco abrasivas, como ya se dijo.



Figura 11.

VI TRITURADORAS DE IMPACTO O DE MARTILLO.

Tanto las trituradoras de impacto (figura 12) como las de martillo (figura 13), utilizan básicamente el efecto de fuertes impactos de la roca contra las placas del bastidor, impulsadas por uno o dos rotores que están girando a elevadas revoluciones por minuto. En las trituradoras de martillo con rejilla inferior (figura 13) existen también los efectos secundarios de corte y desgaste de la roca entre el martillo y la rejilla.

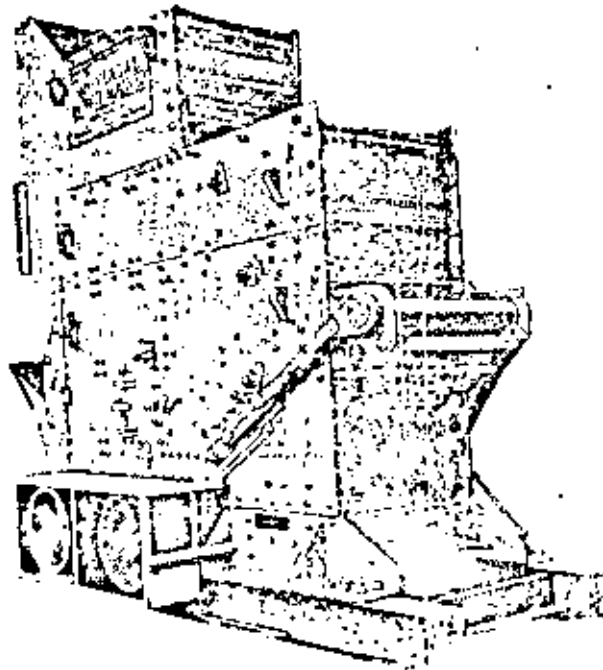


Figura 12A.

Trituradoras de Impacto. Vista exterior.

Con este tipo de máquinas se obtiene un material cúbico de elevado coeficiente de forma, con índices de reducción de $20 : 1$ y en ocasiones de $30 : 1$. Desgraciadamente estas máquinas no son adecuadas para procesar rocas con más de 6% de contenido de sílice (SiO_2), por el fuerte desgaste que sufren sus martillos y barras de impacto, con los materiales pétreos abrasivos; siendo aconsejable su empleo para tratar calizas, dolomitas, yesos, asbestos y en general todo tipo de minerales no abrasivos, pues de lo contrario se elevan muy fuertemente sus costos de operación.

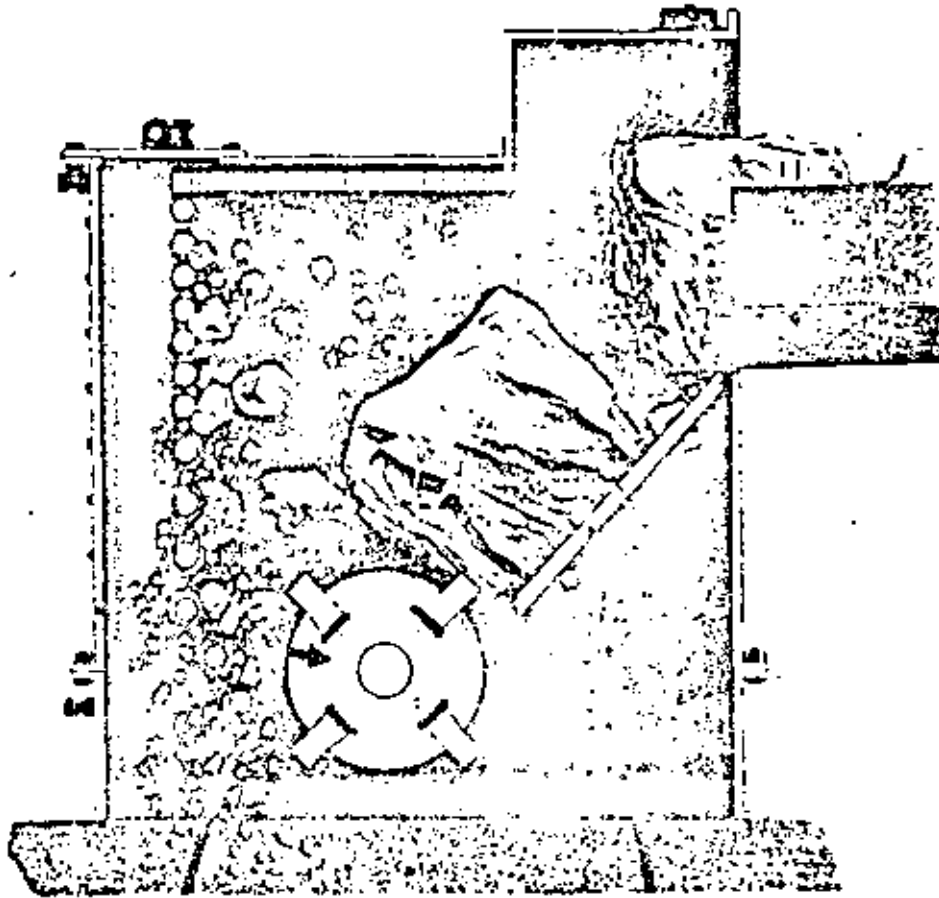


Figura 12B.

Trituradora de Impacto. Corte longitudinal esquemático, mostrando su principio de funcionamiento.

VII TRITURADORAS DE CONO.

Este tipo de trituradoras se ha utilizado en las plantas mineras desde hace más de 40 años. En el campo de las obras públicas se ha generalizado su uso a partir de unos 10 años aproximadamente, pues se tenía que estas máquinas tuvieran una mecánica muy complicada que necesitara cuidados especiales y personal altamente capacitado para operarlas. La realidad ha demostrado que si bien son unidades robustas de mecánica precisa, los cuidados que requieren en su operación y mantenimiento no son mayores que los que necesitan, por ejemplo, una quebradora de quijadas o una trituradora de rodillos en operación normal.

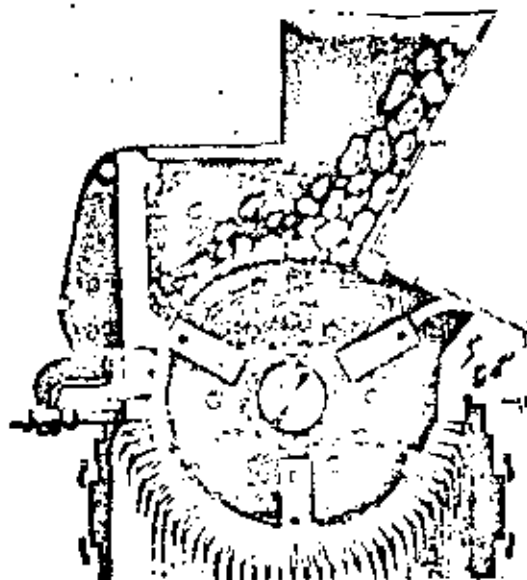
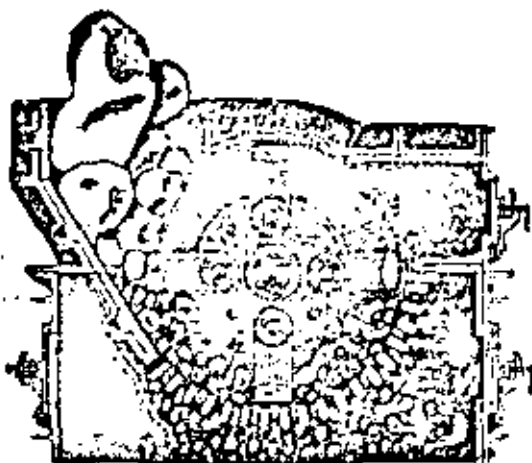


Figura 13.

Trituradoras de Martillo, con rotores de cuatro y seis cabezas de percusión.

Presentan este tipo de máquinas una serie de ventajas adicionales, entre las cuales sobresalen las siguientes:

- a) Producciones relativas elevadas con un alto índice de reducción, que puede llegar a $10 \div 1$.

- b) Utilización completa y regular de sus elementos de desgaste en la cámara de trituración, utilizándose los efectos combinados de compresiones e impactos (figura 14), dando como resultado poco desgaste por abrasión y un producto con muy buen coeficiente de forma.

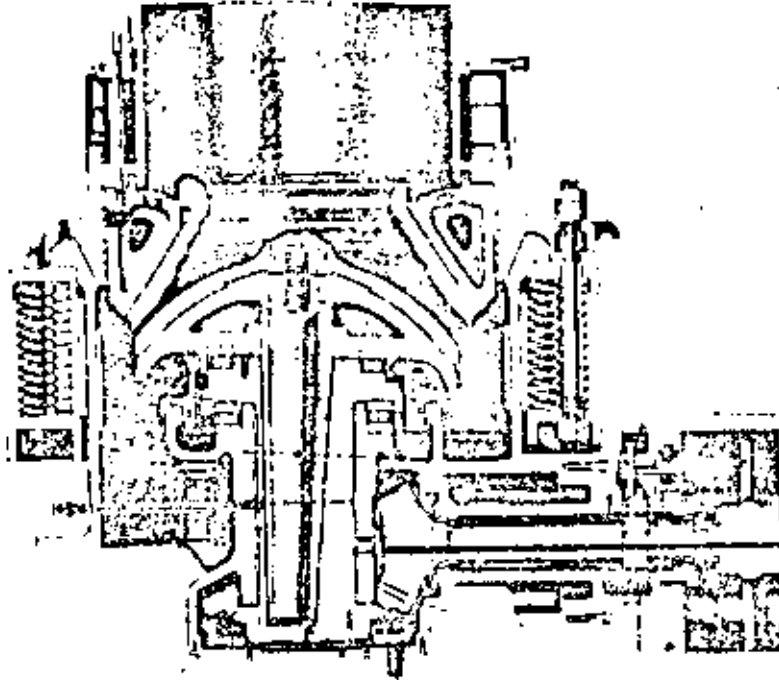


Figura 14.

- c) 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 (figura 15).
- d) Dimensiones compactas que hacen práctica su instalación en grupos móviles de trituración.
- e) Costos de mantenimiento muy bajos, por la elevada duración de sus piezas de desgaste.

Los constructores de caminos empezaron en unidades portátiles los tamaños de 36" (diámetro inferior del cono), que es una máquina de aproximadamente - - 11,000 kilogramos de peso, con una producción de 60 toneladas a una abertura - de salida de 1" (para producir material de 1 1/2"). Posteriormente los grandes volúmenes de materiales requeridos en los nuevos proyectos de autopistas, obligaron a utilizar los tamaños de 48", máquinas de 22,000 kilogramos de peso y -

producciones del orden de 170 toneladas por hora de materiales de 1 1/2" y hoy en día ya los tamaños de 66" (figura 16), máquinas con peso de 42,000 kilogramos y producción de 275 toneladas por hora de material de base, tienen bastante demanda entre los grandes contratistas de caminos.

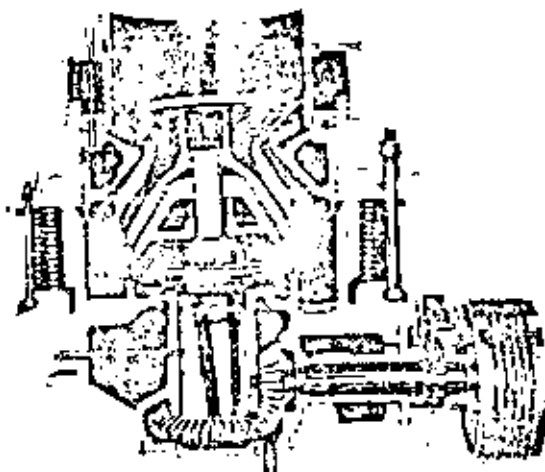


Figura 15.

Las trituradoras de cono se fabrican en modelos especiales para cumplir las etapas secundaria, terciaria y cuaternaria de reducción, modelos que si bien desde el exterior presentan prácticamente el mismo aspecto (figura 17), la geometría de sus cámaras de trituración tiene grandes diferencias, según se trate de una trituradora secundaria (figura 18), terciaria (figura 19) o cuaternaria (figura 20), siendo lógicamente las máquinas que se pueden cerrar a menor dimensión para producir material más pequeño, las que admiten menor tamaño de piedra a la entrada.

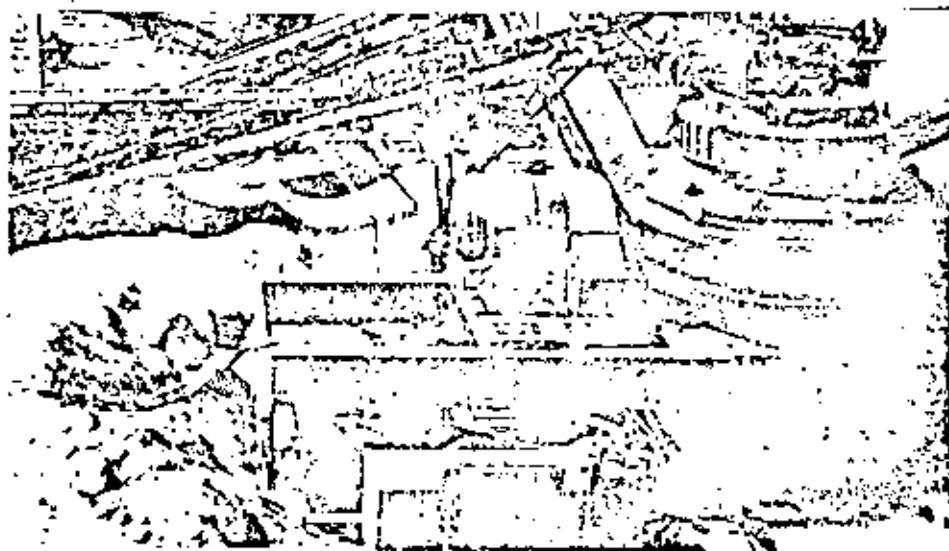


Figura 16.

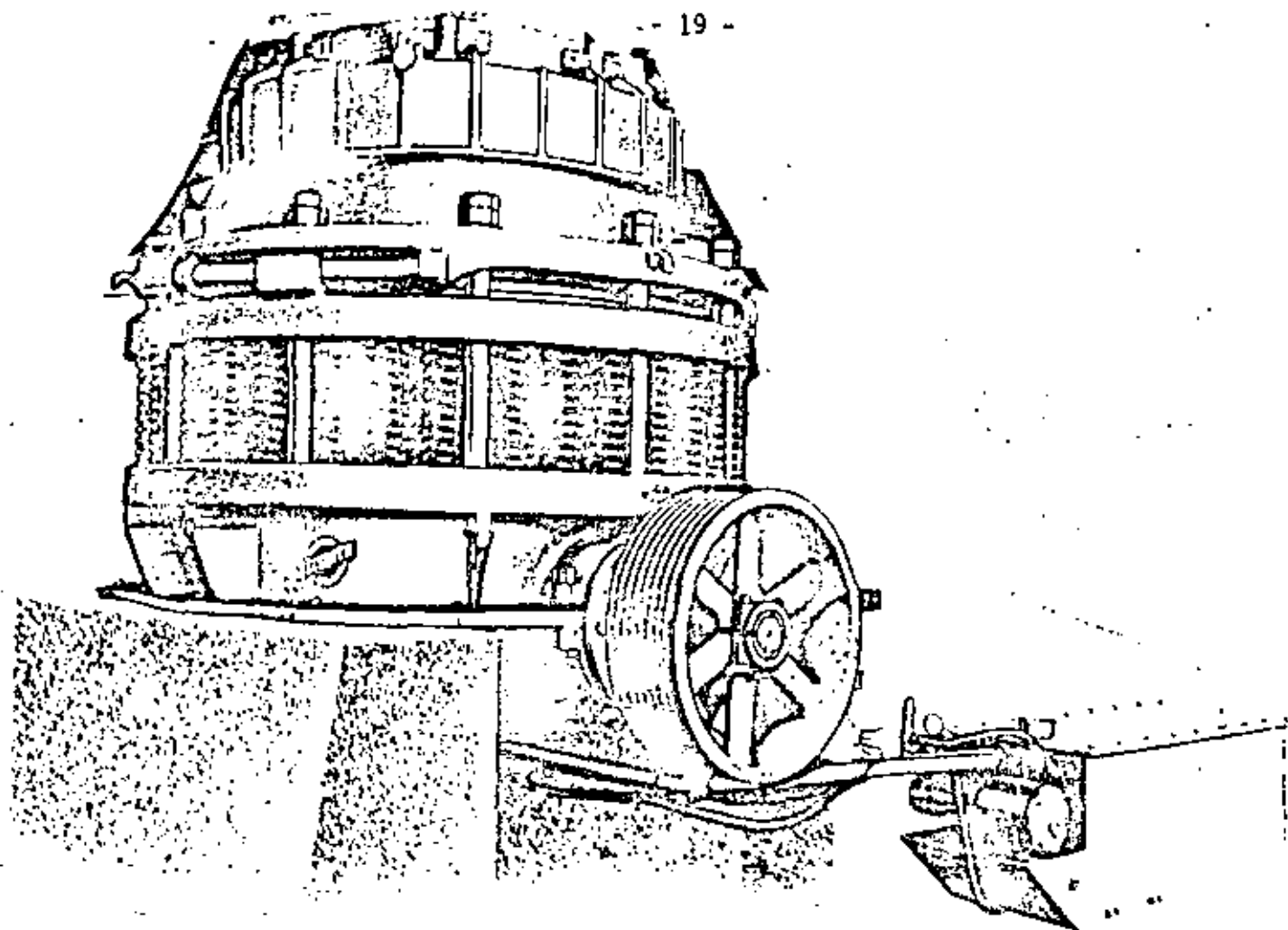


Figura 17.

VIII MOLINOS DE BARRAS.

En algunos casos de producción de arenas calibradas, tanto para la elaboración de concretos hidráulicos, como para corregir las curvas granulométricas de los materiales producto de las trituraciones secundarias y terciarias que - acusan déficits de partículas de 0 a 2 mm para cumplir con las especificaciones de los materiales de base y carpeta asfálticas para la construcción de caminos, es necesario efectuar una cuarta etapa en la reducción de los materiales pétreos, para lo cual se utilizan básicamente los molinos de barras.

Dichas máquinas están constituidas especialmente por un tambor cilíndrico de placa de acer estructural, horizontal, y revestido con placas de acero al - manganeso para su protección interior, estando accionado bien a través de una corona dentada y un piñón, o bien a través de un tren de neumáticos con ejes -

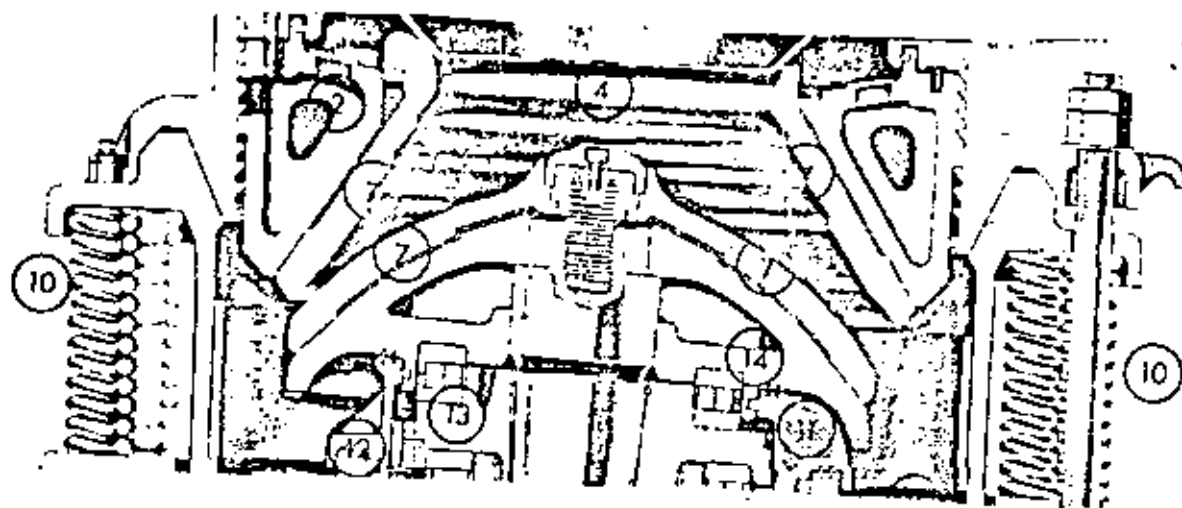


Figura 18.

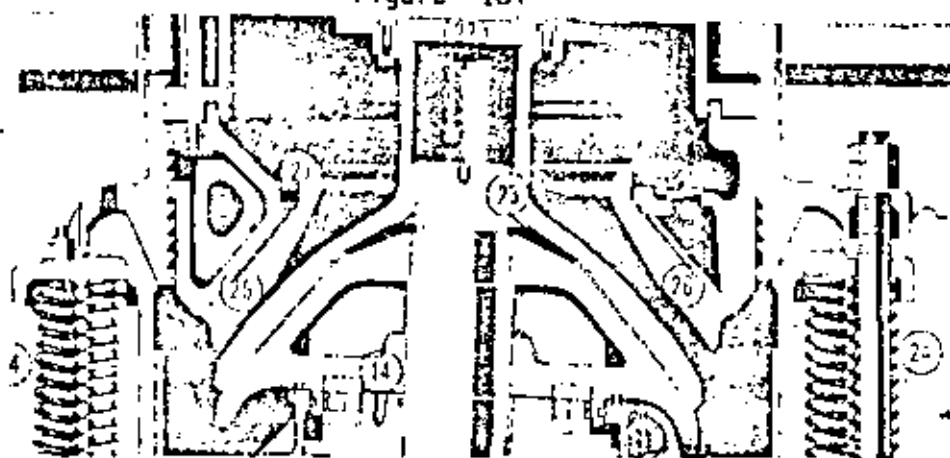


Figura 19.

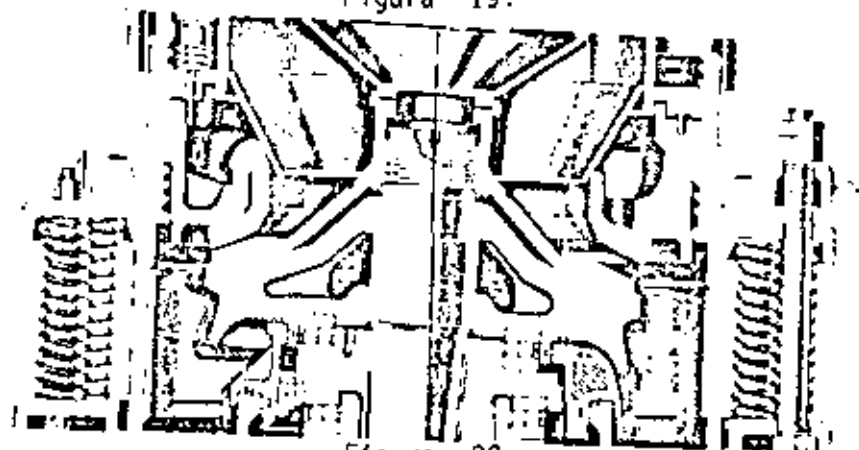


Figura 20.

horizontales. El cilindro está cargado con barras cilíndricas de acero duro de 2" y 3" de diámetro, de longitud ligeramente inferior a la del cilindro.- Estas barras accionadas por la rotación del tubo, ruedan las unas sobre las

otras, y su movimiento relativo genera una acción intensa de molienda. Los molinos pueden trabajar por vía húmeda o por vía seca, y según el grado de finura del producto por obtener, existen tres tipos de alimentación y descarga, los cuales se ilustran en la figura 21.

MOLINOS DE BARRAS

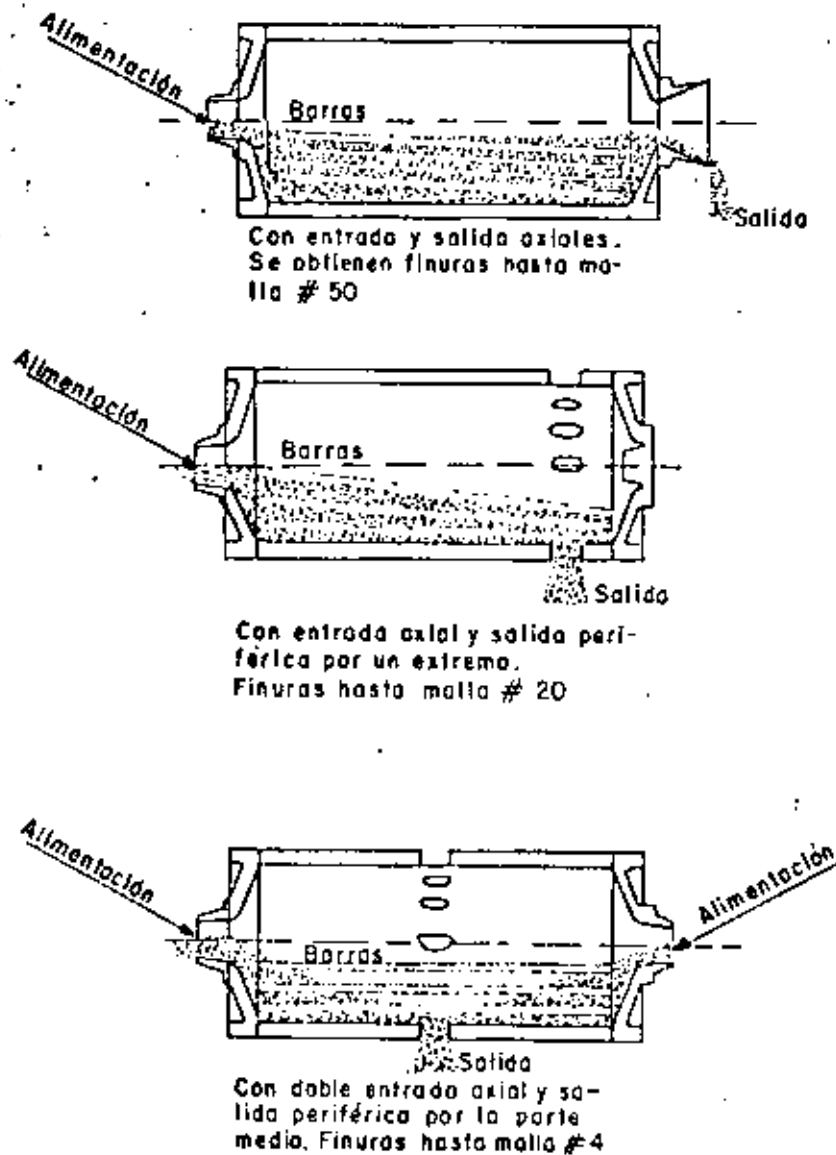


Figura 21.

IX EQUIPO COMPLEMENTARIO.

A) Cribas Vibratorias.

Las cribas vibratorias tienen por objeto la clasificación o selección de los materiales pétreos granulares, en diversas categorías de acuerdo con los tamaños especificados. Dichas máquinas se componen de uno, dos o tres pisos de malla de alambre o de placa perforada en orificios cuadrados, rectangulares o redondos, montados en el interior de una caja o bastidor flotante, equilibrado apoyado sobre resortes o suspendido por medio de cables. Las vibraciones son producidas por el efecto de una flecha excéntrica o provista de contrapesos que gira a elevada velocidad, accionada por un motor eléctrico.

La superficie de cribado está constituida en la mayoría de los casos, por mallas cuadradas, siendo las más comúnmente empleadas, las siguientes:

10. Estados Unidos Norma ASTM

Designación de la malla.
(Mallas más usuales)

Claro entre alambres en
mm

	3"	76
	1-1/2"	38
	3/4"	19
	1/4"	6.3
Número	4	4.76
"	8	2.32
"	16	1.19
"	30	0.59
"	50	0.297
"	100	0.149
"	200	0.074
"	400	0.037

2o. Francia: Norma AFNOR NF-XII-501

	50	50
	20	20
	15	15
	10	10
	5	5
Módulo	37	4
"	35	2.5
"	32	1.25
"	28	0.500
"	25	0.250
"	22	0.125
"	20	0.080
"	17	0.040

3o. Inglaterra: Norma BSA-410

	3"	76
	1-1/2"	38
	3/4"	19
	1/4"	6.3
Número	5	3.35
"	10	1.67
"	22	0.699
"	44	0.353
"	85	0.178
"	100	0.152
"	200	0.076
"	300	0.053

NOTA: En México rigen en la mayoría de los casos las normas americanas de la ASTM.

Existen cribas vibratorias horizontales con doble mecanismo excéntrico, aconsejables para equipar los grupos móviles y cribas vibratorias inclinadas de mecanismo excéntrico simple, utilizadas en las plantas fijas principalmente. Con ambos tipos se logran las mismas producciones y eficiencias. Las inclinadas son más económicas por su excéntrico simple, pero ocupan, para tamaños iguales, un mayor espacio vertical de instalación, que sus homólogos horizontales.

Los tamaños más utilizados (ancho por longitud de la superficie de cribado) en obras civiles son: 4' x 8', 4' x 10', 4' x 12', 5' x 12' 5' x 14', 5' x 16', 6' x 16', en sus versiones de uno, dos y tres pisos.

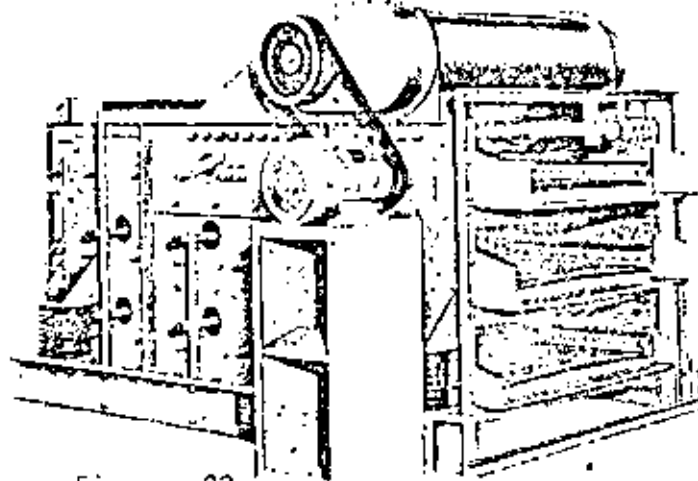


Figura 22.

Criba Vibratoria Horizontal de tres pisos.

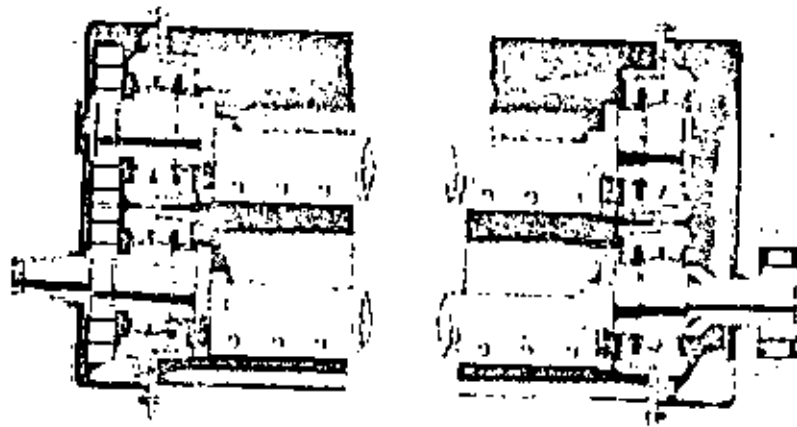


Figura 23.

Mecanismo excéntrico doble para Cribas Vibratorias Horizontales.

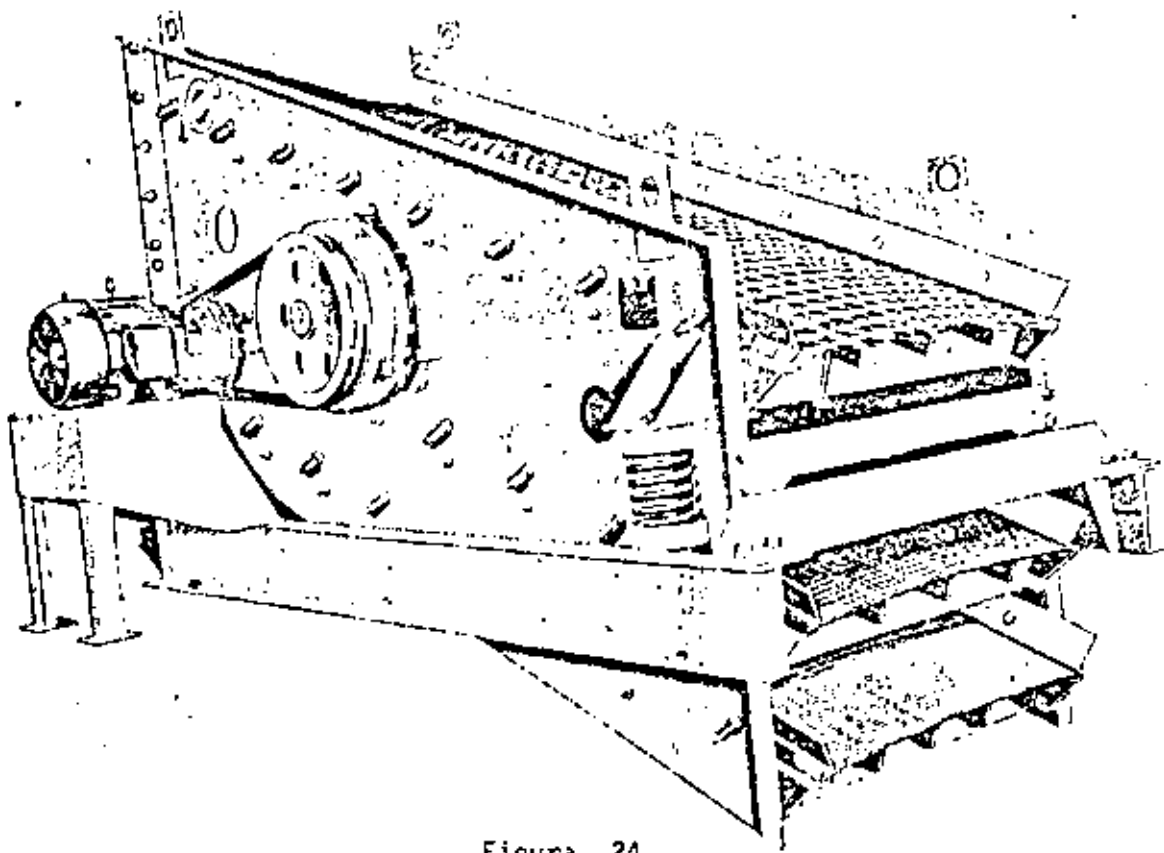


Figura 24.

Criba Vibratoria Inclinada en Tres Pisos

El cribado de agregados para caminos se realiza por vía seca, mientras que el cribado de agregados para concretos hidráulicos se realiza por vía húmeda, equipando para ello a las cribas, con "Flautas de Riego". (Figura 25).

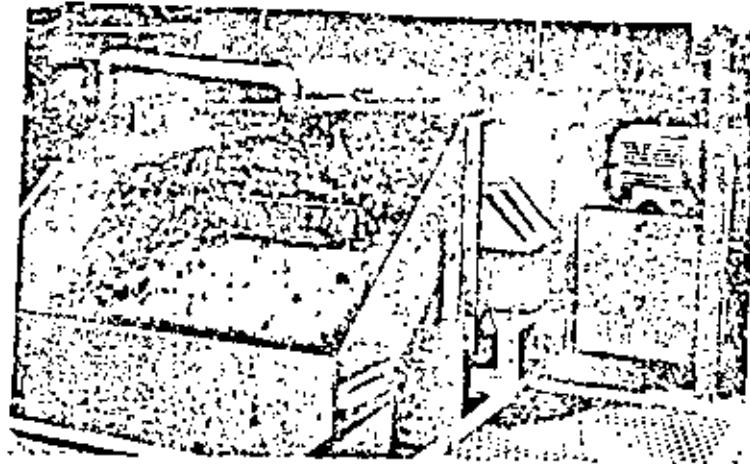


Figura 25.

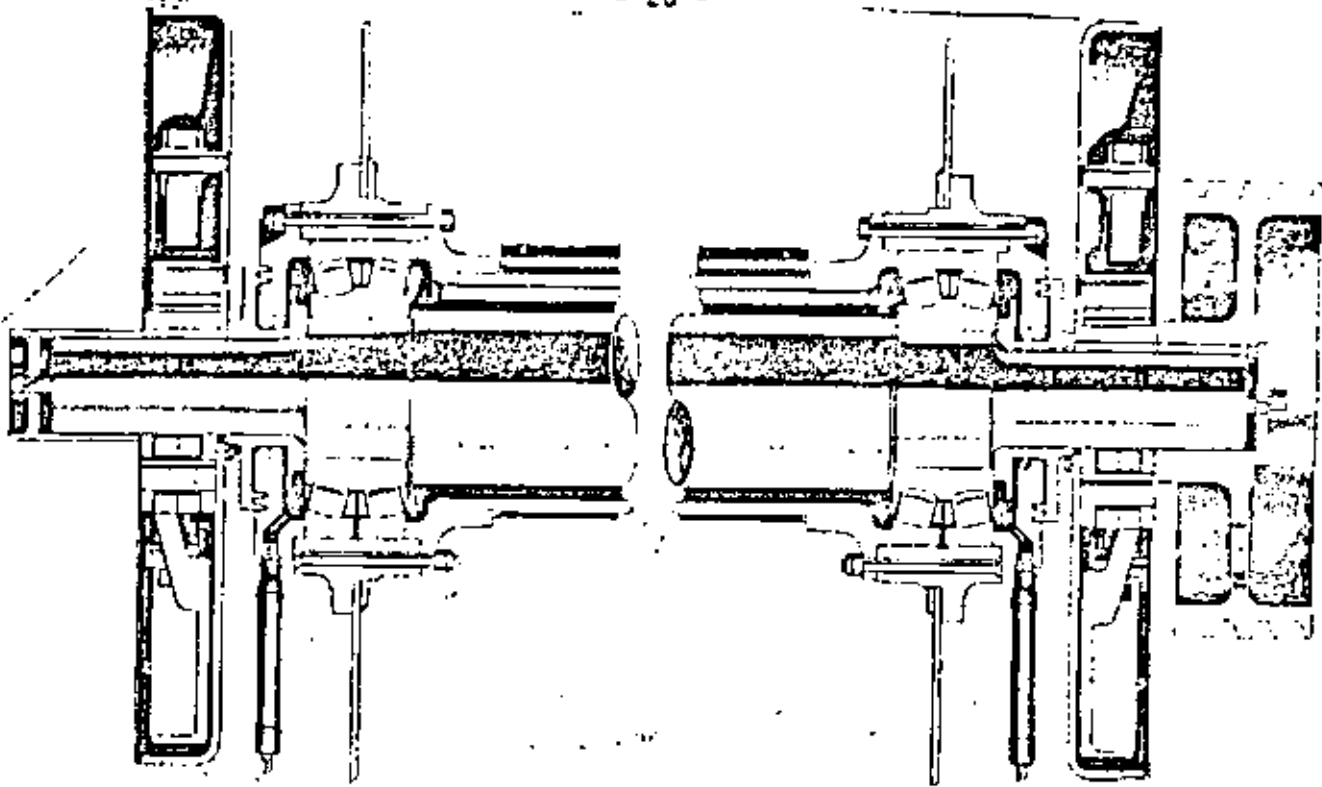


Figura 26.

Mecanismo excéntrico simple para Criba Vibratoria Inclinada.

B) Alimentadores.

La alimentación del material en greña a la quebradora primaria, puede realizarse por el vaciado directo de los medios de transporte arrojando la roca a la boca de la quebradora, o bien por medio de un equipo especial mecánico o "alimentador", con o sin dispositivo de pre-cribado.

Los tipos más populares de alimentadores son:

a) Alimentador de Mandil o de Tablero Metálico. Se compone de paletas metálicas que forman un tablero continuo que se mueve a una velocidad relativamente lenta (3 a 10 metros por minuto), accionado por un sistema de motor eléctrico, reductor, catannas y dadenas. Este tipo de alimentador se recomienda para instalaciones de alta producción donde se manejan grandes bloques de roca, sobre todo en plantas mineras y cementeras.

b) Alimentador Reciprocante o de Plato. Se compone de una placa metálica rectangular, montada sobre rodillos, animada de un movimiento de vaivén ocasionado por una biela excéntrica. Dicho tipo de alimentador se recomienda para instalaciones de depósitos de río o de aluvión.

c) Alimentador Vibratorio con Rejilla (Grizzly) de Pre-Cribado. Se utiliza en instalaciones de mediana y elevada producción para elaborar agregados pétreos para la industria de la Construcción, con la ventaja de que sólo envían a la quebradora primaria el material que requiere la trituración primaria, precribando el material pequeño que pueda contener el material en greña (Figura 27).

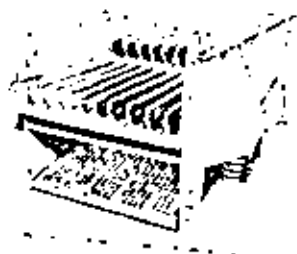


Figura 27.

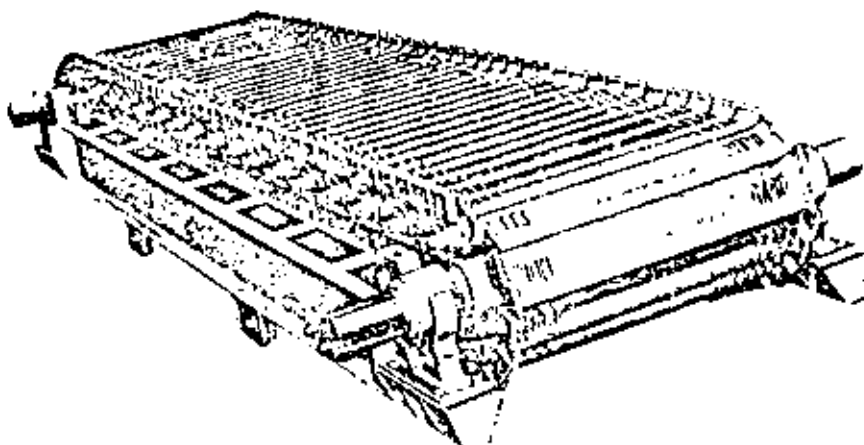


Figura 28.

Alimentador de Mandil o de Tablero Metálico (Tipo Apron).
Anchos más utilizados: 36", 42", 54", 60" y 72".

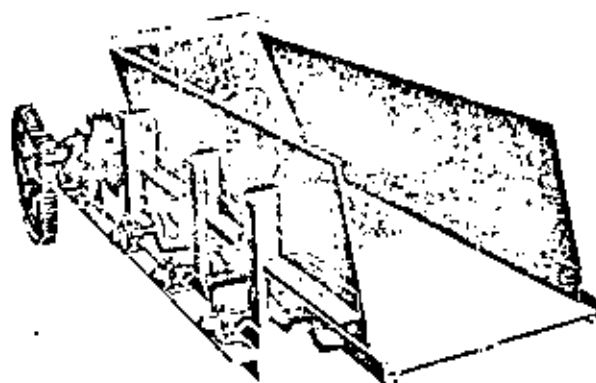


Figura 29.

Alimentador Reciprocante o de Plato. Anchos más utilizados: 16", 20", 24", 30" y 36".

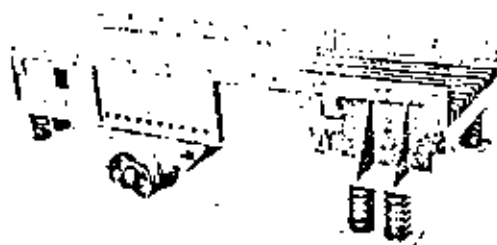


Figura 30.

Alimentador Vibratorio con Rejilla de Precribado. Anchos más utilizados: 36", 42", 48" y 60".

C) Gusanos Lavadores y Desenlodadores.

En la producción de agregados pétreos por vía húmeda, fundamentalmente para la elaboración de concretos hidráulicos, son indispensables los gusanos lavadores o clasificadores de Tornillo de Arquímedes. Se compone de un recipiente de placa metálica, cuya parte inferior por regla 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. El gusano lava de impurezas (limos, arcillas, materia orgánica, etc.), las arenas naturales y trituradas, escurriéndolas del agua excedente y evacuándolas por su parte antero-superior para su almacenamiento en tolvas o pilas.

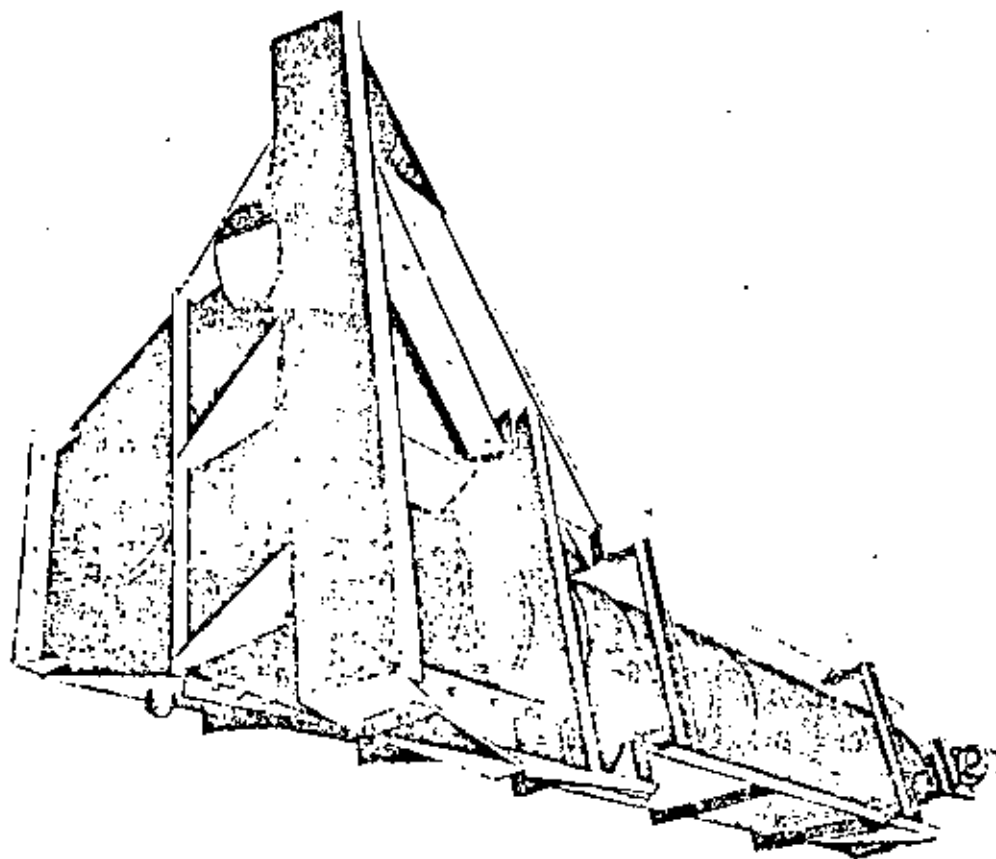


Figura 31.

Gusano lavador de espiral simple. Diámetros más usuales:
20", 24", 30", 36", 42" y 48".

Para el lavado enérgico de minerales y de gravas naturales fuertemente contaminadas con arcilla, se emplean los tambores desenlodadores o "Scrubbers", que constan de un cilindro de placa de acero en cuyo interior se montan aspas o paletas metálicas, que mueven el material en su interior. Existe asimismo, un dispositivo de riego de agua a presión para realizar en el interior del tambor, el lavado de los agregados. A la salida, el agua sucia se escurre por los orificios del cilindro de evacuación (figuras 32 y 33).

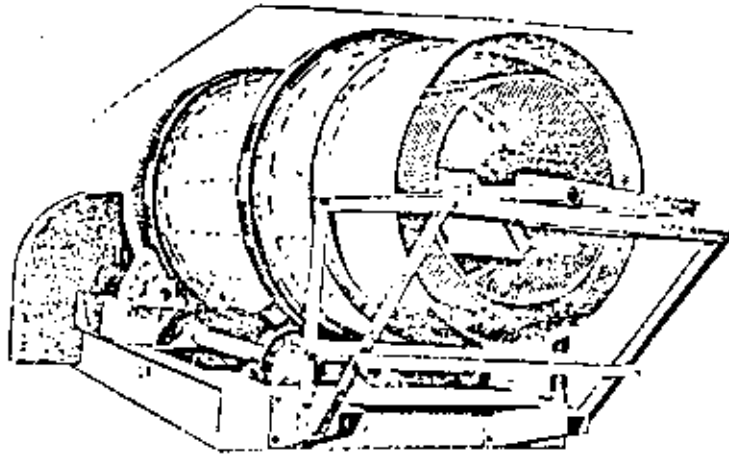


Figura 32.

D) Transportadores de Banda.

Para el manejo de los materiales granulares en las plantas de producción de agregados pétreos se utilizan básicamente las bandas transportadoras, equipo de mecánica simple y de gran eficiencia en el transporte de cualquier tipo de materiales a granel.

Varios tipos de transportadores de banda se han diseñado para satisfacer las amplias necesidades de la industria en general, para el manejo de cualquier clase de materiales, pero todos constan de una cinta o banda de hule reforzada con capas de lona o de nylon, de anchos de 18", 24", 30", 36", 42", 48", 54", 60", etc., montada sobre trenes de tres rodillos uniformemente espaciados y accionada por una polea de cabeza motriz que a su vez es accionada por un moto-reductor eléctrico, que le imprime a la banda una velocidad lineal que va de 100 a 600 pies por minuto en la mayoría de los casos, para transportar de este modo un flujo uniforme de material.

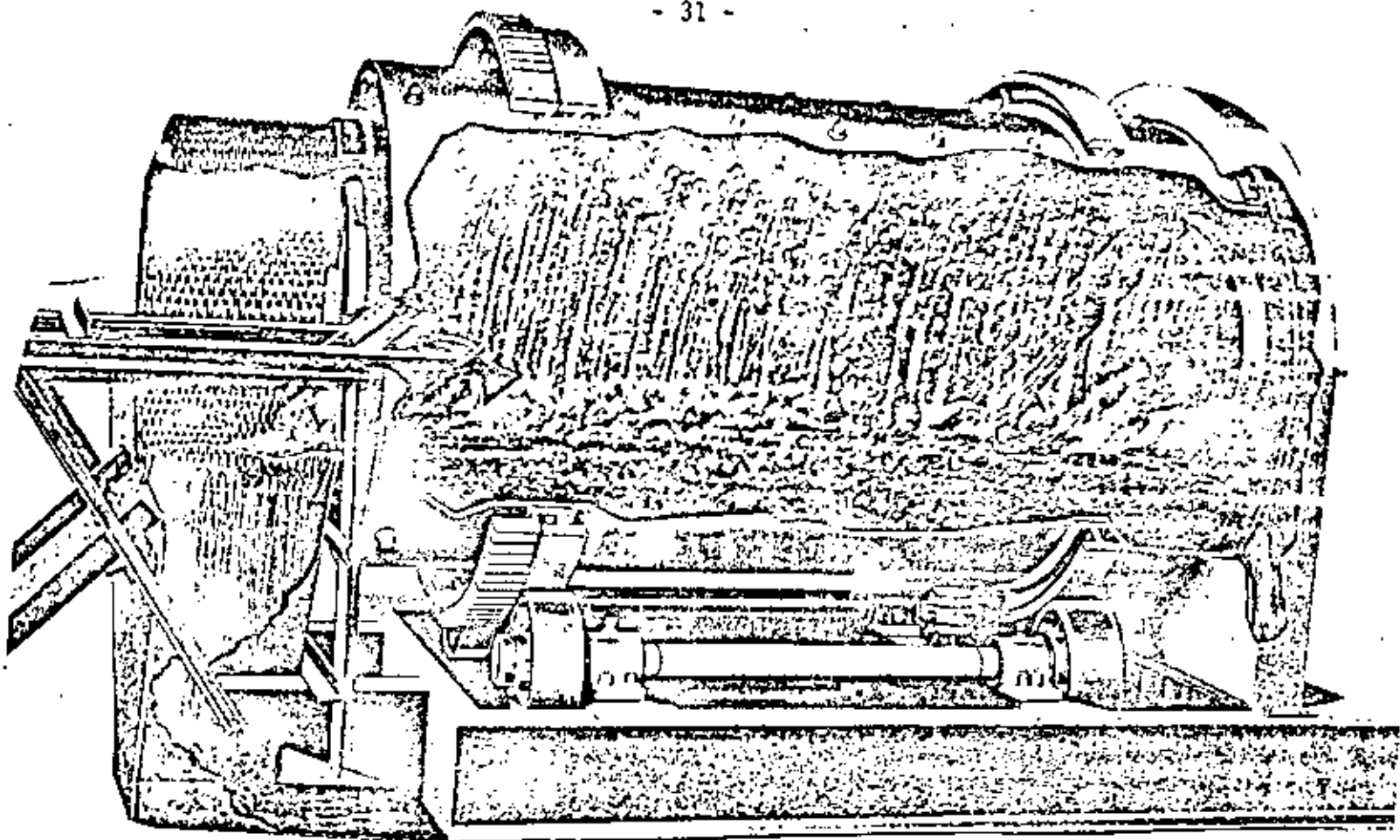


Figura 33.

Corte longitudinal de un tambor desenlodador en operación. Diámetros más utilizados del tambor: 60", 72", 84", 96" y 114".

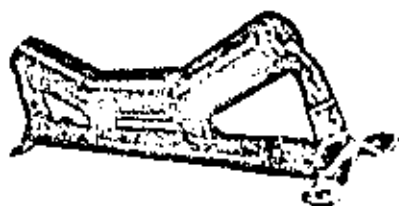


Figura 34.

Tren de tres rodillos de carga, lubricables, con inclinación ϕ 20°.



Figura 35.

Corte de la banda transportadora, mostrando las capas de lona y hule alternadas.

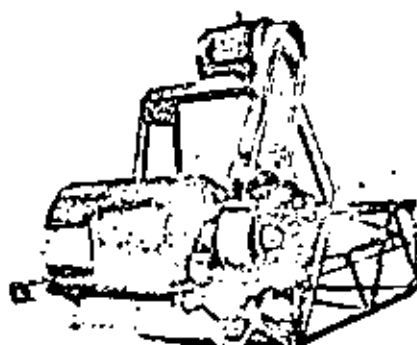


Figura 36.

Cabeza motriz de un transportador de banda con su polea de cabeza, motor eléctrico, reductor y transmisión a base de bandas "V".

La estructura de soporte de los transportadores de banda, es de acero estructural tipo celosía para transportadores grandes, o tipo viguetas de canal para los transportadores medianos y pequeños.

Para los grupos móviles de trituración existen diseños de bandas transportadoras portátiles, fácilmente transportables, que no necesitan ningún trabajo de cimentación.

Existen sistemas de transporte por medio de bandas, de varios kilómetros de longitud, sobre todo en la industria minera, por ser un medio económico y eficaz, justificándose ampliamente la relativamente elevada inversión inicial, en el manejo de grandes volúmenes de minerales.

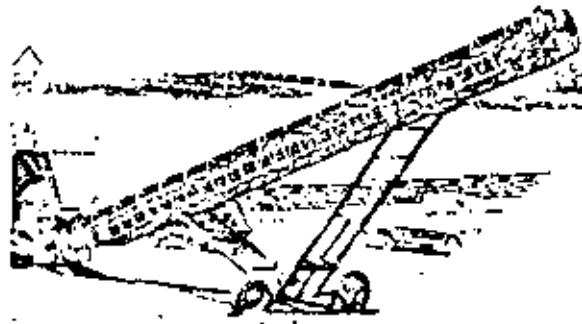


Figura 37.

Banda transportadora radial (Stacker) para almacenamiento de agregados en pilas sobre el terreno.

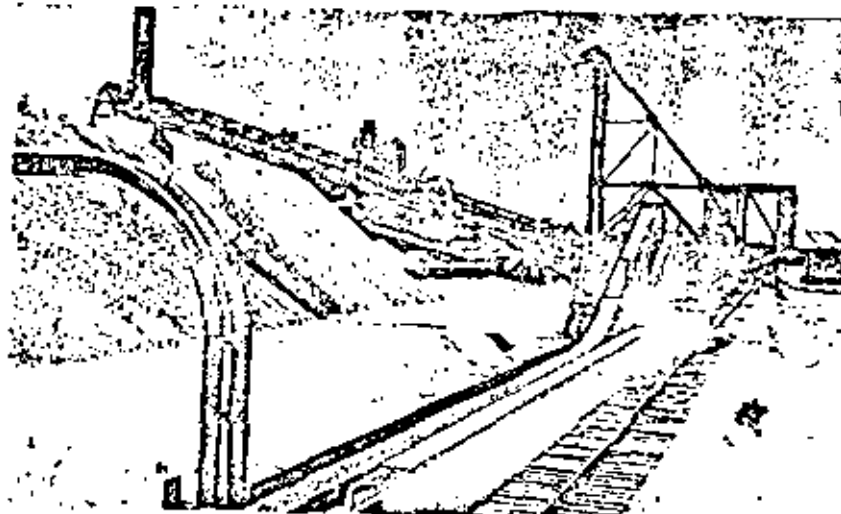


Figura 38.

Sistema estacionario de transporte de agregados y almacenamiento sobre el terreno, a base de transportadores con puntos de descarga variables a lo largo de su longitud (Tripper).

E) Elevadores de Cangilones.

Es un tipo de equipo de elevación de materiales a granel, que consiste básicamente en una serie de botes o cangilones montados bien sobre cadenas o bien sobre una banda de hule. Tanto las cadenas como la banda están animadas de movimiento lineal, que permite la elevación de los materiales recogidos por los cangilones en la tolva de recepción situada en la parte inferior del elevador..

Si bien es un equipo muy utilizado en las industrias de la cal, cemento, yeso y en minería, en las instalaciones de agregados pétreos ha visto muy

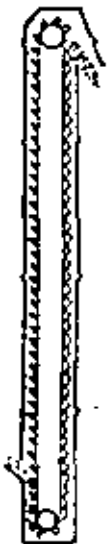


Figura 39.
Elevador de cangilones
montados sobre banda -
tipo continuo

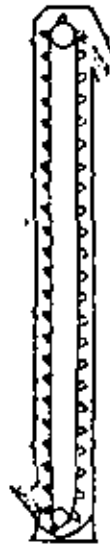


Figura 40
Elevador de Cangilones montados sobre cadena, tipo de descarga centrífuga.

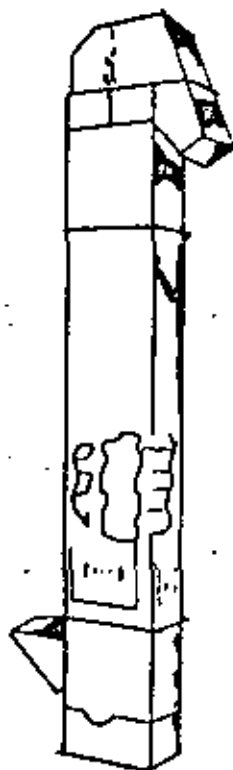


Figura 41.

Elevador de Cangilones Vertical, montados sobre cadena, cerrado, especial para la elevación de productos minerales finos y pulverulentos.

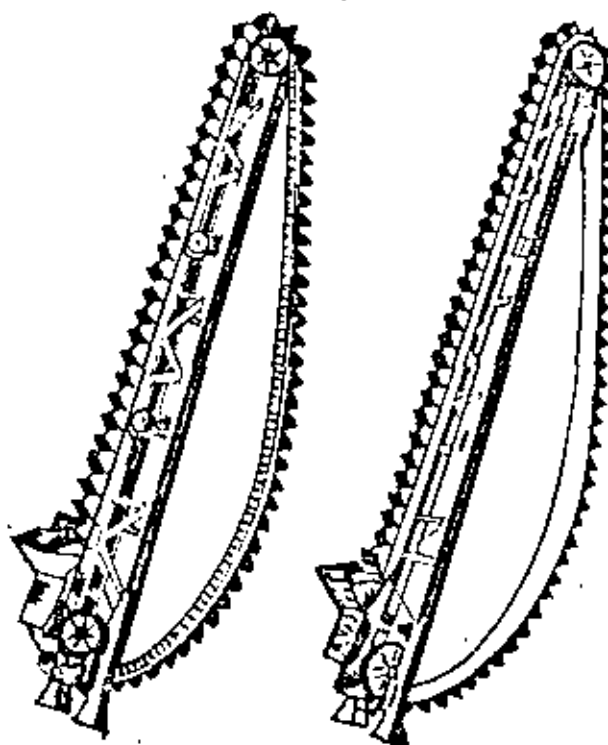


Figura 42.

Elevadores de Cangilones montados sobre banda, inclinados, abiertos, indicados para la elevación y manejo de gravas y arenas de construcción.

X TENDENCIAS ACTUALES EN LA SELECCION DEL EQUIPO DE TRITURACION PARA INTEGRAR GRUPOS MOVILES.

Se hará especial referencia a los equipos de trituración destinados a - elaborar los agregados pétreos necesarios para la construcción de sub-bases, bases, carpetas asfálticas y materiales de sello para la construcción de carreteras y aeropuertos.

Desde hace poco más de 20 años se ha venido observando en todo el mundo, una solución muy rápida en las técnicas de construcción de caminos, evolución que ha puesto a los contratistas y a los productores de agregados pétreos, frente a problemas completamente nuevos que han ocasionado modificaciones substanciales en el concepto de sus plantas, así como en las técnicas de producción. Dicha evolución parece haber alcanzado a la fecha, un cierto grado de estabilidad.

Los materiales pétreos destinados a formar las diversas capas que constituyen un camino, lógicamente han seguido muy de cerca la evolución de las técnicas de construcción. En efecto, en tiempos pretéritos se utilizaban términos tales como piedra de 2", grava de 3/4", arena a secas, etc., que generalmente definían un producto que era utilizado para todo tipo de trabajos de construcción. Hoy en día la tecnología de la construcción ha cambiado radicalmente. Por ejemplo, el diseño del concreto hidráulico requiere agregados pétreos completamente distintos a los que se necesitaban en la construcción de una carretera. Por esta razón el equipo que necesita cada uno de estos productos, tendrá características peculiares de acuerdo con el tipo de agregados a producir, situación que no prevalecía, por ejemplo: en los años treinta en donde el productor de agregados con una sola quebradora producía un agregado adecuado para todas las necesidades.

Hoy en día una planta moderna, fija o portátil, es mucho más compleja y representa un capital elevado invertido, obteniéndose sin embargo, costos unitarios inferiores al utilizar el equipo idóneo, con producciones elevadas de productos de alta calidad.

Se hará aquí particular referencia al equipo de trituración utilizado en la elaboración de materiales para sub-bases, bases, carpetas y sellos empleados en la construcción de caminos y autopistas.

Las primeras de dichas máquinas (secundarias) producen materiales en el rango de 1" a 3" de tamaño, las terciarias con cámara fina materiales en el rango de 1/2" a 3/4" y las cuaternarias materiales en el rango de 1/4" a 3/8" de tamaño máximo, en términos generales.

Es de hacer notar, el hecho de que en problemas de trituración total, tanto en los materiales de base (0 - 1 1/2") como en los de carpeta, se en -

cuentra un déficit de materiales finos abajo de la malla número 10 (2 milímetros aproximadamente). Para hacer que la curva granulométrica quede dentro de especificaciones, es necesario "levantarla" (figura No. 43) adicionando finos que bien pueden obtenerse a partir de arenas naturales en bancos próximos a la explotación, o bien producirlos artificialmente en un proceso cuartenario de producción.

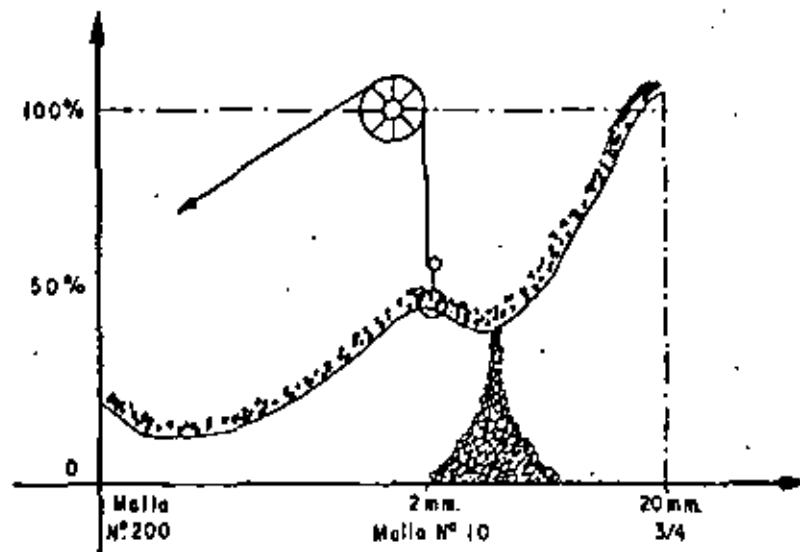


Figura 43.

Una mezcla asfáltica será tan buena, como buenos sean los agregados que se emplearon para elaborarla, por lo tanto, el control de calidad para el producto de una planta de asfalto sea del tipo continuo o del tipo de batch, debe empezar por los agregados pétreos en la alimentación de las mismas (figura 44). Si no se tienen agregados con la correcta granulometría a la entrada, será imposible obtener un producto de calidad. El problema de la construcción en bases y carpetas para caminos y autopistas, empieza pues, con el problema de trituración.

Un problema de trituración quedará correctamente resuelto, si se cuenta con el equipo idóneo, en cada proceso establecido en la planta.

Se había visto, que en lo que respecta a la trituración primaria, el equipo seleccionado universalmente como el apropiado en todos los casos para integración de los grupos móviles camineros, lo constituyen las quebradoras de quijadas.

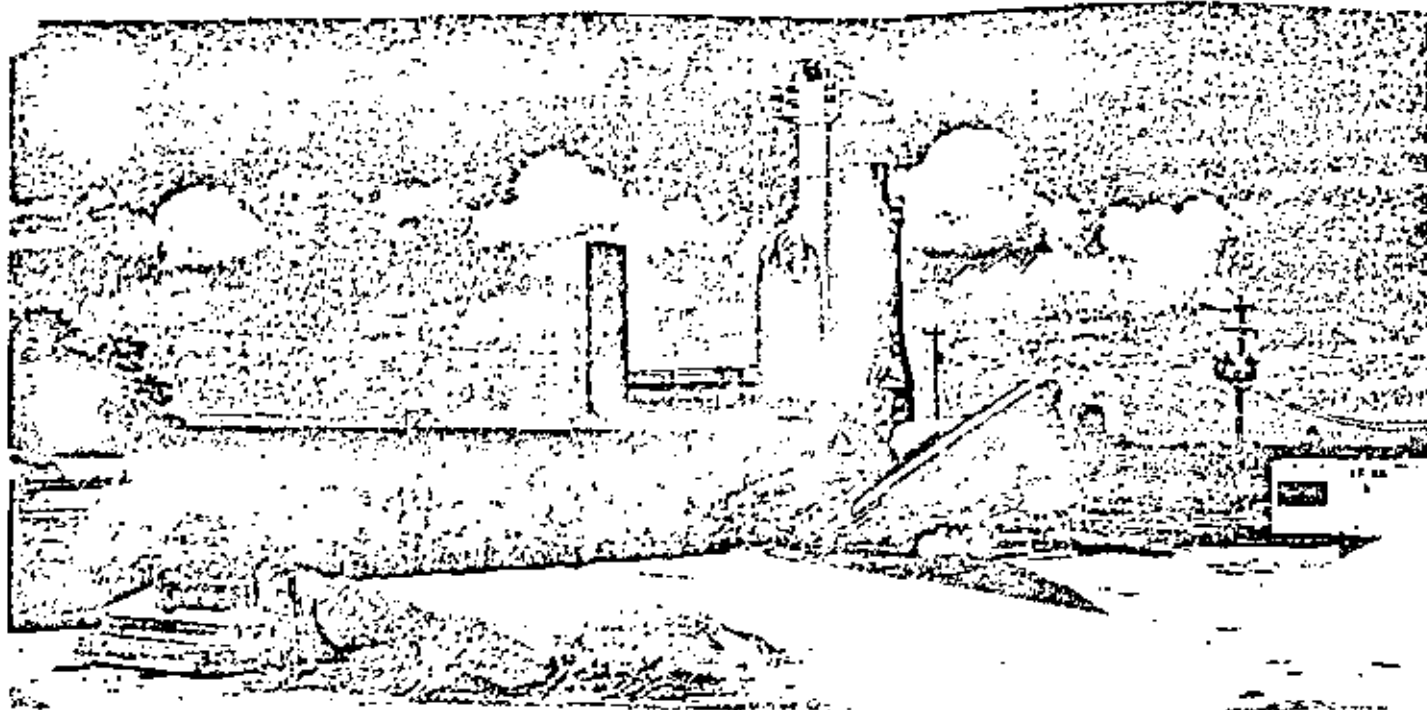


Figura 44.

Sistema de alimentación de agregados pétreos de cinco tamaños, para una planta de asfalto.

Por lo que respecta al equipo secundario y terciario, se puede resumir lo expresado anteriormente, en el cuadro siguiente:

Tipo de Trituradora	Índice de Reducción	Coeficiente de forma del producto.	Grado de abrasividad recomendada de la roca.	Consumo específico de energía
Rodillos	Bajo: 3÷1	Bajo: Muchas lascas.	Poco abrasiva	Normal
Martillos e Impacto	Muy alto: 20 ÷ 1	Muy bueno	No abrasiva	Muy alto
Conos	Alto: 10 ÷ 1	Bueno	Todo tipo de rocas.	Normal

Del examen de la tabla anterior, se deduce que el tipo de trituradora - más versátil, capaz de triturar eficiente y económicamente todo tipo de rocas, cualidad indispensable para los grupos móviles camineros, por la diversidad de bancos en los cuales van a trabajar a todo lo largo de su vida útil, son las trituradoras de cono, que cuentan además con un elevado índice de reducción y dan productos con un buen coeficiente de forma teniendo consumos - específicos de energía (kilowatts por toneladas producidas) muy razonables.

Por las razones anteriormente expuestas, y una vez roto el "tabú" de -- que las trituradoras de cono eran máquinas de mecánica complicada y de operación y mantenimiento delicados y complejos, su uso se ha popularizado entre los constructores de caminos y autopistas, para integrar los grupos móviles de trituración secundaria y terciaria, en un principio en los tamaños de 36" y en la actualidad en los tamaños de 48" y 66", de muy elevada capacidad, - que si bien tienen mayores costos de adquisición, se compensa con creces este factor, por los bajos costos de producción que se obtienen y el poco tiempo en el que trituran los volúmenes asignados para cada banco.

El modo de disposición de las máquinas de trituración sobre los chasis-remolque para integrar los grupos móviles ha variado desde el sistema "Dual" preferido hace 25 años aproximadamente, en tiempo de la postguerra, que fue cuando se inició el gran auge de las plantas portátiles o grupos móviles para equipar a los constructores de caminos.

Dicho sistema "Dual", consiste en instalar sobre el mismo chasis-remolque, la quebradora primaria de quijadas, la trituradora secundaria de rodillos, la criba vibratoria, la rueda de cangilones de elevación, las bandas de evacuación y recirculación, etc. En las figuras 45, 46 y 47, pueden apreciarse el aspecto exterior de dichos grupos móviles "Dual", y en las figuras 48 y 49 dos ejemplos del flujo de materiales en dicho sistema "Dual".

Debido a que dicho dispositivo daba unidades de grandes dimensiones, -- muy pesadas, de difícil mantenimiento y operación, en los últimos años se ha adoptado el sistema de grupos móviles "Unitarios".

Para la integración de dichos grupos móviles "Unitarios", la experiencia ha indicado que la quebradora de quijadas es la máquina más adecuada para realizar la etapa primaria de trituración, mientras que las trituradoras de cono en sus versiones de cabeza estándar y corta, son las máquinas apropiadas para realizar las etapas secundarias y terciaria de reducción de materiales pétreos.

En casos de unidades de muy elevada producción, se prefiere poner los alimentadores y cribas en remolques por separado, con el objeto de no tener unidades de pesos exagerados que hagan muy difícil su transporte por las carreteras ordinarias.

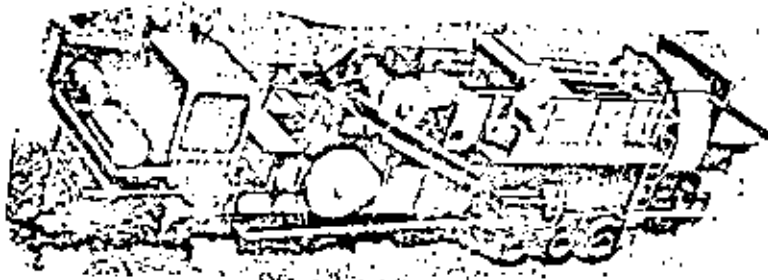


Figura 45.

Grupo móvil "Dual" de trituración primaria y secundaria, con quebradora de quijadas, trituradora de rodillos y criba vibratoria horizontal, con rueda de canchales.

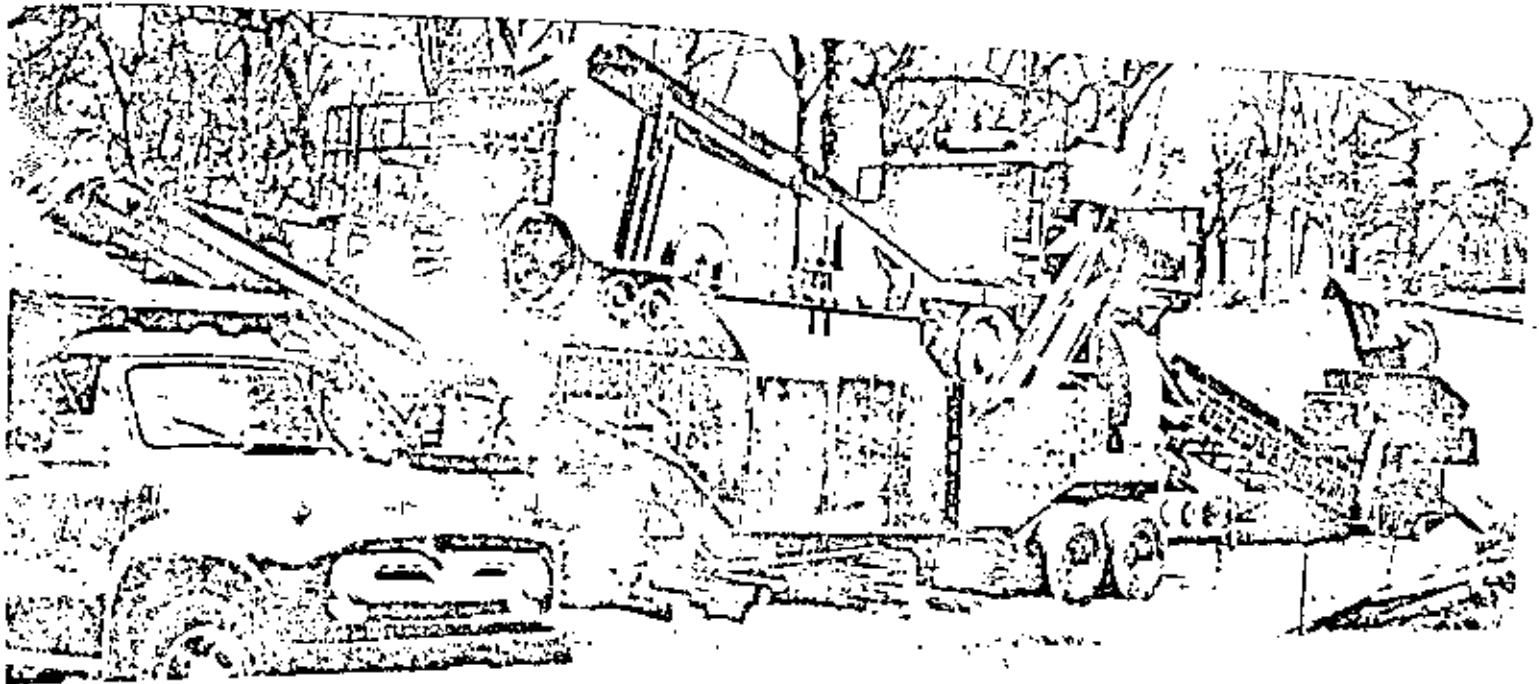


Figura 46.

Grupo móvil "Dual", con quebradora de quijadas, trituradora de rodillos y criba vibratoria inclinada.

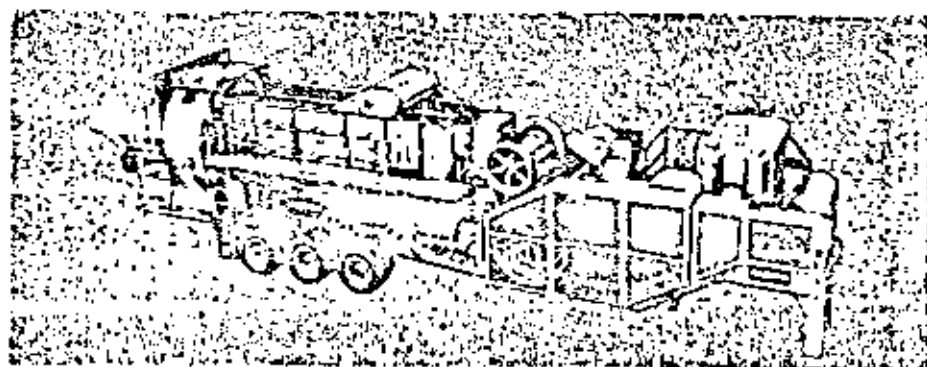


Figura 47.

Grupo móvil con quebradora primaria de quijadas (doble quijada móvil) trituradora de rodillos, criba horizontal y rueda de cangilones de elevación.

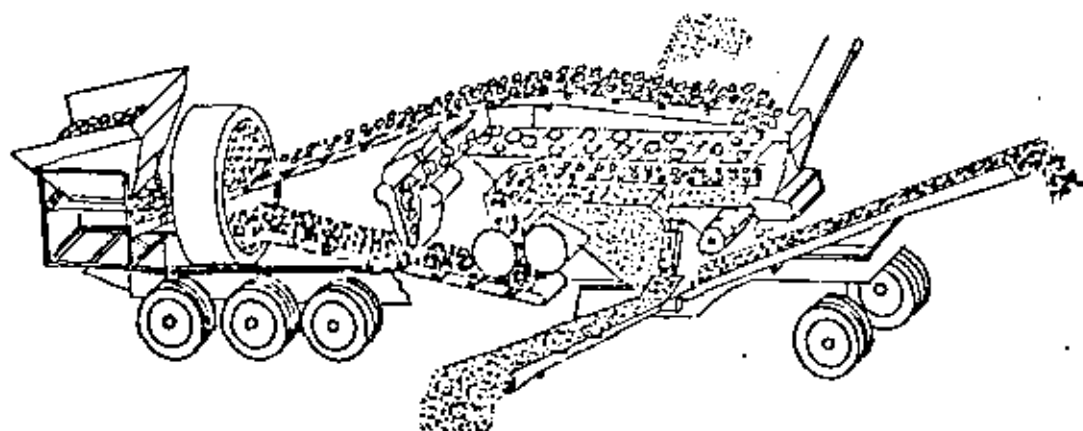


Figura 48

Esquema de flujo de materiales de un grupo móvil "Dual", con tolva de recepción del material de alimentación, alimentador de plato, con producción de cuatro tamaños de agregados.

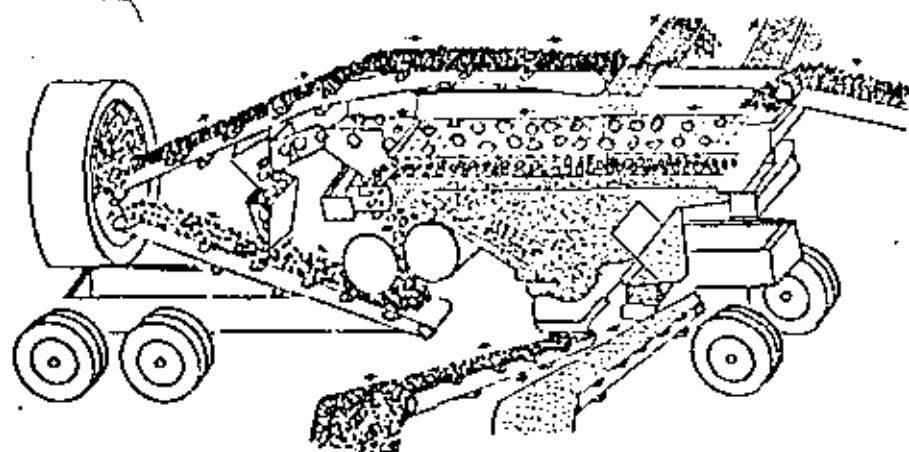


Figura 49

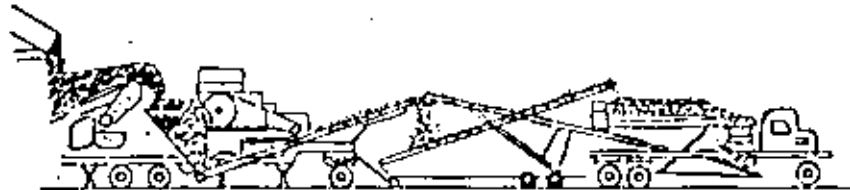
Esquema de flujo de materiales de un grupo móvil "Dual", con alimentación directa a la criba por medio de un transportador.

Se procurará trabajar la última etapa de trituración siempre en circuito cerrado, con el objeto de tener un control del tamaño máximo del producto, así como una mezcla de la fracción triturada con la natural, para tener un agregado homogéneo.

El esquemamostrado en la figura 50, muestra la disposición típica de un grupo móvil primario y de un grupo móvil secundario de trituración, trabajando a circuito cerrado, con sus respectivas bandas transportadoras de conexión, recirculación y almacenamiento de los productos.

GRUPOS MOVILES DE TRITURACION A CIRCUITO CERRADO

CORTE ESQUEMATICO LONGITUDINAL



FLUJO DE MATERIALES CON PRIMARIO DE QUIJADAS Y SECUNDARIO DE CONOS

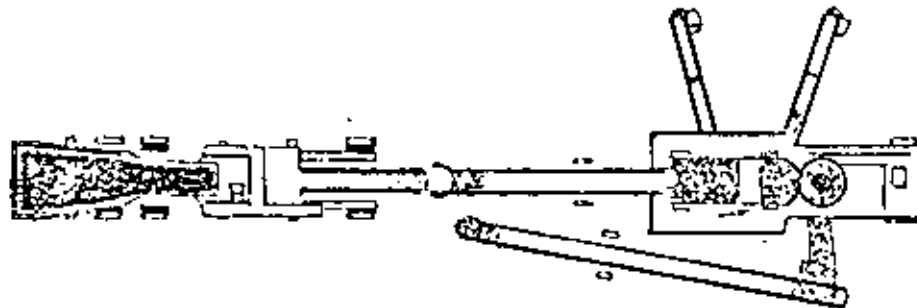


Figura 50.

En las figuras 51, 52, 53, 54, 55, 56 y 57, pueden apreciarse diversos ejemplos de integración de grupos móviles "Unitarios" de alimentación, trituración primaria, secundaria y terciaria, cribado y lavado de materiales pétreos, que es el sistema empleado actualmente en las plantas modernas portátiles de producción de agregados.

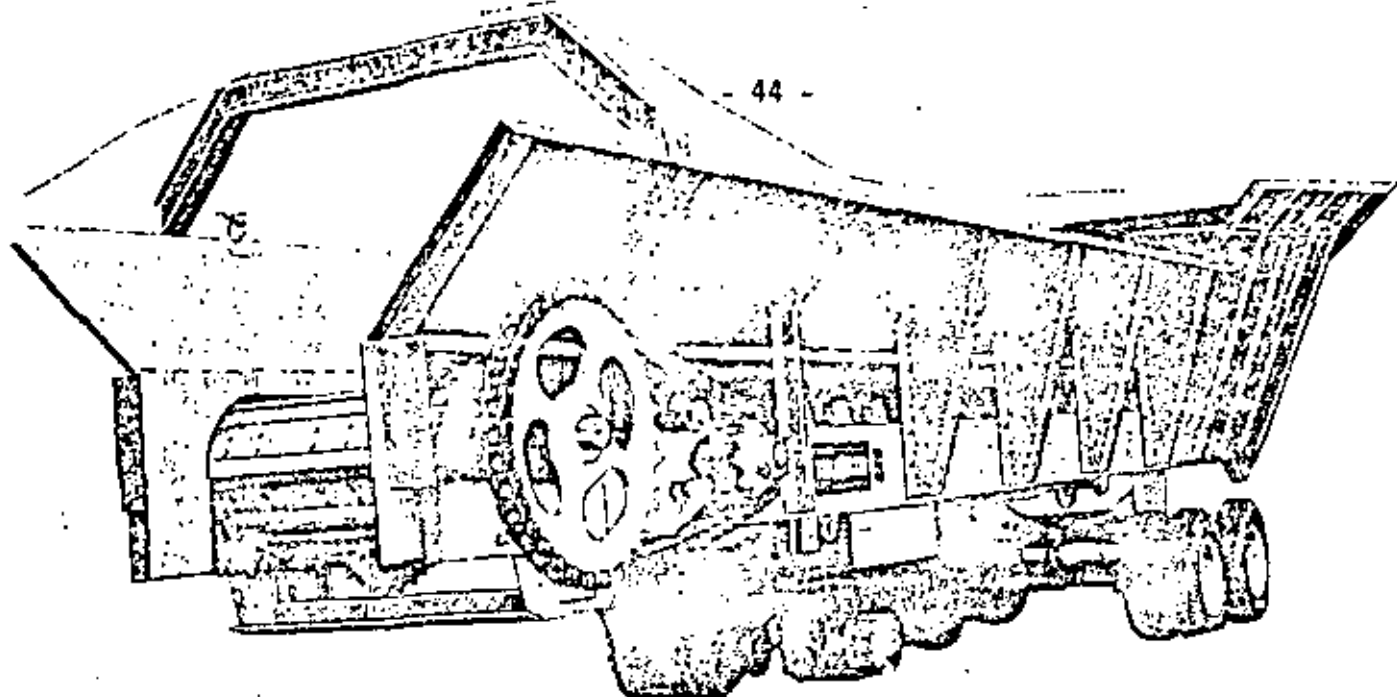


Figura 51.

Grupo móvil de alimentación, con alimentador de de
lantal de 42" x 30".

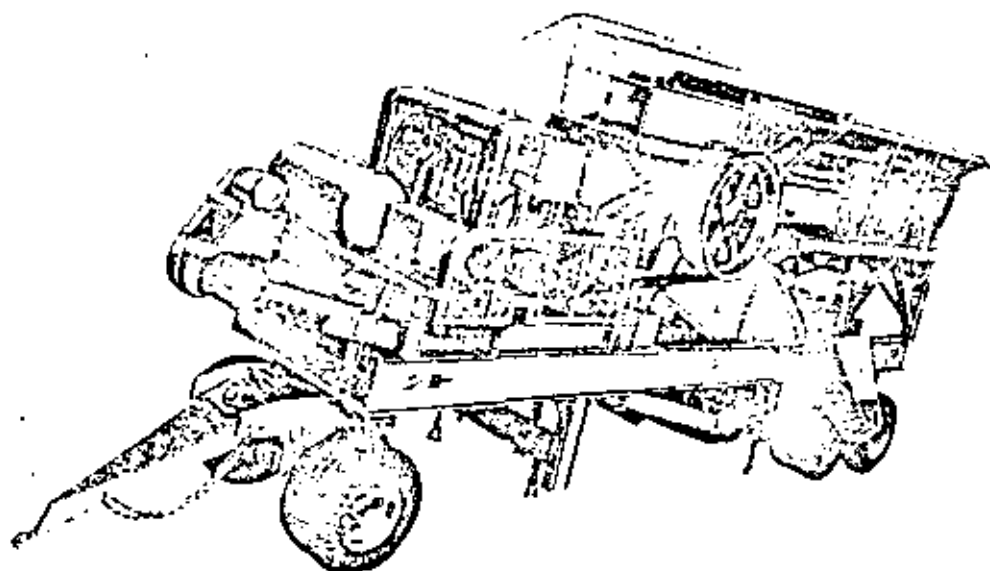


Figura 52.

Grupo móvil de trituración primaria con quebradora_
de quijadas 30" x 42".

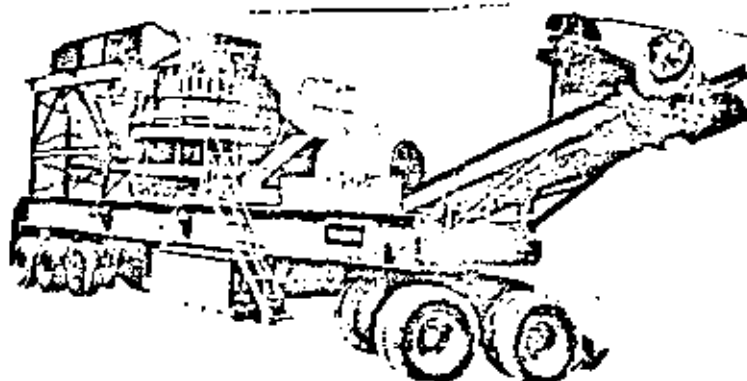


Figura 53.

Grupo móvil de cribado y trituración secundaria con criba vibratoria de dos pisos 5' x 12', trituradora de cono 489S (4') trabajando a circuito abierto.

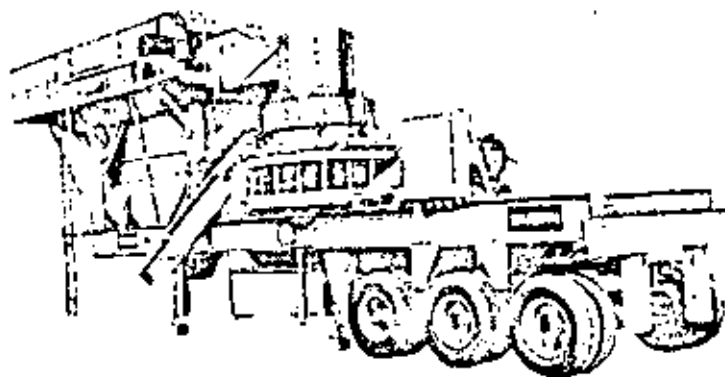


Figura 54.

Grupo móvil de cribado y trituración terciaria, con - criba vibratoria horizontal de dos pisos 5' x 16', y - trituración terciaria de cono 48FC (4'), trabajando a circuito cerrado.

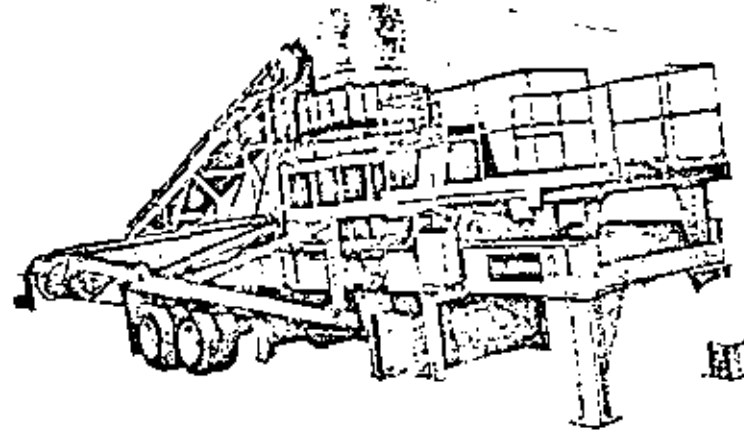


Figura 55.

Grupo móvil de trituración secundaria exclusivamente, con trituradora de cono 66S (5 1/2'), trabajando en circuito cerrado.

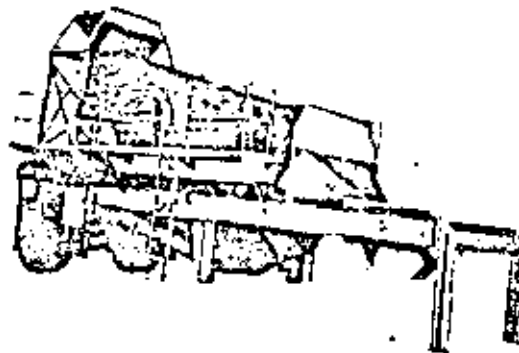


Figura 56.

Grupo móvil de cribado por vía seca, equipado con criba vibratoria inclinada de dos pisos 7' x 16'.

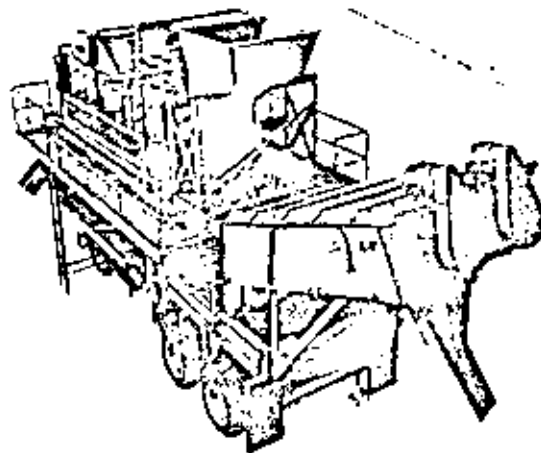


Figura 57.

Grupo móvil de cribado y lavado, equipado con una criba vibratoria horizontal 5' x 14' de tres pisos con flautas de riego, y gusano lavador doble de 30" x 25'.

En la integración de las plantas portátiles modernas de producción de agregados, se procura siempre que sea posible, equipar a las máquinas con motores eléctricos debido a que los motores de combustión interna son muy sensibles a desgastes por los polvos que seproducuen en este tipo de trabajo.

Si no existe suministro por línea de energía eléctrica, se deberá adquirir un grupo electrógeno que se instalará al abrigo de los polvos producidos, para proporcionar la energía eléctrica requerida por los motores de cada componente de la planta portátil.

Las tendencias actuales entre los grandes constructores de caminos, es la de utilizar equipos de elevadas producciones, sin más limitaciones que su portabilidad, para obtener bajos costos de producción, y poder cumplir con la elaboración de los volúmenes de agregados especificados, en un plazo de tiempo relativamente corto.

Por lo que respecta a las quebradoras primarias de quijadas, en la actualidad los tamaños preferidos por los constructores de caminos, para los cuales ya existen diseños de unidades portátiles son: 20" x 36", 25" x 40", 30" x 42", 36" x 46" y 44" x 48", cuya producción se balanceará con los tamaños respectivos de las trituradoras secundarias y terciarias de cono: 36" (3'), 48" (4'), 57" (4 3/4") y 66" (5 1/2").

Las cribas vibratorias más utilizadas, de preferencia horizontales, por que requieren menor espacio vertical de instalación, son sus versiones de --

dos y tres pisos, las siguientes: 4' x 12', 4' x 14', 5' x 12' 5' x 14', - - 5' x 16' 6' x 16', 6' x 18' 6' x 20', 7' x 16', 7' x 18', 7' x 20', 8' x 18', - 8' x 20' y 8' x 22'. Para los tamaños superiores a 5' x 16', se procurará - instalar la criba por separado en un chasis-remolque individual, para no tener un grupo móvil secundario o terciario de muy elevados peso y dimensiones.

Ultimamente, ciertos fabricantes de equipo de trituración, han diseñado un tipo de criba vibratoria horizontal con excéntrico inferior, la cual instalada en los grupos móviles de trituración secundaria y terciaria, permiten su transporte por carretera, sin necesidad de desmontar la criba, o bajarla de su posición de trabajo, para poder pasar los pasos superiores o inferiores que se encuentre en el curso de su trayecto de un sitio de explotación a otro.

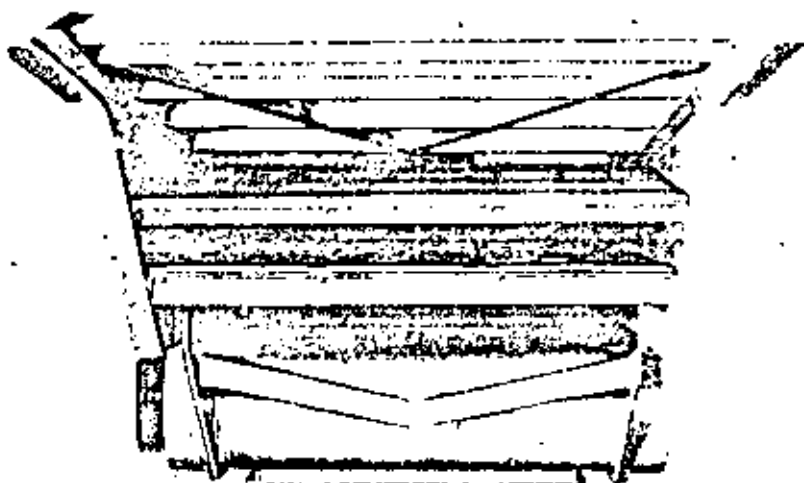


Figura 58.

Criba vibratoria horizontal de dos pisos, con el mecanismo excéntrico instalado en la parte inferior del bastidor.

Esta cualidad del nuevo diseño de grupos móviles de "bajo perfil", permite ahorrar tiempo en el campo de estos equipos, ya que no se requiere hacer ninguna maniobra adicional de acomodo a desmontaje, estando siempre listo el grupo móvil para su traslado.

Se puede establecer de lo expuesto anteriormente, las siguientes:

- 1°. La evolución en las técnicas de construcción de caminos y autopistas, ha conducido a establecer la utilización de agregados pétreos mucho más elaborados, con controles de calidad más estrictos que -

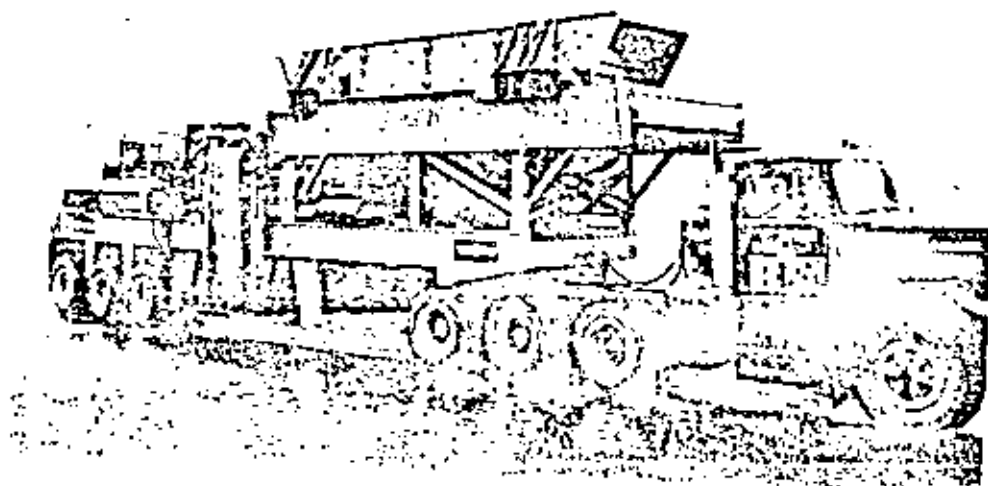
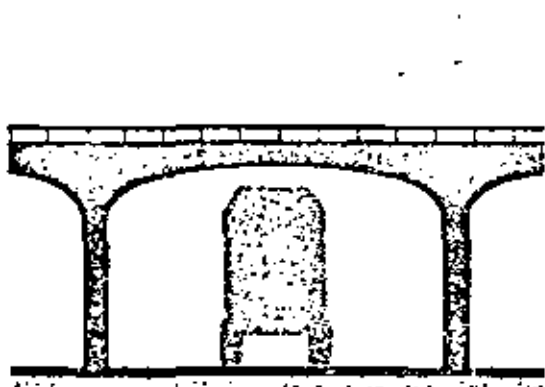


Figura 59.

Grupo móvil de trituración secundaria de "bajo perfil", trasladándose para explotar un nuevo banco de agregados, con todos sus componentes (criba, trituradora, etc.) en posición de trabajo.

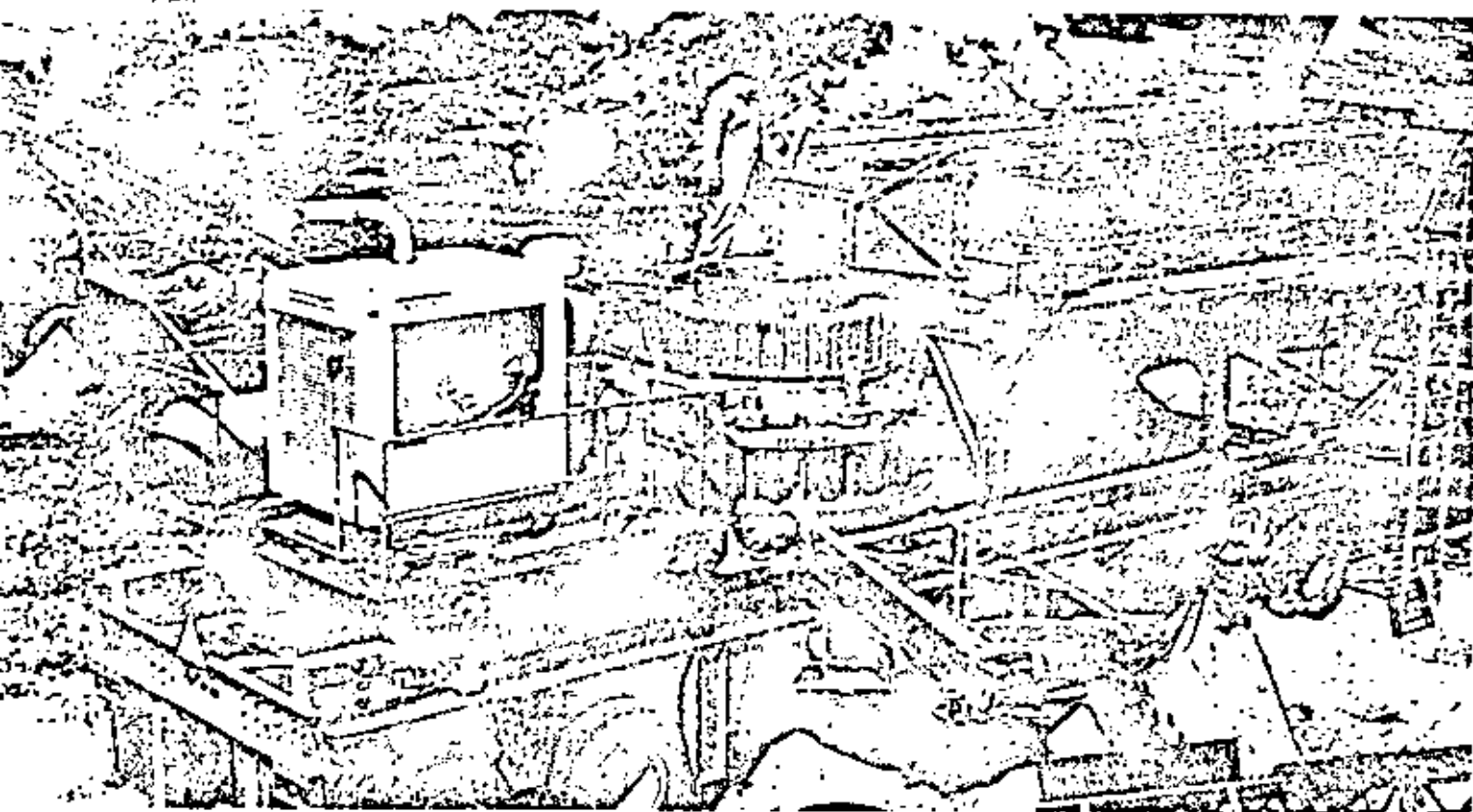


Figura 60.

Grupo móvil de trituración secundaria de "bajo perfil", en posición de trabajo, pocas horas después de haber llegado de su ubicación anterior, con criba vibratoria horizontal de excéntrico inferior -- 5' x 16' de dos pisos, y trituradora de cono 48S (4').

los que se utilizaban anteriormente, situación que se ha reflejado particularmente en los materiales de base y de carpeta, que tienen hoy en día especificaciones muy rigurosas.

20. Los productores de agregados pétreos han tenido que seguir muy de cerca la evolución de dichas especificaciones, debiendo adaptar -- sus equipos a la producción de los agregados de calidad exigidos.
30. Se considera que la trituradora de cono, es la máquina idónea para integrar los grupos móviles secundarios y terciarios, por sus cualidades intrínsecas y su versatilidad para procesar cualquier tipo de roca.
40. Las tendencias modernas en la constitución de las plantas portátiles de trituración, es la de emplear máquinas básicas cada vez de mayores capacidades, en quebradoras de quijadas los tamaños de 30" x 42 y 42" x 48" y en trituradoras de cono los tamaños de 48" y 66",

capaces de producir del orden de 350 toneladas por hora de materiales de gase (0 - 1"), a costos de producción reducidos y cumpliendo los programas de trabajo en corte plazo, con las ventajas inherentes de estos hechos.

XI EJEMPLO NUMERICO DE CALCULO.

Para que el constructor de obras de ingeniería, pueda seleccionar adecuadamente el equipo de trituración necesario para la producción de agregados pétreos, es indispensable que por lo menos, tenga los siguientes cuatro datos fundamentales:

- 1o. Naturaleza geológica de la roca.
- 2o. Tamaño máximo a la alimentación de la quebradora primaria y en caso de ser una trituración parcial, la granulometría media del banco de agregados naturales.
- 3o. Producción requerida en toneladas por hora.
- 4o. Granulometría del producto a la salida (dimensiones y porcentajes).

La ausencia de cualquiera de estas cuatro informaciones básicas puede dar como consecuencia el seleccionar o bien un equipo menor en capacidad del necesario, o bien un equipo de mayor capacidad y por lo tanto mayor costo; siendo en ambos casos los perjuicios técnicos y económicos muy considerables para el usuario.

Con ayuda de tablas de producciones y curvas granulométricas elaboradas por los fabricantes de este tipo de equipo, se resolverá el siguiente problema de selección de equipo de trituración y cribado.

- 1o. Banco de basalto limpio, de dureza media.
- 2o. Tamaño máximo de la orca a la alimentación de 18".
- 3o. Se requiere una producción de 90 toneladas cortas (2000 libras) -- por hora.
- 4o. Tamaños del producto a la salida:

$3/8'' - 3/4''$

$0'' - 3/8''$

Para elaboración de carpeta asfáltica.

En términos generales, en la etapa primaria de reducción, se reduce la roca natural a un tamaño máximo entre 4" y 10" por medio de una quebradora primaria. En la etapa secundaria, se reducirá el producto de la trituración primaria, a un tamaño entre 1 1/2" y 3". En la trituración terciaria, se reducirá al producto de la trituración secundaria a un tamaño menor de 3/4".

La primera máquina que deberá seleccionarse es la quebradora primaria; siendo el alimentador seleccionado a continuación, de acuerdo con el ancho de la boca de la quebradora primaria.

Haciendo uso de las tablas de capacidades de las quebradoras de quijadas, que es el tipo de quebradora primaria utilizado en los trabajos de ingeniería civil, se ve que una quebradora de quijadas con boca de admisión de 20" x 36", además de admitir sin problemas rocas de 18", tiene una capacidad entre 70 a 125 Toneladas por hora (de acuerdo con la dureza del material), a una abertura de salida de 3". Suponemos que para un basalto de dureza media, nos puede dar sin problema 90 toneladas por hora. En caso de materiales blandos (calizas, dolomitas, yeso, carbón), podemos considerar la capacidad máxima indicada de 125 toneladas por hora; mientras que en caso de materiales muy duros y abrasivos (cantos rodados de río, mineral de hierro y trapo), debemos considerar la capacidad mínima indicada de 70 toneladas por hora.

A continuación utilizando la curva granulométrica respectiva, vemos que la quebradora de quijadas 20" x 36", con una abertura de salida de 3" nos da material con un tamaño máximo de 5", anotando para nuestro balance granulométrico, los porcentajes producidos de los tamaños entre 5" y 1 1/2", 1 1/2" y 3/4", 3/4" y 3/8" y 3/8" y 0, anotándolos en la tabla de registro elaborada para tal propósito.

La fracción entre 1 1/2" y 5", requerirá trituración secundaria, para reducirla toda a material menor de 1 1/2". Utilizando la tabla de producción respectiva, seleccionamos una trituradora secundaria de cono modelo 36 S (3'), la cual abierta a 3/4" en la salida, tritura las 55 toneladas por hora de material de 1 1/2" - 5". Utilizando la curva granulométrica respectiva, se anotan en la tabla de registro los porcentajes y toneladas por hora de los materiales producidos.

Al realizar el balance granulométrico de las etapas primaria y secundaria, se ve que quedan 44.5 toneladas por hora de material entre 3/4" y 1 1/2" que es necesario reducir en una etapa terciaria a material menor de 3/4". Por medio de la tabla de capacidades respectiva, se selecciona para realizar esta producción, una trituradora terciaria de cono, modelo 36 FC (3'), la cual abierta a 7/16" en la salida produce 44.5 toneladas por hora de material menor de 3/4".

Después de efectuar la cuantificación de los porcentajes y toneladas por hora de materiales de 0 - 3/8" y 3/8" - 3/4" producidos por esta etapa, utili

zando la curva granulométrica respectiva, se anotará el resumen final del producto producido en las tres etapas de reducción.

Se elaborará a continuación el diagrama de flujo (Flow-Sheet) del proceso, haciendo trabajar tanto la quebradora primaria de quijadas 20" x 36" como la trituradora secundaria de conos 36 S (3'), en circuito abierto, y la trituradora de conos terciaria 36 FC (3'), en circuito cerrado, para tener control del tamaño máximo del producto final.

Si se trata de una instalación portátil o móvil, se dispondrán en chasis remolques separados: alimentador y quebradora primaria de quijadas, criba-scalper y trituradora secundaria, criba de productos y trituradora terciaria, con las bandas transportadoras de conexión, recirculación y almacenamiento necesarias para establecer el flujo de la planta.

La ventaja de disponer el equipo en grupos móviles de "función unitaria", además de tener unidades de más fácil transporte, operación y mantenimiento, es la de contar con grupos móviles autónomos que pueden trabajar por separado; es decir, en caso por ejemplo, de explotación de un banco de agregados naturales de río, pudiera no necesitarse el grupo primario, o el grupo primario o secundario, solamente necesitándose el grupo terciario, y por lo tanto, se produciría el material necesario con un costo mínimo, ya que únicamente se utilizaría el equipo que realmente se requiera de acuerdo con el material natural disponible y el producto que debe elaborarse.

Para el cálculo de la criba, con el auxilio de las tablas de factores, elaboradas por los fabricantes de este tipo de equipo, se aplicará la fórmula siguiente:

$$\text{Area en pies cuadrados} = \frac{\text{Alimentación menos sobretamaño}}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

Fórmula en la cual:

- A = Capacidad específica de la malla en toneladas por hora por pie cuadrado de malla.
- B = Factor en función del porcentaje de sobretamaño en la alimentación a la criba.
- C = Factor en función del porcentaje de la eficiencia de cribado deseada.
- D = Factor en función del porcentaje de material menor a la mitad de la malla calculada, contenido en el material alimentado.

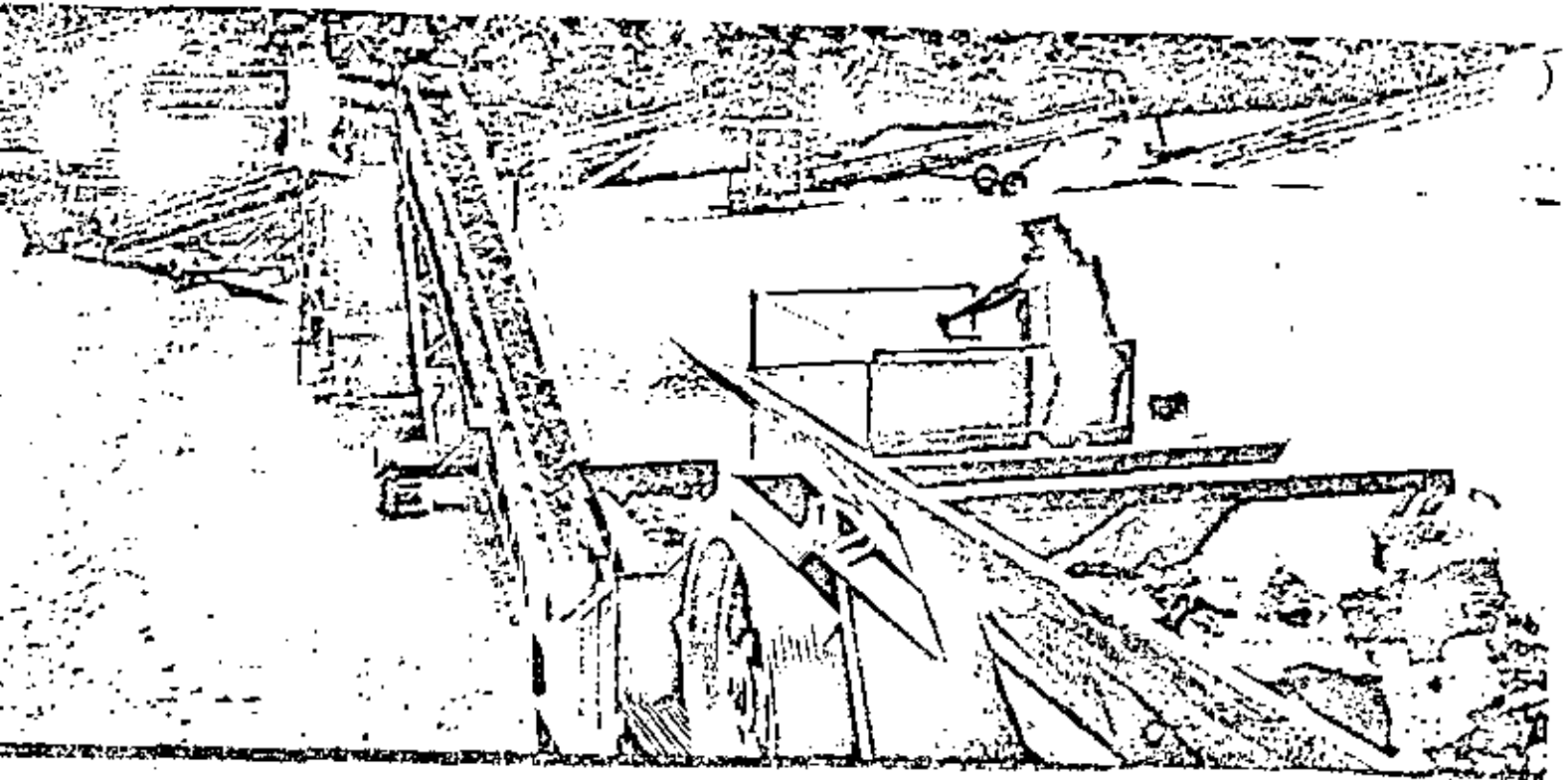


Figura 61. Planta portátil de trituración, con los grupos móviles primario y secundario en circuito abierto, y el grupo móvil terciario en circuito cerrado. Nótese en la parte inferior derecha, la alimentación de roca a la quebradora primaria de quijadas, por medio de un alimentador-grizzly vibratorio. Todas las unidades son accionadas por medio de motores eléctricos.

- E = Factor en función de la abertura de la malla; cuando se criba por vía se tomará este factor igual a la unidad.
- F = Factor en función del orden que tenga la malla calculada en la criba. - En la actualidad, se utilizan cribas de uno, dos y tres pisos. En caso de criba de dos o tres pisos, se calculará cada una de las mallas separadamente, y para seleccionar el tamaño de la criba, regirá la malla mayor.

En el problema resuelto anteriormente, la hoja de flujo muestra que la criba de productos tiene dos mallas 3/4" y 3/8" y que trabaja en circuito cerrado.

1o. Cálculo de la malla de 3/4".

$$\text{Area en pies cuadrados} = \frac{134.5 \times 44.5}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

A = Para grava triturada: 1.80 toneladas por hora por pie cuadrado malla 3/4".

B = Para sobretamaño de: $= \frac{44.5}{134.5} \times 100 = 33\% - 0.97$

C = Porcentaje de eficiencia de cribado deseado: 94%: - 1.00.

D = Porcentaje de material inferior a 3/8": $\frac{46.1}{134.5} \times 100 = 34\% - .88$

E = Para cribado por vía seca: - 1.00.

F = Para el primer piso: - 1.00.

Substituyendo estos valores en la fórmula

$$A_{3/4"} = \frac{90}{1.80 \times .97 \times 1.00 \times .88 \times 1 \times 1} = \frac{90}{1.54} = 58 \text{ pies cuadrados.}$$

Para la malla de 3/8" del segundo piso, el cálculo será:

$$\text{Area en pies cuadrados} = \frac{90.0 - 43.9}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

A = Para grava triturada, malla de 3/8": 1.19 toneladas por hora por pie cuadrado.

B = Para sobretamaño de $\frac{43.9}{90} \times 100 = 49\% - 0.90.$

C = Porcentaje de eficiencia de cribado deseado: 94%: - 1.00.

D = Porcentaje de material inferior a 3/16": - 30%: - 0.80.

E = Para cribado por vía seca: 1.00.

F = Para el segundo piso: 0.90.

Substituyendo estos valores en la fórmula:

$$A_{3/8"} = \frac{46.1}{1.19 \times .9 \times 1 \times .8 \times 1 \times .9} = \frac{46.1}{.78} = 59 \text{ pies cuadrados.}$$

Puesto que 59 pies cuadrados es mayor que 58 pies cuadrados, en este caso regirá el piso inferior de malla 3/8" para seleccionar el tamaño de la criba.

Se seleccionará una criba vibratoria horizontal de dos pisos de 5' de ancho por 12' de longitud, con una área efectiva de cribado de: 5' x 12' = 60 - pies cuadrados.

En la integración de plantas portátiles, se prefiere a las cribas horizontales sobre las cribas inclinadas, debido a que las primeras tienen necesidad de menor espacio vertical de instalación, cualidad muy importante para el traslado por carretera de los grupos móviles, ya que con las cribas horizontales se obtienen alturas de la unidad sensiblemente menores a las de los mismos grupos móviles equipados con cribas inclinadas.

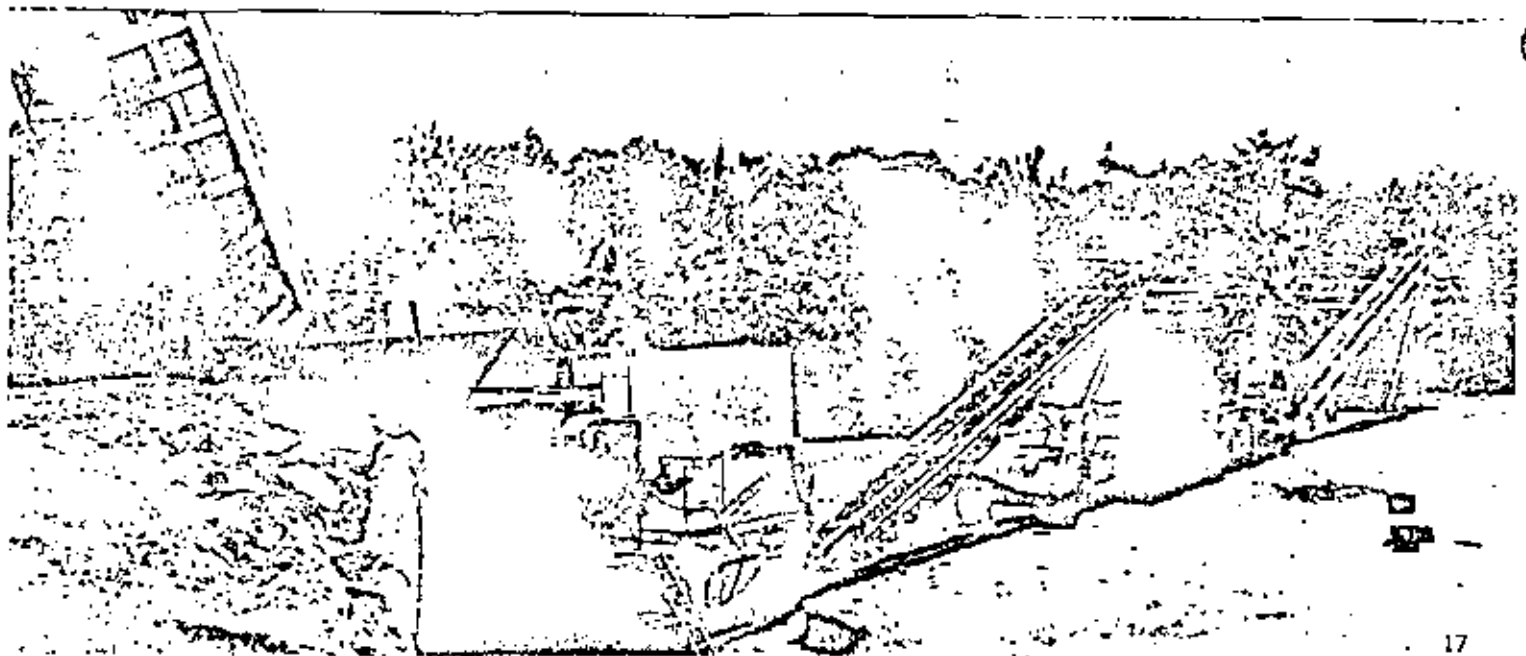


Figura 62. Planta portátil de trituración y cribado por vía seca, mostrándose la descarga de roca del camión a la tolva de recepción del grupo primario y las bandas transportadoras portátiles de conexión del grupo primario al secundario, y del grupo secundario al terciario.

BALANCE GRANULOMETRICO

TABLA DE REGISTRO

Tamaño de los materiales	Trituración primaria quebradora de quijadas 20"x36" abierta a 3", produce 90 toneladas por hora		Trituración secundaria tritadora de conos 36 S abierta a 3/4", produce 55 toneladas por hora.		Resumen de las etapas - primaria y secundaria		Trituración terciaria tritadora de conos 36 FC abierta a --- produce 44.5 toneladas por hora		Resumen final del producto	
	%	Ton/h	%	Ton/h	%	Ton/h	%	Ton/h	%	Ton/h
1 1/2" - 5"	61%	55.0	----	----	----	----	----	----	----	----
3/4" - 1 1/2"	22%	15.7	45%	24.8	49%	44.5	----	----	----	----
3/8" - 3/4"	9%	8.1	27%	14.8	26%	22.9	47%	21.0	49%	43.9
0 - 3/8"	8%	7.2	28%	15.4	25%	22.6	53%	23.5	51%	46.1
S U M A	100%	90.0	100%	55.0	100%	90.0	100%	44.5	100%	90.0

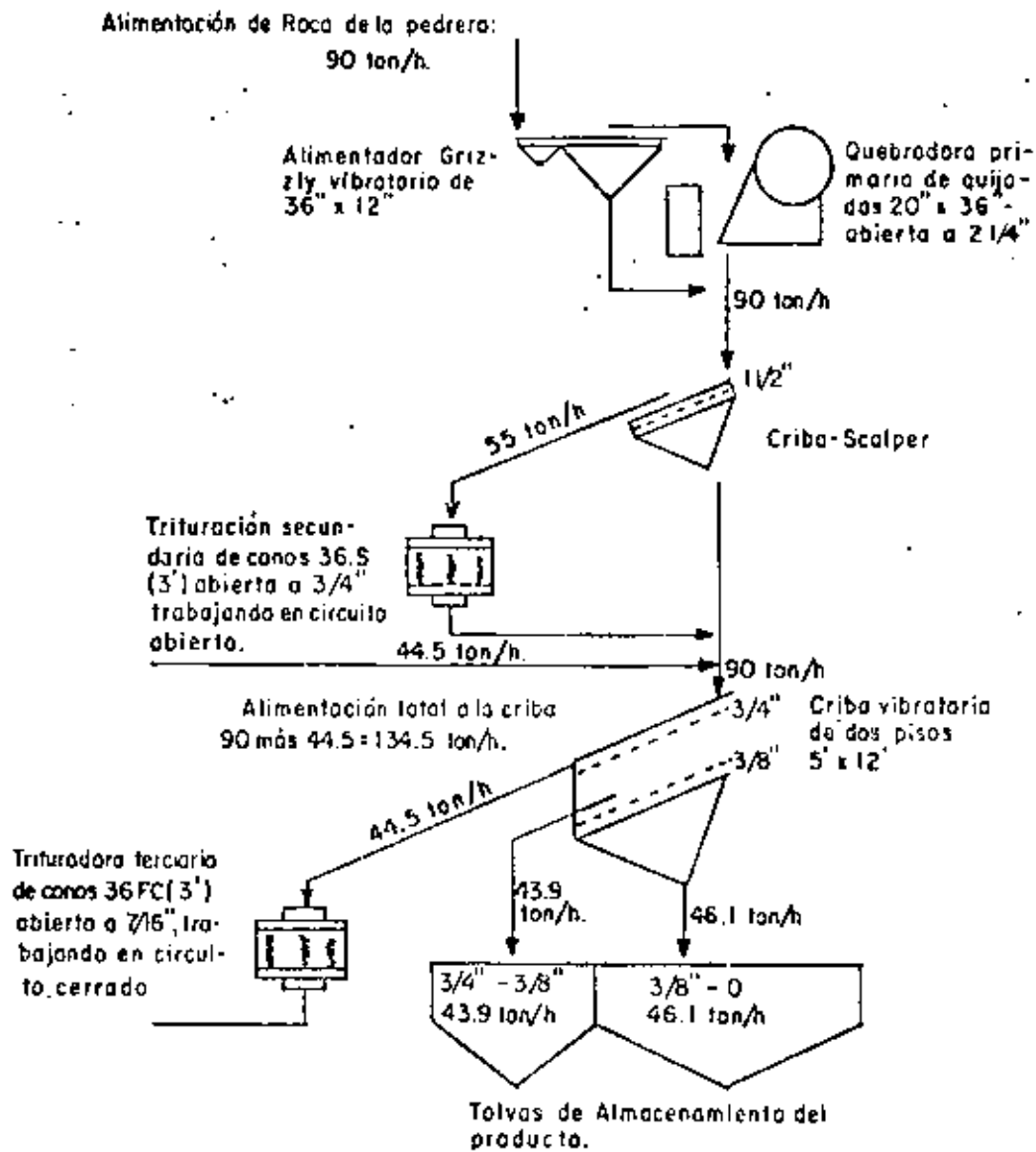


Figura 63

PROBLEMA DE SELECCION DE EQUIPO

Resolver los siguientes problemas de selección de equipo de trituración y cribado, utilizando las tablas y gráficas correspondientes.

PROBLEMA No. 1.

Se requiere una producción de 90 Ton/hr, siendo los tamaños de los materiales que se necesitan, los siguientes:

Un producto de $1\frac{1}{2}"$ a $\frac{3}{4}"$

Otro de $\frac{3}{4}"$ a $\frac{3}{8}"$

Y el último de $\frac{3}{8}"$ a 0

Se trata de un banco de basalto, el cual por medio de voladura de dinamita es fragmentado, obteniéndose un material en "greña" con tamaño máximo de 18".

El tamaño de los materiales es el siguiente:

-	18"	+	5"	80%
-	5"	+	$1\frac{1}{2}"$	10%
-	$1\frac{1}{2}"$	+	$\frac{3}{4}"$	4%
-	$\frac{3}{4}"$	+	$\frac{3}{8}"$	4%
-	$\frac{3}{8}"$	+	0	2%

Obtener la solución óptima.

PROBLEMA No. 2.

Producción 90 Ton/hr.

$3/4"$ a $3/8"$

0 a $3/8"$

El único cambio en este problema con respecto al anterior, es que ahora requiere el 100% de material menor de $3/4"$.

Obtener la solución para primaria y secundaria.

PROBLEMA No. 3.

Mismos datos que el problema No. 2; pero ahora la solución es para primaria, secundaria y terciaria.

PROBLEMA No. 4.

Datos Básicos.

- A) Explotación de un banco de agregados naturales, conglomerado en desfítico.
- B) Tamaño máximo a la alimentación de 8" y una granulometría media del banco como sigue:

Tamaño:			Por ciento:
3"	-	8" : -	40%
1 1/2"	-	3" : -	20%
3/4"	-	1 1/2" : -	12%
1/4"	-	3/4" : -	10%
0	-	1/4" : -	18%
S u m a : -			100%

- C) Se desea producir material de base 0 - 1 1/2" para construcción de un camino, necesitándose para cumplir el programa establecido, 225 - toneladas métricas por hora de dicho material.
- D) Granulometría del producto: 0 - 1 1/2", según especificaciones SOP, para material de base.

Se pregunta lo siguiente:

- a) Equipo de trituración necesario para producir el material al tamaño y cantidad estipulados. (Seleccionar quebradora de quijadas para la etapa primaria, y trituradora de cono tipo S y FC, para las etapas secundaria y terciaria respectivamente).
- b) Equipo de cribado necesario para integrar la planta.
- c) Tamaño y tipo del alimentador aconsejable para recibir el material natural en greña (ver el siguiente Capítulo VI).
- d) Establecimiento de la hoja de flujo (Flow Sheet) aconsejable, para el acomodo del equipo (alimentador, trituradoras, cribas) seleccionado, indicando las toneladas por hora y tamaño del material, en cada etapa del proceso de trituración y cribado.

XII SELECCION DE LOS ALIMENTADORES DE ROCA.

Datos requeridos para seleccionar un Alimentador:

- 1. Toneladas por hora que deben ser manejadas, incluyendo alimentaciones máxima y mínima.
- 2. Peso volumétrico del Material.
- 3. Distancia a la cual debe transportarse el material.
- 4. Altura a la cual el material debe ser elevado.
- 5. Limitaciones de espacio.
- 6. Método utilizado para la carga del Alimentador.
- 7. Características del Material.

Procedimiento seguido para seleccionar un Alimentador:

- Etapa 1: Seleccionar el tipo de Alimentador de acuerdo con el cuadro de "APLICACION DE LOS ALIMENTADORES".
- Etapa 2: Seleccionar el ancho del Alimentador. El ancho puede depender de la quebradora que va a ser alimentada; por ejemplo, una Quebradora de quijadas con una determinada boca de admisión, o por el tamaño de la abertura de la Tolva que va a utilizarse. El ancho del Alimentador puede también ser determinado por el tamaño máximo de la roca en la alimentación, o por la profundidad deseada del material y su velocidad de transporte. (Ver nota).
- Etapa 3: Verificar la capacidad del Alimentador seleccionado, contra las cifras indicadas en las páginas de capacidades respectivas (8 a 11).
- Etapa 4: Determinar los HP (caballos de potencia) requeridos de las tablas de selección del tipo de Alimentador respectivo (Etapa 1).

N O T A: La profundidad para un material con peso volumétrico de 100 libras por pie cúbico (aproximadamente 1500 kilogramos por metro cúbico), puede encontrarse por medio de la fórmula siguiente:

$$D = \frac{4 \times \text{TPH}}{W \times \text{FPM}}$$

en la cual:

D = Profundidad en pulgadas.

TPH = Toneladas por hora.

FPM = Pies por minuto a los cuales es alimentado el material

W = Ancho neto del Alimentador en pies.

APLICACION DE LOS ALIMENTADORES.

<u>TIPO DE TRABAJO</u>	<u>TIPO DE ALIMENTADOR RECOMENDADO.</u>
Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer, Pala o Drag. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 75% del Ancho del Alimentador.	Alimentador de Tablero Metálico tipo Apron, para trabajo extrapesado con paletas de acero al Manganeso.
Alimentación de una tolva de carga de material no abrasivo. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 75% del Ancho del Alimentador.	Alimentador de Tablero Metálico tipo Apron, para trabajo extrapesado con paletas de acero al carbón.
Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer, Pala o Drag. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 50% del ancho del Alimentador.	Alimentador de Tablero Metálico tipo Apron, para trabajo pesado.
Alimentación de una tolva de carga de material no abrasivo. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 30% del ancho del Alimentador.	Alimentador de Tablero Metálico tipo Apron, para trabajo Standard.
Carga de volteo de camión o carga directa por Bulldozer. El tamaño máximo de la roca no deberá exceder al 75% del ancho del Alimentador.	Alimentador Vibratorio de Charola o Alimentador Vibratorio de Rejilla.
Alimentador bajo la Quebradora -- Primaria para proteger a la Banda Transportadora de evacuación.	Alimentador Vibratorio de Rejilla.

TIPO DE TRABAJO

Alimentador bajo tolvas o pilas de Almacenamiento. El tamaño máximo del Agregado no deberá exceder al 50% del ancho del Alimentador.

Alimentador bajo tolvas o pilas de Almacenamiento. El tamaño máximo del Agregado no deberá exceder al 30% del ancho del Alimentador.

TIPO DE ALIMENTADOR RECOMENDADO

Alimentador reciprocante de Plato.

Alimentador de Banda.

T A B L A S

D E

P R O - D U C C I O N

Y

C U R V A S

G R A N U L O M E T R I C A S

ESPECIFICACIONES DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADAS

Tamaño	10x16	10x21	10x30	12x36	15x24	15x36	20x36	25x40	30x42	36x46	44x48	50x60
Peso neto	2247	2589	4493	5012	4767	8626	12078	16124	24178	34504	50394	75819
Peso para exportación en Kg.	2361	2724	4693	5375	4934	8866	12330	16360	24837	37954	57939	78725
Peso Volumen en m ³	3.26	3.68	4.81	5.24	4.67	10.12	14.18	16.28	25.42	31.13	45.76	53.47
Potencia requerida en HP	10-15	15-20	15-25	40-50	30-40	50-60	75-100	100-125	125-150	150-200	150-200	250-300
Polos de mando Diámetro X ancho mm.	838x215	838x216	965x267	965x267	965x267	1219x318	1219x375	1372x375	1524x375	1678x406	1829x432	2081x432
R.P.M.	350	350	320	320	320	265	265	260	255	255	220	220

* Fabricación nacional actual (mayo 74)

CAPACIDADES DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADAS

Tamaño	10x16	10x21	10x30	12x36	15x24	15x36	20x36	25x40	30x42	36x46	44x48	50x60
Capacidad en toneladas por hora abertura de salida:												
1/2"	4-5	5-7										
3/4"	6-8	7-10	13-20	18-27								
1"	8-11	9-13	17-29	22-35	17-25							
1 1/2"	10-15	15-20	23-34	30-43	25-35	38-57						
2"	14-20	19-26	29-43	35-54	30-45	48-72	45-85					
2 1/2"	17-25	22-33	35-52	43-65	37-55	57-85	58-105					
3"				55-75	43-65	67-100	70-125	110-180				
3 1/2"						78-114	80-145	125-210	140-220			
4"							90-165	140-225	160-240	200-300		
5"							115-200	170-270	190-285	240-360	300-450	420-625
6"							140-240	200-320	220-350	280-420	333-500	480-700
7"							165-280	225-375	260-380	320-480	366-550	505-760
8"								260-450	300-480	350-625	406-610	
8 1/2"										385-545	457-670	520-810
9"										400-610	450-720	600-900
10"										430-650	520-780	650-980
11"											560-840	710-1050
12"												780-1150
13"												900-1470
14"												950-1600
15"												1000-1800
16"												
Palabra Clave	Jabor	Jacor	Jado	Jaggy	Jalap	Jart	Jave	Jounce	Jotumh	Jacand	Jawla	Jael

* Capacidad con golpe corto

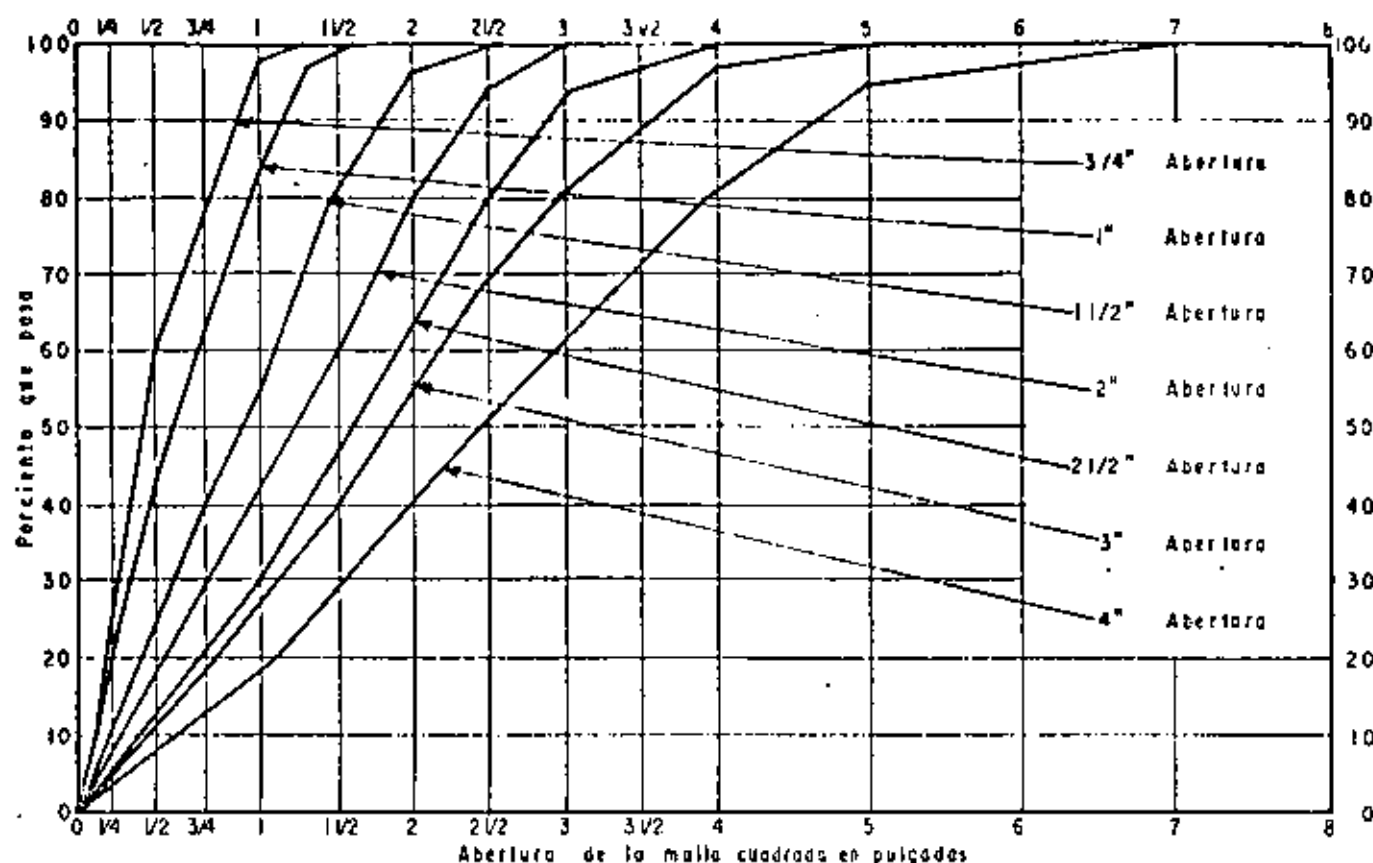
* Fabricación nacional actual (mayo 74)

NOTAS:

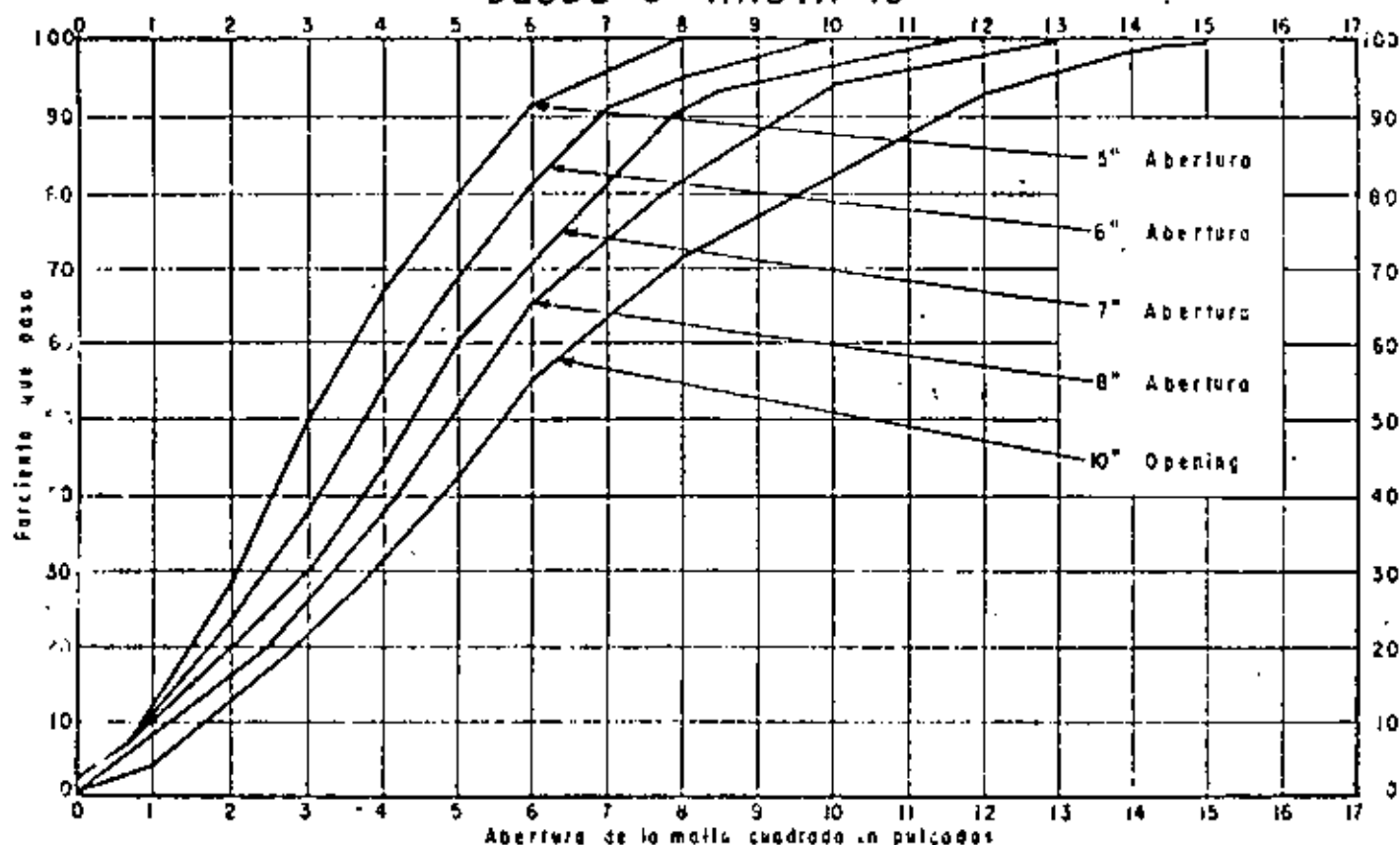
La potencia requerida varía según el tamaño del producto elaborado por la quebradora y según la dureza de la roca o mineral procesado.

Las capacidades están dadas en toneladas cortas, 907 kg. considerando materiales que pesan 1500 kg. por metro cúbico.

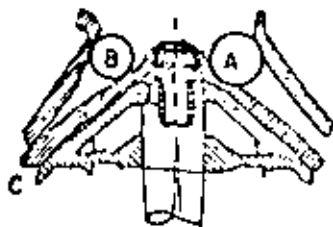
Donde no se especifique capacidad para una abertura dada, significa que la quebradora no puede operarse económicamente con dicha abertura de salida.



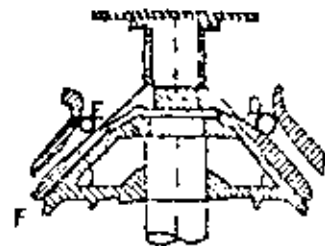
ANALISIS GRANULOMETRICO DEL PRODUCTO
DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADAS,
PARA ABERTURAS DE SALIDA
DESDE 5" HASTA 10"



CAPACIDADES DE PRODUCCION



Los diagramas y tablas muestran los lados abiertos y cerrados en la alimentación y el cerrado en la descarga de los materiales



Trituradora Secundaria
Tipo "S"

TIPO "S"

Trituradora Terciaria
Tipo "FC"

Tamaño de la Trituradora y Cierre	Tipo de Tazón	Abertura de Admisión		Abertura de Descarga mínima recomendada	Capacidades en toneladas cortas por hora, a la abertura de descarga "C" indicadas, para materiales que pesen 1,500 Kg/m ³								
		Lado Abierto "A"	Lado Cerrado "B"		1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/4"	1 1/2"
24 S (2 pies) Yacht	Grueso Mediano	3 1/4"	1 1/4"	1/4"	17	22	27	32	37	42	47	53	
24 S (2 pies) Yacht	Grueso	4 5/8"	4 1/8"	1/2"			27	32	37	42	47	53	
36 S (3 pies) Yacht	Extra Grueso Grueso Mediano	7 1/4"	6 1/4"	1/4"									
		5"	4"	1/2"									
		4 1/2"	3 3/4"	3/4"	36	41	56	71	77	83	89	105	110
36 S (3 pies) Yacht	Grueso	7 3/4"	6 3/4"	3/4"					71	77	83	89	105
48 S (4 pies) Yacht	Extra Grueso Grueso Mediano	8 1/2"	7 1/2"	1/4"									
		7 1/2"	6 1/2"	1/4"									
		5 1/2"	4 3/4"	1/2"	85	110	135	155	170	165	200	215	230
48 S (4 pies) Yacht	Grueso	10"	9"	1"							170	185	200
66 S (5 1/2 pies) Yacht	Grueso Mediano	11"	10"	1"									
		9"	8"	3/4"					200	235	275	320	365
66 S (5 1/2 pies) Yacht	Grueso	15"	14"	1 1/2"									365

TIPO "FC"

Tamaño de la Trituradora y cierre	Tipo de Tazón	Abertura de Admisión		Abertura de Descarga mínima recomendada	Capacidades en toneladas cortas por hora, a la abertura de descarga "F" indicadas, para materiales que pesen 1,500 Kg/m ³							
		Lado Abierto "D"	Lado Cerrado "E"		1/8"	5/16"	1/4"	5/16"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"
24 FC 2 pies Yachting	Grueso Mediano Fino	2 1/2"	1 1/2"	1/4"	6	8	10	14	20	25	30	
36 FC 3 pies Yachting	Grueso Mediano Fino	3"	2"	5/16"								
		2"	1 1/8"	1/4"								
		1 1/4"	3/4"	3/16"	22	32	42	52	62	72	80	
48 FC 4 pies Yule	Grueso Mediano Fino	4 1/4"	3"	3/8"								
		2 1/4"	1 3/4"	5/16"								
		3"	1"	1/4"								
66 FC 5 1/2 pies Yule	Grueso Mediano Fino	5 1/4"	4"	1/2"								
		4 1/2"	2 1/2"	3/8"								
		3"	1 1/8"	7/16"	95	140	180	215	250	280		

NOTA:

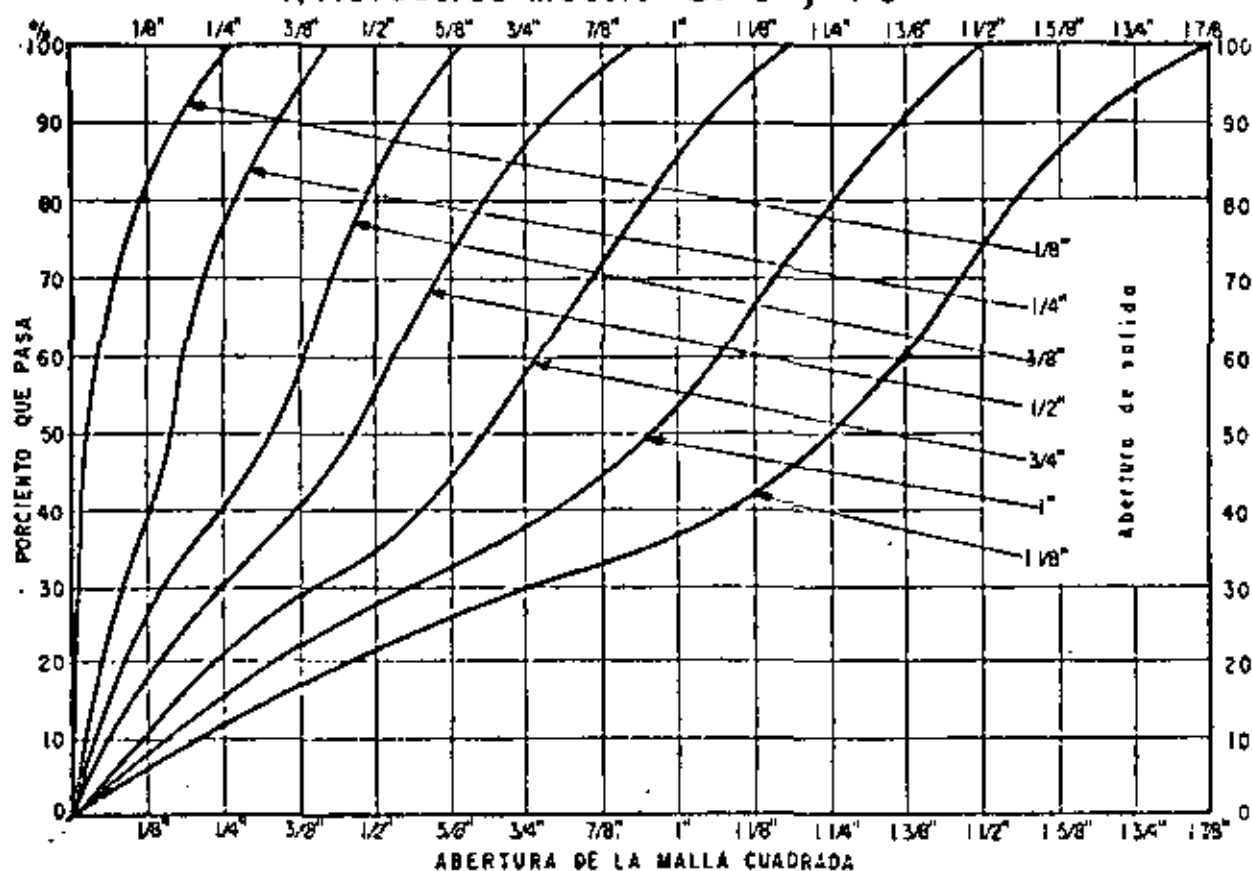
Las capacidades indicadas son promedio, ni máximas ni mínimas, estando basadas en la trituración de roca o mineral - limpio y seco de 1500 Kg/m³ de peso volumétrico y 2.6 de gravedad específica.

Para aberturas menores que las mínimas mostradas, consulte a la fábrica

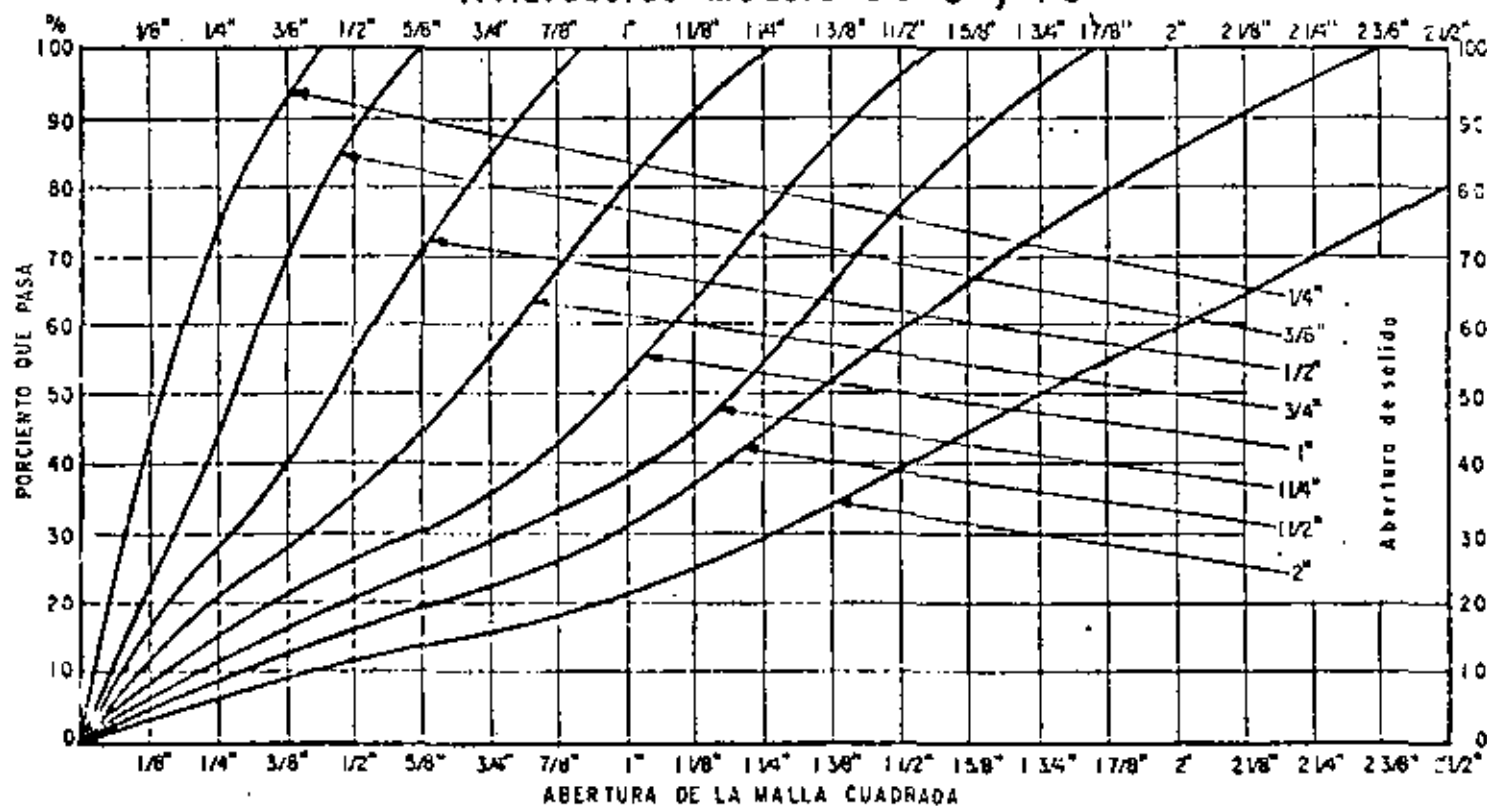
CURVAS GRANULOMETRICAS DEL PRODUCTO TRITURADO

- 69 -

Trituradoras Modelo 24 "S" y "FC"



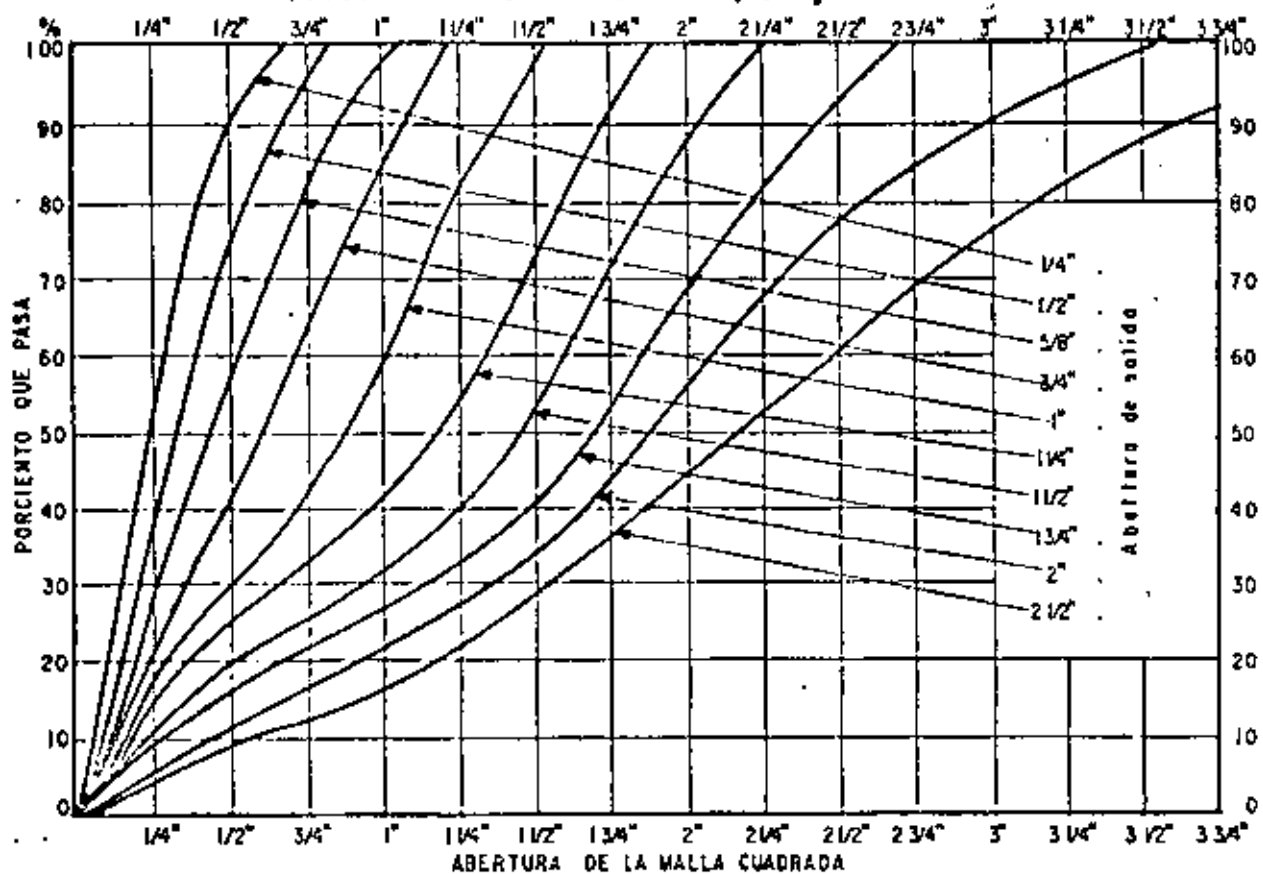
Trituradoras Modelo 36 "S" y "FC"



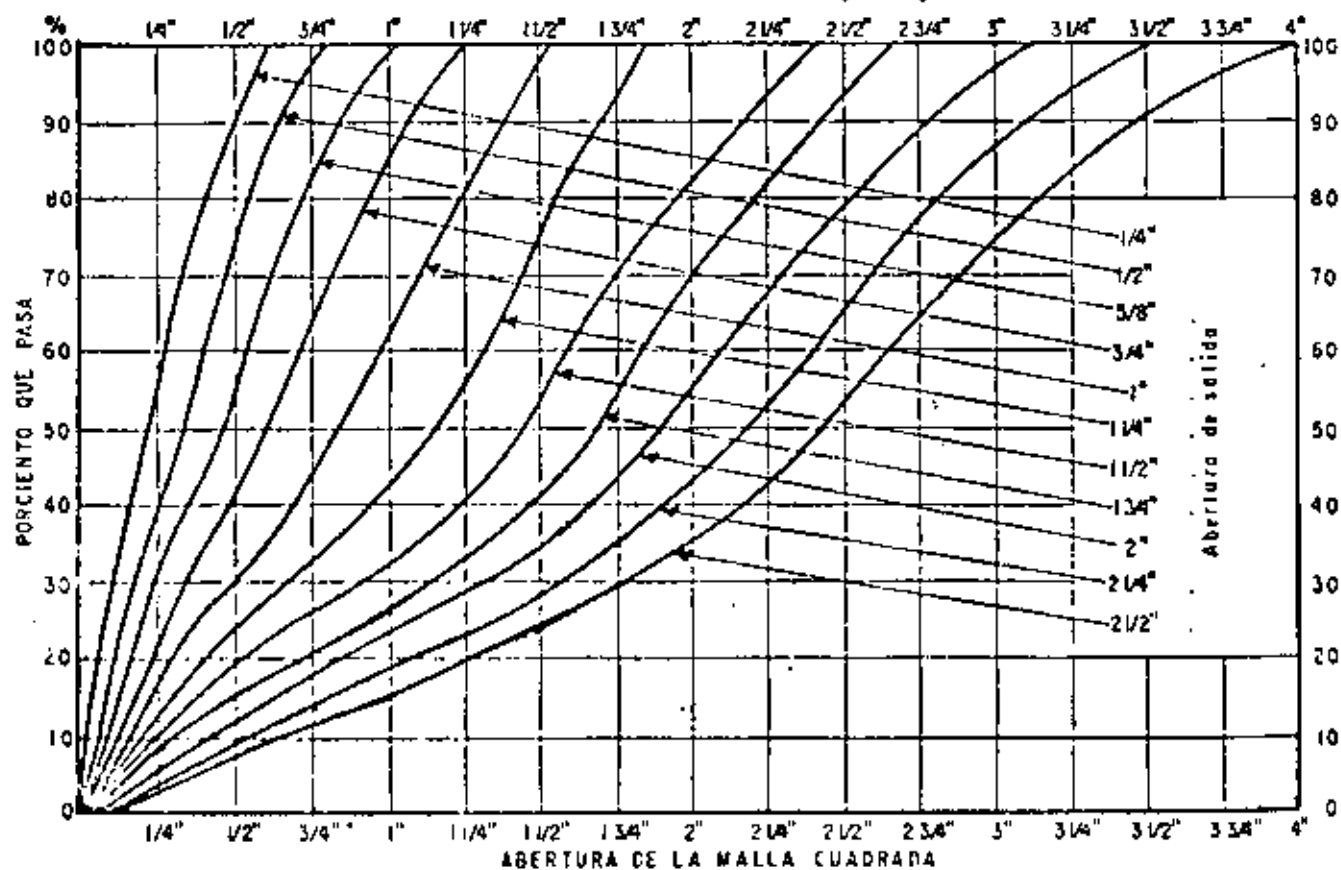
CURVAS GRANULOMETRICAS DEL PRODUCTO TRITURADO:

70

Trituradoras Modelo 48 "S" y "FC"



Trituradoras Modelo 66, "S" y "FC"



CAPACIDAD DE LAS BAS VIBRATORIAS

Factor "A": Capacidad específica en toneladas cortas por hora que pasan a través de un pie cuadrado de mallo, basados en una eficiencia del 95%, con un sobretamaño en el material alimentado del 25%

Claro de la Mallo Cuadrado	.0116"	.0164"	.0232"	.0238"	.046"	.065"	.093"	1/8"	.131"	.185"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"	1"	1 1/4"	1 1/2"	2"	2 1/2"	3"	4"	5"
Número de Mallo	48	35	28	20	14	10	8		6	4														
Arena	.144	.183	.226	.282	.36	.45	.57	.69	.78	.90	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Pelvo de Roca	.120	.152	.188	.235	.30	.375	.475	.56	.595	.75	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Pelvo de Carbón	.091	.115	.142	.176	.226	.284	.36	.48	.45	.57	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Grava de Rio	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	1.08	1.40	1.68	1.94	2.16	2.36	2.56	2.90	3.20	3.70	4.05	4.30	4.65	4.00
Piedra Triturada	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	.88	1.10	1.40	1.60	1.80	1.96	2.12	2.40	2.68	3.10	3.38	3.60	3.86	4.07
Carbón	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	.68	.88	1.04	1.21	1.36	1.48	1.60	1.83	2.00	2.31	2.53	2.69	2.91	3.06

Factor "B" Es función del porcentaje de sobretamaño contenido en la alimentación a la Criba

Porcentaje de Sobretamaño	Factor "B"	Porcentaje de Sobretamaño	Factor "B"
10%	1.05	85%	.64
20%	1.01	90%	.55
30%	.98	92%	.50
40%	.95	94%	.44
50%	.90	96%	.35
60%	.86	98%	.20
70%	.80	100%	.00
80%	.70		

CAPACIDAD DE LAS CRIBAS VIBRATORIAS

Eficiencia Deseada	60%	70%	75%	80%	85%	90%	92%	94%	96%	98%	Factor "C": Una separación perfecta o eficiencia del 100% no es económica. En la práctica del cribado de agregados, se acepta una eficiencia del 94%.
Factor "C"	2.10	1.70	1.55	1.40	1.25	1.10	1.05	1.00	.95	.90	

Cantidad en la alimentación menor de la mitad de la malla de cribado.	10%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%	Este factor es necesario considerarlo cuidadosamente cuando se esté cribando un material con alto contenido de arena o roca fina. Por ejemplo, si se está cribando a 1/2", considerar el porcentaje menor a 1/4" en la alimentación.
Factor "D"	.55	.70	.80	1.00	1.20	1.40	1.80	2.20	3.00	---	

CRIBADO POR VIA HUMEDA

Tamaño de la abertura de la malla. (Pulgadas ó número de la malla)	20	14	10	8	1/8"	6	4	1/4"	5/16"	3/8"	1/2"	3/4"	1"	ó más
Factor "E"	1.10	1.50	2.00	2.25	2.50	2.50	2.50	2.25	2.00	1.50	1.30	1.20	1.10	

El cribado por vía húmeda abajo de la malla #20, no se recomienda. Si se criba por vía seca, se utilizará un factor "E" igual a 1. Un cribado por vía húmeda significa el utilizar de 5 a 10 galones por minuto de agua por cada yarda cúbica de material producida por hora, o sea - que por cada 50 ydras cúbicas por hora de material, se necesitarán de 250 a 500 galones por minuto de agua.

Piso	Superior.	Segundo	Tercero	Para una criba de un piso, se usará un Factor "F" igual a 1. Para una criba de dos o tres pisos, para el cálculo de cada piso, se utilizará el Factor "F" indicado correspondiente.
Factor "F"	1.00	.00	.75	

3. SUB - BASES

ING. ALFREDO GUERRA GUAJARDO

SUBBASES Y BASES

Definimos como subbase y base a las capas sucesivas de material seleccionado que se construyen sobre la subrasante, cuya función es -- soportar las cargas rodantes y transmitir las a las terracerías, distribuyéndolas de manera que no se produzcan deformaciones perjudiciales en éstas.

Nuestro objetivo será señalar el procedimiento de construcción -- más apropiado en nuestro país, para la elaboración, transportación, tendido, afinamiento y compactación de subbases y bases.

Desde el punto de vista de procedimientos de construcción, es in-distinto referirse a la subbase o a la base, pues una y otra se constru-yen en la misma forma.

En México, las subbases y bases se construyen, en general, con -- un material granular (grava) mezclado con: cementante natural y agua, cemento y agua, cal y agua, emulsión asfáltica, o asfalto fluxado, o -- bien, se construyen de arena mezclada con emulsión asfáltica. Las más -- usuales son las construidas con un material granular (grava mezclado -- con cemento natural y agua, y las construidas con arena y emulsión as- fáltica.

Emulsión asfáltica es la mezcla, hecha en planta, de 65% de asfal to No. 6, 35% de agua, 6.5 kg/Ton de emulsificante y 6 kg/Ton de HCL. -- Cuando el emulsificante es grasa animal, la emulsión es catiónica y --- cuando es una resina, la emulsión es aniónica.

Algunas veces, los pavimentos se diseñan con una capa de concreto asfáltico elaborado en planta estacionaria, a la que se llama base por -- construirse a todo el ancho de la corona y por no usarse como superficie de rodamiento. No nos referimos a este caso especial porque su estudio corresponde al capítulo de carpetas asfálticas elaboradas en planta --- estacionaria.

Obtención y tratamiento de los ingredientes pétreos.

En nuestro país, los materiales pétreos para subbase y base se -- obtienen: en forma natural, por disgregado, por cribado, o por tritura-ción y cribado. Los procesos para la obtención y el tratamiento de los ingredientes pétreos no serán objeto de este estudio; sin embargo, sólo deseamos mencionar que para la trituración, el equipo que en la mayoría

de los casos es el más conveniente, debe constar de conos y no de rodillos como anteriormente se venía usando en forma casi generalizada en el país.

Elaboración de subbase y base.

La planta mezcladora de subbase y base constituye la herramienta más apropiada para realizar el mezclado de los materiales. A pesar de lo anterior, en México este mezclado todavía se hace, en la mayoría de los casos, utilizando motoconformadora.

Todos los tipos de subbase y base, exceptuando el que se construye con un material granular (grava) mezclado con asfalto fluxado, es muy conveniente procesarlos en plantas mezcladoras de subbase y base.

Estas plantas mezcladoras son del tipo volumétrico y constan de lo siguiente: alimentador(es), desgrumador de cementante, unidad mezcladora de una o dos flechas, bomba de agua de gasto variable y/o bomba de emulsión asfáltica también de gasto variable.

En realidad el procedimiento consiste en:

- 1.- Proporcionar por medio de alimentadores, cada uno de los materiales y, por medio de bombas, el agua o la emulsión asfáltica.
- 2.- Reunir en una tolva, una vez dosificados, los materiales y el agua o, si tal es el caso, la emulsión asfáltica.
- 3.- Mezclar y homogeneizar los ingredientes utilizando flechas provistas de paletas.

La decisión más importante, después de haber determinado la capacidad de la planta mezcladora por adquirir, es la selección del tipo de alimentador(es). Exceptuando la alimentación de cemento y ca^l, que siempre debe hacerse con tornillos sinfín, en una planta mezcladora se puede considerar la utilización de cualquiera de los tres tipos de alimentador que se mencionan a continuación.

- 1.- Alimentador de banda de velocidad variable (el más exacto de los tres), utilizado para alimentar materiales finos o muy finos en volumen de regular cuantía. El flujo de material se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada y/o por medio de la velocidad de la banda.
- 2.- Alimentador de mandil (el de más alto costo de los tres), utilizable donde se requiera soportar cargas por impacto y donde sea necesario alimentar materiales gruesos y abrasivos en volumen de gran cuantía. El flujo de material se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada.
- 3.- Alimentador de plato reciprocante (el de más bajo costo de los tres), utilizable para alimentar materiales húmedos de todos tamaños en volúmenes que pueden ser de gran cuantía. El flujo se regula por medio de ajuste de la compuerta de entrada y/o por medio de la mayor o menor longitud del brazo del excéntrico y/o por medio de la velocidad.

Podría ser que para un mismo caso hubiera la posibilidad de escoger más de un tipo de alimentador.

La construcción de subbase y base con planta mezcladora, tiene las siguientes ventajas sobre el procedimiento de mezclado por medio de motoconformadora:

- 1.- Proporcionamiento volumétrico exacto.
- 2.- Homogeneidad de la mezcla.
- 3.- Ahorro, cuidando de no incurrir en acarreos muertos cuantiosos. - Aquí debe entenderse por acarreo muerto aquél cuyo pago lo cubre el contratista y no el contratante. De acuerdo con las Especificaciones General de Construcción, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes paga el acarreo de los materiales como si éstos se acarrearán directamente de los bancos a la carretera o a la aeropista. En general y por razón lógica, la planta mezcladora de subbase y base debe instalarse en el banco en donde se va a necesitar mayor cantidad de material. Podría ser el caso que, además del material del banco donde se instale la planta mezcladora, se requiera otro material, cementante por ejemplo, y que el banco estuviera localizado en tal forma que en su acarreo a la planta mezcladora, se incurriera en un acarreo muerto de una magnitud --

tal que hiciera inco¹steable producir la subbase o la base en planta mezcladora. En este caso, desde luego, la mezcla debe hacerse directamente en la carretera o en la aeropista utilizando motoconformadora.

- 4.- Menor interrupción al tránsito. Tratándose de carreteras, se entiende que al no necesitarse motoconformadoras para mezclar en el camino, el tránsito de vehículos usuarios será más fluido.
- 5.- Mejor utilización del equipo de compactación. Cuando se usa planta mezcladora, se pueden ir tendiendo tramos de 200 m por ejemplo, y empezar así la compactación desde casi el principio del tendido.
- 6.- Menos perjuicios por causa de lluvia. Esto es obvio si se considera que casi todo el volumen que se acarrea a la obra puede ser tendido y compactado prácticamente de inmediato.
- 7.- Mejor control general de la obra. Es entendible que es más fácil controlar plantas que máquinas (motoconformadoras), que necesariamente estarían repartidas para atender las demandas que una obra requiere en sus diferentes etapas.

Naturalmente que para que se pueda disfrutar de la ventajas 5, 6 y 7 y por lo tanto de ahorro global, es necesario que la producción se organice en forma rutinaria y masiva.

A continuación se hace un estudio comparativo de los elementos de costo que varían, utilizando, por un lado, motoconformadoras para mezclar y, por otro, planta mezcladora. Primeramente calcularemos los -- costos horarios.

* Determinación del costo horario¹

1.- Depreciación D

Pa: valor de adquisición de la máquina nueva

LL: valor de las llantas

ED: valor de los elementos de desgaste

¹ Acevedo L. Gustavo, "Costos y Mantenimiento de Maquinaria" p.p. 21-26, ICIC.

Vr: valor de rescate en forma decimal

Ha: horas de uso anual constantes durante N años

N: vida económica en años

$$D = \frac{Pa - Pa Vr - (LL + ED)}{Ha \times N}$$

$$D = \frac{Pa (1 - Vr) - (LL + ED)}{Ha \times N}$$

... si $p = \frac{Pa}{1000}$, $ll = \frac{LL}{1000}$, $ed = \frac{ED}{1000}$ y $ha = \frac{Ha}{1000}$

$$D = \frac{1000 p (1 - Vr) - 1000 (ll + ed)}{1000 ha \times N}$$

$$D = \frac{p (1 - Vr) - (ll + ed)}{ha \times N}$$

2.- Intereses, seguros y almacenaje (1 + S + A)

Siendo los valores de inversión media anual: $\frac{N+1}{2N}$ pa

i: tasa de interés anual

s: prima anual de seguro

A: factor de Pa como almacenaje anual

$$\frac{(1 + S + A)}{\text{año}} \times \frac{N+1}{2N} \text{ pa } (i + s) + A Pa$$

si suponemos que $Ha = 2000$

$$\frac{1 + S + A}{\text{hora}} = \frac{\frac{N+1}{2N}}{2000} \frac{1000 p (1 + s) + A \times 1000 p}{2000} = p \frac{N+1}{2N} \frac{i+s}{2} + \frac{A}{2}$$

esto es cierto si $h_a = 2$. Cuando es diferente a 2 y en virtud de que h_a interviene en el denominador, la ecuación anterior deberá afectarse por $K = \frac{2}{h_a}$ en que h_a es igual a las horas anuales reales divididas por 100.

Si consideramos $A = 0.01$

$$\frac{(1 + S + A)}{\text{hora}} = p \frac{N+1}{2N} \frac{i+s}{2} = 0.005 \quad K = p \frac{N+1}{2N} \frac{i+s}{2} = \frac{0.005}{\frac{N+1}{2N}} \quad K$$

$\frac{N+1}{2N}$ varía de 0.6 a 0.55 para valores de N de 5 a 10 años

$$\frac{(1 + S + A)}{\text{hora}} = p \frac{N+1}{2N} \frac{i+s}{2} + 0.01 \quad K$$

3.- Mantenimiento (T)

Asignamos a este concepto un valor total, durante la vida económica igual a 0.8 Pa, el cual expresado en términos horarios queda como sigue:

$$T = \frac{0.8 \text{ Pa}}{h_a \times N}$$

$$T = \frac{0.8 \times 1000 \text{ p}}{1000 h_a \times N} = \frac{0.8 \text{ p}}{h_a \times N}$$

4.- Llantas LL'

Se considera que una recubierta vale el 40% del valor de la llanta nueva y que con esto se logra duplicar las horas de vida totales.

$$LL' = \frac{LL \times 1.4}{2 \times \text{vida llantas}}$$

5.- Elementos de desgaste ED'

$$ED' = \frac{ED}{\text{vida elementos de desgaste}}$$

6.- Combustibles y lubricantes (CYL)

Se considera que el consumo horario, tratándose de diesel, es -- como sigue:

DS: costo del litro de diesel

GS: costo del litro de gasolina

HP: caballos de fuerza

$$CYL = DS \times HP \times 0.8 \times 0.1514 \times 1.4$$

Tratándose de gasolina:

$$CYL = GS \times HP \times 0.7 \times 0.227 \times 1.3$$

7.- Operación (OP)

Se considera que el salario nominal (SN) debe multiplicarse por 1.57 para incluir: prestaciones, Seguro Social e Infonavit.

$$OP = \frac{1.57 \text{ SN}}{8}$$

Sumando el valor de cada una de las 7 partidas se obtiene el costo horario.

El programa que a continuación aparece corresponde al desarrollo de las ecuaciones anteriores en una calculadora HP41CV.

01 LBL "CUR	41 /	88 AVIEW
50"	42 STO 54	89 STOP
02 FIX 2	43 "DEP=\$"	90 RCL 60
03 "MAQ?"	44 ARCL X	91 1.4
04 AON	45 AVIEW	92 *
05 PROMPT	46 STOP	93 "VD.LLAN
06 AOFF	47 "INT.?"	TAS"
07 AVIEW	48 PROMPT	94 PROMPT
08 "V.ADQ./	49 STO 63	95 STO 72
MIL?"	50 ENTER	96 /
09 PROMPT	51 "SEG.?"	97 2
10 STO 50	52 PROMPT	98 /
11 1	53 STO 64	99 STO 61
12 "V.RESC?	54 +	100 "LLANTAS
"	55 2	=\$"
13 PROMPT	56 /	101 ARCL X
14 STO 65	57 .01	102 AVIEW
15 -	58 +	103 STOP
16 *	59 2	104 RCL 51
17 "V.1 LLA	60 RCL 52	105 "VIDAE.D
NTA?"	61 /	."
18 PROMPT	62 *	106 PROMPT
19 STO 66	63 RCL 53	107 STO 71
20 "N.LLANT	64 1	108 /
AS?"	65 +	109 STO 62
21 PROMPT	66 2	110 "E.DESG.
22 STO 73	67 /	=\$"
23 *	68 RCL 53	111 ARCL X
24 STO 60	69 /	112 AVIEW
25 1000	70 *	113 STOP
26 /	71 RCL 50	114 "\$OIES?"

27 "E,DESG,	72 *	115 PROMPT
?"	73 STO 55	116 STO 67
28 PROMPT	74 "I+S+A=\$	117 "HP?"
29 STO 51	"	118 PROMPT
30 1000	75 ARCL X	119 STO 57
31 /	76 AVIEW	120 *
32 +	77 STOP	121 .8
33 -	78 .8	122 *
34 "H./ANO/	79 RCL 50	123 .1514
MIL?"	80 *	124 *
35 PROMPT	81 RCL 52	125 1.4
36 STO 52	82 /	126 *
37 /	83 RCL 53	127 "\$GAS,?"
38 "ANOSVID	84 /	128 PROMPT
A?"	85 STO 56	129 STO 68
39 PROMPT	86 "MANT=\$"	130 RCL 57
40 STO 53	87 ARCL X	131 *
		132 .7

133 *	166 +	197 AVIEW
134 .227	167 RCL 62	198 "N.LLANT
135 *	168 +	AS"
136 1.3	169 RCL 58	199 ARCL 73
137 *	170 +	200 AVIEW
138 +	171 RCL 59	201 "VD.LLAN
139 "LUB.AD	172 +	TAS"
?"	173 "COSTHR=	202 ARCL 72
140 PROMPT	\$"	203 AVIEW
141 STO 69	174 ARCL X	204 "E"D,=\$"
142 +	175 AVIEW	205 ARCL 51
143 STO 53	176 STOP	206 AVIEW
144 "COMBYLU	177 "V"ADQ./	207 "VIDA E.
B=\$"	MIL=\$"	D."
145 ARCL X	178 ARCL 50	208 ARCL 71
146 AVIEW	179 AVIEW	209 AVIEW
147 STOP	180 "V.RESC=	210 "H.P,="
148 "SAL.NOM	"	211 ARCL 57
.?"	181 ARCL 65	212 AVIEW
149 PROMPT	182 AVIEW	213 "DIES/LT
150 STO 70	183 "H/.ANO/	.=\$"
151 1.57	MIL="	214 ARCL 67
152 *	184 ARCL 52	215 AVIEW
153 8	185 AVIEW	216 "GAS/LT=
154 /	186 "ANOSVID	\$"
155 STO 59	A="	217 ARCL 68
156 "OPER.=\$	187 ARCL 53	218 AVIEW
"	188 AVIEW	219 "LUB.AD.
157 ARCL X	189 "INT.="	=\$"
158 AVIEW	190 ARCL 63	220 ARCL 69
159 STOP	191 AVIEW	221 AVIEW
160 RCL 54	192 "SEG.="	222 "SAL.NOM
161 RCL 55	193 ARCL 64	.=\$"
162 +	194 AVIEW	223 ARCL 70
163 RCL 56	195 "V.ILLAN	224 AVIEW
164 +	TA=\$"	225 END
165 RCL 61	196 ARCL 66	

Alimentando este programa se obtienen los siguientes costos horarios.

AL.BANDA24
 DEP=\$113.14
 1+S+A=\$147.88
 MANT=\$129.38
 LLANTAS=\$0.00
 E.DESG.=\$0.00
 COMBYLUB=\$17.79
 OPER.=\$0.00
 COSTHR=\$487.31
 V.ADQ./MIL=\$1,939.54
 V.RESC=0.30
 H./AND/MIL=1.00
 AÑOSVIDA=12.00
 INT.=0.09
 SEG.=0.03
 V.1LLANTA=\$0.00
 N.LLANTAS0.00
 VD.LLANTAS1.00
 E.D.=\$0.00
 VIDA E.D.1.00
 H.P.=2.00
 DIES/LT.=\$0.00
 GAS/LT=\$0.00
 LUB.AD.=\$17.79
 SAL.NOM.=\$0.00

COMPNEUM9R.
 DEP=\$162.72
 1+S+A=\$191.06
 MANT=\$198.50
 LLANTAS=\$61.43
 E.DESG.=\$0.00
 COMBYLUB=\$175.20
 OPER.=\$350.31
 COSTHR=\$1,139.21
 V.ADQ./MIL=\$3,970.04
 V.RESC=0.30
 H./AND/MIL=1.60
 AÑOSVIDA=10.00
 INT.=0.09
 SEG.=0.03
 V.1LLANTA=\$19,500.00
 N.LLANTAS9.00
 VD.LLANTAS2,000.00
 E.D.=\$0.00
 VIDA E.D.1.00
 H.P.=60.00
 DIES/LT.=\$17.22
 GAS/LT.=\$0.00
 LUB.AD.=\$0.00
 SAL.NOM.=\$1,705.00

BOMBAAGUA4
 DEP=\$98.23
 1+S+A=\$31.50
 MANT=\$72.19
 LLANTAS=\$0.00
 E.DESG.=\$0.00
 COMBYLUB=\$109.76
 OPER.=\$105.78
 COSTHR=\$409.54
 V.ADQ./MIL=\$270.70
 V.RESC=0.00
 H./AND/MIL=0.75
 AÑOSVIDA=4.00
 INT.=0.09
 SEG.=0.03
 V.1LLANTA=\$0.00
 N.LLANTAS0.00
 VD.LLANTAS1.00
 E.D.=\$0.00
 VIDA E.D.1.00
 H.P.=18.00
 DIES/LT.=\$0.00
 GAS/LT=\$29.52
 LUB.AD.=\$0.00
 SAL.NOM.=\$539.00

COMPVIB.CA21
 DEP=\$300.83
 1+S+A=\$424.16
 MANT=\$440.69
 LLANTAS=\$26.75
 E.DESG.=\$0.00
 COMBYLUB=\$365.00
 OPER.=\$350.31
 COSTHR=\$1,987.74
 V.ADQ./MIL=\$8,813.82
 V.RESC=0.30
 H./AND/MIL=1.60
 AÑOSVIDA=10.00
 INT.=0.09
 SEG.=0.03
 V.1LLANTA=\$38,221.00
 N.LLANTAS2.00
 VD.LLANTAS2,000.00
 E.D.=\$0.00
 VIDA E.D.1.00
 H.P.=125.00
 DIES/LT.=\$17.22
 GAS/LT=\$0.00
 LUB.AD.=\$0.00
 SAL.NOM.=\$1,785.00

C.PIPABM.3
 DEP=\$130.70
 1+S+A=\$69.60
 MANT=\$159.89
 LLANTAS=\$68.03
 E.DESG.=\$0.00
 COMBYLUB=\$1,036.65
 OPER.=\$245.31
 COSTHR=\$1,709.40
 V.ADQ./MIL=\$1,590.94
 V.RESC=0.30
 H./AND/MIL=2.00
 AÑOSVIDA=4.00
 INT.=0.09
 SEG.=0.03
 V.1LLANTA=\$11,339.00
 H.LLANTAS6.00
 VD.LLANTAS700.00
 E.D.=\$0.00
 VIDA E.D.1.00
 H.P.=170.00
 DIES/LT.=\$0.00
 GAS/LT=\$29.52
 LUB.AD.=\$0.00
 SAL.NOM.=\$1,250.00

DISG.B.GREENE
 DEP=\$122.85
 1+S+A=\$105.10
 MANT=\$109.20
 LLANTAS=\$0.00
 E.DESG.=\$0.00
 COMBYLUB=\$11.46
 OPER.=\$0.00
 COSTHR=\$348.61
 V.ADQ./MIL=\$682.48
 V.RESC=8.10
 H./AND/MIL=0.50
 AÑOSVIDA=10.00
 INT.=0.09
 SEG.=0.03
 V.1LLANTA=\$0.00
 N.LLANTAS0.00
 VD.LLANTAS1.00
 E.D.=\$0.00
 VIDA E.D.1.00
 H.P.=10.00
 DIES/LT.=\$0.00
 GAS/LT=\$0.00
 LUB.AD.=\$11.46
 SAL.NOM.=\$0.00

MOTOCONF.12G
 DEP=\$682.07
 I+S+A=\$758.61
 MANT=\$788.16
 LLANTAS=\$42.43
 E.DESG.=\$0.00
 COMBYLUB=\$394.19
 OPER.=\$42.36
 COSTHR=\$3,117.82
 V.ADQ./MIL=\$15,763.28
 V.RESC=0.30
 H./ANO/MIL=1.60
 AÑOSVIDA=10.00
 INT.=0.09
 SEG.=0.03
 V.1LLANTA=\$28,206.00
 N.LLANTAS6.00
 VD.LLANTAS2,000.00
 E.D.=\$0.00
 VIDA E.D.1.00
 H.P.=135.00
 DIES/LT.=\$17.22
 GAS/LT=\$8.00
 LUB.AD.=\$0.00
 SAL.NOM.=\$2,305.00

PL.MEZCL.2A
 DEP=\$1,078.57
 I+S+A=\$1,222.22
 MANT=\$1,269.84
 LLANTAS=\$0.00
 E.DESG.=\$227.79
 COMBYLUB=\$438.39
 OPER.=\$923.55
 COSTHR=\$5,160.37
 V.ADQ./MIL=\$22,222.22
 V.RESC=0.30
 H./ANO/MIL=1.40
 AÑOSVIDA=10.00
 INT.=0.09
 SEG.=0.03
 V.1LLANTA=\$0.00
 N.LLANTAS0.00
 VD.LLANTAS1.00
 E.D.=\$455,570.64
 VIDA E.D.2,000.00
 H.P.=145.00
 DIES/LT.=\$17.22
 GAS/LT=\$0.00
 LUB.AD.=\$15.00
 SAL.NOM.=\$4,706.00

PL.LUZ75KM
 DEP=\$157.05
 I+S+A=\$172.75
 MANT=\$179.49
 LLANTAS=\$0.00
 E.DESG.=\$0.00
 COMBYLUB=\$437.99
 OPER.=\$0.00
 COSTHR=\$947.28
 V.ADQ./MIL=\$3,539.71
 V.RESC=0.30
 H./ANO/MIL=1.60
 AÑOSVIDA=10.00
 INT.=0.09
 SEG.=0.03
 V.1LLANTA=\$0.00
 N.LLANTAS0.00
 VD.LLANTAS1.00
 E.D.=\$0.00
 VIDA E.D.1.00
 H.P.=150.00
 DIES/LT.=\$17.22
 GAS/LT=\$0.00
 LUB.AD.=\$0.00
 SAL.NOM.=\$0.00

TRACT.D7G
 DEP=241.95
 I+S+A=\$1,117.76
 MANT=\$1,419.38
 LLANTAS=\$0.00
 E.DESG.=\$0.00
 COMBYLUB=\$583.99
 OPER.=\$452.36
 COSTHR=\$4,815.43
 V.ADQ./MIL=\$22,710.00
 V.RESC=0.30
 H./ANO/MIL=1.60
 AÑOSVIDA=8.00
 INT.=0.09
 SEG.=0.03
 V.1LLANTA=\$0.00
 N.LLANTAS0.00
 VD.LLANTAS1.00
 E.D.=\$0.00
 VIDA E.D.1.00
 H.P.=200.00
 DIES/LT.=\$17.22
 GAS/LT=\$0.00
 LUB.AD.=\$0.00
 SAL.NOM.=\$2,305.00

	<u>Costo horario</u>
1.- Alimentador de banda de 24" x 6'6"	\$ 407.31
2.- Bomba de agua de 4"	409.54
3.- Camión pipa de 8 m ³ .	1,709.40
4.- Compactador neumático de 9 ruedas	1,739.21
5.- Compactador vibratorio CA25A llantas de tracción	1,987.74
6.- Disgregador de terrones	348.61
7.- Motoconformadora 12G	3,117.82
8.- Planta de luz de 75 KW	947.28
9.- Planta mezcladora de base	5,160.37
10.- Tractor D7G, 7U, 7	4,815.43

A) Revoltura hecha con motoconformadora

1.- Revoltura

motoconformadora 12; \$ 3,117.82/hr
producción 54 m³/hr.

$$\frac{\$ 3,117.82/\text{hr}}{54 \text{ m}^3/\text{hr.}} = \$ 57.74/\text{m}^3$$

2.- Agua

a) Extracción del agua

bomba de 4"; \$ 409.54/hr
producción 48 m³/hr.

$$\frac{\$ 409.54/\text{hr}}{48 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$ 8.53/\text{m}^3$$

b) Acarreo y aplicación

camión pipa de 8 m³; \$ 1,709.40/hr
producción 12 m³/hr

$$\frac{\$ 1,709.40/\text{hr}}{12 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$ 142.45/\text{m}^3$$

$$a + b = \$ 150.98/\text{m}^3$$

Se requieren 200 lt de agua/m³

$$\text{\$ } 150.98/\text{m}^3 \times 200 \text{ lt}/\text{m}^3 = \text{\$ } 30.20 \text{ m}^3$$

$$1.- \text{\$ } 57.74/\text{m}^3$$

$$2.- \frac{30.20}{\text{\$ } 87.94/\text{m}^3 (1)}$$

$$\text{\$ } 87.94/\text{m}^3 (1)$$

B) Revoltura hecha con planta mezcladora de subbase y base

1. Elaboración de la mezcla en planta tractor D7, 7U, 7

\\$ 4,815.43/hr

alimentador de banda de 24"

407.31

disgregador de grumos

348.61

planta mezcladora de subbase y base

5,160.37

planta de luz de 75 KW

947.23

bomba de 4"

409.54

camión pipa de 8000 lt

1,709.40

\\$ 13,797.94/hr

producción 200 m³, sueltos/hr

factor de abundamiento 1.35

$$\frac{\text{\$ } 13,797.94/\text{hr} \times 1.35}{200 \text{ m}^3/\text{hr}} = \text{\$ } 93.14/\text{m}^3$$

2. Agua para compactación que se acarrea al camino

partida A) 2.- \\$ 150.98/m³

se requieren 50 lt de agua/m³

$$\text{\$ } 150.98/\text{m}^3 \times 50 \text{ lt}/\text{m}^3 = \text{\$ } 7.55/\text{m}^3$$

$$1.- \text{\$ } 93.14$$

$$2.- \frac{7.55}{\text{\$ } 100.69 (2)}$$

$$\text{\$ } 100.69 (2)$$

Este aparente encarecimiento del:

$$\frac{(2) \text{\$ } 100.69/\text{m}^3 - (1) \text{\$ } 87.94/\text{m}^3}{(1) \text{\$ } 87.94/\text{m}^3} = 14\%$$

que se obtiene usando el procedimiento de mezclado en planta contra el de mezclado con motoconformadora, es absorbido con margen, por los ahorros que se obtienen como consecuencia de las ventajas 5, 6 y 7 antes señaladas. (página 4)..

Transportación.

Una vez elaborada la mezcla en planta, los camiones de volteo son cargados por gravedad mediante la apertura de las compuertas de la tolva de descarga.

Pensando en acarreos no mayores de 20 km es usual que, para un trabajo de pavimentación en el que la subbase y la base se produzcan en planta mezcladora de 540 Ton/hr de capacidad y la carpeta asfáltica en planta de 3000 lb/pesada de capacidad, se requieran hasta 300 camiones de volteo de 6 m de capacidad. Sería absurdo adquirir camiones de volteo para satisfacer las demandas que se requieren en trabajos organizados a base de plantas, la inversión sería altísima y el control de los camiones prácticamente imposible. Si por alguna circunstancia no se contara con el número necesario de camiones, el trabajo se encarecería extraordinariamente. Para agilizar el pago de los camiones, evitar errores y tener mejor control, es recomendable calcular los fletes por medio de computadora y utilizar, en lo posible, básculas de piso.

Tendido y afinado.

El tendido y afinado de la subbase y base puede hacerse usando cualquiera de los siguientes procedimientos:

- 1.- Por el método tradicional utilizando motoconformadora estándar. Este es el procedimiento más barato y más inexacto, y cuando se aplica, el perfil, las secciones, los espesores y el acabado de la subbase y/o la base no cumplen con las tolerancias estipuladas en las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes-

La rigidez de las tolerancias en el tendido es creciente para los siguientes tipos de subbase y base.

- a.- Subbases y bases en carreteras

b.- Bases construidas por el sistema de estabilización en carreteras.

c.- Subbases y bases en autopistas.

Las tolerancias para subbases y bases en carreteras que no se cumplen cuando el tendido se hace con motoconformadora son las siguientes:

	Subbase	Base
Pendiente transversal	$\pm 1/2\%$	$\pm 1/2\%$
Profundidad de las depresiones, observadas colocando una regla de 3 m de longitud, paralela y normalmente al eje. Máximo	2 cm ;	1 1/2 cm

En espesores para carreteras, la raíz cuadrada del promedio de los cuadros de las diferencias calculadas restando al espesor real obtenido en cada punto de prueba el espesor real promedio correspondiente a todos los puntos de prueba, siempre deberá ser igual o menor que 0.14 del espesor real promedio de la subbase, igual o menor que 0.12 del espesor real promedio de la base e igual o menor que 0.09 del espesor real promedio conjunto de subbase más base; además, el valor absoluto de la diferencia entre los espesores real y de proyecto, correspondiente al 84% como mínimo, de las determinaciones realizadas para la subbase, al 90% como mínimo, de las determinaciones realizadas para la base y al 95% como mínimo, en el caso del conjunto de subbase más base, siempre deberá ser igual o menor que el 20% de los espesores de proyecto.

- 2.- Por medio de una extendidora de carpeta asfáltica (finisher) equipada con control electrónico y dotada de un área de acabado suficiente para extender espesores hasta de 25 cm. Se entiende por área de acabado a la superficie máxima de la sección transversal que esta máquina es capaz de extender y así se dirá; por ejemplo, que la extendidora Barber Greene SA35 tiene un área de acabado de 0.3355 m², que la SB41, 0.5881 m² o que la SB 140, 2.2296 m².

Este procedimiento es muy recomendable para subbases y bases estabilizadas con cemento, con cal, o con emulsión asfáltica. Es un sistema muy práctico para extender subbase y base, en ---

caminos en operación y con fuerte tránsito, porque no se tiene necesidad de interrumpir éste en lo más mínimo ya que el extendido y compactado puede hacerse, como se hace con la carpeta, por alas.

Sin embargo, el gran desgaste de la extendedora, cuando no se maneja un producto asfáltico, hace que este procedimiento resulte caro, no obstante que elimina la eventualidad de camellones saturados por lluvias imprevistas y que hace trabajar muy eficientemente al equipo de compactación.

- 3.- Por medio de una máquina afinadora extendedora del tipo CMI equipada con sistema de control electrónico. La presencia de tránsito, el ancho de la corona, los alineamientos verticales y horizontal y, su alto costo hacen que la aplicación de esta máquina, en las carreteras de nuestro país, sea un tanto difícil. La ausencia de tránsito y las características geométricas de los aeropuertos permiten, en ellos, la aplicación exitosa de esta máquina.

Compactación.

El costo de compactación representa una muy pequeña parte del costo total de la obra. A cambio de esto, la compactación tiene una decisiva influencia en la calidad y tiempo de vida de la obra. Una compactación eficiente incrementa sustancialmente el valor soporte y la estabilidad del material, mejora la impermeabilidad en la mayoría de los casos y prácticamente elimina los asentamientos. Así, la compactación hace al suelo capaz de soportar las cargas de los vehículos y reduce sustancialmente los costos de mantenimiento.

La compactación de subbase y base ha tenido una evolución muy importante con la introducción de compactadores vibratorios autopulsados.

Actualmente, para compactar la producción de una planta mezcladora de subbase y base de 540 Ton/hr de capacidad, se requiere de un compactador vibratorio autopropulsado de 9 Ton de peso estático compuesto de un solo rodillo, y de un compactador neumático autopropulsado de 11 Ton con llantas de 90 psi. El compactador neumático se utiliza no por falta de capacidad de producción del compactador vibratorio, sino porque éste no puede orillarse lo suficiente para compactar los

hombros del pavimento. El compactador vibratorio autopropulsado -- cuenta con la tracción suficiente para compactar espesores hasta de 25 cm, lo que hace que el número de capas de pavimento se reduzca.

El costo de compactación de subbase y base utilizando el equipo antes mencionado es como sigue:

Compactador vibratorio CA25A llantas tracción	\$ 1,987.34
Compactador neumático de 9 ruedas	<u>1,139.21</u>
	\$ 3,126.55

$$\frac{\$ 3,126.55/\text{hr} \times 1.35}{200 \text{ m}^3/\text{hr}} = \$ 21.10/\text{m}^3$$

Las ventajas principales de este método de compactación son los siguientes:

- 1.- Bajo costo.
- 2.- Menos interrupción al tránsito.
- 3.- Estandarización de equipo para compactar tanto subbase y base como carpeta asfáltica.

4. COMPACTACION EN EL CAMPO

Ing. Federico Alcaraz Lozano

COMPACTACION

I. INTRODUCCION

La palabra "compactación" resulta de sustantivar el Adjetivo "compacto", que deriva del latín "compactus", participio pasivo de "compingere" que quiere decir unir, juntar.

Desde tiempos antiguos se ha reconocido la conveniencia de compactar los terraplenes de los caminos. Los métodos primitivos incluían llevar borregos de un lado para otro del terraplén y arrastrar con caballos --- aplanadoras pesadas de madera.

Hasta hace pocos años se podía contar con la compactación hecha por las unidades de transporte y por aplanadoras casuales, junto con los --- asentamientos naturales, para estabilizar los terraplenes, de modo que --- retuvieran su forma y soportaran las cargas que se colocaran sobre ellos.

En los últimos quince años ha habido un gran progreso en la ciencia de la compactación de los suelos. Los estudios de laboratorio han resuelto muchos problemas del comportamiento del suelo, y los fabricantes han diseñado una amplia variedad de equipo para producir el máximo de compactación con el máximo de economía.

La compactación de los suelos debe ajustarse de la forma más adecuada, ya que, a excepción de unas correctas características de drenaje, es el factor que tiene mayor influencia en las condiciones funcionales de cualquier obra civil, como pueden ser terraplenes, sub-bases, bases y --- superficies de rodamiento.

Se desprende de lo anterior, que la vida útil de una obra, en la que interviene la compactación, dependerá en gran parte del grado de compactación especificado, el cual deberá ser estrictamente controlado.

La realización de proyectos cada vez más ambiciosos y de programas --- más agresivos ha originado una intensa y constante evolución del equipo de compactación.

Se ha introducido mejoras, tales como: poderosos sistemas hidráulicos, sensores electrónicos confiables, diseños más funcionales, mayor --- versatilidad en su uso, transmisiones rápidas, potentes motores, --- etc., las cuales se han traducido en una mayor producción de los equipos.

Con el objeto de poder cumplir con plazos cada vez menores en la ejecución de obras cada vez mayores, se ha llegado a la necesidad de utilizar equipos de gran producción.

Los grandes equipos de carga, acarreo y tipo de material, han obligado a los fabricantes de equipo de compactación a diseñar máquinas compactadoras capaces de balancear al tiro con la compactación, para evitar interferencia de actividades y pérdida de tiempo, lo que da por resultado un proyecto antieconómico.

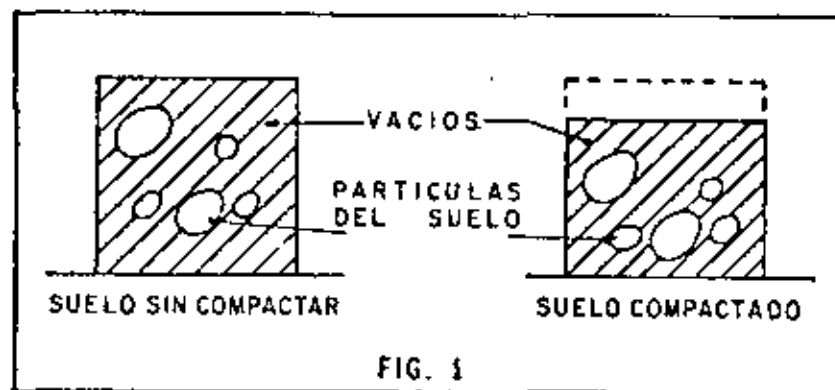
II. COMPACTACION

2.1. DEFINICION

En la terminología de Mecánica de Suelos, la reducción de los vacíos de un suelo recibe varios nombres: Consolidación, Compactación, Densificación, etc., existen ligeras diferencias en el significado de los dos primeros.

Consolidación, se usa para la reducción de vacíos, relativamente lenta, debida a la aplicación de una carga estática, usualmente acompañada de expulsión de agua del suelo, por ejemplo, la reducción de vacíos en el suelo bajo un edificio.

El término compactación se usa para la reducción de vacíos, más o menos rápida, producida por medios mecánicos durante el proceso de construcción. (Fig. 1).



Al reducirse los vacíos del suelo hay un incremento del peso volumétrico del material, de donde se puede dar la siguiente definición.

Compactación: Es el aumento artificial, por medios mecánicos, del peso volumétrico de un suelo, esto se logra a costa de la reducción de los vacíos del mismo al conseguir un mejor acomodo de las partículas - que los forman mediante la expulsión de aire y/o agua del material.

2.2. PROPOSITO E IMPORTANCIA.

La compactación mejora las características de un suelo en lo que - se refiere a:

- a) Resistencia mecánica
- b) Resistencia a los asentamientos bajo cargas futuras
- c) Impermeabilidad

Entre las obras que requieren compactación se pueden señalar como más importantes las carreteras, las aeropistas y las presas de tierra.

Estas estructuras deberán ser capaces de soportar su propio peso y el peso de las cargas super-impuestas, si falla, el costo de la reparación puede ser muy elevado.

Desde el punto de vista del constructor el problema es: obtener la densidad especificada por el diseñador. Obtenida esta densidad se asegura que la resistencia a futuros asentamientos y la impermeabilidad sean las supuestas por el diseñador, sin embargo, la obtención de la densidad de diseño no necesariamente asegura la resistencia mecánica supuesta, ya que ésta depende, en muchos suelos, de la humedad a la cual fue compactado. Es necesario entonces que la compactación -- sea efectuada a la humedad especificada, especialmente para suelos -- cohesivos.

Se hace notar que compactar a mayores grados del especificado no es conveniente, es decir, compactar más, puede resultar perjudicial - al proyecto.

La falla de algunas obras han obligado a que las especificaciones de compactación sean cada vez más estrictas; las tolerancias en más o en menos, del grado de compactación especificado, son generalmente fijadas desde el inicio de la obra.

2.3. PRUEBAS DE COMPACTACION

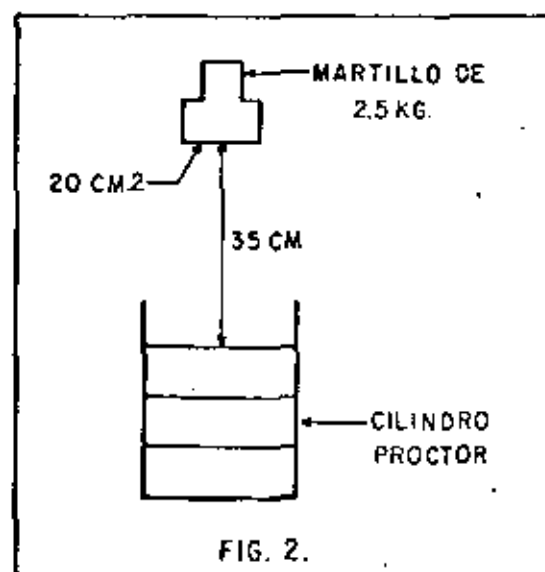
En la construcción de terraplenes sería ideal poder medir la resistencia del suelo para determinar cuando se ha alcanzado la resis -

tencia necesaria, pero el equipo para medir esta resistencia (especialmente a esfuerzos de compactación y cortante) es difícil de manejar, es caro y no es aplicable a todos los suelos, por lo tanto se han preparado las siguientes pruebas de laboratorio.

- A) Proctor
- B) Proctor Modificada
- C) Porter

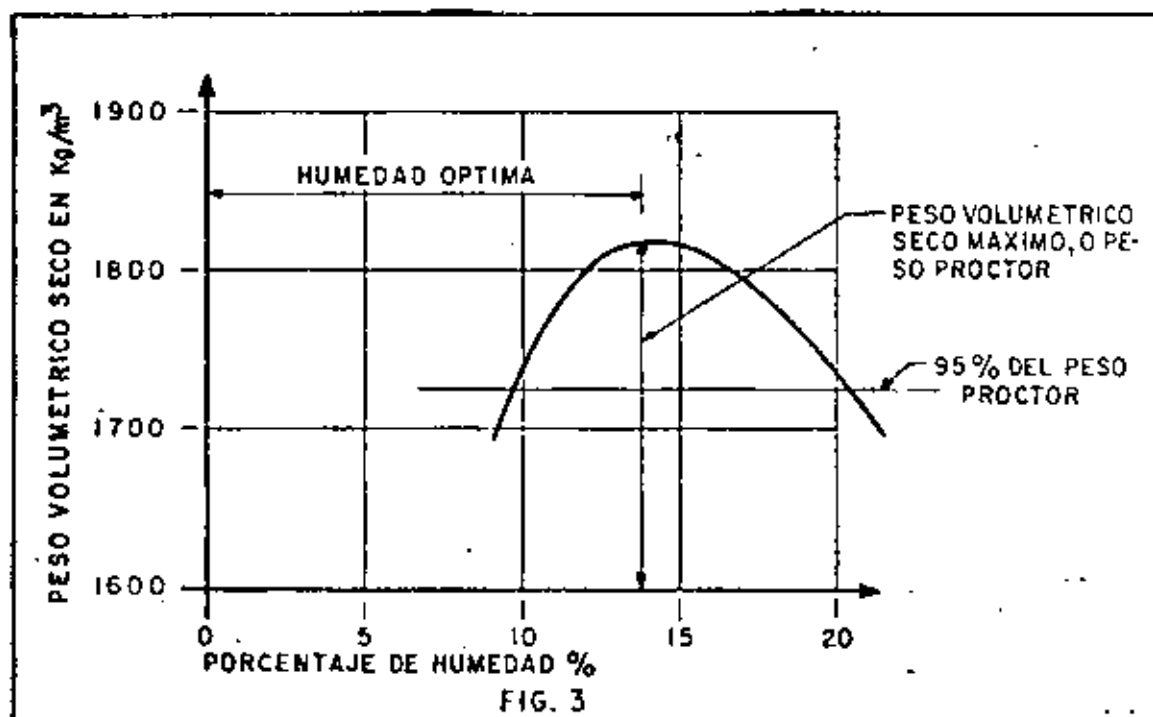
A). Proctor: R.R. Proctor estableció que hay una correspondencia entre el peso volumétrico seco de un suelo compactado y su resistencia. El equipo para hacer pruebas de compactación en la obra es un equipo económico y sencillo. Proctor desarrolló una prueba que consiste en:

- a) Se toma una muestra representativa del suelo a compactar, de humedad conocida.
- b) Se toma un cilindro de 4" de diámetro x 4 1/2" de altura, se llena en tres capas aproximadamente iguales con el material de la prueba.
- c) Cada capa se compacta con 25 golpes de un martillo de 2.5 kg -- con un área de contacto de 20 cm², el que se deja caer de 35 cm de altura (Fig. 2). Todo esto con el objeto de siempre dar al material la misma energía de compactación.



- d) Se pesa el material y como el volumen es conocido se calcula el peso volumétrico húmedo, simplemente dividiendo el peso del material entre su volumen. Como la humedad es conocida, se resta el peso del agua y se obtiene el peso volumétrico seco para esa humedad.
- e) Se repite la prueba varias veces, variando cada vez el grado de humedad, con lo que se obtienen pares de valores Humedad-Peso Volumétrico Seco.

Con estos pares de valores se dibuja la siguiente gráfica (Fig. 3).



Puede observarse que hay un cierto contenido de humedad para el cual el peso volumétrico es máximo, este peso se conoce como: "Peso Volumétrico Seco Máximo" (P.V.S.M.), o peso proctor, y el contenido de humedad como humedad óptima.

El diseñador entonces especifica el porcentaje del peso proctor que debe obtenerse en la construcción del terraplén y la humedad óptima.

Por ejemplo: Si el proyectista especifica 95% Proctor en el caso de la gráfica, tenemos: P.V.S.M. = 1820 kg/m³

$$95\% \text{ de P.V.S.M.} = 0.95 \times 1820 = 1729 \text{ kg/m}^3$$

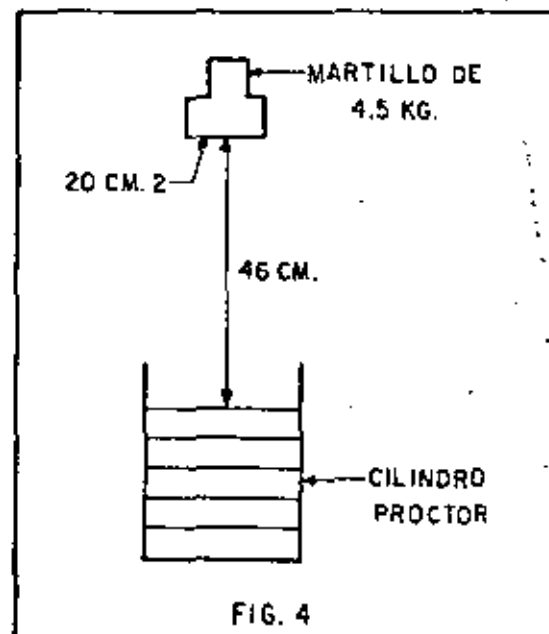
es decir el constructor debe obtener un peso volumétrico seco mínimo de 1729 kg/m^3 en ese material.

La razón de la existencia de un peso volumétrico máximo es que a todos los suelos, al incrementarse su humedad, se les proporciona un medio lubricante entre sus partículas que permite un cierto acomodo de estas cuando se sujetan a un cierto trabajo de compactación. Si se sigue aumentando la humedad, con el mismo trabajo de compactación, se llega a obtener un mejor acomodo de sus partículas y en consecuencia un mayor peso volumétrico, si se aumenta más la humedad todavía, el agua empieza a ocupar el espacio que deberían ocupar las partículas del suelo y por lo tanto comienza a bajar el peso volumétrico del material, para el mismo trabajo de compactación.

Por lo tanto, si se aumenta o disminuye la humedad será necesario aumentar el trabajo del equipo de compactación, lo que, en general, no es económico.

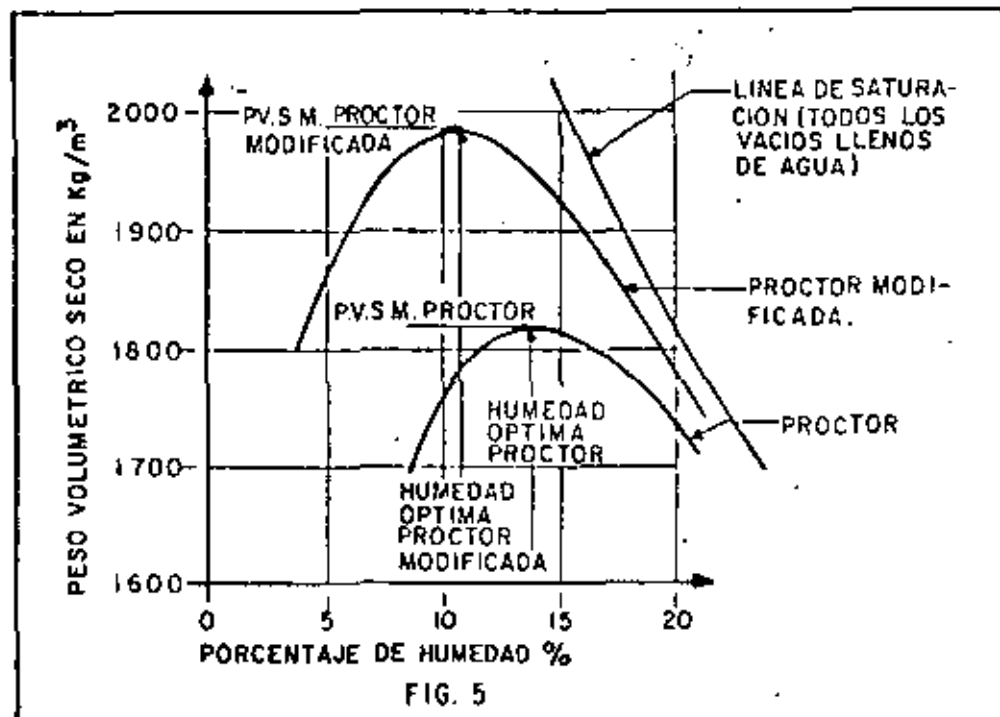
B) Proctor Modificada: Conforme fueron aumentando las cargas sobre las terracerías por el uso de camiones y aeroplanos cada vez más pesados, se vió la necesidad de desarrollar mayores densidades y resistencias en muchos materiales usando mayor trabajo de compactación. Por esta razón se desarrolló la prueba Proctor modificada.

Para esta prueba se usa el mismo proctor, pero el material se compacta en 5 capas con un martillo de 4.5 kg y cayendo de una altura de 46 cm, dando 25 golpes por capa (Fig. 4).



En todos los aspectos las dos pruebas son semejantes, únicamente el trabajo de compactación se ha incrementado aproximadamente 4.5 veces.

La gráfica siguiente es un ejemplo de la prueba proctor y la prueba proctor modificada efectuadas en el mismo material (Fig. 5).



Obsérvese en esta gráfica que aunque el trabajo de compactación se ha incrementado 4.5 veces, la densidad solamente se incrementó 9%, y que la humedad óptima disminuyó 3%. Esto último es invariablemente cierto.

C) Porter: Tanto la prueba Proctor como la Proctor modificada -- han dado muy buen resultado en suelos cuyos tamaños máximos son de -- 10 mm (3/8"). en suelos con partículas mayores el golpe del martillo -- no resulta uniforme y por lo tanto la prueba puede variar de resulta -- dos en un mismo material.

Para evitar esta dificultad se ideó la prueba Porter, que consiste en lo siguiente:

- a) Se toma una muestra del material a probar y se seca
- b) Se pasa por la malla de 25 mm (1") y se determina el porcentaje, en peso, retenido en la malla, si el porcentaje es menor del 15%, se usará para la prueba el material que pasó la malla. Si el porcentaje retenido es mayor del 15% se prepara, del material original, una muestra que pase la malla de 1" y que sea retenida en la malla No. 4, de esta muestra se pesa un tanto igual al peso del retenido, el que se agrega al material que pasó la malla de 1", con este nuevo material se procede a la prueba.
- c) A 4 kg de la muestra así preparada se le incorpora una cantidad de agua conocida; y se homogeniza con el material.
- d) Con este material se llena, en tres capas, un molde metálico de 6" de diámetro por 3" de altura con el fondo perforado. Cada capa se pica 25 veces con una varilla de 5/8" (1.9 cm) de diámetro por 30 cm de longitud con punta de bala.
- e) Sobre la última capa se coloca una placa circular ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, y se mate el molde en una prensa de 30 Ton.
- f) Se aplica la carga gradualmente de tal manera que en cinco minutos se alcance una presión de 140.6 kg/cm^2 , la cual debe mantenerse durante un minuto, e inmediatamente se descarga en forma gradual durante un minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad ensayada es inferior a la óptima.

- g) Se prosigue por tanteos hasta que la base del molde se humedezca al alcanzar la carga máxima. La humedad de esta prueba es la humedad óptima. Se determina entonces el peso volumétrico seco de la muestra dentro del cilindro, a este peso se le conoce como el "Peso Volumétrico Seco Máximo Porter", y que será el peso comparativo para el trabajo de campo.

Por ejemplo: si en la prueba Porter obtuvimos un Peso Volumétrico Seco Máximo de $2,000 \text{ kg/m}^3$, y el diseñador ha pedido el 95% Porter, en la obra tendremos que alcanzar un peso volumétrico seco de: $0.95 \times 2,000 = 1,900 \text{ kg/m}^3$.

2.4. METODOS DE CONTROL

Para medir en la obra si se ha alcanzado el peso volumétrico especificado hay varios métodos:

A) Medida física de peso y volumen

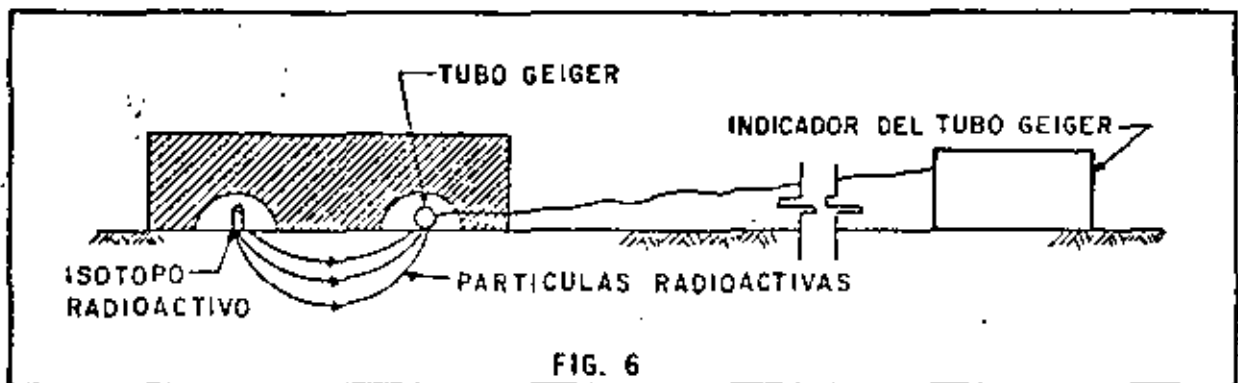
B) Mediciones nucleares

C) Otros

A) Medida Física de Peso y Volumen: En cualquiera de los métodos existentes el principal problema radica en la determinación de la humedad para poder calcular el peso volumétrico seco en función del peso volumétrico húmedo que es el que se obtiene en las pruebas de campo. Normalmente se calienta una parte del material hasta secarlo y por diferencia se obtiene la humedad, pero este método es lento y peligroso porque en algunos suelos se altera el peso con el calentamiento, debido a la evaporación de partes orgánicas principalmente. Nunca debe llegarse a la calcinación que también puede alterar el peso. Este método consiste en:

- a) Se excava un agujero de 10 a 15 cm de diámetro, o un cuadrado de 15 cm por lado, a la misma profundidad de la capa por probar.
- b) El material excavado es cuidadosamente recogido y pesado. Se seca para determinar la humedad y el peso volumétrico seco.
- c) El volumen del agujero es medido. El método usado generalmente es llenándolo con una arena de peso volumétrico constante.
- d) Conocidos el peso seco de la muestra y el volumen del agujero, se calcula el peso volumétrico seco de la muestra, que debe ser igual o mayor que el peso volumétrico seco especificado.

B) Prueba de medición Nuclear: Para evitar el tiempo y costo -- que significa la prueba anterior se han ideado varios métodos, uno de ellos es el Método Nuclear, que consiste en un bloque de plomo que contiene un isótopo y un tubo Geiger (Fig. 6).

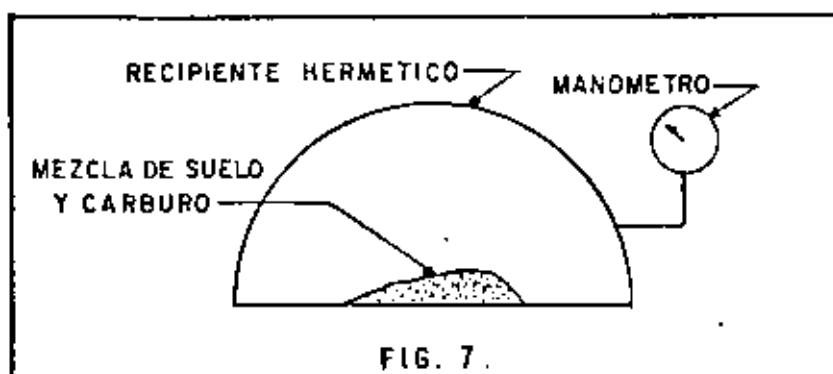


El bloque de plomo se coloca sobre la capa a probar, el número de partículas que llegan al tubo Geiger está en función de la masa del material que tienen que atravesar, es decir, es función del peso volumétrico, entonces la medida del indicador debe compararse con otra medida hecha en una capa que tenga el peso volumétrico especificado.

Estos aparatos necesitan frecuentemente calibración, no siempre hay una indicación clara cuando el aparato no funciona bien y su exactitud varía con el tipo de suelo.

Estas desventajas, sin embargo son despreciables por los constructores en grandes trabajos de terracerías, pues el aparato le permite asegurar que una cierta capa ha sido compactada, con un alto grado de confiabilidad, prosiguiendo el trabajo de inmediato con la siguiente capa.

C) Otros: Como el problema principal es la determinación de la humedad se han desarrollado últimamente algunos métodos entre los que destaca principalmente el denominado "Speedy" (Fig. 7), que consiste en colocar un peso conocido de suelo mezclado con carburo de calcio dentro de un recipiente hermético provisto de un manómetro. El carburo reacciona con la humedad del suelo, produciendo gas acetileno y por lo tanto una presión que es registrada en el manómetro el que se puede inclusive graduar en gramos de agua, determinándose rápidamente de esta manera el porcentaje de humedad, y así poder calcular su peso volumétrico seco.



III. TRABAJO DEL EQUIPO DE COMPACTACION

Para comprender mejor la transmisión de los esfuerzos de compresión en un suelo, consideremos una placa rígida, circular, de área "A", colocada sobre un suelo, a la que se aplica una carga "L", dando una presión de contacto "p" (Fig. 8).

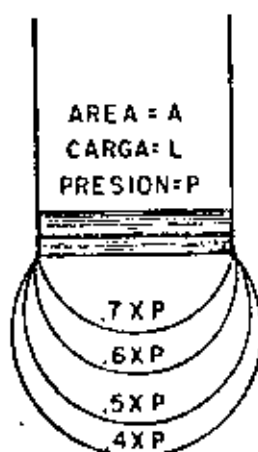


FIG. 8

En el suelo se desarrollan presiones, si unimos los puntos de --
igual presión, obtendremos suficientes llamadas bulbos de presión.

Obsérvese lo siguiente:

- a) Si aumenta el tamaño de la placa pero la presión permanece --
constante, incrementando la carga: la profundidad del bulbo --
de presión aumenta (Fig. 9).

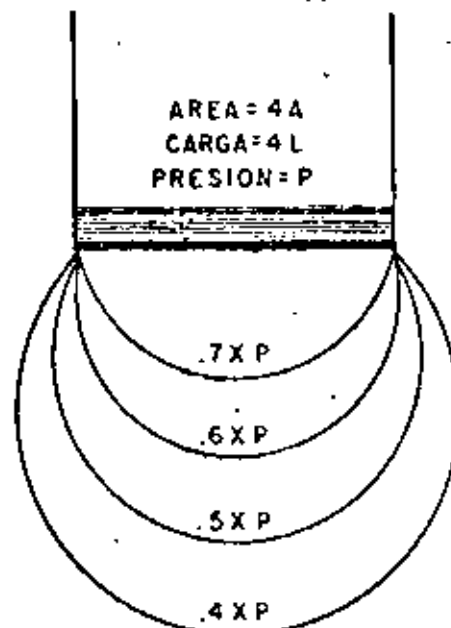


FIG. 9

- b) Si aumenta la presión, y el área permanece constante (Fig. 10) la profundidad del bulbo no aumenta significativamente, pero la presión, y por lo tanto la energía de compactación, sí aumenta.

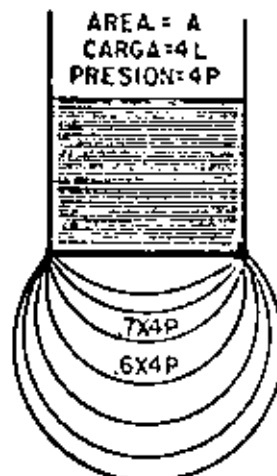


FIG. 10

Sí consideramos un cierto equipo de compactación, trabajando capas de un determinado espesor:

de (a) y (b) se deduce que es necesario controlar el espesor de las capas para tener suficiente presión en el suelo para obtener la compactación deseada.

De (b) se deduce que no podemos aumentar significativamente el espesor de la capa de compactación simplemente lastrando excesivamente el equipo.

De (a) se deduce que para aumentar el espesor de la capa, debemos cambiar el equipo por otro que tenga mayor superficie de contacto, aun que la presión permanezca constante.

La teoría de los bulbos de presión fue desarrollada por Boussinesq para un medio elástico. Para fines prácticos todos los suelos son - - elásticos y la teoría es razonablemente cierta aún para suelos granulares.

Los esfuerzos mecánicos empleados en la compactación, son una combinación de uno o más de los siguientes efectos:

- 3.1) PRESION ESTATICA: La aplicación de una fuerza por unidad de área.
- 3.2) IMPACTO: Golpeo con una carga de corta duración, alta amplitud y baja frecuencia.
- 3.3) VIBRACION: Golpeo con una carga de corta duración, alta frecuencia, baja amplitud.
- 3.4) AMASAMIENTO: Acción de amasado, reorientación de partículas próximas, causando una reducción de vacíos.
- 3.5) CON AYUDA DE ENZIMAS.

3.1. COMPACTACION POR PRESION ESTATICA.

Este principio se basa en la aplicación de pesos más o menos - - grandes sobre la superficie del suelo.

La acción de este principio de compactación es de arriba hacia - abajo, es decir, las capas superiores alcanzan primero mayores densidades que las de abajo.

Este principio de compactación tiene dos inconvenientes en la obtención de una rápida densificación:

A) Su Acción de Arriba hacia Abajo: El inconveniente de que la parte superior se compacte primero que la de abajo, es que el esfuerzo compactivo debe atravesar la parte ya compactada, para poder compactar la inferior. Se consume por lo tanto mayor energía de compactación.

También suele suceder que las características granulométricas -- del material varíen, debido a la sobrecompactación de la porción superior de la capa; dicha sobrecompactación o exceso de energía compactiva produce una fragmentación de partículas.

B) Fomentar la resistencia de la fricción interna del material, durante la compactación: definiendo como fricción interna a la resistencia de las partículas de un suelo para deslizarse dentro de la masa del mismo, se puede juzgar este segundo inconveniente.

Si llamamos (F) a la fuerza aplicada por el compactador y (n) al coeficiente de fricción interna del material, se puede deducir la reacción (R) de las partículas para deslizarse dentro de la masa de suelo.

$$R = nF$$

A mayor fuerza aplicada mayor la reacción de la fricción interna del material, aquí es donde el papel que juega el agua resulta muy importante, ya que, tendrá efectos lubricantes entre las partículas reduciendo (n) y por consecuencia a (R).

3.2. COMPACTACION POR IMPACTO

La compactación por medio de impacto se logra aplicando repetidamente una fuerza sobre el suelo, con alta amplitud y baja frecuencia.

Cuando la unidad compactadora tiene una frecuencia baja y una amplitud grande, la unidad cae dentro de este tipo de compactación.

3.3. COMPACTACION POR VIBRACION

Este principio de compactación es el que últimamente ha tenido mayor desarrollo y prácticamente ha invadido todos los materiales por compactar.

En la mayoría de los tipos de material, la compactación dinámica o vibratoria, supera en eficiencia a los compactadores estáticos.

Como en la compactación por presión estática, en este tipo de compactación también se aplica una cierta presión, pero al mismo tiempo se somete al material a rápidas y fuertes vibraciones, entre 700 y 4,000, dependiendo del compactador.

Debido a las vibraciones producidas por el equipo sobre el material, la fricción interna de éste, desaparece momentáneamente, propiciando el acomodo de las partículas.

Esto se puede demostrar mediante el experimento de girar un palote de álabes dentro de un recipiente que contenga arena o grava, primero en estado estático y luego colocando el recipiente sobre una placa vibratoria. (Fig. 10 A).

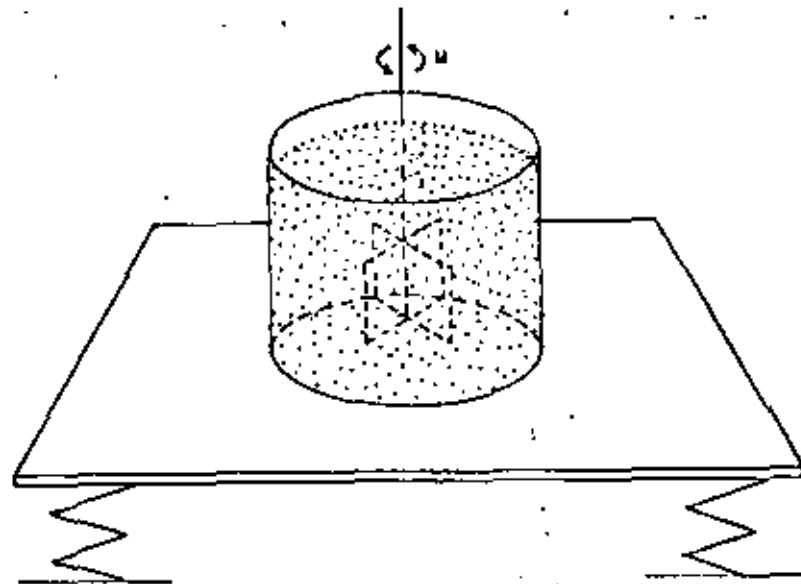


FIG. 10-A DISPOSITIVO PARA MEDIR EL MOMENTO DE RESISTENCIA

La vibración multiplica la movilidad interna del material en forma contundente; en suelos de granulometría gruesa la movilidad -- dinámica es de 10 a 30 veces mayor que la movilidad estática.

La experiencia sueca nos proporciona la siguiente tabla:

Material	Contenido de agua %	Momento Resistivo (kg-cm)	
		En reposo	Con vibraciones
Grava	0	1700	40
Arena	10	600	45
Limo	12	150	25

La compactación por vibración tiene un efecto de penetración -- como el sonido, el cual también es dinámico, pero tiene una frecuencia mayor y audible; este tipo de compactación evita los efectos de arco y disminuye la fricción interna del material permitiendo que -- las fuerzas compactivas trabajen a mayor profundidad y a mayor anchura.

Con este principio de compactación las partículas de material se ven sujetas a presión estática y a impulsos dinámicos de las fuerzas vibratorias, con lo cual se logra una compactación con menor esfuerzo.

La densificación de un material por medio de compactadores vibratorios es de abajo hacia arriba.

VENTAJAS DE LA COMPACTACION POR VIBRACION

- Es posible compactar a más altas densidades; facilita la obtención de los últimos porcentos del grado de compactación que son tan difíciles, y a veces imposibles, de obtener con compactadores estáticos.
- Permite el uso de compactadores más pequeños
- Se puede trabajar sobre capas de mayor espesor
- Permite hacer más rápidos por el menor número de pasadas
- Por las razones anteriores los costos de compactación resultan menores.

3.4. COMPACTACION POR AMASAMIENTO

Amasar en este caso puede confundirse con exprimir, es decir -- el efecto de una pata de cabra al penetrar en un material ejerce presión hacia todos lados, obligando al agua y/o al aire a salir por la superficie.

La compactación por este principio se lleva a cabo de abajo -- hacia arriba; es decir, las capas inferiores se densifican primero y las superiores posteriormente. Por esto se dice que un rodillo pata de cabra emerge o sale cuando el material se encuentra compactado -- debidamente.

Los rodillos pata de cabra se emplean fundamentalmente en materiales cohesivos; en cambio su efectividad es casi nula en materiales granulares.

3.5. COMPACTACION CON AYUDA DE ENZIMAS

Mediante la adición de productos enzimáticos en el agua de compactación, se ha pretendido obtener, en combinación con algún otro -- esfuerzo compactador mecánico, la densificación más rápida de los materiales.

Una enzima es: "Cierta sustancia química-orgánica que está -- formada por plantas, animales y microorganismos, capaz de incrementar la velocidad de transformación química del medio donde se encuentra, sin que sea consumida por ello en este proceso, llegando a formar -- parte del conjunto".

Según los fabricantes de enzimas para compactación, esta se -- logra mediante una reacción química de ionización de los componentes orgánicos e inorgánicos del terreno, lo que trae por consecuencia -- que las partículas del suelo se agrupen y se transformen en una masa compacta y firme.

Se hace hincapié en que el agregar productos enzimáticos al -- agua de compactación no densificará al material tratado, sino que es necesario aplicar esfuerzo compactivo adicional; es decir, se usará algún equipo compactador y agua con enzimas, con lo cual puede reducirse el tiempo de compactación.

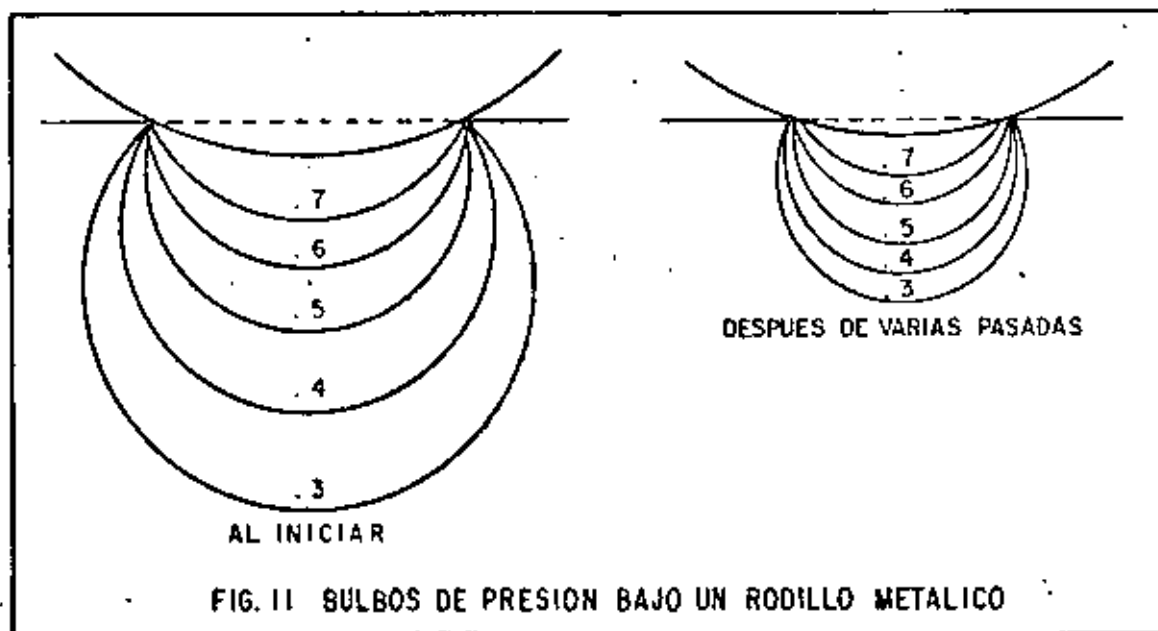
IV. EQUIPO DE COMPACTACION

Hay una gran variedad de equipos de compactación, se describirán sus características básicas:

4.1. RODILLOS METALICOS

Un rodillo metálico utiliza solamente presión con un mínimo de amasamiento en materiales plásticos.

Cuando estos rodillos inician la compactación de una capa el área de contacto es más o menos ancha y se forma un bulbo de presión de una cierta profundidad. Conforme avanza la compactación el ancho del área de contacto se reduce, y por lo tanto también se reduce la profundidad del bulbo de presión y aumentan los esfuerzos de compresión en la cercanía de la superficie (Fig. 11). Estos esfuerzos son con frecuencia suficientes para triturar los agregados en materiales granulares, e invariablemente causan la formación de una costra en la superficie de la capa (encarpetamiento).



Si a esto se agrega la costumbre de hacer riegos adicionales durante la compactación, para compensar la evaporación, en una capa en donde la penetración del agua es difícil por la misma compacidad del material, llegaremos a un estado de estratificación de la humedad, en este momento la formación de la costra es inevitable.

También es costumbre más o menos generalizada, el sobre lasstrar estos equipos cuando no se está obteniendo la compactación, para aumentar la penetración y la profundidad del bulbo de presión, esto generalmente tiene como consecuencia el sobre esforzar la superficie.

Un rodillo metálico, no compacta pequeñas áreas bajas o suaves, debido a que la rigidez de la rueda las puentea, estas áreas suaves se presentan con frecuencia en terracerías debido a la irregularidad de la capa.

Dentro de este grupo se puede hacer la división siguiente:

A) Planchas Tandem.- Son aquellas que tienen dos o tres rodillos metálicos paralelos. Los rodillos son generalmente huecos para ser lastrados con agua y/o arena. Tienen generalmente dos números por nomenclatura. El primero es el peso de la máquina sin lastre y el segundo es el peso de la máquina lastrada totalmente (Fig. 12).

B) Planchas de Tres Ruedas.- Son quizás de más antiguo diseño; estas planchas tienen dos ruedas traseras paralelas y una rueda de lantera; las ruedas pueden ser huecas para ser lastradas o formadas por placas de acero roladas con atiesadores (Fig. 13).

Las planchas tandem, a pesar de que son generalmente de menor peso que las de tres rodillos, suelen tener mayor compresión por centímetro lineal de generatriz que las de tres rodillos, por tener menor superficie de contacto con el material.

Tanto las planchas tandem como las de tres rodillos, tienen bajas velocidades de operación y poca seguridad al compactar las orillas de terraplenes altos.

Son efectivas en todos los suelos, pero, por los inconvenientes mencionados y su bajo rendimiento hacen que su uso se limite a trabajos pequeños o al armado de una capa al inicio de la compactación.

Resumiendo, puede decirse que estas máquinas por su lentitud y poca profundidad, han perdido terreno en la compactación de grandes movimientos de tierra; también en algunas aplicaciones específicas que tienen estos equipos como la compactación de carpetas asfálticas, van siendo desplazados por otras máquinas compactadoras.

4.2. RODILLOS NEUMATICOS

Los rodillos neumáticos son muy eficientes y a menudo esenciales para la compactación de sub-bases, bases y carpetas, sus buíbos de presión son semejantes a los de los rodillos metálicos, pero el área de contacto permanece constante por lo que no se produce el efecto de reducción del bulbo. Por otra parte, el efecto de puenteo del rodillo metálico, sobre zonas suaves, se elimina con llantas de suspensión independiente.

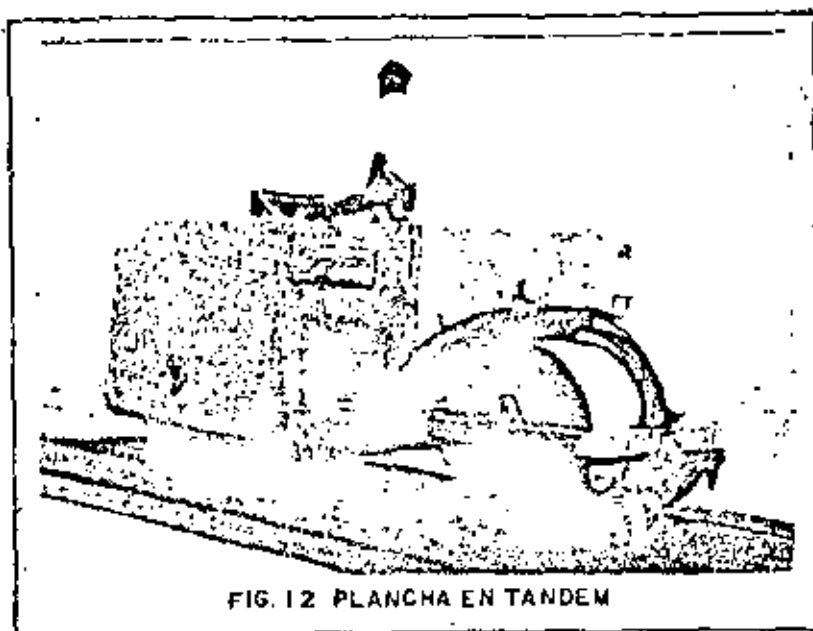


FIG. 12 PLANCHA EN TANDEM

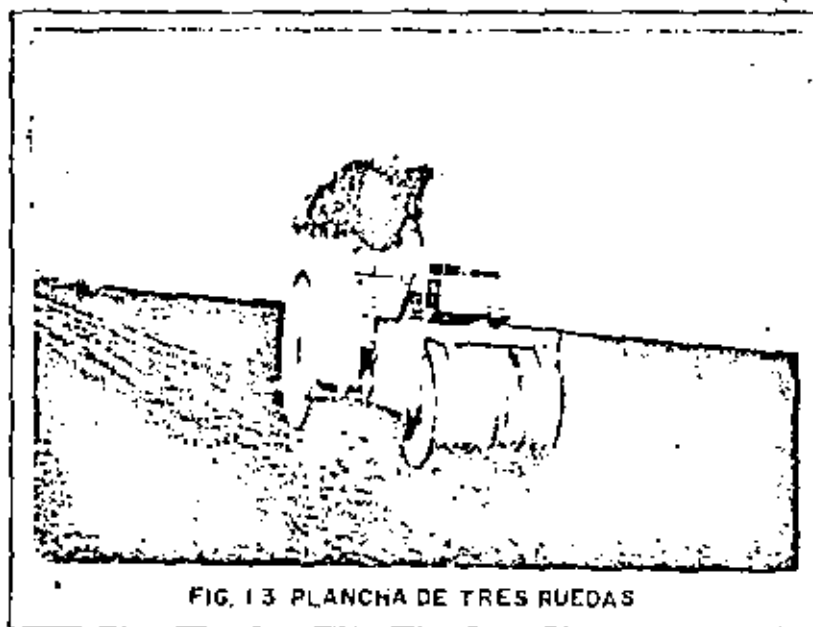


FIG. 13 PLANCHA DE TRES RUEDAS

Estos compactadores pueden ser jalados o autopropulsados.

Se pueden dividir conforme al tamaño de sus llantas en:

- A) De llantas pequeñas
- B) De llantas grandes

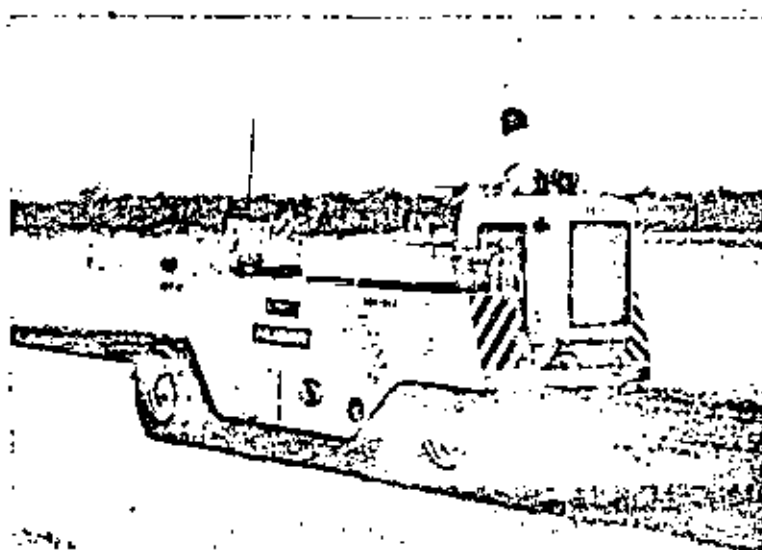


FIG. 14

A) DE LLANTAS PEQUEÑAS.- Generalmente tienen dos ejes en tandem y el número de llantas puede variar entre 7 y 13. El arreglo de las llantas es tal que las traseras traslapan con las delanteras - - (Fig. 14 A).

Algunos de estos compactadores tienen montadas sus ruedas en forma tal que oscilan o "bailan" al rodar, lo que aumenta su efecto de amasamiento.

Estos compactadores proporcionan una presión de contacto semejante a la proporcionada por equipos de mayor peso y llantas grandes, tienen mayor maniobrabilidad, no empujan mucho material adelante de ellos, tienen poca profundidad de acción y poca flotación en materiales sueltos. Tienen una buena acción de secado y cierran la textura del material de la capa.

B) DE LLANTAS GRANDES.- Son generalmente arrastrados por tractor y pesan de 15 a 50 Ton. Tienen 4 ó 6 llantas en un mismo eje, -

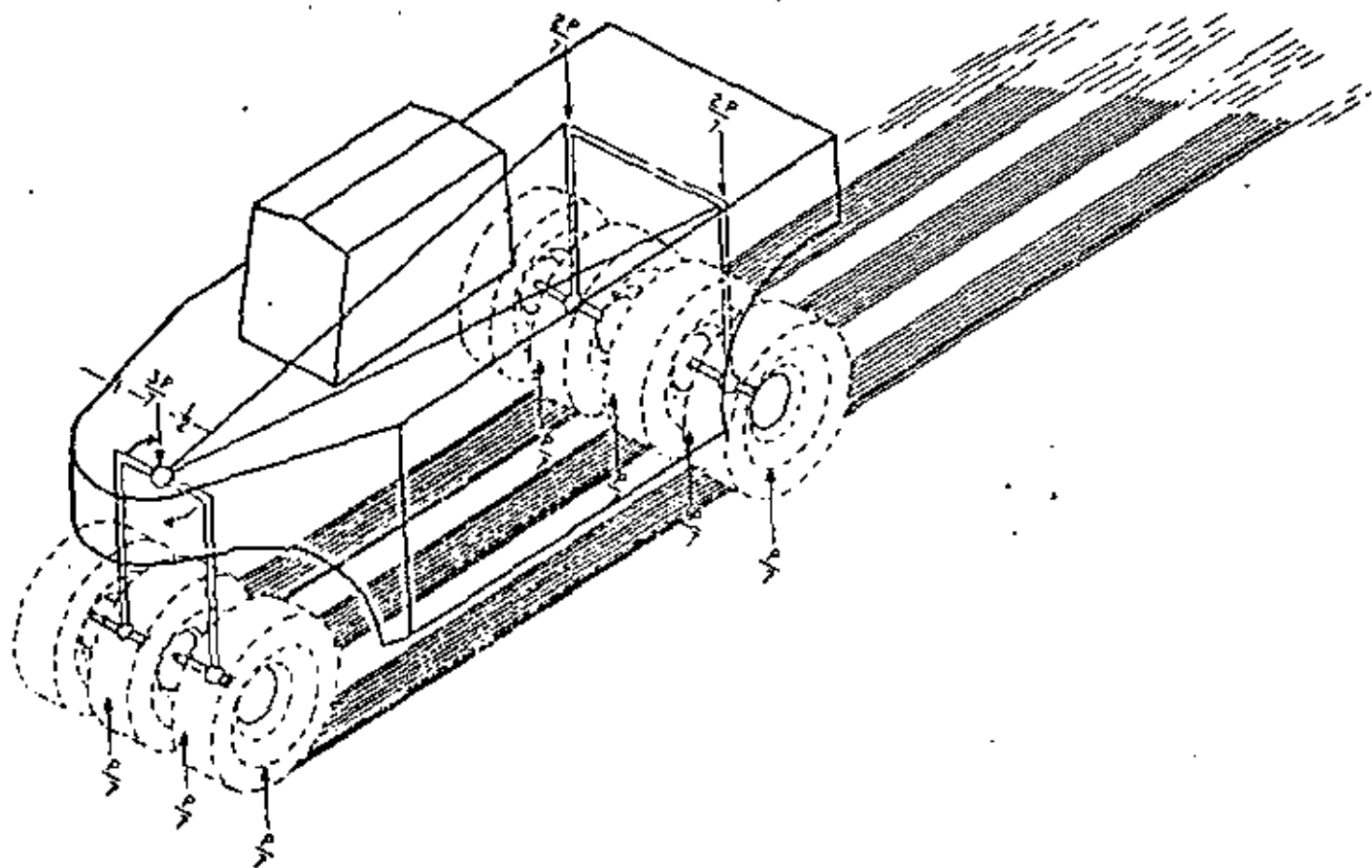


Fig. 14-A

además son difíciles de maniobrar y de transportar, por lo que están siendo desplazados por otros equipos más ligeros y versátiles.

Los factores más importantes que intervienen en este tipo de compactadores son:

a) Peso total.- Dependiendo del número total de llantas y del sistema de suspensión del compactador se puede conocer el peso o fuerza aplicada por llanta. A mayor peso total, mayor carga por llanta, en caso de tratarse de una suspensión isostática.

b) La presión de inflado es importante, pero está ligada íntimamente a la carga de la llanta. Si "W" es el peso del compactador, y "p" es la presión de contacto (Fig. 15):

Podemos observar que si aumentamos el peso sin aumentar la presión (Fig. 16), aumentamos la profundidad del bulbo, pero no aumentamos la presión, esto nos permitiría trabajar capas relativamente mayores, pero el aumento de eficiencia es casi nulo, y las llantas durarán menos pues estamos aumentando el trabajo de deformación de la llanta.

Si aumentamos la presión sin aumentar la carga (Fig. 17) disminuimos la profundidad del bulbo de presión, y podemos llegar a encarpetar la capa. Esto puede ser eficiente si la capa es delgada como suele serlo en bases y sub-bases y carpetas.

Si aumentamos el peso y la presión (Fig. 18), estamos aumentando la presión efectiva sobre la capa y por lo tanto el trabajo de compactación sobre la capa, sin embargo esto nos puede disminuir la vida útil de las llantas y del equipo, y aumentará la tendencia al rebote.

En el concepto moderno de un compactador neumático la carga sobre la llanta y la presión de inflado, deben ser las adecuadas para dar la presión de contacto suficiente para ejercer el esfuerzo requerido de compactación (es aconsejable no alejarse mucho de las recomendaciones del fabricante).

Por la razón anterior los fabricantes de equipo progresistas han provisto a sus máquinas, con implementos para variar rápidamente la presión de inflado de sus equipos.

Las presiones de inflado usuales son del orden de 50 psi, para compactadores pequeños (hasta 10 Ton) y pueden llegar hasta 80 psi en compactadores grandes (de 10 a 60 Ton).

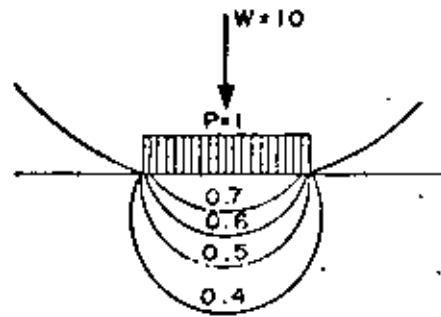


FIG. 15

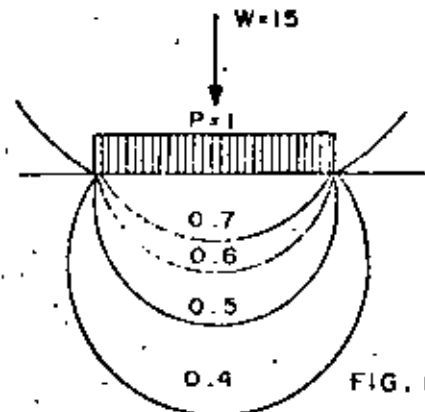


FIG. 16

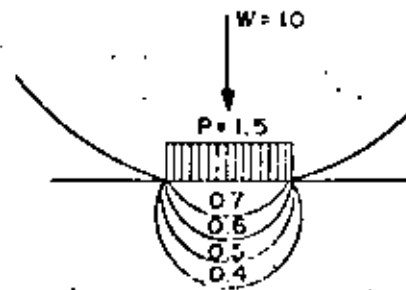


FIG. 17

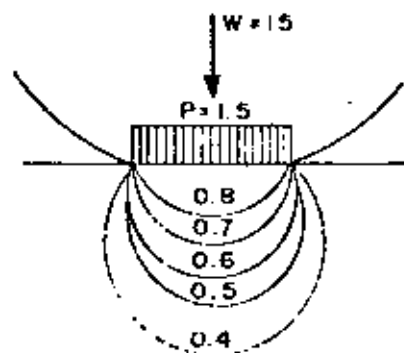


FIG. 18

La presión de inflado no es igual a la de contacto ya que interviene (en mucho) la rigidez de la llanta inflada.

Tienen aplicaciones especializadas como la compactación del terreno natural en aeropuertos (grandes extensiones, terreno plano, alto grado de compactación, fácil acceso, etc), tienen gran utilidad para sellar las capas superiores, con lo que se logra una buena impermeabilidad.

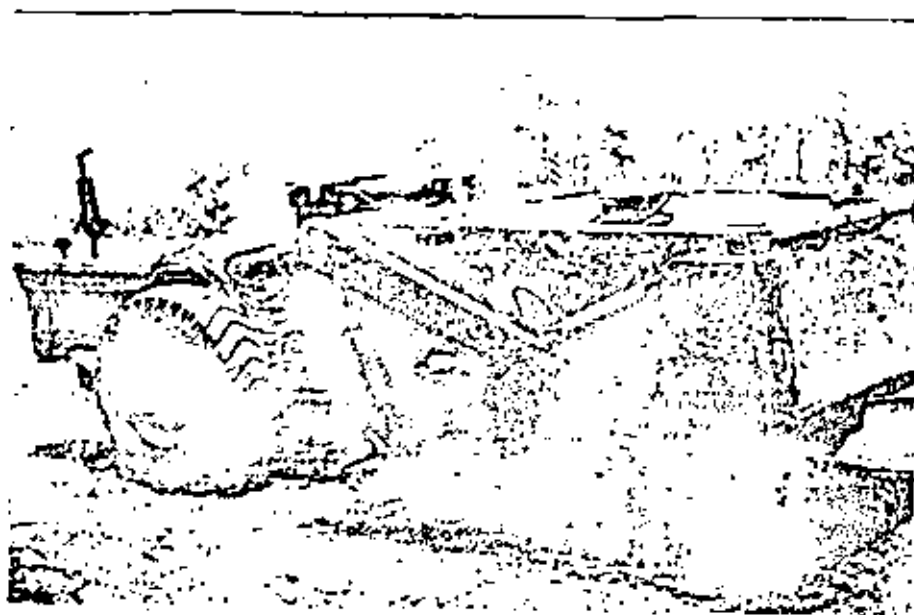


FIG. 19 COMBINACION DE RODILLOS METALICO Y NEUMATICO (DUO-PACTOR)

4.3. RODILLOS PATA DE CABRA.

Son ahora raramente usados, excepto para amasamiento y compactación de arcillas donde la estratificación debe ser eliminada, como en el corazón impermeable de una presa. Debido a la pequeña área de contacto de una pata y al alto peso de éstos equipos el bulbo de presión es intenso y poco profundo. La compactación se consigue por penetración y amasamiento más que por efecto del bulbo de presión (Fig. 20).

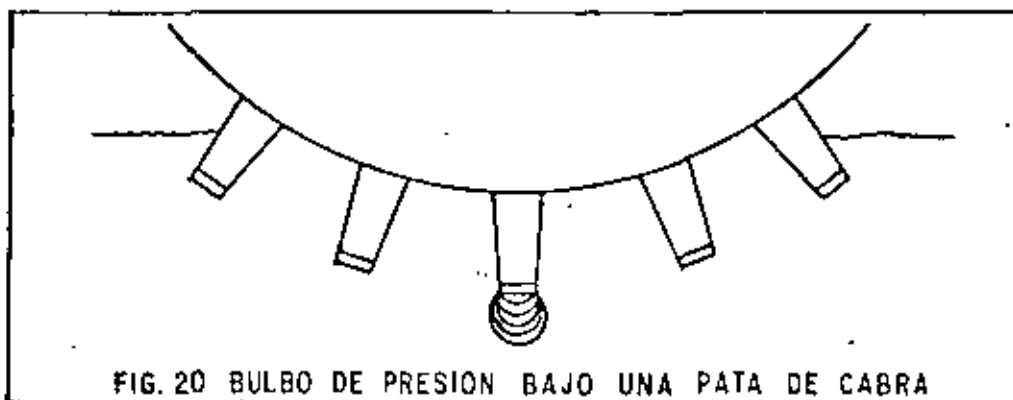


FIG. 20 BULBO DE PRESION BAJO UNA PATA DE CABRA

Los rodillos pata de cabra son lentos, tienen una gran resistencia al rodamiento, por lo que consumen mucha potencia. Este equipo es todavía pedido en especificaciones algunas veces, pero su uso está declinando debido a los altos costos que tienen, usualmente, por unidad de volumen compactado (Fig 21).

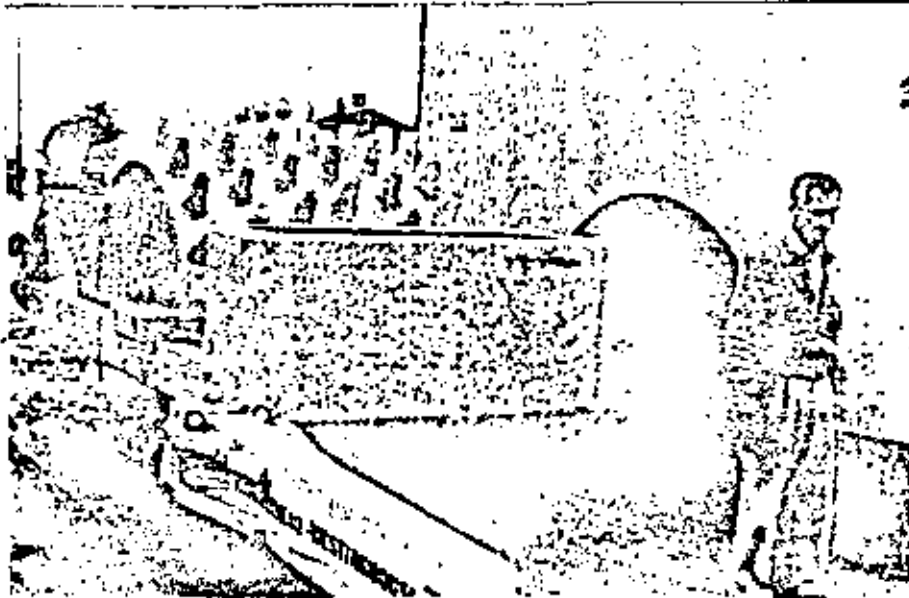
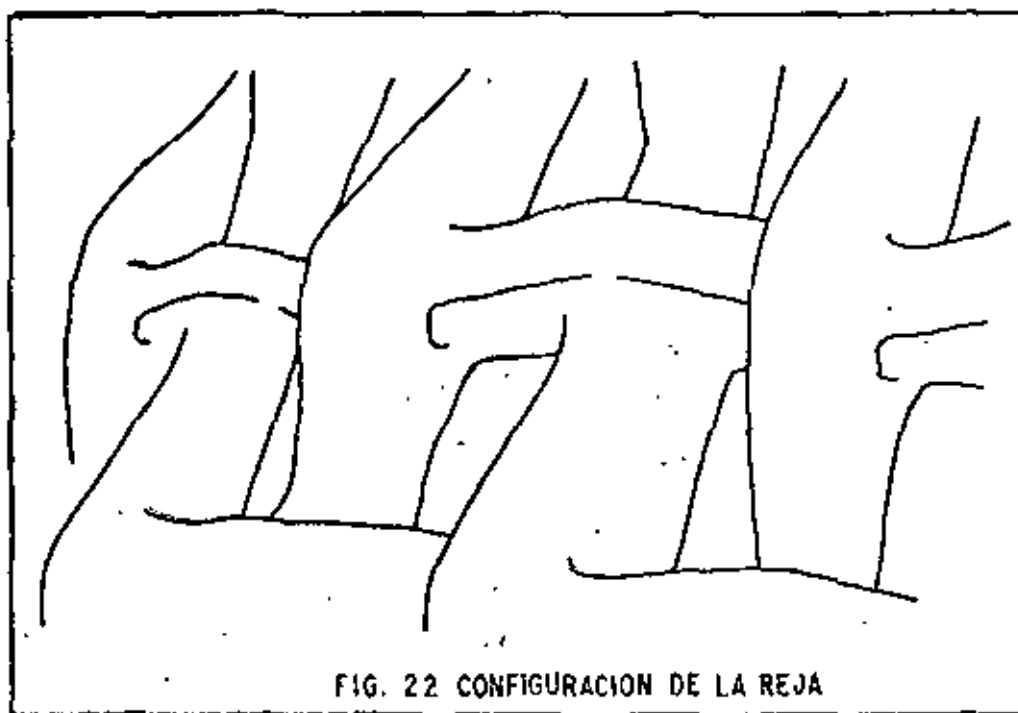


Fig. 21 RODILLO PATA DE CABRA

4.4. RODILLO DE REJA

Este compactador fue desarrollado originalmente para disgregar y compactar rocas poco resistentes a la compresión, como rocas sedimentarias y algunas metamórficas, para hacer caminos de penetración transitables todo el año, para esto el rodillo transita sobre la roca suelta en el camino, rompiéndola y produciendo finos que llenan los vacíos formando una superficie suelta y estable. Como una guía; la roca que se puede escarificar también se puede disgregar.

Al ser usado este equipo se encontró que era capaz de compactar a alta velocidad una gran variedad de suelos. Los puntos altos de la reja producen efecto de impacto, y cuando es remolcado a alta velocidad, produce efecto de vibración, efectivo en materiales granulares. El perfil alternado alto y bajo de la rejilla produce efecto de amasamiento por lo que este rodillo también es eficiente en materiales plásticos. Desafortunadamente, como los materiales plásticos suelen ser pegajosos, se atascan de material los huecos de la reja y se reduce la eficiencia (Fig. 22).



Estos rodillos, debido a su misma configuración no pueden dejar una superficie tersa como puede ser la base de una carretera.

4.5. RODILLO DE IMPACTO (TAMPING ROLLER)

A causa de los problemas de limpieza del rodillo de reja, se diseñó un nuevo rodillo usando los mismos principios: el rodillo de impacto. Este es un rodillo metálico, en el que se han fijado unas salientes en forma aproximada de una pirámide rectangular truncada. (Fig. 23).

Estas pirámides no son de la misma altura pues hay unas más altas que otras, siguiendo el modelo de puntos altos y bajos del rodillo de reja, esto da las mismas ventajas, pudiéndose limpiar fácilmente por medio de dientes sujetos a un marco.

Estas salientes han sido diseñadas de tal manera que el área de contacto se incrementa con la penetración, ajustándose automáticamente la presión a la resistencia del suelo compactado (Fig. 24).

El diseño contempla también una fácil entrada y salida a la capa, lo que disminuye la resistencia al rodamiento.

Estos rodillos han probado ser muy eficientes y eliminan estratificación en los terraplenes, esto es importante en corazones impermeables de presas.

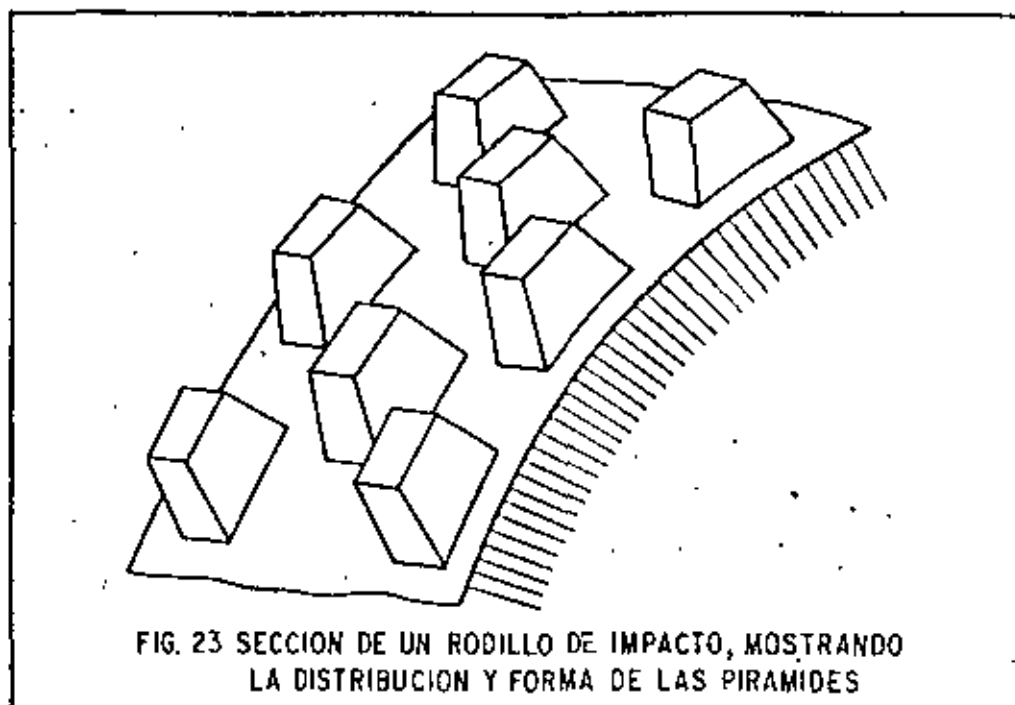


FIG. 23 SECCION DE UN RODILLO DE IMPACTO, MOSTRANDO LA DISTRIBUCION Y FORMA DE LAS PIRAMIDES

Cuando un rodillo de impacto empieza una nueva capa, que no sea mayor de 30 cm los bulbos de presión y las ondas de impacto previenen suficiente amasamiento con la capa inferior para eliminar la estratificación que ocurre con cualquier otro compactador excepto la pata de cabra.

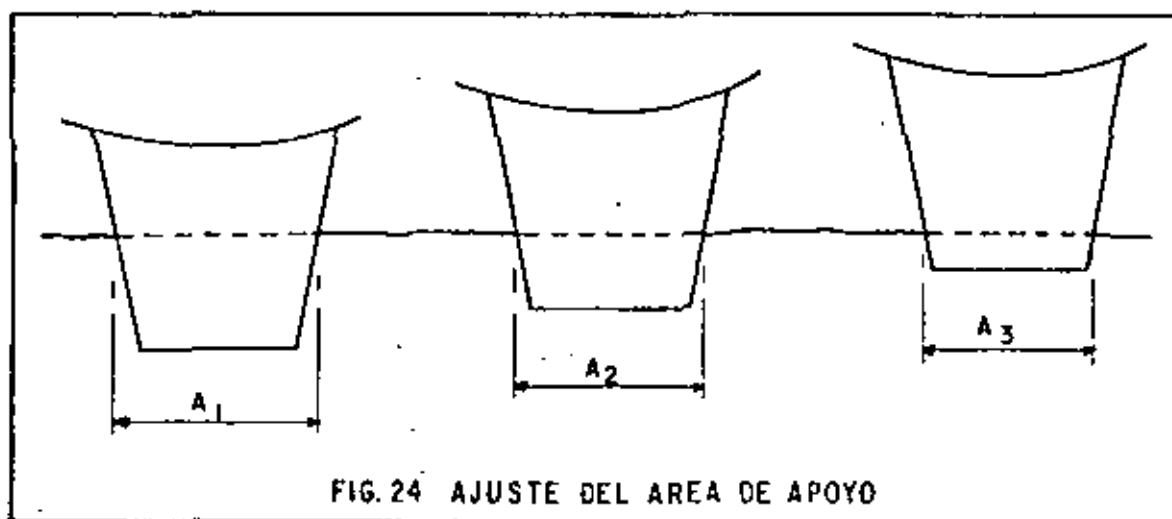


FIG. 24 AJUSTE DEL AREA DE APOYO

El rodillo de impacto ha probado ser uno de los más versátiles y económicos compactadores en terracerías, capaz de compactar eficientemente la mayor parte de los suelos (Fig. 25).

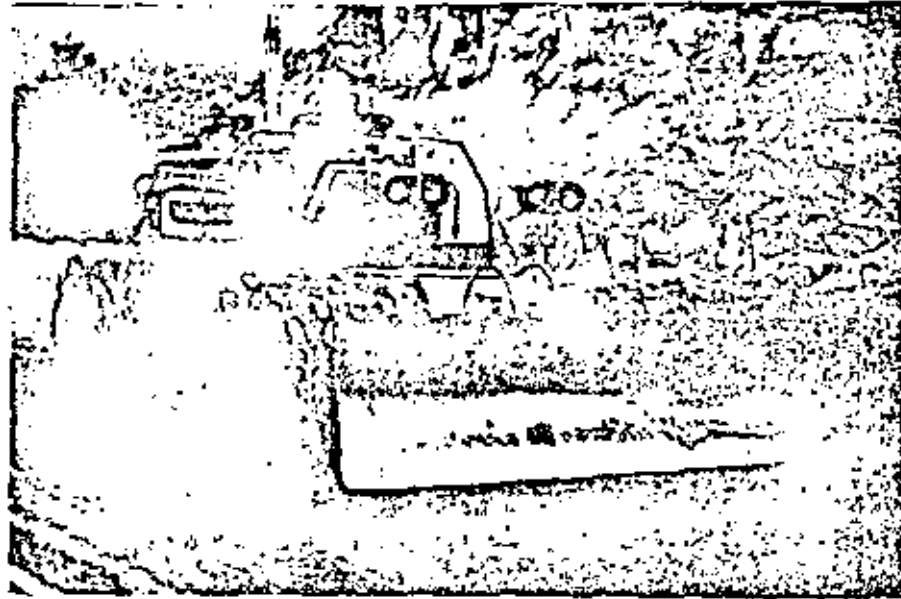


FIG. 25 RODILLO DE IMPACTO (TAMPING-ROLLER)

4.6. RODILLOS VIBRATORIOS

Estos rodillos funcionan disminuyendo temporalmente la fricción interna del suelo. Como en los suelos granulares (gravas y arenas) - su resistencia depende principalmente de la fricción interna (en los suelos plásticos depende de la cohesión), la eficiencia de estos rodillos está casi limitada a suelos granulares.

La vibración provoca un reacomodo de las partículas del suelo - que resulta en un incremento del peso volumétrico, pudiendo alcanzar espesores grandes de la capa (0.80 m).

Estos rodillos pueden producir un gran trabajo de compactación en relación a su peso estático ya que la principal fuente de trabajo es la fuerza dinámica de compactación (Fig. 26).

Buscando extender ventajas a suelos cohesivos se han desarrollado rodillos pata de cabra vibratorios, en los que la fuerza y la amplitud de la vibración se han aumentado, y se ha disminuido la frecuencia. Con el mismo objeto se han acoplado dos rodillos vibratorios, - "fuera de fase", a un marco rígido para obtener efecto de amasamiento.

Estos rodillos se clasifican por su tamaño, pequeños hasta -- 9,000 kg de fuerza dinámica y grandes de más de 9,000, pudiendo llegar hasta 20,000 kg o más. Los grandes pueden llegar a sobreesforzar suelos débiles por lo que hay que manejarlos con cuidado.

Todos los vibradores deben de manejarse a velocidades de 2.5 a 5 km/h. Velocidades mayores no incrementan la producción, y con frecuencia no se obtiene la compactación.

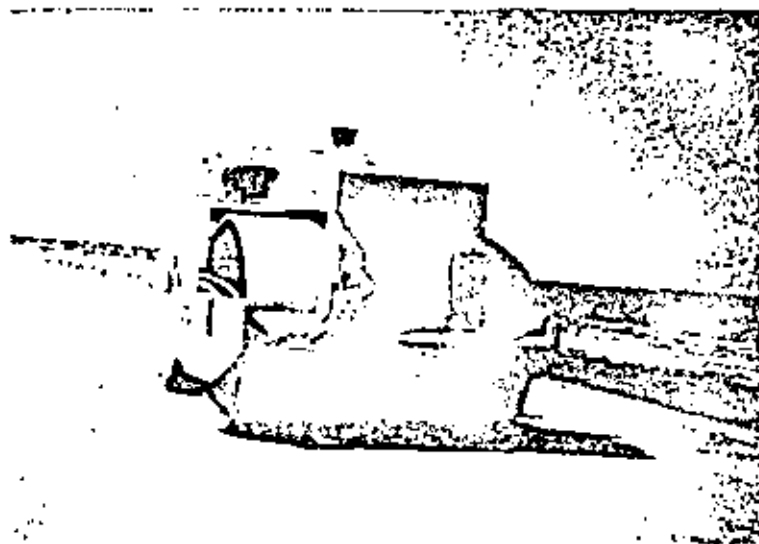


FIG.26 RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO

V. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA COMPACTACION

Los factores que primordialmente influyen en la obtención de una compactación económica son:

- 5.1) CONTENIDO DE HUMEDAD DEL MATERIAL
- 5.2) GRANULOMETRIA DEL MATERIAL
- 5.3) NUMERO DE PASADAS DEL EQUIPO
- 5.4) PESO DEL COMPACTADOR
- 5.5) PRESION DE CONTACTO
- 5.6) VELOCIDAD DEL EQUIPO COMPACTADOR
- 5.7) ESPESOR DE CAPA

5.1) CONTENIDO DE HUMEDAD. El agua tiene en el proceso de compactación, el papel de lubricante entre las partículas del material. - Una falta de humedad exigirá mayor esfuerzo compactivo, así como - también lo exigirá un exceso de la misma.

Debe recordarse que todo material tiene un contenido óptimo de humedad, para el cual se obtiene, bajo una cierta energía de compactación, una densidad máxima.

El agua, entonces, facilita el trabajo de compactación.

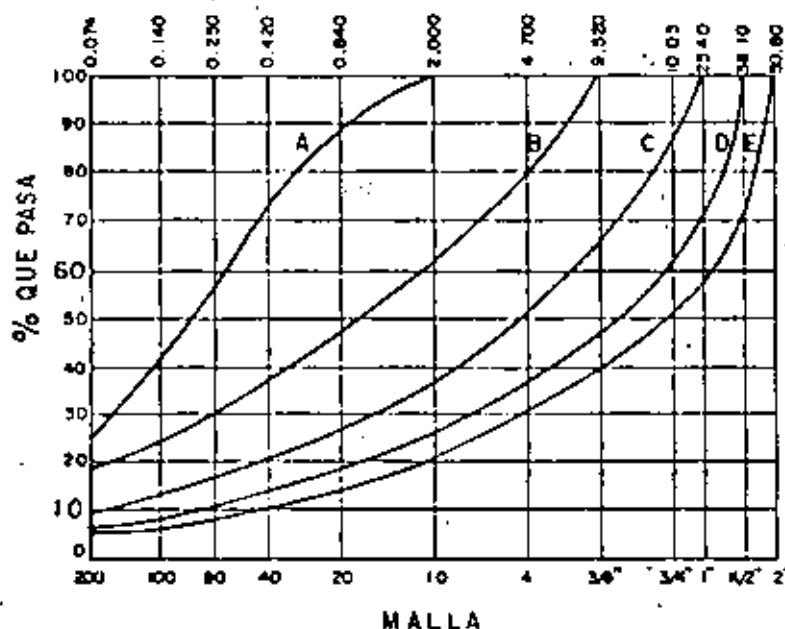
5.2) GRANULOMETRIA DEL MATERIAL. Para la obtención de una eficiente compactación es necesario, que haya partículas de varios tamaños en el material por compactar, ya que las partículas de menor tamaño ocuparán los espacios formados entre partículas de mayor tamaño.

Un suelo que contiene un tamaño muy uniforme de partículas -- (mal graduado), será difícilmente compactado. En cambio un suelo - con amplia gama de tamaños (bien graduado), se compacta mejor ya -- que las partículas de menor tamaño ocuparán los espacios formados - entre las partículas de mayor tamaño.

Por lo que es muy importante considerar el Coeficiente de Uniformidad de Lars Forssblad, que es la relación entre el D_{60} y el D_{10} .

COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD (C_u) DE LARS FORSSBLAD

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



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

FIG. 27

En donde:

El D_{60} : Es el tamaño de la malla por el que pasa el 60% del material.

El D_{10} : Es el tamaño de la malla por el que pasa el 10% del material.

Si el $C_u > 7$, se tiene un excelente suelo (bien graduado) para compactar. Con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

Si el $7 > C_u > 3$, se tienen suelos, que presentan ciertos problemas para la compactación, las que podemos eliminar mejorando la granulometría y así obtener buenos resultados.

Si el $C_u < 3$, se tiene un pésimo suelo (mal graduado) para compactar.

Por ejemplo en la gráfica de composición granulométrica, podemos observar de la curva (D), el D_{60} corresponde al material que pasa la malla de $1\frac{1}{2}$, tamaño igual a 19.05 mm y el D_{10} corresponde al material que pasa por la malla 80, tamaño igual a 0.250 mm. Si calculamos el coeficiente de uniformidad tenemos que:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{19.05 \text{ mm}}{0.250 \text{ mm}} = 76.2$$

Lo que nos indica que es un excelente suelo para compactar, porque tiene una amplia gama de tamaños.

Es oportuno hacer notar aquí, que la forma de las partículas también tiene importancia en la compactación. Materiales con partículas de forma angulosa son generalmente más difícilmente compactados por sus acunamientos, que materiales con partículas redondeadas.

5.3) NUMERO DE PASADAS. El número de pasadas que un equipo deba dar sobre un material dependerá de (Fig. 28):

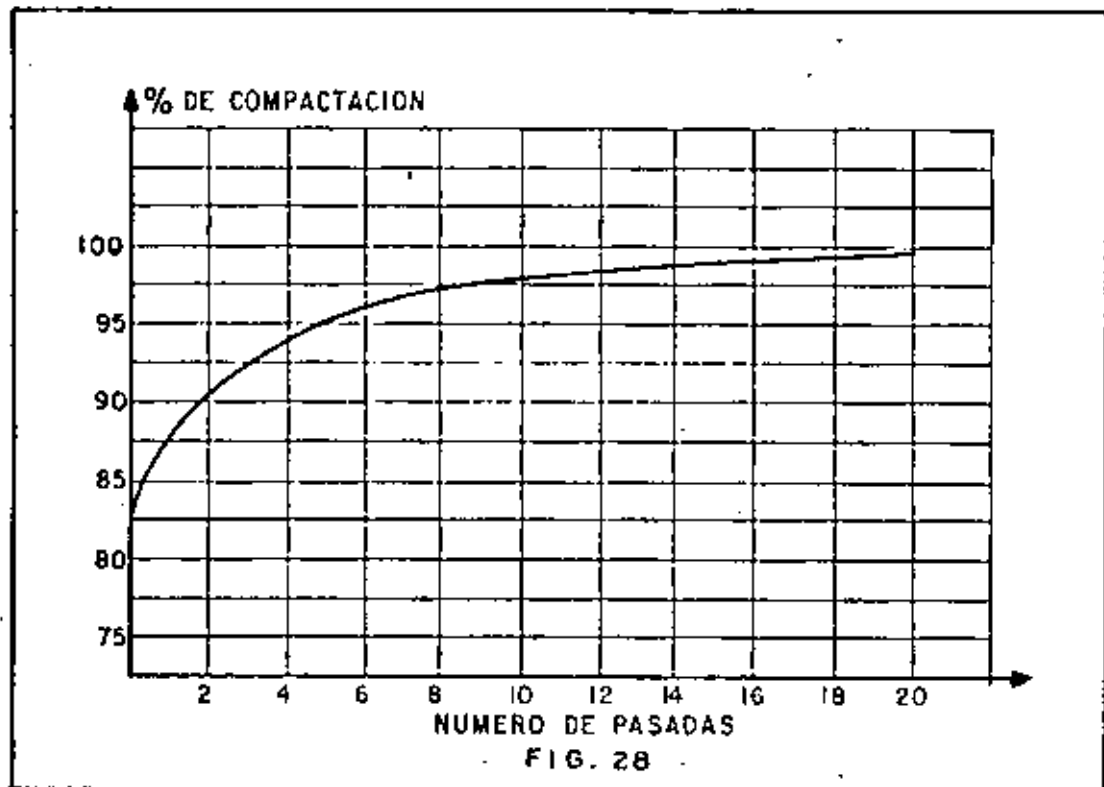
A) Tipo de compactador

B) Tipo de material

- C) Contenido de humedad
- D) Forma en que aplique la presión al material
- E) Maniobrabilidad del equipo

5.4) PESO DEL COMPACTADOR. La presión ejercida sobre el material dependerá, en parte, del peso del equipo de compactación.

5.5) PRESION DE CONTACTO. Más que el peso del compactador importa la presión de contacto; ésta depende de:



- A) Tipo de material
- B) Estado del material (Suelto o Semisuelto)
- C) Area expuesta por el compactador
- D) Presión de inflado en el caso de un equipo sobre neumáticos

E) Peso del compactador

F) Temperatura del material tratándose de mezclas asfálticas.

Los fabricantes de equipo de compactación se han preocupado por que sus máquinas ejerzan presiones de contacto uniformes, lo cual han logrado mediante suspensiones isostáticas.

Es necesario hacer hincapié, que resulta de mayor importancia la presión de contacto de un compactador, que el peso mismo.

Por ejemplo un compactador muy pesado necesita de un mayor número de llantas o de llantas más grandes, con lo cual, el área de contacto entre el compactador y el material se incrementa, resultando la presión de contacto, similar a la de un compactador normal con menos llantas o llantas menores.

5.6) VELOCIDADES DE OPERACION

De la velocidad de translación del compactador y del número de pasadas dependerá, principalmente la producción. La velocidad estará entre los siguientes valores:

5.6.1. Rodillos Metálicos y Patas de Cabra

Son lentos por naturaleza, entre más rápido mejor, limitados sólo por la seguridad. 5 km por hora es un buen máximo.

5.6.2. Rodillos de Reja o de Impacto

Entre más rápido mejor, limitado sólo por la seguridad, normalmente de 10 a 20 km por hora.

5.6.3. Rodillos Neumáticos

Entre más rápido mejor, excepto que haya rebotes, lo que puede ocasionar ondulación de la capa, compactación dispareja y desgaste -- acelerado del equipo. Normal de 4 a 8 km por hora.

5.6.4. Rodillos Vibratorios.

La máxima eficiencia se obtiene entre 3 y 5 km por hora, a velocidades mayores la eficiencia baja rápidamente y se puede llegar a no obtener la compactación.

VI. SELECCION DE COMPACTADORES EN CUANTO A SU FUNCION

La selección de compactadores más adecuado no siempre es sencilla, ya que depende de muchos factores: tipo de suelo, tipo de trabajo, método de movimiento de tierras, compatibilidad de trabajo, etc., en la selección final deben hacerse intervenir, cuando menos, los factores mencionados. Es frecuente y muy eficiente el uso de varios equipos que combinen los diferentes efectos de compactación.

Los factores más importantes que deben tomarse en cuenta para esta selección son:

- 6.1. Tipo de Material
- 6.2. Tamaño de la Obra
- 6.3. Requerimientos especiales

6.1. TIPO DE MATERIAL

En la figura 29 se muestra en los renglones 4 y 5 los diferentes materiales y su respectivo tamaño en mm. En el renglón 3 se clasifican en cohesivos, semicohesivos y no cohesivos, (los más finos son cohesivos y los granulares no cohesivos) en los renglones 1 y 2 se indica su uso más frecuente:

- 1) Sub-bases, bases y carpetas: siempre materiales no cohesivos (arenas y gravas).
- 2) Terracerías: normalmente materiales cohesivos y semicohesivos, a veces no cohesivos.

En el renglón 6: la compactación por presión estática (rodillos metálicos y neumáticos) es aplicable a todos los suelos. Limitación: bajo rendimiento, excepto en los compactadores neumáticos grandes.

En el renglón 7: la compactación por amasamiento (rodillo pata de cabra estática y pata de cabra vibratoria) es útil para suelos cohesivos y semicohesivos (arcillas, limos y algo en arenas limosas). Limitación: alto costo de pata de cabra estática.

En el renglón 8: la compactación por impacto (rodillo de impacto y rodillo de recja) aplicable a toda clase de suelos, pero el mal acabado que dan a la capa sólo permite aplicarlos en terracerías, normalmente arcillas y limos, a veces arenas. Limitación: el rodillo de recja se atasca con los materiales cohesivos y hay que parar frecuente

SELECCION DE EQUIPO

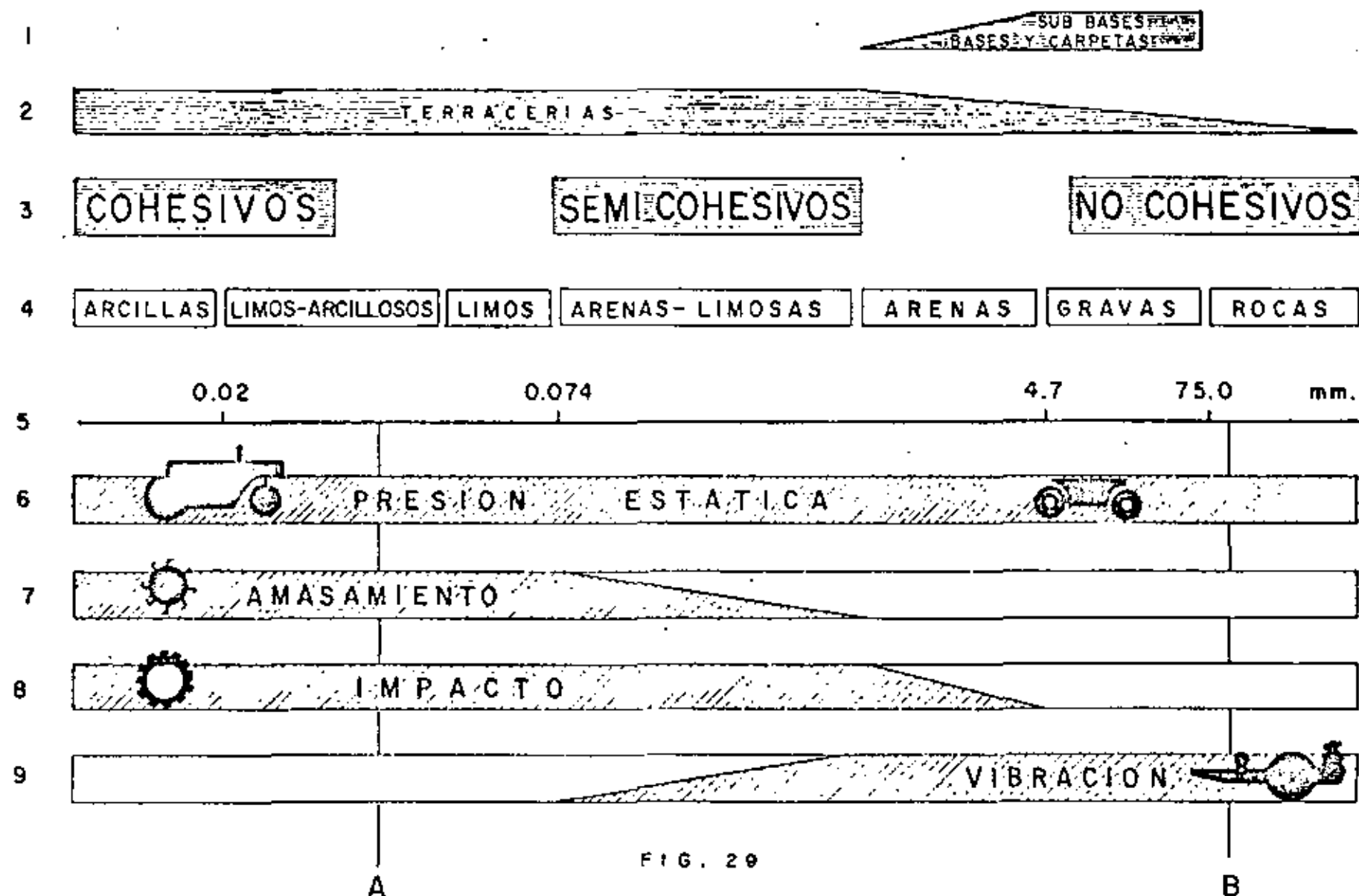


FIG. 29

mente a limpiarlo, sin embargo es un excelente disgregador, por lo que el rodillo de reja es extraordinario en terracerías que necesi-
tan disgregado.

En el renglón 9: la compactación por vibración (rodillo liso vibratorio) es aplicable en suelos no cohesivos (arenas y gravas) y a veces algunos semicohesivos (arenas limosas).

Conclusiones: (Fig. 29)

- a) Para suelos cohesivos se debe preferir pata de cabra vibratoria o rodillo de impacto. (Línea A).
- b) Para suelos no cohesivos se debe preferir rodillo liso vibratorio. (Línea B).
- c) Para todos los suelos: rodillo neumático
- d) Las mejores combinaciones son:

Para suelos cohesivos: Neumático grande y pata de cabra o neumático y rodillo de impacto. (Línea A, Fig. 29).

Para suelos no cohesivos: Neumático y rodillo vibratorio (Línea B, Fig. 29).

6.2. TAMAÑO DE OBRA.

Dependiendo del tamaño de la obra y habiendo ya seleccionado el tipo de compactador adecuado para el material por compactar, se puede determinar el número de compactadores necesarios para cumplir con el plazo estipulado.

6.3. REQUERIMIENTOS ESPECIALES.

Existen casos en que por requerimientos especiales es necesario decidirse por un determinado tipo de compactador, como cuando las especificaciones solicitan un compactador que no estratifique el terraplén (corazones arcillosos), ésto nos haría seleccionar una pata de cabra vibratoria o un rodillo de impacto.

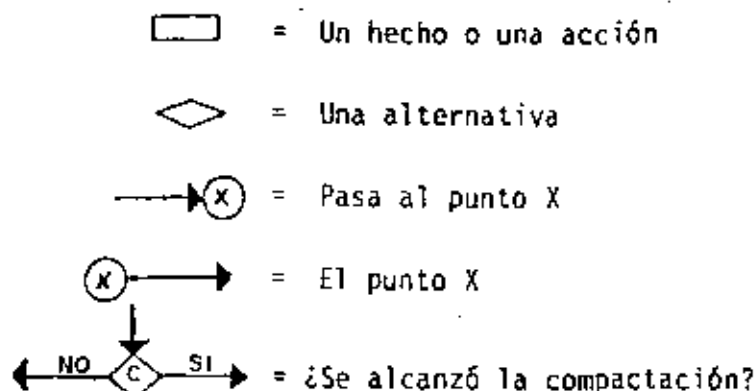
Debemos tener en mente que, en construcción pesada, la inversión en equipo es cuantiosa y que éste se adquiere usualmente fuera del país, por lo que es muy importante pesar cuidadosamente todas las posibilidades para poder escoger la máquina más eficiente; esto es: la menor inversión posible al más bajo costo unitario en el mínimo tiempo realizable.

VII. REGLAS A SEGUIR EN CASO DE TENER PROBLEMAS CON LA COMPACTACION

¿Qué hacer cuando el control nos indica una falla?

Esta pregunta la vamos a contestar por medio de diagramas lógicos, que siguen a continuación, en los que intenta, en forma general, mostrar un camino lógico para un análisis formal.

En estos diagramas se usan los siguientes símbolos:



VIII. SELECCION DEL EQUIPO DE COMPACTACION EN CUANTO AL RENDIMIENTO Y AL COSTO DE LA COMPACTACION

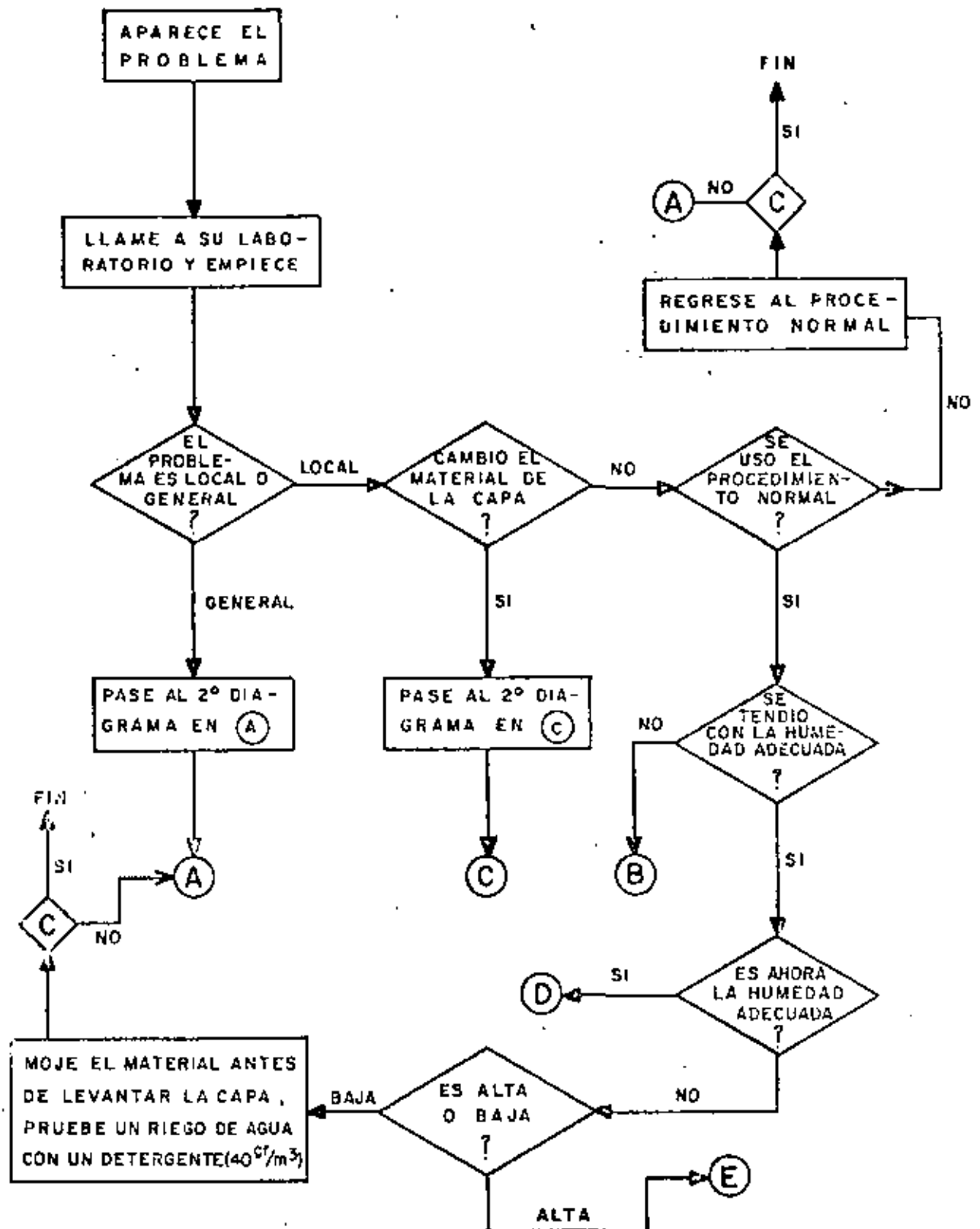
8.1. RENDIMIENTO

Para determinar la producción horaria de un equipo de compactación se debe tomar en cuenta los siguientes factores:

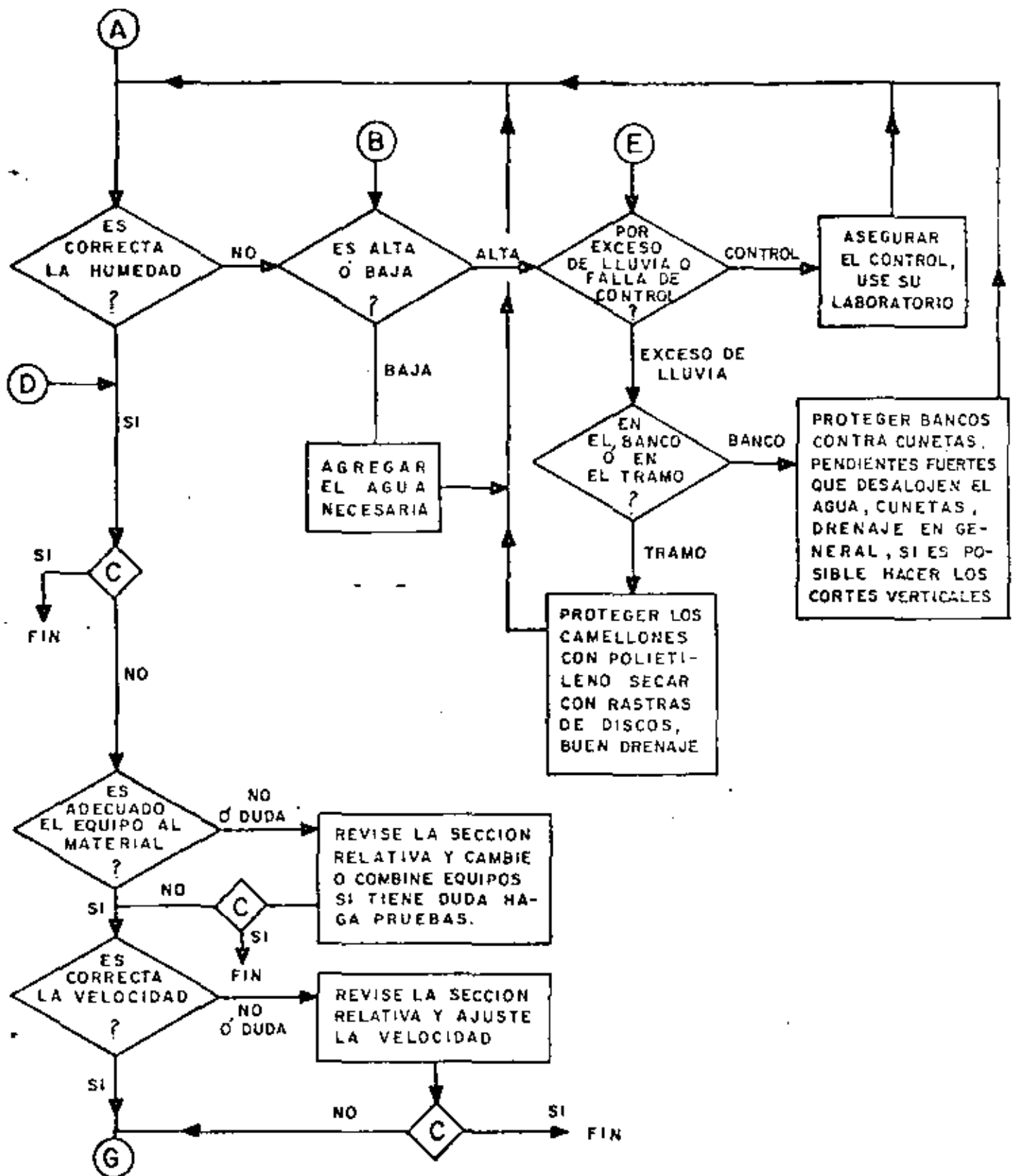
- A) Ancho compactado por la máquina = A
- B) Velocidad de operación = V
- C) Espesor de capa = E
- D) Número de pasadas para obtener la compactación especificada = N

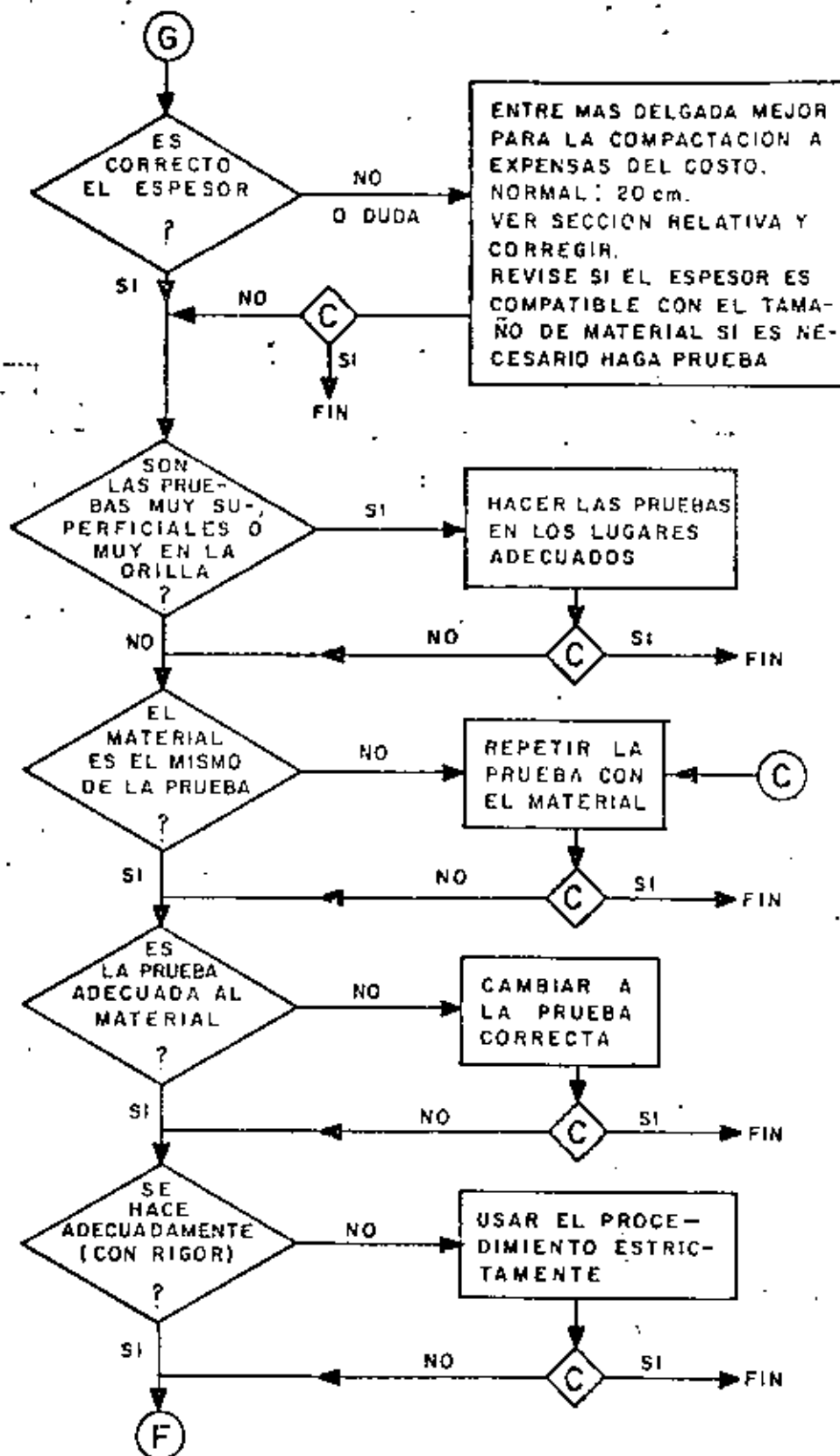
Para calcular la producción se determina primero el área cubierta en una hora con una pasada; dividiendo la cifra así obtenida entre el número de pasadas requeridas para obtener la compactación estipulada, resulta el área compactada de suelo por hora. Multiplicando esta última área por el espesor compactado de capa se obtiene el volumen compactado por hora.

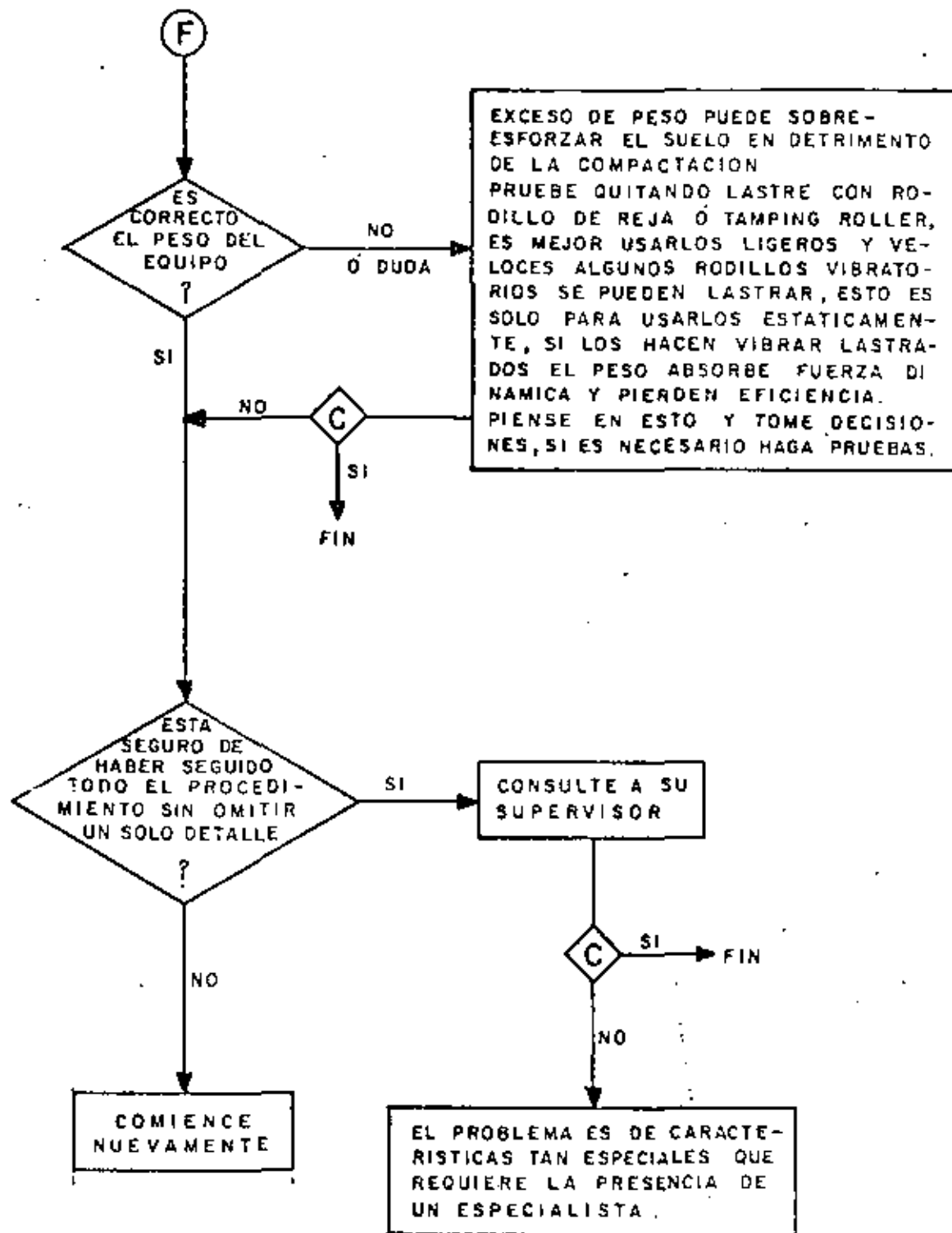
PRIMER DIAGRAMA



SEGUNDO DIAGRAMA







La fórmula puede escribirse:

$$P = \frac{A \times V \times E \times 10 \times C}{N}$$

P = Producción horaria (m³/h)

A = Ancho compactado por la máquina (m)

V = Velocidad (km/h)

E = Espesor de capa (cm)

N = Número de pasadas

10 = Factor de conversión

C = Eficiencia (0.6 a 0.9)

La eficiencia (C) afecta la capacidad teórica, reduciéndola - por traslapes de pasadas paralelas, por tiempo perdido para dar vuelta y otros factores propios del equipo.

El número de pasadas depende de la energía que el equipo puede proporcionar al suelo:

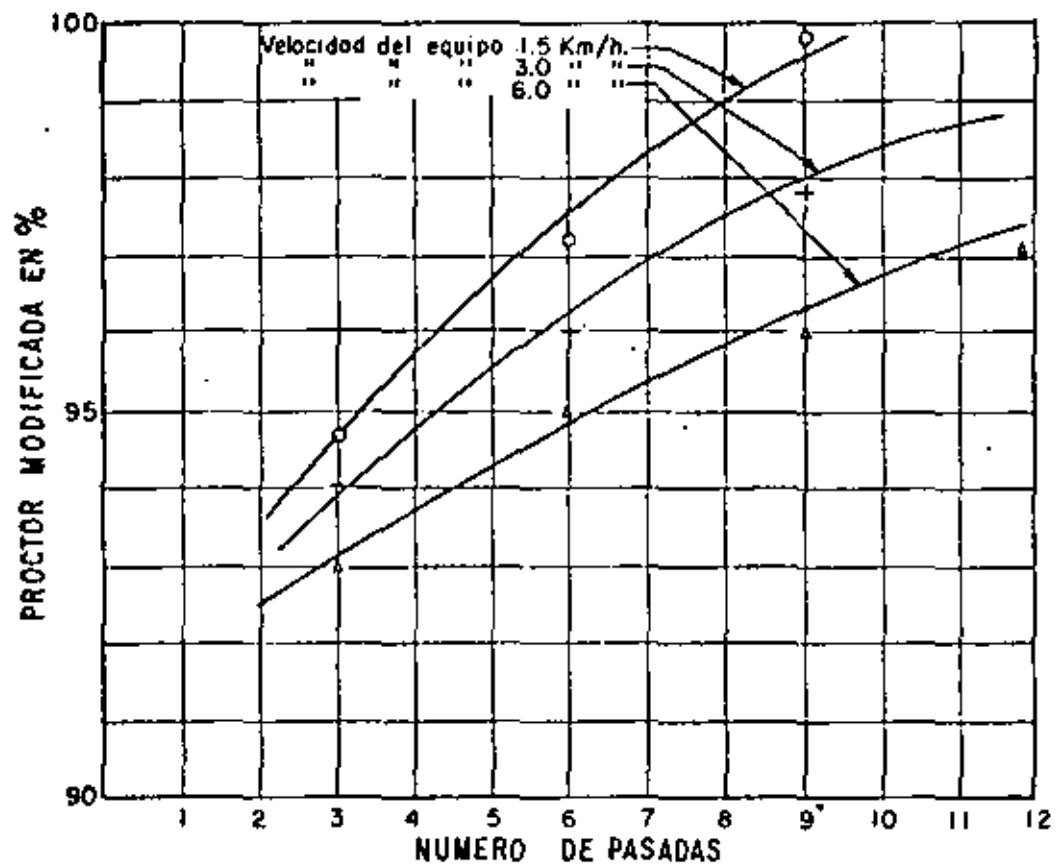
EJEMPLOS TÍPICOS:

EQUIPO	PROFUNDIDAD DE LA CAPA (CM)	No. DE PASADAS	
		PARA 90%	PARA 95%
RODILLO METÁLICO	10 A 20	7 A 9	10 A 12
NEUMÁTICO LIGERO	15 A 20	5 A 6	8 A 9
NEUMÁTICO PESADO	HASTA 70	4 A 5	6 A 8
RODILLO DE IMPACTO	20 A 30	5 A 6	6 A 8
RODILLO DE REJA	20 A 25	6 A 7	7 A 9
PATA DE CABRA VIBRATORIA	20 A 30	3 A 5	6 A 7
LISO VIBRATORIO	20 A 30	VER GRÁFICA SIGUIENTE	

Conociendo la capacidad de producción de un compactador y para conocer el costo del (m) compactado es necesario determinar el costo horario del equipo.

8.2. COSTOS

Para la determinación del costo horario del equipo de compactación se siguen los mismo pasos que se siguen para la determinación -



RELACION ENTRE EL GRADO DE COMPACTACION Y NUMERO DE PASADAS
 Equipo liso-vibrotorio

de cualquier otro costo horario de equipo de construcción.

Es decir se deben obtener:

A) Cargos fijos.

Depreciación

Intereses

Seguros

Almacenaje

Mantenimiento

B) C o n s u m o s

Combustibles

Lubricantes

Llantas

C) O p e r a c i ó n

D) T r a n s p o r t e

Sumando.

A) Cargos fijos

B) Consumos

C) Operación

D) Transporte

COSTO HORARIO

Determinado el costo horario del equipo y conociendo la producción del mismo, para un cierto grado de compactación, se puede obtener el costo por (m) compactado:

$$\text{Costo por m} = \frac{\text{Costo Horario Equipo}}{\text{Producción Horaria Equipo}}$$

8.3. EJEMPLOS

Ejemplo (1)

Si tiene por ejemplo un material compuesto por un 30% limo y 70% arena. Consideramos que se trata de un material granular y por lo tanto un compactador vibratorio es el indicado.

Se analizarán las siguientes alternativas:

- 1.- Rodillo liso vibratorio arrastrado por tractor agrícola
- 2.- Rodillo sencillo liso vibratorio autopropulsado
- 3.- Rodillo doble (Tandem) vibratorio autopropulsado

1.- Determinación de costos horario

1. Rodillo liso arrastrado por tractor agrícola.

Precio de adquisición rodillo \$ 1'100,000.00

Precio de adquisición del --- tractor 840,000.00

Se considera una vida útil del conjunto de 8000 horas y un valor de rescate de cero.

Cargos fijos	\$ 612.00
Consumos	36.00
Operación	72.00
	\$ 720.00

2.- Rodillo sencillo vibratorio autopropulsado

Precio de adquisición \$ 2'400,000:00

Se considera también una vida útil de 8000 horas y un valor de rescate de cero:

Cargos fijos	\$ 672.00
Consumos	36.00
Operación	<u>72.00</u>
	\$ 780.00/hora

3.- Rodillo Tandem vibratorio autopropulsado

Precio de adquisición \$ 4'300,000.00

Haremos la misma consideración por lo que respecta a vida útil y valor de rescate que las alternativas anteriores.

Cargos fijos	\$ 1,150.00
Consumos	52.00
Operación	<u>72.00</u>
	\$ 1,274.00

II.- Determinación de producciones horarias

1. Rodillo arrastrado por tractor agrícola.

Ancho	= 1.50 m
Velocidad	= 4 km/h
Espesor	= 20 cm (suelos)
Número de pasadas	= 4 para 95%

Coefficiente de reduc. = 0.7

Eficiencia = 0.75

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 20 \times 0.7 \times 10}{4} \times 0.75$$

$$P = 157 \text{ m}^3/\text{hora}$$

2. Rodillo autopropulsado

Ancho = 2.14 m

Velocidad = 4.5 km/h

Espesor = 20 m (suelos)

Número de pasadas = 4 para 95%

Coefficiente de reduc. = 0.7

Eficiencia = 0.75

(Es de mayor maniobrabilidad y de mayor energía dinámica).

$$P = \frac{2.14 \times 4.5 \times 20 \times 10 \times 0.7}{4} \times 0.75$$

$$P = 253 \text{ m}^3/\text{hora}$$

3. Rodillo vibratorio Tandem autopropulsado

Ancho = 1.50

Velocidad = 4 km/h

Espesor = 20 cm (suelos)

Número de pasadas = 2 (por ser dos rodillos)

Coefficiente de reduc. = 0.7

Eficiencia = 0.75

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 20 \times 10 \times 0.8}{2} \times 0.75$$

$$P = 315 \text{ m}^3/\text{hora}$$

III. Determinación de costo de compactación.

	COSTO HORARIO	PRODUCCION	COSTO X m ³
Caso 1	\$ 720.00/h	157 m ³ /h	\$ 4.59/m ³
Caso 2	\$ 780.00/h	253 m ³ /h	\$ 3.08/m ³
Caso 3	\$ 1,274.00/h	315 m ³ /h	\$ 4.36/m ³

Se hace notar que a pesar de que la diferencia de valor de adquisición entre los casos (1) y (3) es de 280% aproximadamente, se obtiene un ahorro en el caso (3), del costo de compactación, cercano al 10%.

Suponiendo que se contara con un compactador de impacto auto-propulsado, con un costo horario de \$ 1,240.00 y se tratara de compactar el material granular del ejemplo, se obtiene:

Producción horaria:

$$\text{Ancho} = 1.94 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad} = 9 \text{ km/hora}$$

$$\text{Espesor} = 20 \text{ cm (suelos)}$$

$$\text{Número de pasadas} = 8 \text{ pasadas (contando sus cuatro rodillos)}$$

$$\text{Coeficientes de reduc} = 0.7$$

$$\text{PRODUCCION} = \frac{1.94 \times 9 \times 20 \times 10 \times 0.7}{8} \times 0.8$$

$$\text{PRODUCCION} = 244 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\text{COSTO POR COMPACTACION} = \frac{\$ 1,240.00/\text{h}}{244 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 5.08$$

El costo obtenido demuestra una mala selección del equipo, ya que resultó mayor que los obtenidos para rodillos vibratorios.

En caso contrario puede encontrarse cuando con un rodillo vibratorio liso traten de compactarse materiales altamente cohesivos - para los cuales el compactador de impacto resultara más ventajoso.

EJEMPLO (2)

Material por compactar: Arena bien graduada

Volumen por compactar: 300 m³ compactados/hora

Compactación al 95%

Eficiencia 70%

A) Plancha Tandem

Ancho rodillos = 1.20

Velocidad máxima de desplazamiento: 2 km/h

Número de pasadas para obtener el 95% de compactación = 11

Espesor compacto de capa = 12 cm

Costo horario = \$ 400.00/h

B) Rodillo Vibratorio Autopropulsado

Ancho rodillo = 1.50

Velocidad máxima de desplazamiento = 4 km/h

Número de pasadas para obtener el 95% de compactación = 4

Espesor compacto de capa = 25 cm

Costo horario = \$ 1,000.00/hora

P R E G U N T A S

- 1.- ¿Cuántas planchas tandem son necesarias para compactar 300 m³ compactos por hora?
- 2.- ¿Cuántos rodillos vibratorios son necesarios para compactar 300 m³ compactos por hora?
- 3.- ¿Cuál equipo proporcionará una compactación más económica?

Se determinan primero las producciones horarias de los equipos.

A) Plancha Tandem

$$p = \frac{1.20 \times 2 \times 12 \times 10}{11} \times 0.70$$

$$P = 18.3 \text{ m}^3/\text{h (compactos)}$$

B) Rodillo Vibratorio

$$p = \frac{1.50 \times 4 \times 25 \times 10}{4} \times 0.70$$

$$P = 262 \text{ m}^3/\text{h (compactos)}$$

R E S P U E S T A S :

- 1.- Se necesitan tantas planchas como:

$$\frac{300}{18.3} = 16 + = 17 \text{ planchas}$$

Se pueden utilizar 16 unidades, pero con utilización óptima -- que frecuentemente resulta difícil de obtener.

Se necesitan usar 17 unidades, lo cual es totalmente impracticable.

- 2.- Los rodillos vibratorios necesarios son:

$$\frac{300 \text{ m}^3/\text{h}}{262 \text{ m}^3/\text{h}} = 1.14 + = 2 \text{ rodillos}$$

- 3.- Determinación del costo de compactación:

A) Planchas Tandem (6 - 8 Tons)

$$\text{Costo} = \frac{\text{Costo Horario}}{\text{Producción}}$$

$$\text{Costo} = \frac{\$ 400.00/\text{h}}{18.3} = \$ 21.85/\text{m}^3$$

Costo que es muy elevado !!

B) Rodillos Vibratorios

$$\text{Costo} = \frac{\$ 1,000.00/\text{h}}{262 \text{ m}^3/\text{h}} = \$ 3.82/\text{m}^3$$

Que es un costo razonable.

IX. CONCLUSIONES

- 9.1. La forma de mejorar los elementos mecánicos en un suelo es la compactación.
- 9.2. Los efectos más importantes que produce una buena compactación en un suelo son: Resistencia mecánica, minimización de asentamientos y reducción de la permeabilidad.
- 9.3. El factor de mayor importancia para dar una compactación óptima en un suelo, es el contenido de humedad del material.
- 9.4. Los esfuerzos de compactación pueden transmitirse al suelo por la combinación de uno o más de los siguientes efectos: Presión estática, impacto, vibración y amasamiento.
- 9.5. El compactador que deba usarse dependerá básicamente del tipo de suelo que se quiera compactar (Fig. 29).
- 9.6. La selección de compactadores deberá hacerse con mucho cuidado y tratando de hacer intervenir las variables ya que de esto dependerá el éxito económico y funcional de la compactación.
- 9.7. De un buen control depende que la compactación se lleve a cabo correctamente.

5. CONSTRUCCION DE CARPETAS
ASFALTICA DE RIEGOS,
CARPETAS DE MEZCLA EN
FRIO CON PLANTA ESTACIONARIA
Y CARPETAS DE MEZCLAS
EN EL LUGAR

Ing. Federico Alcaraz Lozano

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

I.- EQUIPOS Y MATERIALES.

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

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

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

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

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

Para operarla se siguen las siguientes operaciones:

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

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

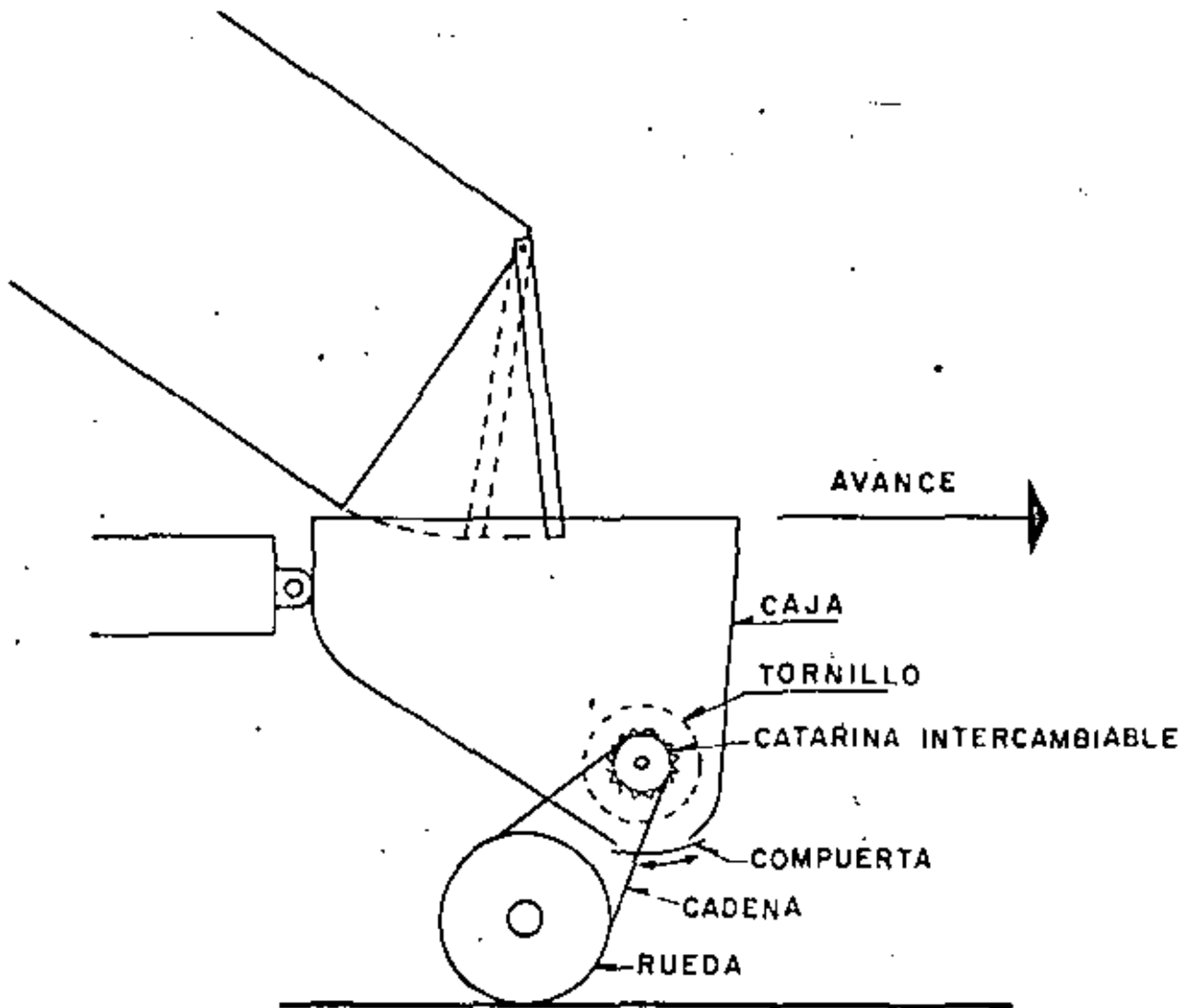
$$\text{velocidad} = \frac{4 \text{ lts/seg} \cdot \text{m}}{1.2 \text{ lts/m}^2} = 3.33 \text{ m/seg}$$

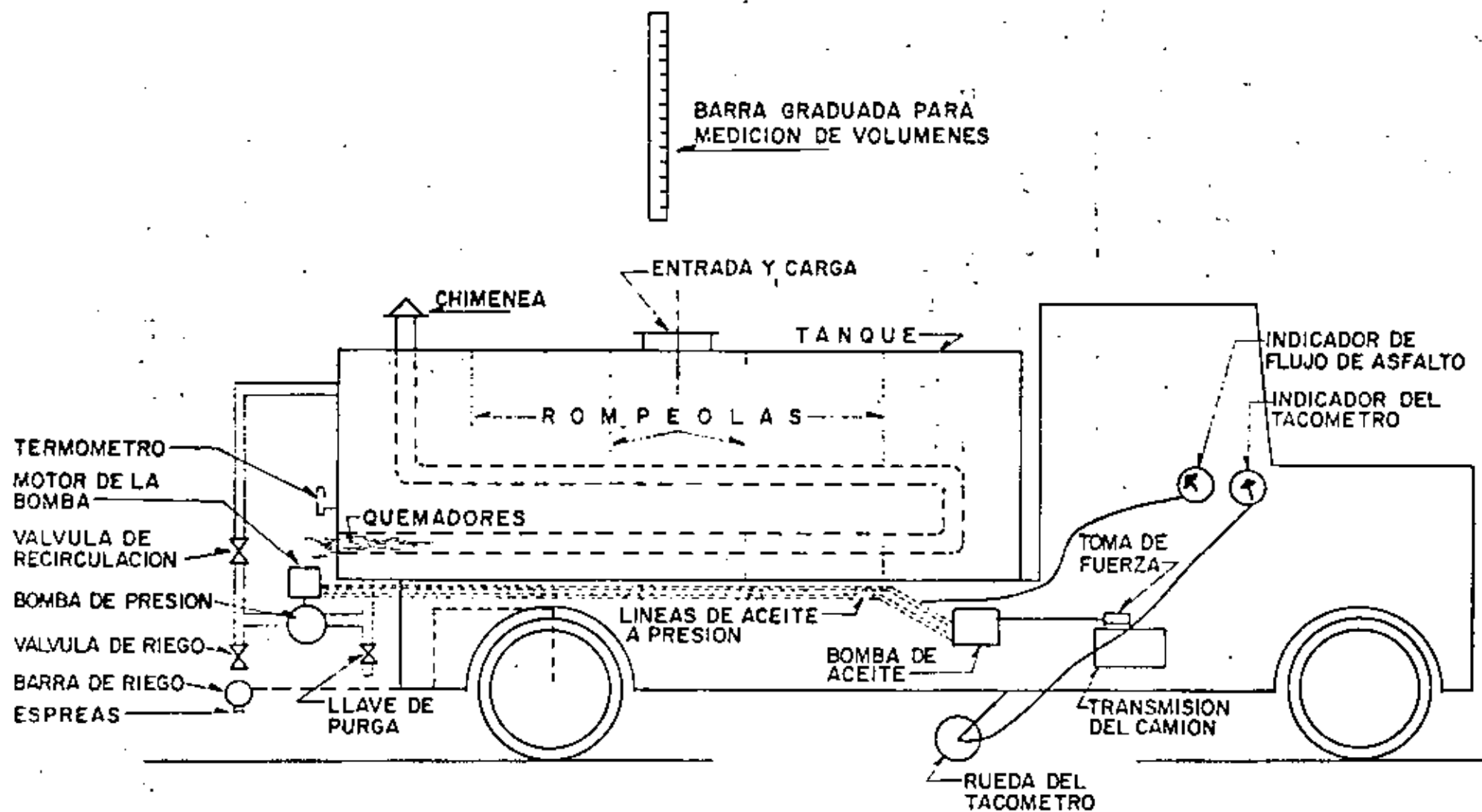
Esta velocidad se controla con el tacómetro que es una pequeña rueda adicional que mide velocidades pequeñas con una gran precisión. La carátula del tacómetro está cerca del volante visible al operador.

De esta forma la petrolizadora está lista para operar.

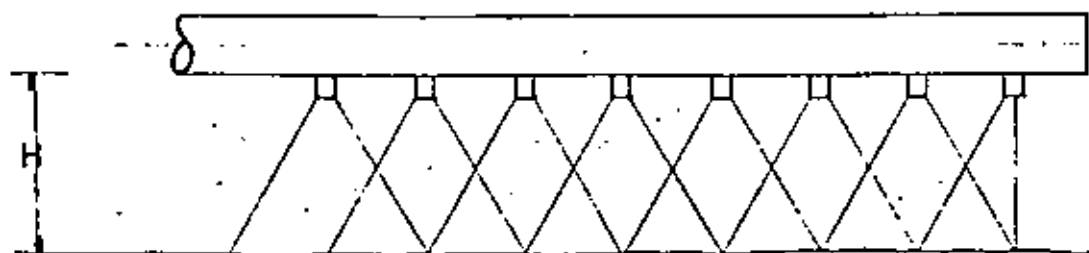
2.- ESPACIADOR DE MATERIALES PETREOS.

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



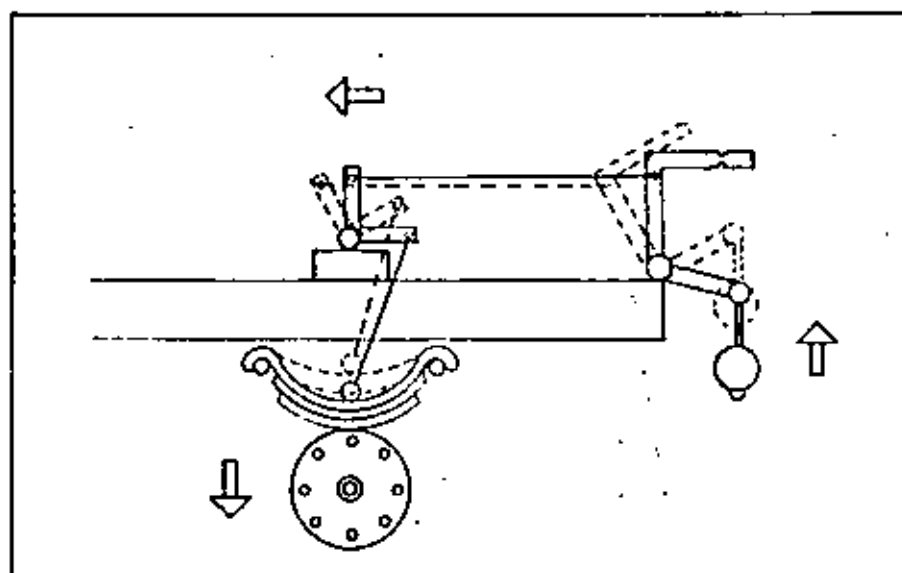


CROQUIS DE UNA PETROLIZADORA

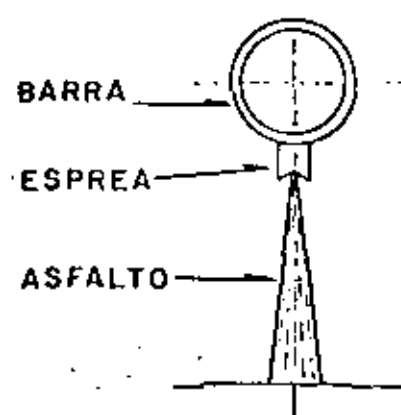


VISTA DE FRENTE (CORRECTO)

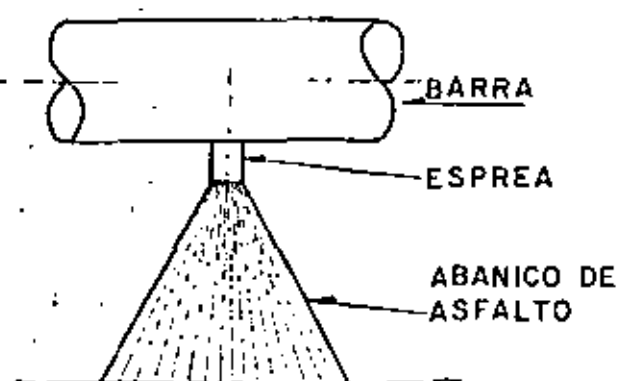
FORMA COMO LAS ESPREAS DISTRIBUYEN
EL ASFALTO (CONTINUACION)



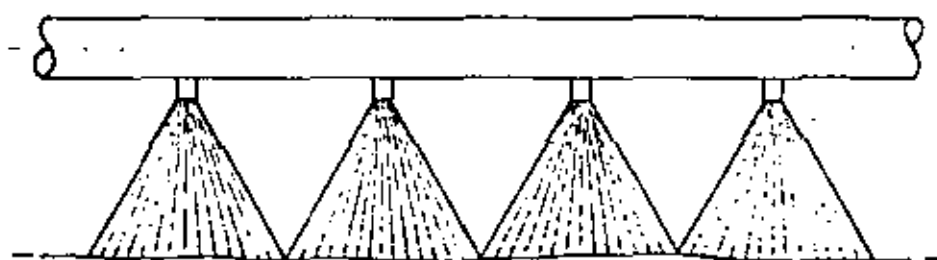
MECANISMO PARA MANTENER UNIFORME
LA ALTURA DE LA BARRA DE RIEGO



VISTA DE LADO



VISTA DE FRENTE



VISTA DE FRENTE (INCORRECTO)

FORMA COMO LAS ESPREAS DISTRIBU-
YEN EL ASFALTO

CROQUIS DE UN ESPARCIDOR

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

Los principales defectos a evitar en carpetas de riegos son:

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

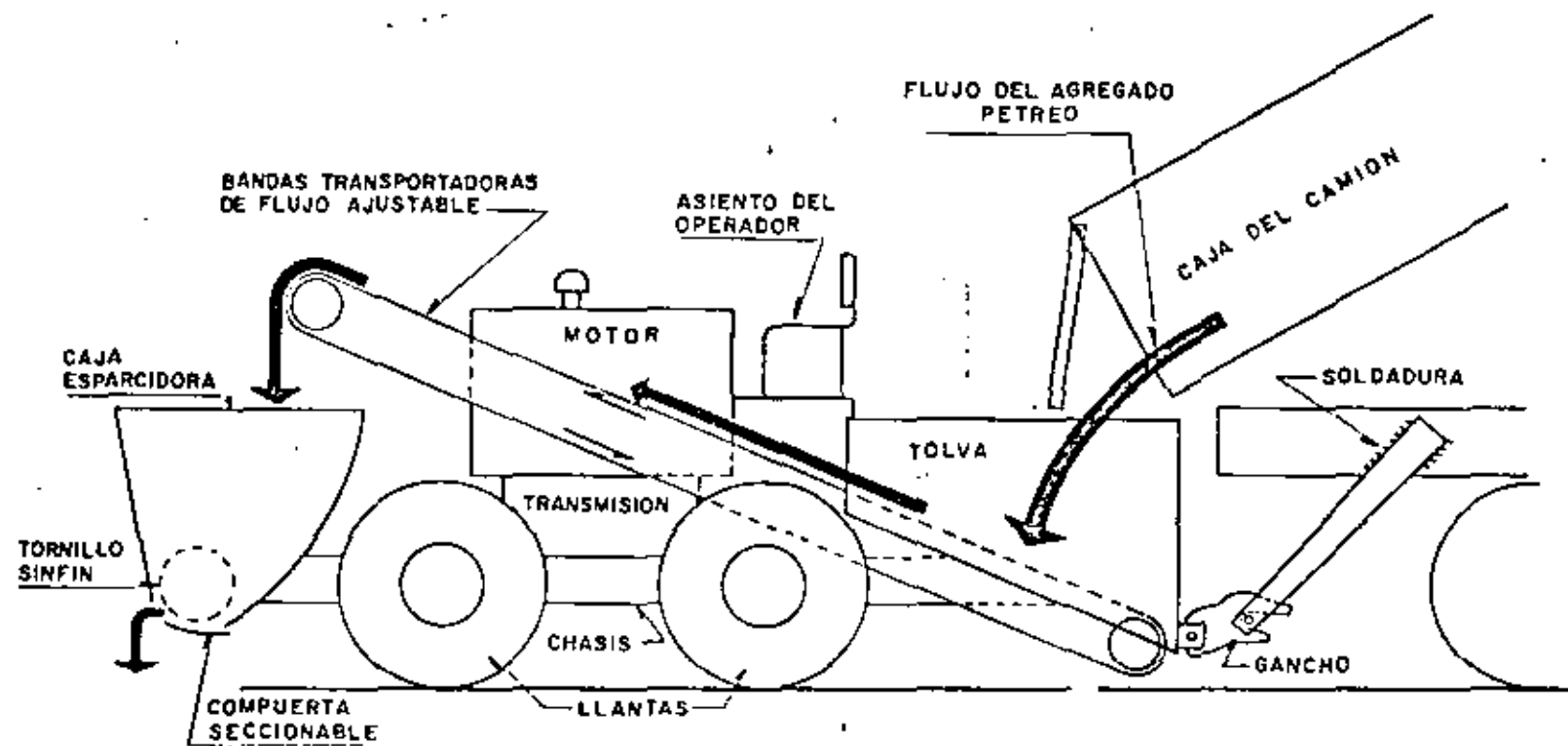
Estos se evitan con riegos uniformes y bien dosificados. Hasta hace poco tiempo, esto era muy difícil de hacer por las siguientes razones:

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

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

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

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



CROQUIS DE UN ESPARCIDOR
AUTOPROPULSADO

3.- MATERIALES PETREOS PARA CARPETAS DE RIEGOS.

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

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

y deben cumplir las siguientes granulometrías:

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

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

- a) De desgaste Los Angeles, para cualquier tipo de material pétreo.....30% máximo.
- b) De intemperismo acelerado 12% máximo.
- c) De forma de las partículas, para partículas alargadas y/o en forma de laja.....35% máximo.
- d) De afinidad con el asfalto:
 - d.1) Desprendimiento por fricción:.....25% máximo.
 - d.2) Cubrimiento con asfalto:.....90% mínimo.

4.- MATERIALES ASFÁLTICOS: (para todas las carpetas).

Los materiales asfálticos podrán ser cualesquiera de los siguientes:

- a) Asfaltos rebajados de fraguado rápido, que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente del tipo de la nafta o gasolina.
- b) Asfaltos rebajos de fraguado medio, que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente del tipo del queroseno.
- c) Asfaltos rebajados, de fraguado lento que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente de baja volatilidad o aceite ligero.
- d) Emulsiones asfálticas, que son los materiales asfálticos líquidos - estables, formados por dos fases no miscibles, en los que la fase continua de la emulsión está formada por agua y la fase discontinua por pequeños glóbulos de asfalto. Dependiendo del agente emulsificante, las emulsiones asfálticas pueden ser aniónicas, si los glóbulos de asfalto tienen carga electronegativa o catiónicas, si los glóbulos asfálticos tienen carga electropositiva. Las emulsiones asfálticas pueden ser de rompimiento rápido, medio y lento.

Y deberán satisfacer las siguientes pruebas:

a) Asfaltos rebajados de fraguado rápido.

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

b) Asfaltos rebajados de fraguado medio.

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

c) Asfaltos rebajados de fraguado lento.

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

d.1) Emulsiones asfálticas aniónicas.

Características	G R A D O				
	Rompimiento		Rompimiento	Rompimiento	
	Rápido		medio	lento	
	RR-1	RR-2	RM-2	RL-1	RL-2
<u>Pruebas al material asfáltico</u>					
Viscosidad Saybolt-Furo1 a 25°C, segundos	20-100		100 Mfn	20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furo1 a 50°C, segundos		75-400			
Residuo de la destilación, por ciento, en peso, mfn.	57	62	62	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia por ciento máximo.	3	3	3	3	3
<u>Demulsibilidad:</u>					
35 ml de 0.02 N CaCl ₂ , por ciento, mínimo	60	50			
50 ml de 0.1 ON CaCl ₂ , por ciento, máximo			30		
Retenido en la malla No. 20, por ciento máximo	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Miscibilidad con cemento Portland, por ciento, máximo.				2.0	2.0
<u>Pruebas al residuo de la destilación.</u>					
Penetración, 25°C, 100 g. 5 segundos, grados	100-200	100-200	100-200	100-200	40-90
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo.	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5
Ductilidad, 25°C, cm - mínimo.	40	40	40	40	40

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

d.2) Emulsiones asfálticas catiónicas.

Características	G R A D O					
	Rompimiento rápido		Rompimiento medio		Rompimiento lento	
	RR-2K	RR-3K	RM-2K	RM-3K	RL-2K	RL-3K
Pruebas al material asfáltico						
Viscosidad Saybolt-Furol 25°C, segundos					20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furol 50°C, segundos	20-100	100-400	50-500	50-500		
Residuo de la destilación, por ciento en peso, mínimo.	60	65	60	65	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia en por ciento máximo.	5	5	5	5	5	5
Retenido en la malla No. 20, por ciento, máximo.	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Cubrimiento del agregado (en condiciones de trabajo). Prueba de resistencia al agua:						
Agregado seco, por ciento de cubrimiento, mínimo.			80	80		
Agregado húmedo, por ciento de cubrimiento, mínimo			60	60		
Miscibilidad con cemento Portland, por ciento, máximo.					2	2
Carga de la partícula	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva		
pH, máximo					6.7	6.7
Disolvente en volumen, por ciento máximo.	3	3	20	12		
Pruebas al residuo de la destilación						
Penetración, 25°C, 100 g, 5 segundos, grados.	100-250	100-250	100-250	100-250	100-200	40-90
Solubilidad en tetracloruro de carbono, por ciento, mínimo	97	97	97	97	97	97
Ductilidad, 25°C, cm mínimo.	40	40	40	40	40	40

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

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

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

Las temperaturas de los materiales asfálticos en el momento de ser empleados serán las siguientes:

a) Asfaltos rebajados de fraguado lento:

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

b) Asfaltos rebajados de fraguado medio:

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

c) Asfaltos rebajados de fraguado rápido:

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

d) Emulsiones asfálticas:

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

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

2.- CARPETAS ASFALTICAS DE RIEGOS.

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

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

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

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

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

Como las aplicaciones de material asfáltico se terminan sobre una o más -- tiras de papel, situadas a través del camino o de la zona en la que se está --

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

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

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

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

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

El resultado final se muestra en la siguiente figura:



SUPERFICIE ORIGINAL

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

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

CARPETAS DE DOS Y TRES RIEGOS.

En estas carpetas las operaciones a ejecutar son las siguientes:

Para la carpeta de 2 riegos:

- A) Se barrerá la base impregnada.
- B) Sobre la base superficialmente seca se dará un riego de material asfáltico, (generalmente FR-3, o emulsiones de rompimiento rápido).
- C) Se cubrirá el riego de material asfáltico con una capa de material - pétreo número 2.
- D). Se rastreará y planchará el material pétreo.
- E) Se dará sobre el material pétreo un segundo riego de material asfáltico.
- F) Se cubrirá el segundo riego de material asfáltico con una capa de material pétreo 3-B.
- G) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- H) Transcurrido un tiempo no menor de tres días se recolectará y removerá el material pétreo 3-B excedente que no se adhiera al material asfáltico del segundo riego.

Para carpeta de 3 riegos:

- A) Se barrerá la base impregnada.
- B) Sobre la base superficialmente seca se dará un riego de material asfáltico, (generalmente FR-3, o emulsiones de rompimiento rápido).
- C) Se cubrirá el riego de material asfáltico con una capa de material - pétreo número 1.
- D) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- E) Se dará sobre el material pétreo un segundo riego de material asfáltico.

K	REMOCION DE MATERIAL EXCEDENTE	-----
J	RASTREO Y PLANCHADO	-----
I	MATERIAL PETREO 3-B	oooooooooooooooo
H	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	=====
G	RASTREO Y PLANCHADO	-----
F	MATERIAL PETREO No. 2	oooooooooooooooo
E	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	=====
D	RASTREO Y PLANCHADO	-----
C	MATERIAL PETREO No. 1	oooooooooooooooo
B	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	=====
A	BARRER LA BASE IMPREGNADA	-----

CARPETA DE TRES RIEGOS

H	REMOCION DE MATERIAL EXCEDENTE	— — — — —
G	RASTREO Y PLANCHADO	— — — — —
F	MATERIAL PETREO 3-B	oooooooooooooooo
E	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
D	RASTREO Y PLANCHADO	— — — — —
C	MATERIAL PETREO No. 2	oooooooooooooooo
B	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
A	BARRER LA BASE IMPREGNADA	— — — — —

CARPETA DE DOS RIEGOS

- F) Se cubrirá el segundo riego de material asfáltico con una capa de material pétreo número 2.
- G) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- H) Se dará sobre el material pétreo un tercer riego de material asfáltico.
- I) Se cubrirá el tercer riego de material asfáltico con una capa de material pétreo 3-8.
- J) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- K) Transcurrido un tiempo no menor de tres (3) días se recolectará y removerá el material pétreo excedente que no se adhiera al material asfáltico del tercer riego.

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

Inmediatamente después de tendido el material pétreo, para tener una mejor distribución del mismo, se le pasará una rastra ligera con cepillos de fibra o de raíz, dejando así la superficie exenta de ondulaciones, bordos y depresiones.

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

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

Todos los planchados, cualquiera que sea el tipo de rodillo o compactador usado, se harán: en las tangentes, de las orillas de la carpeta hacia el

centro; y en las curvas, del lado interior hacia el lado exterior.

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

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

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

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

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

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

La curva granulométrica del material pétreo para mezclas en el lugar, deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el límite superior de la zona 2, de la figura. La zona 1, co-

condicio

La canti
vimentac
silidad

El concr
intermed
que acab

Las mezc
mente de
período
queño ve
liente c
instalac
ciónan

La gran
mente lo

Las capa
constru
o emple
bricada
obtenid

Para me
plear p
mecánico
de un m
bre los
mara de

Para ob
fáltico
maño un
de asfa

El mezc
guos de
constru
de maqu

Los ári
sor y a
co. Pa
dad nec

d) De

De
pr

d.

d.

d.

e) Eq

3.2) CONST
pecto
tos r
ra am
trans
asfál
dos y

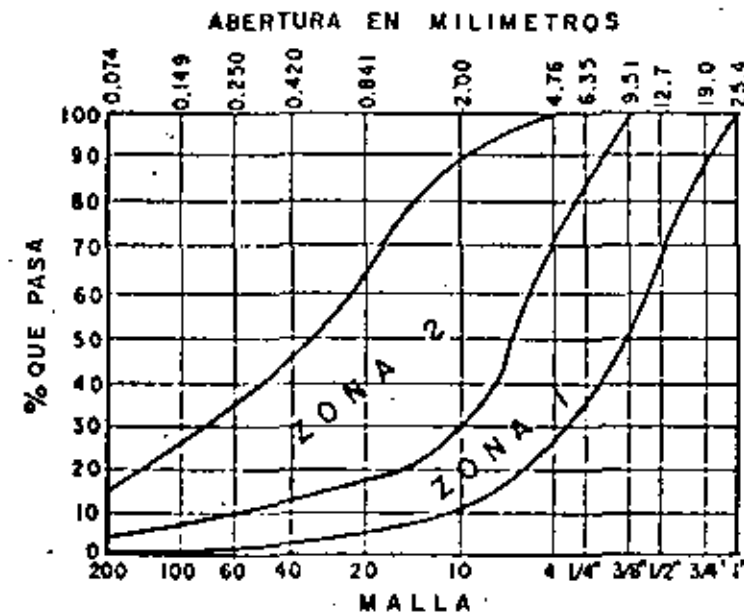
Las m
de ár
inmed
o emu
secad
treos
con e
de he
rial
No. 1

Las m
mente
les.
tocon
porci
va po
ción.
ser m
para

Las m
ra me
ción.
que l

rrresponde a materiales pétreos de granulometría gruesa y la zona 2, a los materiales pétreos de granulometría fina. La curva granulométrica del material pétreo deberá afectar una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, por lo menos en las dos - terceras (2/3) partes de su longitud, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

MATERIALES PETREOS QUE SE EMPLEEN EN MEZCLAS ASFALTICAS EN EL LUGAR.



y además deberán cumplir los siguientes requisitos:

a) De contracción lineal.

a.1) Cuando la curva granulométrica del material pétreo quede ubicada en la zona 1, de la Figura No. 3% máximo.

a.2) Cuando la curva granulométrica del material pétreo quede ubicada en la zona 2, de la Figura No. 2% máximo.

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

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

1. The first part of the report discusses the general situation of the country and the progress of the work of the Government. It also mentions the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments.

2. The second part of the report discusses the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments. It also mentions the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments.

3. The third part of the report discusses the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments. It also mentions the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments.

4. The fourth part of the report discusses the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments. It also mentions the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments.

5. The fifth part of the report discusses the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments. It also mentions the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments.

6. The sixth part of the report discusses the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments. It also mentions the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments.

7. The seventh part of the report discusses the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments. It also mentions the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments.

8. The eighth part of the report discusses the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments. It also mentions the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments.

9. The ninth part of the report discusses the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments. It also mentions the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments.

10. The tenth part of the report discusses the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments. It also mentions the results of the work of the various departments and the progress of the work of the various departments.

pués de cada aplicación de asfalto, los materiales pétreos y este se mezclan, removiendo los materiales con la motoconformadora sobre el camino o sobre la zona de mezclado, hasta que el asfalto se ha dispersado uniformemente. Se continúa aplicando asfalto y removiendo la mezcla hasta conseguir el contenido total de asfalto necesario en un estado de dispersión.

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

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

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

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

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

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

6. CARPETA
DE
MEZCLAS
ASFALTICAS

Ing. Emilio Gil Valdivia

CARPETAS DE MEZCLAS ASFALTICAS.

I MEZCLAS.

Clasificación:

Las mezclas asfálticas pueden clasificarse como sigue:

Frías : Elaboradas con asfaltos rebajados y con emulsiones asfálticas.

Calientes: Elaboradas en planta estacionaria.

Carpetas de riegos.

Las mezclas llamadas "Frías" son producidas en el lugar; como en su nombre se indica, se incorporan los agregados con el cementante en frío; el cementante usa como vehículo: gasolina, para el caso de los asfaltos rebajados; agua, en el caso de las emulsiones, la mezcla pueda transportarse a la temperatura ambiente, lo que solamente se ve limitado por bajas temperaturas.

Se usan asfaltos rebajados de fraguado rápido que se incorporan al pétreo, previamente "acamellonado"; la dosificación se hace en volumen, en forma aproximada, por lo que no se logra un producto homogéneo. Por ello, generalmente se usan materiales en "greña" cuya granulometría no ha sido controlada. El asfalto más comunmente usado en México, para estos propósitos es el denominado FR-3 que contiene 73% de Residuo y 27% de Solventes.

Se emplean estas mezclas en bacheos de carreteras, reconstrucciones de caminos, sobrecarpetas, recomendándose que su uso se vea limitado a caminos con intensidad de tránsito de menos de 1000 vehículos por día.

Es importante que antes del tendido y compactación hayan sido eliminados, por evaporación, la mayor parte de los solventes y de la humedad contenida por los agregados. Se recomienda colocar la mezcla cuando la humedad sea del 1% aproximadamente. Ello impone una limitación más a su uso en lugares donde la humedad del medio ambiente sea elevada, pues el contenido de agua en los agregados nunca será menor que la del aire.

No deben usarse cuando se requieran altos niveles de servicio en la superficie de rodamiento, o cuando las cargas sean de importancia, por su frecuencia, o por su magnitud. El tendido se hace con motoconformadora por lo que el acabado es defectuoso, además no es posible fabricarlos impermeables y están limitados también por condiciones climatológicas (lluvias y temperaturas bajas, cercanas a los 5°C).

II MEZCLAS DE EMULSION.

Las emulsiones de asfalto usan agua como vehículo, la que, ubicada entre las partículas del cemento las separan, permitiendo su transporte en forma de líquido.

Se clasifican en: Aniónicas.

Catiónicas.

Al incorporarse al pétreo, según la carga eléctrica que presente, habrá de permitir su acercamiento con el cementante, expulsando al agua, que hasta entonces había mantenido separadas a las partículas de cementante; así se formará una estructura de agregados y cemento que constituye a la mezcla.

Al momento la expulsión del agua se le conoce como "rompimiento" de la emulsión y es hasta entonces cuando debe procederse a la compactación.

Las mezclas pueden hacerse en camellones o en máquinas revolventoras.

Pueden esperarse de estas mezclas, características de bases estabilizadas.

Su uso queda entonces restringido a carpetas de caminos de poca intensidad del tránsito, bacheos y desde luego bases estabilizadas de autopistas y aeropuertos, y se prefieren para lugares lluviosos, o de alta humedad del ambiente, donde es particularmente difícil el uso de mezclas de asfaltos rebajados.

III CARPETA DE RIEGOS.

Son de uso muy generalizado en nuestro país y se reducen a la colocación de un riego de asfalto caliente sobre la base terminada, para regarles un producto pétreo fino (materiales 3-A ó 3-E), las que se adhieren a la base, la sellan y la protegen de la acción del tránsito.

No añaden capacidad estructural a las capas de sub-base y base, las que habrán de soportar los refuerzos que imponen las cargas.

No añaden capacidad estructural a las capas de sub-base y base, las que habrán de soportar los esfuerzos que imponen las cargas.

IV MEZCLAS ELABORADAS EN PLANTA.

Son mezclas, de pétreos y cementantes asfálticos. Sin embargo, pueden considerarse de calidad controlada.

Conviene entonces mencionar que para obtener una buena mezcla, debe contarse con un control de calidad adecuado para cada uno de los componentes.

Haremos mención de las cualidades necesarias de los componentes y de ellos una vez constituidos en mezcla.

Corresponden al primer grupo:

- Naturaleza y calidad de los agregados, (dureza, forma, afinidad con el cementante).
- Granulometría.- Distribución de tamaños.
- Calidad del cemento asfáltico.- En general se usa en México el cemento asfáltico No. 6, su penetración varía entre 80 - 100 debe cuidarse esta cualidad ya que los cementos "duros" en mezclas de alta compactación, producen carpetas "frágiles".

Como cualidades de la mezcla se pueden mencionar:

- Resistencia.
- Durabilidad.
- Textura.

Los pétreos y el cementante combinan sus cualidades al ser mezclados. Se requiere en esta etapa del cuidado para que la mezcla sea homogénea, que las proporciones de los cementantes sea la adecuada (diseño de la mezcla) y que el mismo equipo usado para su elaboración no altere las propiedades del cemento por defecto en el control de la temperatura.

V PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

Tanto en las mezclas frías como en las calientes pueden distinguirse 3 fases bien definidas en el procedimiento de construcción.

Mezclado.

Tendido.

Compactación.

Se agregan a los anteriores:

- Para el caso de mezclas frías, en algunos casos, el disgregado de materiales, operación previa al mezclado, tendiente a corregir defectos granulométricos del material en "greña", sobre todo cuando exista un porcentaje alto de partículas mayores.
- Y para el caso de mezclas producidas en planta, el transporte del producto.

VI MEZCLADO.

- Para carpeta de rebajados:

Se lleva a cabo mediante motoconformadoras, una vez que ha sido incorporado el asfalto aproximadamente a 80°C, en el pétreo previamente colocado en camellones, se da el número de pasadas necesario, hasta que se han evaporado los solventes, vehículo del asfalto, operación que es controlada por el Laboratorio. En caso de que se eliminen durante el proceso de mezclado y "desfluxado" la totalidad de los solventes, obtendremos una mezcla de muy difícil trabajabilidad.

Conviene conservar una pequeña proporción de solventes que faciliten la operación de extendido. Durante ella y en la primera etapa de vida, de la carpeta dichos solventes se perderán por evaporación. Sin embargo, si se dejan solventes residuales en exceso, la carpeta será deformable bajo la acción de las cargas.

Cuando el contenido de humedad de los agregados es superior al especificado, con anterioridad a la incorporación del asfalto rebajado, habrá necesidad de secar los agregados. Esta operación se consigue mediante el uso de la motoconformadora con la que se mueve repetidamente el material para exponer al medio ambiente las caras del pétreo a fin de que, por evaporación pierda la humedad excedente.

Como se mencionó se recomienda una humedad residual del 1%, sin embargo ello debe revisarse en función de la humedad ambiente y de la absorción natural del agregado pétreo.

- Para mezclas de emulsión:

La operación es similar a la del caso anterior, una vez que se ha conseguido una distribución uniforme, la mezcla se deja reposar hasta su "rompimiento", en este momento ya se puede iniciar la compactación.

- Mezclas en planta:

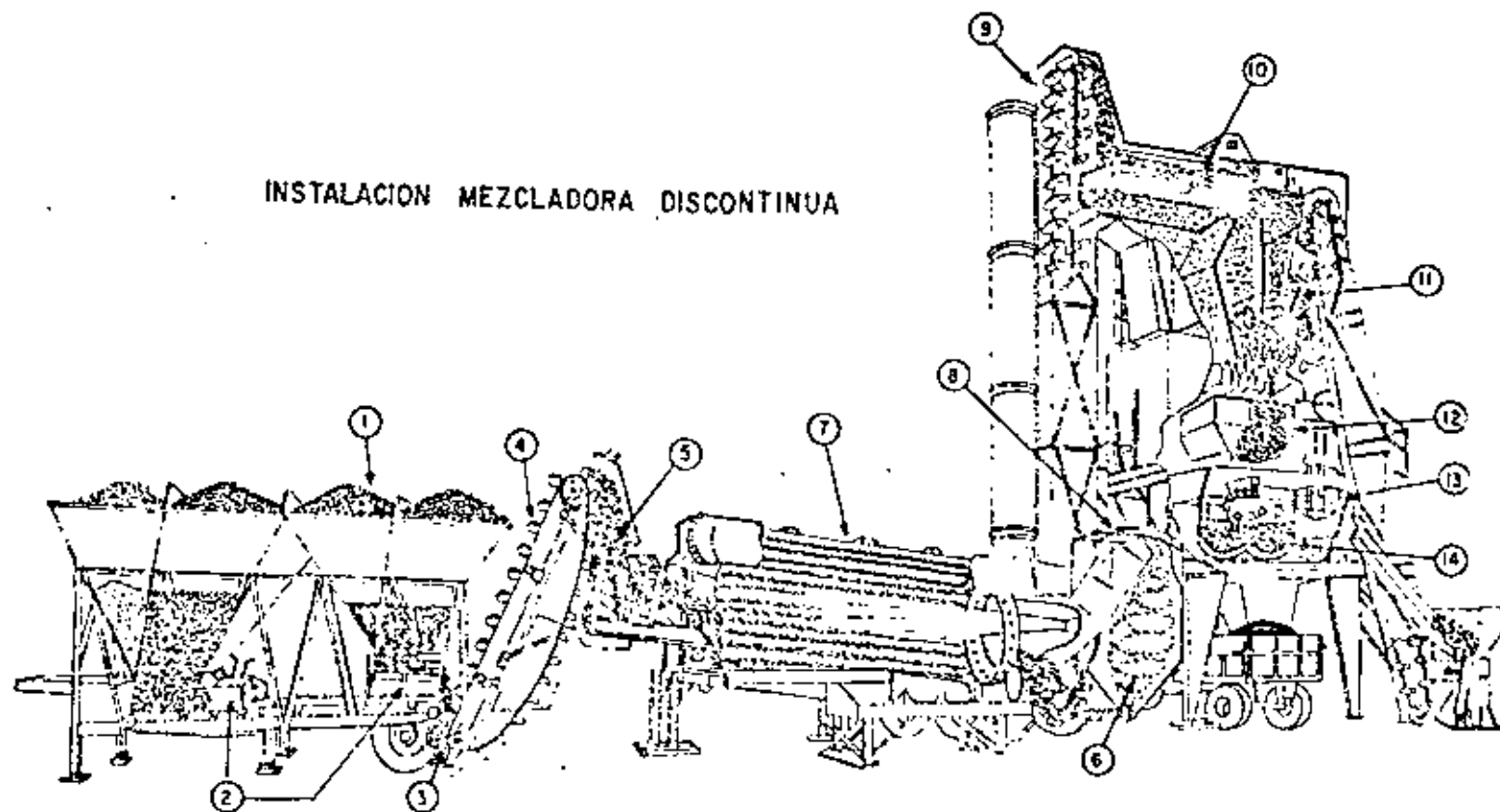
Como su nombre lo indica, esta operación se lleva a cabo en plantas diseñadas para este propósito:

Se distinguen plantas de producción discontinua o de batch.

Y plantas de producción continua; a continuación se hace la descripción de las plantas:

El material procedente del almacén se alimenta a la planta, depositándose en las tolvas para material frío (1), por lo general son cuatro tolvas, - dispuestas para recibir material pétreo de distintos tamaños. Estas tolvas están equipadas, en su descarga, con compuertas ajustables para regular la caída del material al alimentador de fríos (2), (el cual puede ser de banda o de vaivén), por lo que es posible dosificar el material pétreo frío, para que caiga al depósito (3) con una primera graduación granulométrica. De este depósito es llevado por el elevador de cangilones (4), hasta la tolva de entrada del secador (5), en esta parte se encuentra una rejilla para impedir la entrada de objetos mayores al tamaño fijado. Al entrar el material al secador (7), el polvo (6), puede ser reincorporado, en caso necesario, en el recipiente (8), en donde se une al material que sale del secador. De allí es llevado por un segundo elevador de cangilones (9), hasta las cribas vibratorias (10), para ser separado por tamaños depositándose en las tolvas de material caliente (11), por las compuertas de estas tolvas se extrae de cada una la cantidad en peso que fija la granulometría de proyecto, valiéndose del recipiente pesador (12), y adicionando por la válvula (13), el cemento asfáltico caliente. Los materiales ya dosificados, así como el cemento asfáltico pasan al mezclador (14), en donde se homogeniza y se descarga el camión que la ha de transportar.

INSTALACION MEZCLADORA DISCONTINUA



VII DESCRIPCION Y FUNCIONAMIENTO.

La descripción de la planta de producción continua, se puede hacer dividiéndola en tres secciones:

- A.- Dosificación de áridos (fig. 1).
- B.- Secador y colector de polvo (fig. 2).
- C.- Dosificación y mezclado de materiales calientes (fig. 3).

El funcionamiento de una planta de este tipo es el siguiente (fig. 4).

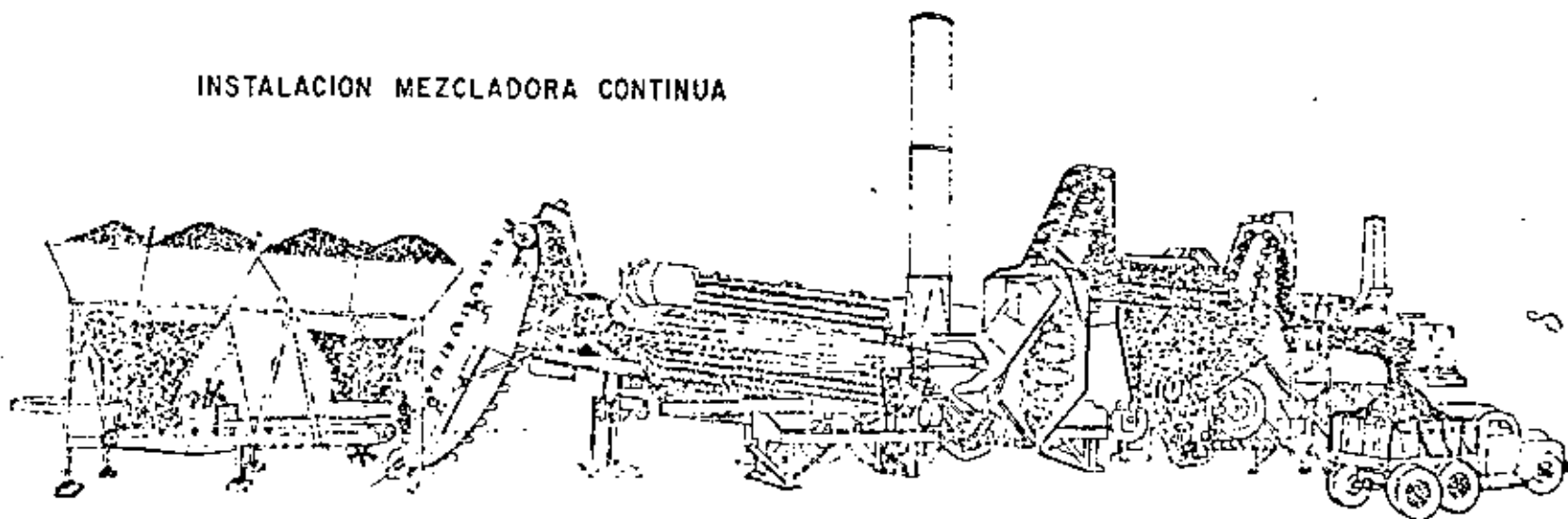
El material procedente del almacén se alimenta a la planta, depositándose en las tolvas para material frío (1), por lo general son cuatro tolvas, - dispuestas para alimentar material pétreo de distintos tamaños. Estas tolvas están equipadas, en su descarga, con compuertas ajustables para regular la caída del material al alimentador de fríos (2), (el cual puede ser de banda o de vaivén; por lo que es posible dosificar el material pétreo frío, para que caiga al depósito (3) con una primera graduación granulométrica. De este depósito es llevado por el elevador de cangilones (4), hasta la tolva de entrada del secador (5), en esta parte se encuentra una rejilla para impedir la entrada de objetos mayores al tamaño fijado. Al entrar el material al secador (7), el polvo (6), puede ser reincorporado, en caso necesario, en el recipiente (8), en donde se une al material que sale del secador. De allí es llevado por un segundo elevador de cangilones (9), hasta las cribas vibratorias (10), para ser separado por tamaños depositándose en las tolvas de material saliente (11), por las compuertas (12) de estas tolvas se extrae de cada una la cantidad que fija la granulometría de proyecto, y adicionando por la válvula (13), el cemento asfáltico caliente.

Los materiales ya dosificados, así como el cemento asfáltico pasan al mezclador (14), en donde se homogeniza la mezcla y se descarga al camión que ha de transportar.

En este tipo de plantas continuas el material procedente de las tolvas de almacenaje en caliente se dosifica por medio de compuertas regulables que descargan sobre los alimentadores de material caliente. Todos los materiales son transportados al mezclador en forma continua.

El asfalto también afluye en forma continua, y se regula con un sistema de bombeo conectado con el mecanismo de dosificación (fig. 5), de tal manera que se obtiene una relación constante entre la cantidad total de los agregados pétreos y el producto asfáltico empleado, en forma independiente de la velocidad de producción de la carpeta.

INSTALACION MEZCLADORA CONTINUA



VIII TENDIDO

Mezclas frías: Se usa el mismo equipo que para el mezclado: la moto-conformadora. Mediante la altura de la cuchilla, se controla el espesor que desea colocarse. Este procedimiento tiene como desventaja que clasifica los materiales por efecto de arrastre, sin embargo, dada la calidad esperada de la mezcla, se considera adecuado.

En algunos casos, sobre todo para bases estabilizadas, puede usarse la máquina extendedora o "finisher", cuando se ha empleado emulsión; con ello se evitan las clasificaciones de tamaños del pétreo y se consigue un mejor control de espesores.

* Mezclas calientes:

Se tienden con equipo especialmente diseñado para este fin. Por lo tanto cuentan con los dispositivos necesarios para garantizar:

- Un extendido continuo.
- Un espesor controlado.
- Una compactación primaria.
- Una mezcla uniforme.

IX COMPACTACION.

Mezclas frías.

Su comportamiento a la compactación y a la circulación puede ser muy diferente, según sea la granulometría del material:

Gruesa.

Buena.

Fina.

Se llevan a cabo mediante el uso de rodillos lisos y se deja una parte del proceso al tráfico.

Según el Arquíe en su libro: COMPACTACION lo anterior es válido siempre que se usen granulometrías gruesas, lo que da estructuras permeables y posiblemente con granulometrías buenas, se presentan bajas compactaciones y perfiles defectuosos.

Para las mezclas de emulsión será necesario permitir la expulsión del agua y evitar que se presenten inestabilidades mecánicas por ello.

X MEZCLAS CALIENTES.

Intervienen dos equipos: rodillos lisos y rodillos de neumáticos.

Es bien conocido el efecto compactador de cada uno:

Liso.- Accionando de arriba hacia abajo.

De Neumáticos.- Todo el espesor. En la práctica conocida consiste en aplicar primero el rodillo liso, para "armar" y posteriormente el de neumáticos para alcanzar el grado de compactación.

No obstante lo anterior es interesante observar la técnica francesa moderna:

"Se debe emplear en cabeza, muy cerca de la extendidora, hasta casi tocarle, un compactador de neumáticos, para aprovechar el efecto de amasado".

Las huellas que marca son borradas por el rodillo liso.

Son factores importantes para lograr una buena compactación.:

El espesor de la capa.

El tipo de agregados, granulometría y forma de las partículas.

El diseño de la mezcla.

El peso y tipo del compactador.

La temperatura de compactación.

XI CALIDAD DE LA MEZCLA.

La supervisión y control deben comenzar al momento de iniciarse la producción, sin embargo, es conveniente que se observe la maniobra de instalación y armado de la planta, con objeto de obtener, desde un principio los datos necesarios sobre las condiciones del equipo, como bandas, elevadores, quemadores, cribas, compuertas, etc., y poder prever probables causas de futuros problemas de producción.

Actualmente las reglamentaciones de la S.A.H.O.P., dejan a juicio y criterio del contratista los ajustes y calibración de las plantas. De no efectuarse la calibración la granulometría será defectuosa, de aquí que no siempre debe achacarse a los bancos de material o a los procesos de trituración los defectos en curvas de granulometría.

Debe evitarse que al principiarse un trabajo de pavimentación, se produzcan bachas fuera de lo especificado, para lograr producir la mezcla con una granulometría y contekido de cemento asfáltico aceptables, y como para determinar si son aceptables las bachas producidas es necesario conocer su granulometría y contenido de cemento asfáltico, por lo general cuando se obtienen estos datos, la mezcla analizada ya fué tendida. Para evitar esto es necesario que no se inicie el tendido de la mezcla asfáltica mientras no se haya elaborado una mezcla de prueba que demuestre que ya se han logrado las condiciones exigidas por el proyecto.

Hay que tener en cuenta, al trabajar el concreto asfáltico que:

Una buena mezcla, mal tendida y mal compactada nos dá una mala carpeta.

Una mala mezcla bien tendida y bien compactada nos dá una mala carpeta.

Es decir, que en el concreto asfáltico no puede descuidarse ni la elaboración, ni el tendido ni la compactación.

Se consideran como vehículos pesados los camiones en todos sus tipos y los autobuses.

Los porcentos de vacíos de la mezcla y del material pétreo, respecto al volumen del espécimen, deberán determinarse de acuerdo con el procedimiento descrito en el capítulo CXII de la parte novena de las especificaciones generales de construcción de la S.A.H.O.P.

Características.	Uso de la mezcla asfáltica elaborada con cemento asfáltico.	Para Carreteras		
		Hasta 2,000 Veh. pesados	Más de 2,000 Veh. pesados	Para Aero pistas.
No. de golpes por cara.		50	75	75
Estabilidad mínima kgs.	Para carpetas, capas - de renivelación, bases asfálticas y bases.	450	700	700
Flujo, en milímetros.	Para carpetas, capas - de renivelación, bases asfálticas y bacheo.	2-4.5	2-4	2-4
Por ciento de vacíos en la mezcla, respecto al volumen del espécimen.	Para carpetas y mezclas de renivelación.	3-5	3-5	3-5
	Para bases asfálticas.	3-8	3-8	3-8
Por ciento de vacíos en el agregado mineral (VAM), respecto al volumen del espécimen de mezcla, de acuerdo con el tamaño máximo del pétreo.	Para carpetas, capas de renivelación, bases asfálticas y bacheo.			
	Tamaño máximo.			
	4.76 mm (No. 4)	18	18	18
	6.35 mm (1/4")	17	17	17
	9.51 mm (3/8")	16	16	16
	12.7 mm (1/2")	15	15	15
	19.0 mm (3/4")	14	14	14
	25.4 mm (1")	13	13	13

7. SELECCION
DEL
EQUIPO
DE
COMPACTACION

Ing. Roberto Pasquel Luján

SELECCION DEL EQUIPO DE COMPACTACION.

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

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

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

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

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

El grado de compactación es afectado por:

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

La humedad en el material es un factor que siempre debe ser bien controlado.

Para esto contamos con la determinación, en el laboratorio, del contenido óptimo de humedad. El contenido óptimo de humedad es la cantidad de agua contenida en la muestra, con la que se obtuvo el peso volumétrico máximo, expresada como porcentaje del peso seco máximo de la muestra. Haciendo pruebas en el campo, en los bancos y cortes de donde proceden los materiales para las terracerías, podemos conocer la cantidad de agua que debemos agregarle o quitarle al material. Es conveniente, para compensar la que se pierde por evaporación, agregar agua un poco en exceso de la humedad óptima. La compactación la daremos sin dificultad, con el equipo adecuado, si el contenido de agua en los materiales es el conveniente, para que lleve a cabo su función de lubricante para el acomodo de las partículas de los suelos. Cuando la cantidad de agua por agregar es considerable, y siempre que las condiciones de espacio, pendiente adecuada, ubicación del agua, etc., lo permitan, es conveniente agregar agua necesaria para la compactación, directamente en el banco de materiales. Esto se hace después de arar o aflojar la superficie del banco a una profundidad tal que permita el tránsito de las pipas. Los bancos que, por su dureza o por razones de rendimiento en la carga, se deben aflojar, se prestan para agregar el agua. También, en caso de requerirse, se puede quitar humedad a los materiales en el banco con la simple acción aflojadora de los desgarradores. Es más usual agregar el agua directamente en el lugar donde se lleva a cabo la compactación. El personal encargado de vigilar estas operaciones debe ser muy experimentado y conocedor de los materiales, sobre todo para aquellos que exijan, para su adecuada compactación, de mucha precisión en el grado de humedad. El equipo que hemos encontrado más apropiado para agregar agua a las terracerías, ha sido el de pipas de 8 m³ que riegan el agua en abanico cubriendo una buena superficie por pasada.

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

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

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

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

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

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

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

COMPACTADOR DE PRESION PLANCHA RIGIDA

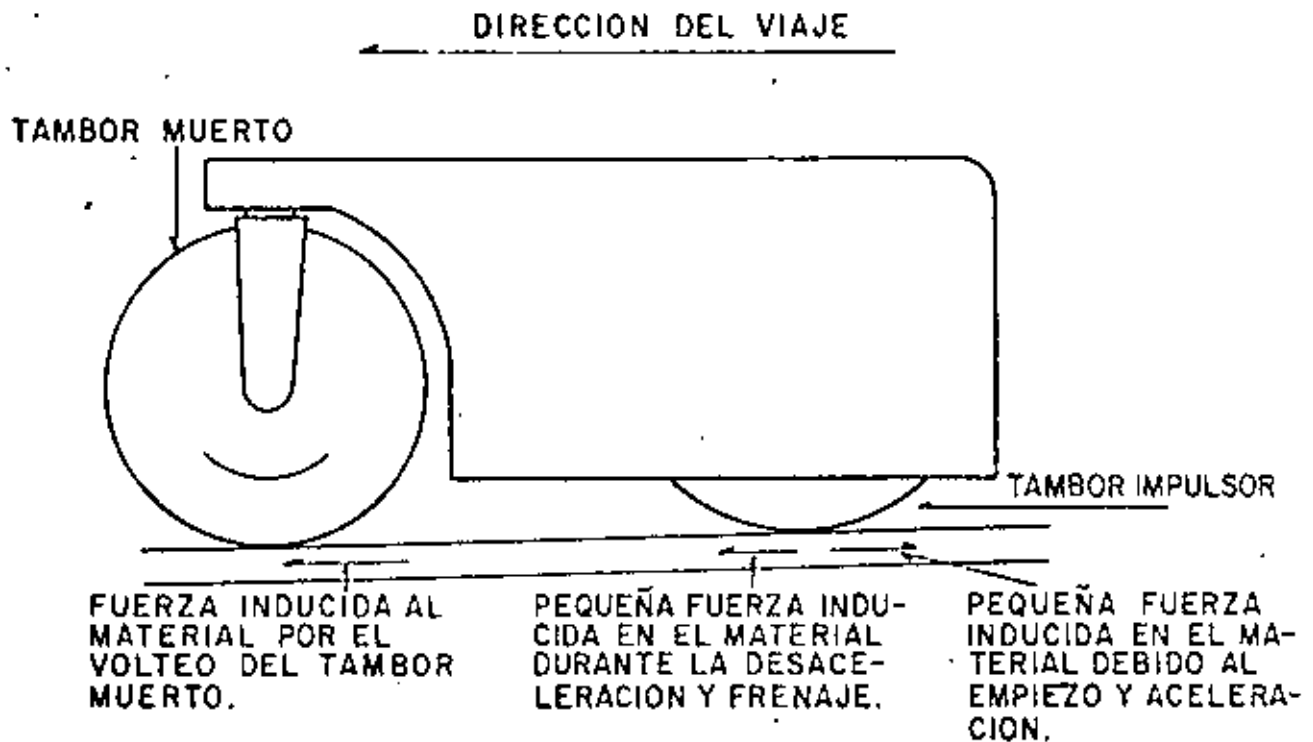


Fig. 1

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

to en que se igualan las fuerzas compactivas y la capacidad del material para soportarla. (Ver figuras 1, 2 y 3).

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

Las vibraciones son producidas por pesos fuera de centro (excéntricas) - en una flecha en rotación. La velocidad de giro de la flecha determina la -- frecuencia (número de impactos o vibraciones por minuto). El peso de los excéntricos, su distancia de la flecha y el peso del tambor determina la amplitud (el desplazamiento máximo en una dirección desde la posición de reposo).

Para cada tipo de material se debe estudiar, mediante pruebas en el campo, cual es la mejor relación-velocidad de translación/frecuencia/aplitud para que la compactación se logre económicamente y con la calidad exigida. - - (Ver figuras 4, 5, 6, 7 y 8).

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

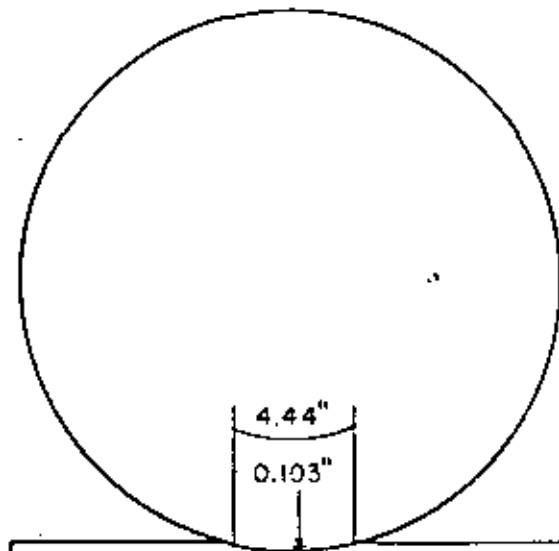
Actualmente, el mercado de equipo para compactación de terracerías ofrece planchas de llantas metálicas, aplanadoras de neumáticos de diversos tamaños, tambores pata de cabra, tractores con llantas metálicas segmentadas o de almohadillas, vibradores, etc.

Aunque se pueden emplear en terracerías, vamos a dejar fuera de esta plática a las planchas de llanta rígida y a las aplanadoras de neumáticos, debido a que en general su rendimiento es muy bajo para trabajos de alguna importancia. Las planchas metálicas de llantas en tandem o en triciclo, afectan un espesor muy pequeño y, en algunos materiales plásticos, tienden a encarpetar la superficie. Las aplanadoras de neumáticos, principalmente por la baja velocidad a que deben operarse, no son aplicables en trabajos de gran producción, como ya dijimos.

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

En la figura 9 se muestra la opinión de un fabricante de maquinaria pesada acerca de los campos de aplicación de los diversos tipos de compactadores en el mercado. Mi opinión al respecto es que en general están bien delimitados salvo en el caso de los vibradores y las rejillas a los que creo capaces

TAMBOR DE 48" Ø x 54" DE
ANCHO CARGADO CON
12 000 lbs.



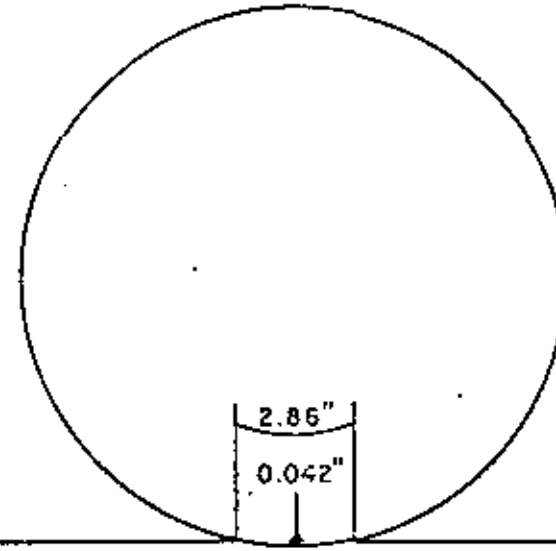
CAPACIDAD DE SOPORTE DE LA MEZCLA = 50 PSI.

AREA DEL TAMBOR EN CONTACTO
CON EL MATERIAL.
 $12,000 \text{ lbs.} \div 50 \text{ PSI} = 240 \text{ pulg}^2$

CIRCUNFERENCIA DEL TAMBOR EN CONTACTO
 $240 \text{ pulg}^2 \div 54 \text{ pulg.} = 4.44 \text{ pulg.}$

EL TAMBOR DEBE INTRODUCIRSE EN EL
MATERIAL 0.103 pulg. PARA OBTENER
4.44 pulg. EN CONTACTO

TAMBOR DE 48" Ø x 84" DE
ANCHO CARGADO CON
12 000 lbs.



AREA DEL TAMBOR EN CONTACTO
CON EL MATERIAL.
 $12,000 \text{ lbs.} \div 50 \text{ PSI} = 240 \text{ pulg}^2$

CIRCUNFERENCIA DEL TAMBOR EN CONTACTO
 $240 \text{ pulg}^2 \div 84 \text{ pulg.} = 2.86 \text{ pulg.}$

EL TAMBOR DEBE INTRODUCIRSE EN EL
MATERIAL 0.042 pulg. PARA OBTENER
2.86 pulg. EN CONTACTO

Fig. 2.

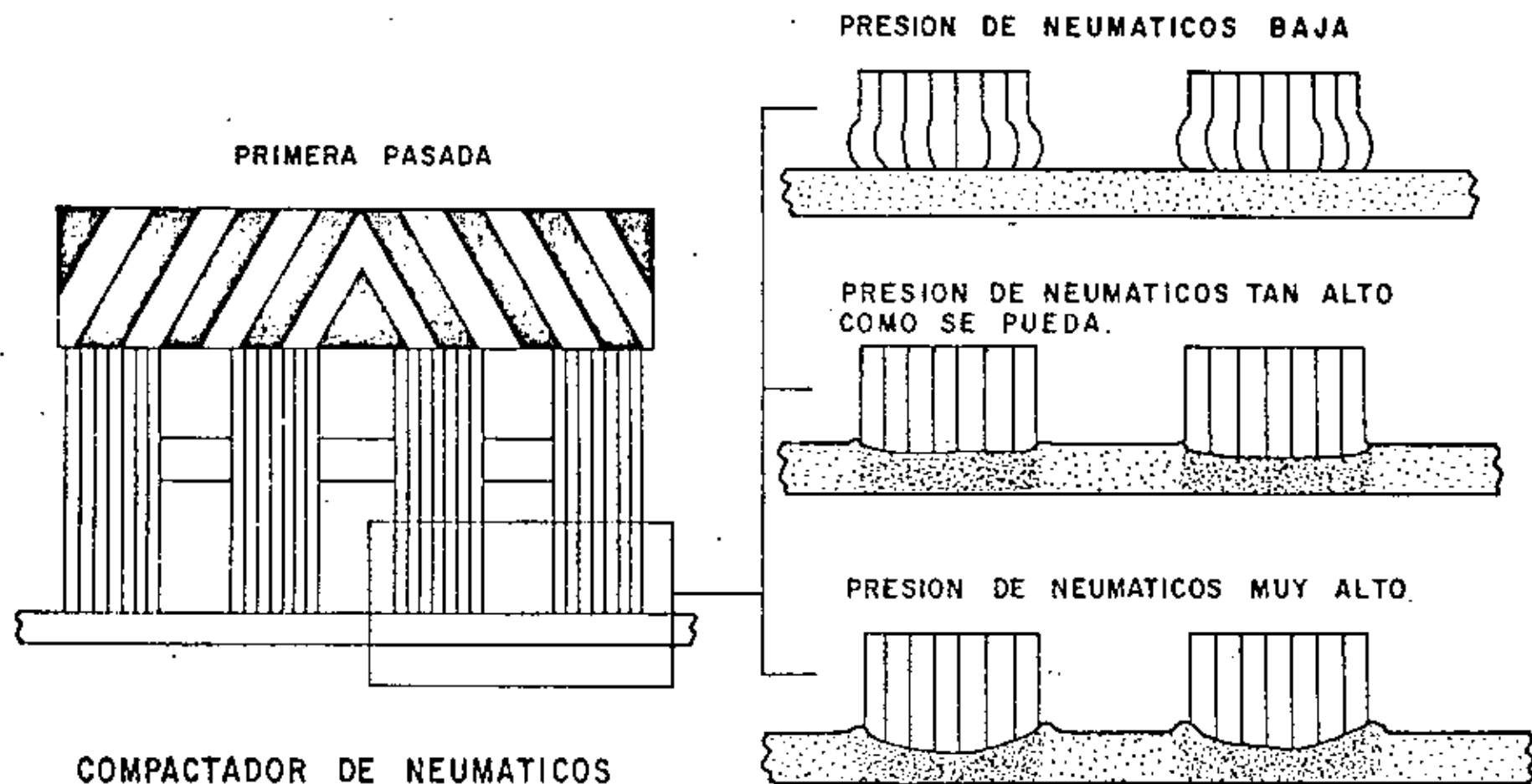


Fig. 3

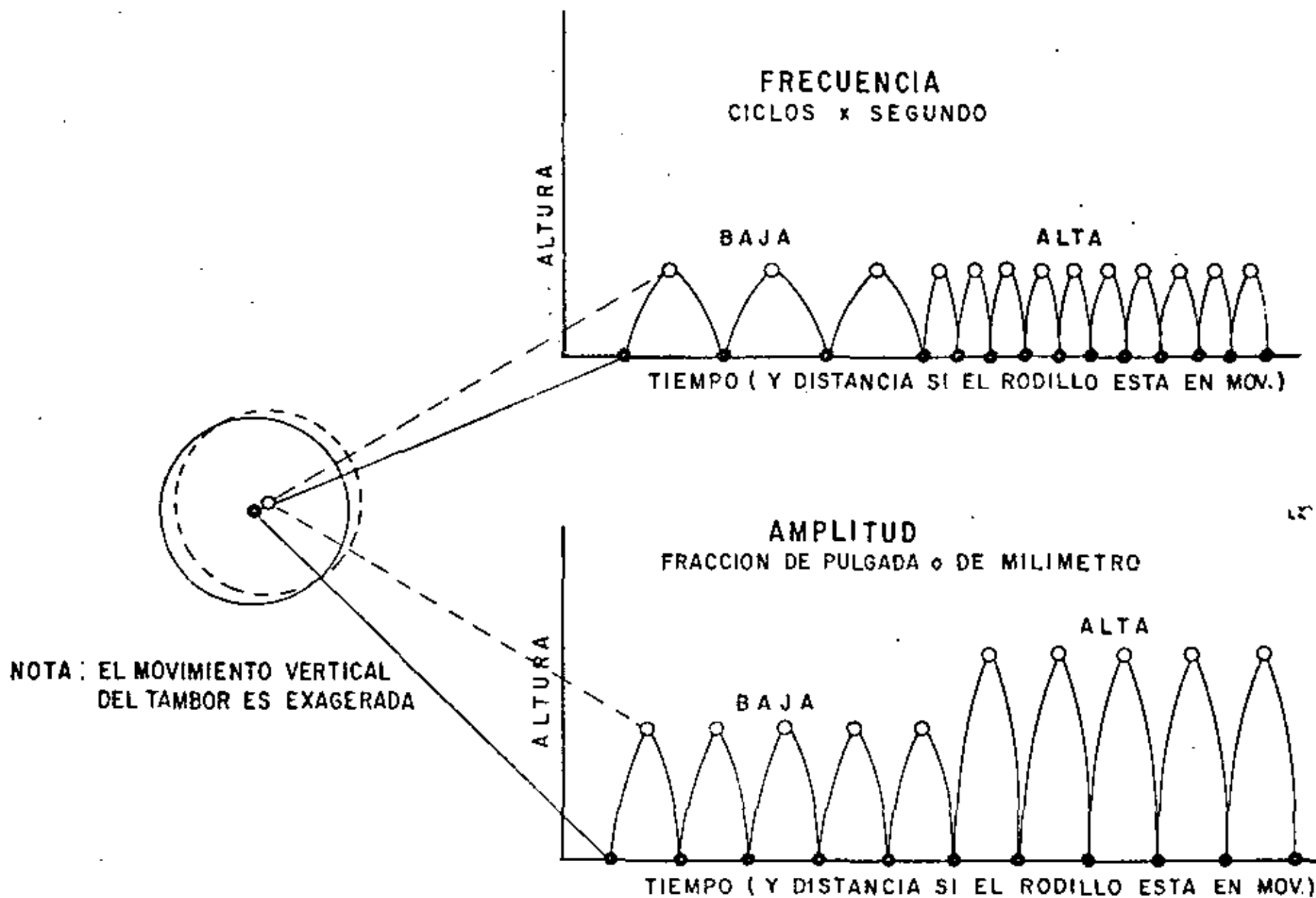
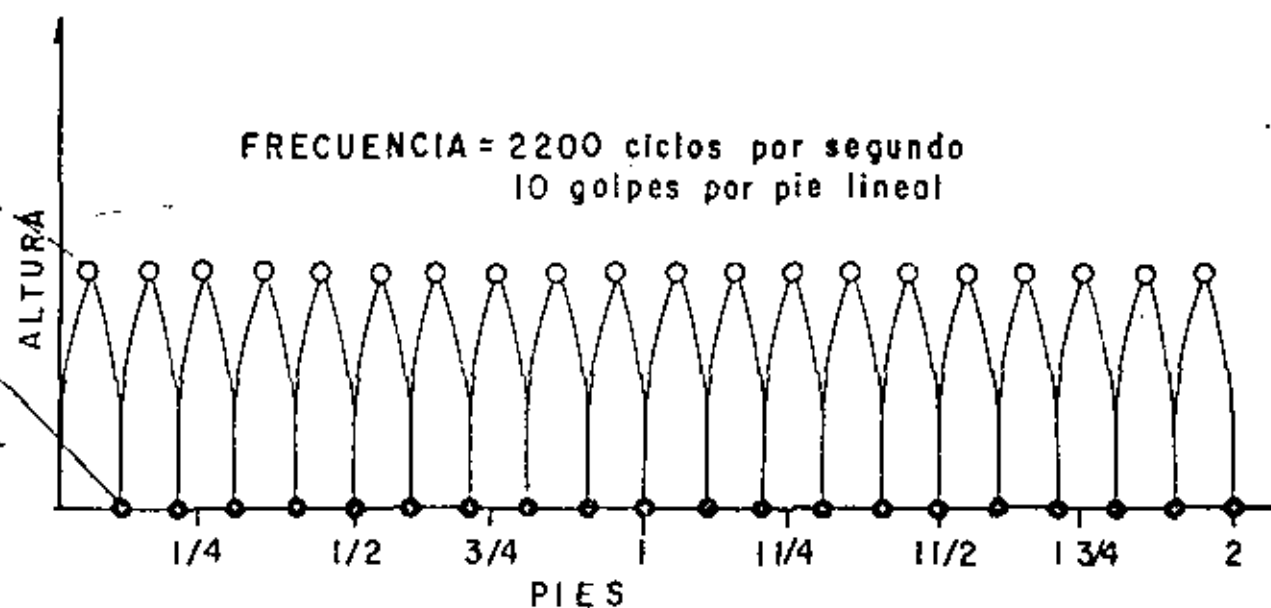
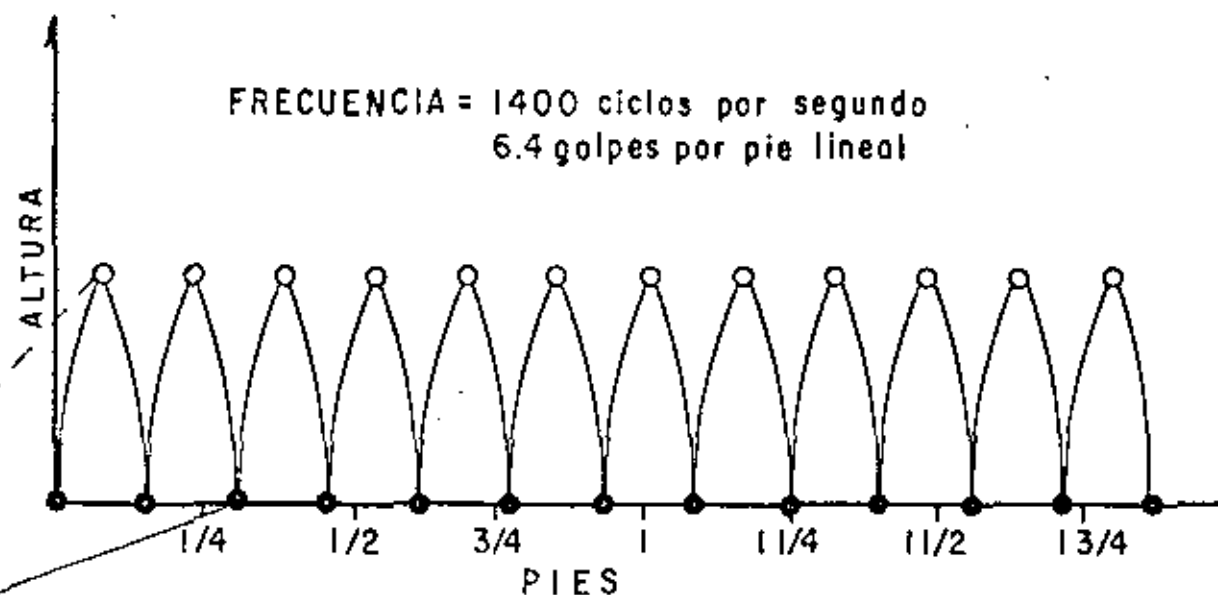


Fig. 4.

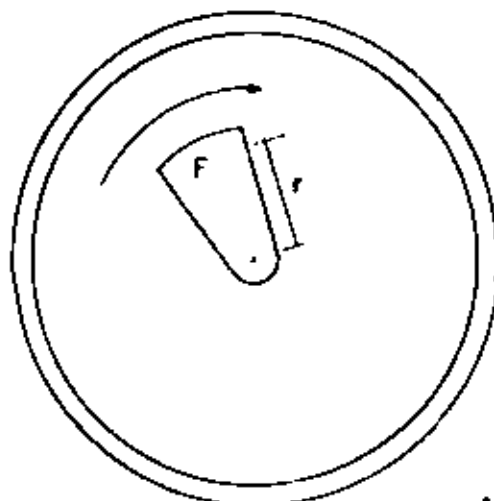
DIRECCION DEL MOVIMIENTO.
VELOCIDAD 2.5 mi/hr.



Figs. 1, 2, 3, 4 y 5
FUERON OBTENIDAS DE:
SUPERINTENDENT'S MANUAL
ON COMPACTION-N.A.P.A.

Fig. 5.

FUERZA CENTRIFUGA



$$\text{FUERZA CENTRIFUGA, } N(\text{lb}) = \frac{4\pi^2 f^2 Fr}{g}$$

DONDE:

F = PESO DEL EXCENTRICO, N(lb)

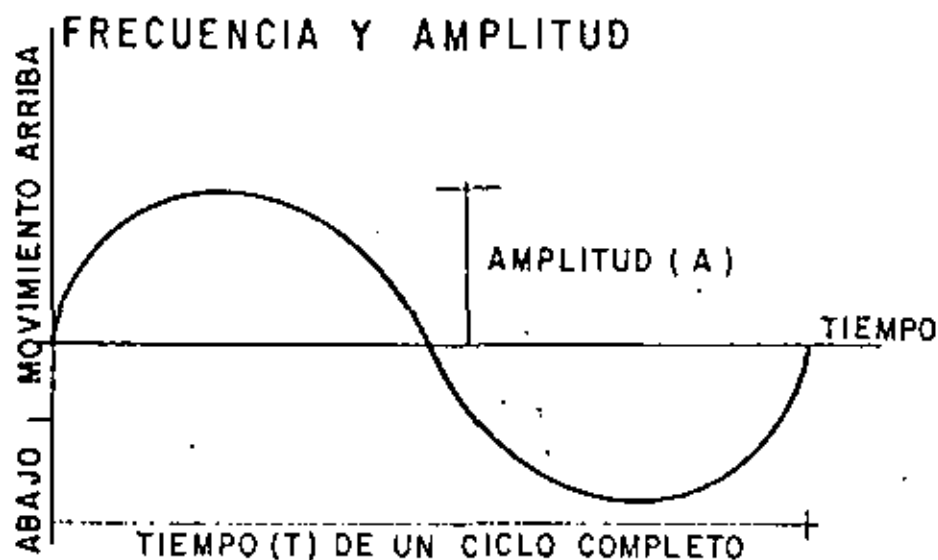
r = EXCENTRICIDAD, m(ft)

Fr = MOMENTO EXCENTRICO, Nm(lb-ft)

f = FRECUENCIA, Hz (ciclos/s)

g = ACELERACION DEBIDO A LA GRAVEDAD

9.81 m/s² (32.17 ft/s²)



FRECUENCIA = UN CICLO ES UNA SOLA ROTACION COMPLETA DEL PESO EXCENTRICO.

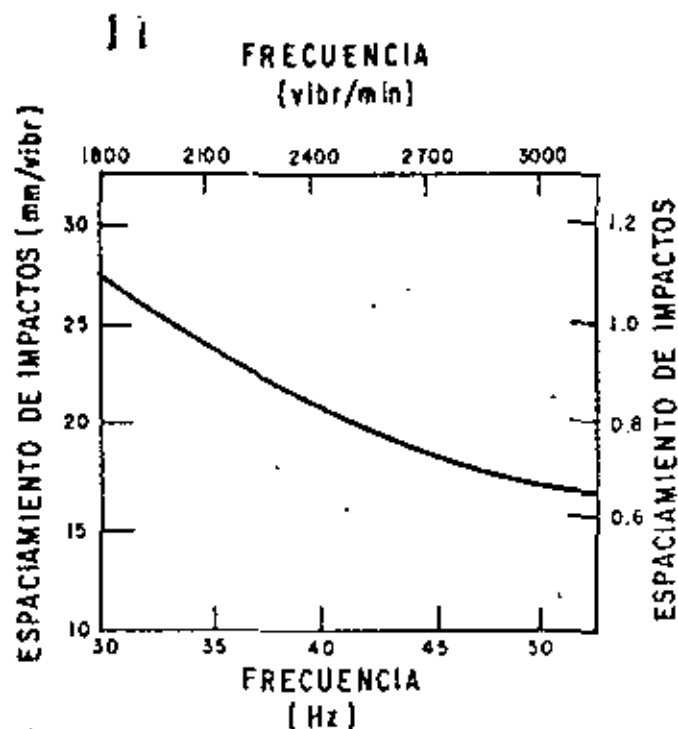
(f)

FRECUENCIA = $\frac{1}{T}$ FRECUENCIA ES EL NUMERO DE HERTS (ciclos/s)

AMPLITUD = (A)

LA DESVIACION MAXIMA DESDE SU POSICION EN REPOSO, ES LA MITA DEL MOVIMIENTO TOTAL.

EL ESPACIAMIENTO DE LOS IMPACTOS DECRECE CON EL INCREMENTO DE LA FRECUENCIA.
(velocidad constante del rodillo)



EL ESPACIAMIENTO DE LOS IMPACTOS SE INCREMENTA CON EL INCREMENTO DE LA VELOCIDAD DEL RODILLO.
(frecuencia de vibracion cte)

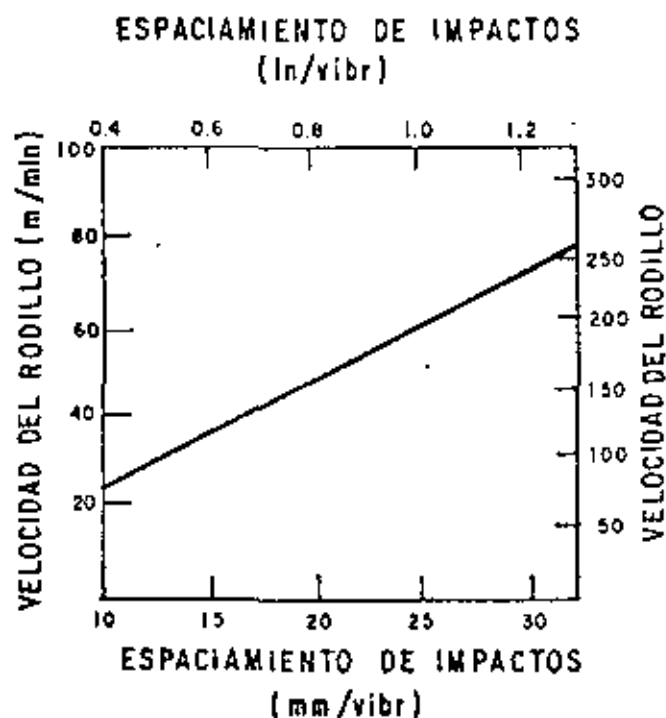
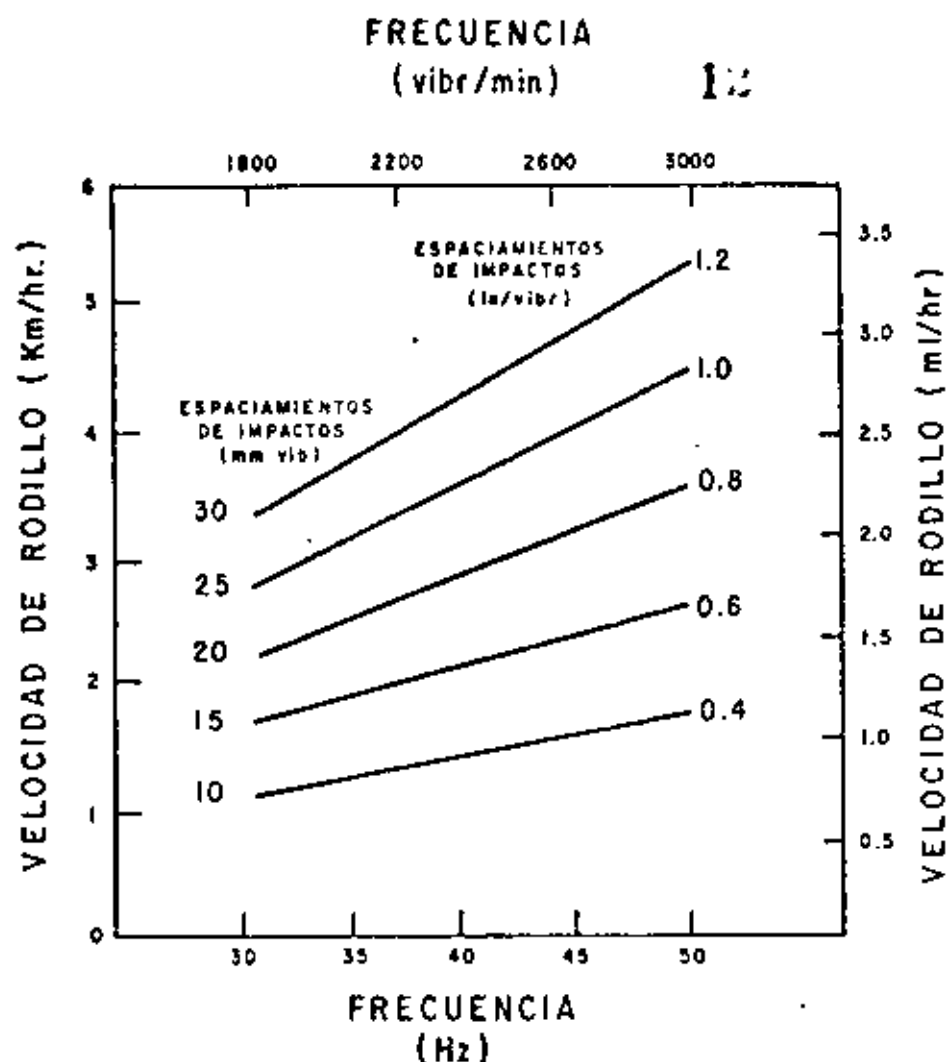


Fig. 7.



**VELOCIDADES DE RODILLO PARA VARIAS
FRECUENCIAS Y ESPACIAMIENTOS DE
IMPACTOS**

Fig.8

Figs. 6, 7 y 8 fueron ob-
tenidas de:
Asphalt Pavin Manual-The
Asphalt Institute, Edition 3

de compactar materiales que están muy cerca de la zona arcillosa. En estos -
casos se debe pensar cuidadosamente en los factores producción/número de com-
pactadores.

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

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

Cuando la zona de tiro está muy confinada, digamos en el tipo de caminos angostos de terracerías compensadas, hemos encontrado muy conveniente por su alta producción, los compactadores de piones autopropulsados, pues la alta velocidad que desarrollan junto con la habilidad para retroceder también a alta velocidad, gracias a su transmisión, le permiten trabajar sin estorbar al equipo de transporte de materiales y a las pipas del agua. La cuchilla de que están dotados también ayuda a eliminar en algunos casos equipo adicional de extendido.

También son muy útiles en los casos en que debemos disgregar los materiales previamente a su compactación. Cualquier tipo de equipo que desmenuce los materiales, esto es, que los disgregue completamente al compactarlos asegura una buena compactación pues la presencia de grumos en los materiales influye en el grado de compactación buscado. (Ver figura 10).

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

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

Las consideraciones que solemos hacer para decidir que máquina compactadora conviene adquirir, se inician por la determinación de producciones espe-

ZONAS DE APLICACION DEL COMPACTADOR

FUERZA DE COMPACTACION

100 % ARCILLA

100 % ARENA

ROCA

PATA DE CABRA

REJILLA

VIBRATORIO

TAMBOR DE ACERO LISO

NEUMATICO MULTIPLE

NEUMATICO PESADO

ALMOHADILLA DE TIRO

ALMOHADILLA DE ALTA VELOCIDAD

CATERPILLAR

ALMOHADILLA

CATERPILLAR

ROCA
ALMOHADILLA

PRESION , AMASADO

PRESION , AMASADO

PRESION , VIBRADO

PRESION

PRESION , AMASADO

PRESION , AMASADO

PRESION , AMASADO

PRESION , AMASADO, IMPACTO
VIBRADO.

PRESION , AMASADO, IMPACTO
VIBRADO.

Fig. 9

radas para un trabajo determinado. Del plazo de ejecución depende el número de unidades de carga y acarreo de los materiales que debemos emplear; el número de ellas nos dará la producción diaria y horario, o sea, el volumen de terracerías que estamos obligados a compactar.

COMPACTADOR DE IMPACTO

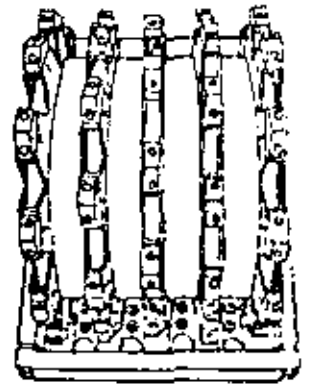
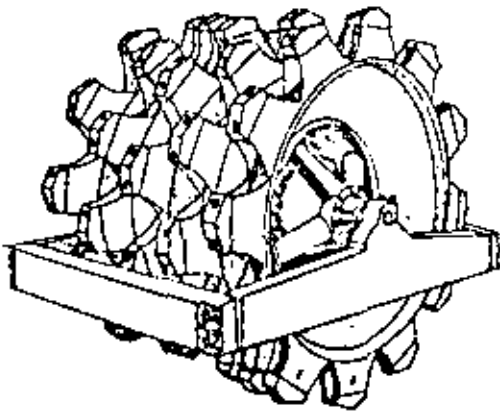


Fig. 10

Catálogo Caterpillar
del Compactador 815

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

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

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

Precio de adquisición de la máquina y sus accesorios _____

Menos:

Costo total del repuesto de las llantas _____

Valor de rescate _____

Valor neto de depreciación _____

VALOR DE TENENCIA

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

2.- Intereses y seguro

Tasa anual: Intereses _____ %

Seguro _____ %

Uso anual supuesto _____ hr

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

Costo de tenencia 1 + 2 = _____

COSTO DE OPERACION

3.- Combustible:

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

4.- Lubricantes, grasas y filtros:

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

Transmisión: " " " " = _____

Mandos: " " " " = _____

Hidráulico: " " " " = _____

Grasa: " " " " = _____

Filtros: " " " " = _____

Lubricantes, filtros y grasas (subtotal) = _____

5.- Llantas:

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

6.- Reparaciones:

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

7.- Conceptos especiales = _____

8.- Salarios de operación (horario) = _____

9.- Fletes y varios (horario) = _____

Costo de operación (3 a 9) = _____

COSTO DE LA HORA MAQUINA = _____

De la comparación de los costos probables que arrojan estos cálculos, al menor de ellos debe sujetársele a otras consideraciones. Una de ellas es su

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

La decisión final es el resultado de las consideraciones que se han mencionado, aunque hay otra muy importante que es el número de máquinas que se deben adquirir, esto es, una sola capaz de ejecutar el trabajo programado o bien dos o más que juntas produzcan lo mismo. Tomando en cuenta la cuantía de los trabajos que usualmente se ofrecen en la construcción de caminos, vale la pena pensar en la flexibilidad que proporciona el contar con máquinas más chicas que separadas nos pueden permitir la posibilidad de llevar a cabo en el futuro trabajos diferentes más pequeños, económicamente.

8. TRANSPORTACION,
COLOCACION Y
COMPACTACION
DE LA MEZCLA
ASFALTICA EN
CALIENTE

Ing. Roberto Pasquel Luján

"TRANSPORTACION, COLOCACION Y COMPACTACION DE LA MEZCLA ASFALTICA EN CALIENTE".

Durante esta plática analizaremos la transportación, colocación y compactación de la mezcla asfáltica producida en planta, sin perder de vista que estas etapas son parte de un todo que abarca desde la obtención de los componentes de la mezcla hasta la entrega final del trabajo, y que el funcionamiento económico de cualquiera de ellas depende de una administración general eficiente.

El ciclo de la transportación se inicia en la planta asfáltica, con la carga de la mezcla y con una duración que depende de:

1. La capacidad de la planta.
2. El grado de humedad de los materiales pétreos.
3. El tiempo de mezclado.
4. La capacidad de la unidad de transporte.

Puede haber otros factores que influyan en el tiempo de carga de los camiones, como fallas en el suministro de algún material a la planta, pero no los consideraremos en esta discusión. Por lo general, para un trabajo determinado, el tiempo de carga es constante; la única forma de disminuir ese tiempo, en tales condiciones, es mediante el uso de silos para almacenar la mezcla.

El empleo de sistemas para el almacenamiento de la mezcla asfáltica mejora la eficiencia de la transportación, puesto que, disminuyendo el tiempo de carga reduce el número de camiones necesarios para una producción determinada. También mejora la producción diaria de la planta al no estar sujeta, para su operación continua, a la disponibilidad de camiones.

El tiempo de descarga de la mezcla en la extendedora es constante, de aproximadamente dos minutos; puede abatirse este tiempo, aunque muy poco, mediante el uso de un dispositivo dentro del cual descarga el camión y, al avanzar éste, forma un camellón frente a la extendedora.

En lo que más influye el acamellonador es en abrir el tiempo de espera - para descarga de los camiones, cuando se juntan dos o más, frente a la extendidora. Más adelante veremos la influencia de este dispositivo en la calidad de la carpeta terminada.

Completa el ciclo de transportación de la mezcla, el acarreo de la planta a la extendidora; esto es, el viaje del camión cargado y su retorno vacío. Este elemento del ciclo siempre es variable y depende de muchos factores, entre ellos:

1. La velocidad máxima permitida.
2. La densidad de tránsito.
3. Obstáculos, semáforos, desviaciones, etc.
4. El grado de las pendientes y el estado del camino.

Tenemos ya los tiempos que intervienen en el cálculo del ciclo y que determinan el número de camiones que vamos a emplear. La experiencia nos obliga a considerar otro factor: los tiempos de espera o demoras, pues tienen una muy significativa influencia en la eficiencia global del trabajo.

Las demoras pueden ser: internas, o sea aquellas que ocurren, dentro -- del sistema global de la producción, ocasionando que alguna unidad tenga que esperar a otra para completar su ciclo, y externas: aquellas que son provocadas por causas ajenas al sistema de producción.

Son las demoras, internas y externas, las responsables de que el ciclo - de transportación sea tan variable, además, si no es por la experiencia de muchos trabajos, no hay forma de suponer su duración. El objetivo, por lo tanto, debe ser la minimización de las demoras internas mediante, como dijimos - antes, de la administración eficiente del sistema.

Consideremos ahora la capacidad que deben tener los camiones. Se ha demostrado, mediante observaciones en diferentes trabajos (Systems Analysis of Storage, Hauling and Discharge of Hot Asphalt Paving Mixtures, NAPA-Texas A & M University), que:

1. La mayor economía se logra usando, para la transportación de la mezcla, las unidades de mayor capacidad que sea posible, desde plantas también de gran capacidad (600 Ton/hr). Aún en plantas de 200 - - Ton/hr se observaron los mayores rendimientos en los camiones grandes. Los camiones comparados fueron de 7.5 Ton, 15 Ton y 22.5 Ton. (toneladas de 2000 lb). Las distancias de los acarreos fueron de - 1.0, 7.5 y 22.5 millas.

41

27

2. La relación: peso de la unidad/H.P., es determinante; al camión más eficiente, le corresponde el menor valor.
3. Se logra la mayor eficiencia y por lo tanto la máxima economía, manteniendo en equilibrio las producciones de la planta y de la extendidora con el número adecuado de camiones.

Para nuestro medio, estamos obligados a considerar algunas limitaciones en cuanto a la capacidad de los camiones. Los muy grandes necesitan también áreas grandes para efectuar las maniobras que requiere el trabajo, tales como: vueltas, retrocesos, acomodos, etc.; el ancho promedio de los caminos nacionales no permite el aprovechamiento eficiente de este tipo de unidades.

Con lo que hemos visto hasta ahora, podemos determinar tanto el número de unidades de acarreo, como decidir sobre la capacidad más conveniente de los camiones que necesitamos.

Lo anterior debemos aplicarlo aún cuando se alquilen camiones para efectuar el trabajo porque, como ya vimos, la eficiencia del sistema es muy sensible a estos factores.

Con camiones propios o alquilados, conviene que el personal que los opera obedezcan algunas reglas o recomendaciones.

1. Ante todo, deben obedecer las indicaciones del personal que administra, tanto la planta como la extendidora; es en ésta, o sea en la descarga de la mezcla, donde el chofer contribuye a que se obtenga una buena calidad.
2. Para evitar fallas y demoras, deben conservar sus camiones en perfectas condiciones mecánicas, tanto por el costo de la carga como por la temperatura que debe tener la mezcla al extenderse.
3. Se acostumbra, después de limpiar la caja, embarrarle un poco de diesel para que la mezcla no se pegue y fluya mejor; después de hacerlo se levanta la caja para que escurra el excedente.

Al analizar la operación de extendido veremos otras recomendaciones, para el personal, con más detalle.

El extendido de la mezcla asfáltica se lleva a cabo con una máquina extendidora-pavimentadora. Consiste ésta de dos partes principales: una es la parte tractiva y la otra es una plancha flotante. La unidad tractiva proporciona la fuerza motriz a través de bandas de orugas o de neumáticos que ruedan sobre la base; ésta unidad incluye: la tolva receptora, los tornillos distribuidores de la mezcla al motor, transmisiones, dos centros de control y el sitio para el operador. La plancha maestra es jalada por la unidad tracti

va y consiste de: la placa maestra, vibradores o barra compactadora, controles para variar el espesor de tendido, controles para variar la pendiente transversal y los calentadores de la placa. A cada lado de la plancha maestra tiene un largo brazo que la conectan con la unidad tractiva con un centro pivote cada uno en el punto de unión. Este mecanismo le permite, a la plancha maestra, flotar sobre la mezcla mientras se tiende. La plancha, al recibir la mezcla que reparten los tornillos, la extiende y le aplica una compactación inicial mediante una barra o de vibradores. Al avanzar la unidad de tracción, jala la plancha hacia la mezcla haciendo que la superficie inferior viaje en una dirección paralela al avance de la máquina. La plancha mantendrá este nivel hasta que se cambie el ajuste de los controles correspondientes. La plancha niveladora maestra continuamente mantiene en equilibrio las fuerzas que actúan sobre ella, por lo que es importante mantener un ajuste adecuado en los mecanismos que le envían la mezcla:

1. Los transportadores de la tolva a los tornillos deben trabajar uniformemente.
2. Las compuertas que regulan el flujo de mezcla deben ajustarse convenientemente.
3. Se debe conservar un nivel de mezcla uniforme frente a la plancha para que los tornillos lleven la cantidad justa de mezcla. La regla práctica para esto es que el tornillo esté cubierto de mezcla hasta las dos terceras partes de su altura.
4. No deben moverse excesivamente los controles del espesor.

La operación de extendido propiamente se inicia con la colocación en su lugar de la extendidora sobre tacones de madera, de altura igual al espesor suelto que se va a extender; se coloca la plancha maestra y se ajustan los controles para que se mantenga ese nivel. Al avanzar la máquina se revisa el espesor mediante un escantillón. Esta revisión se hace continuamente para modificar la posición de la plancha, si acaso el espesor es mayor o menor que el deseado. Sin embargo, se debe considerar que al girar el control para corregir el espesor, el resultado se logra al haber avanzado la plancha de 20 a 30 metros. Estos controles solamente los debe mover o mandar el sobrestante o cabo del extendido, pues la uniformidad de la superficie terminada es efectuada, como ya se dijo, por el abuso del ajuste continuo de los controles.

Desde hace algunos años se emplean sistemas eléctricos o electrónicos para conservar o mantener la plancha maestra en un nivel de rasante determinado. Su empleo ofrece muchas ventajas en cuanto a la uniformidad de la superficie de rodamiento. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que este sistema, al mantener un nivel fijo, obliga a emplear mayor cantidad de mezcla, dependiendo de la uniformidad de la superficie de la base sobre la que se está extendiendo. Esto se debe a que, por lo general, se solicita un espesor mínimo y al

respetarse éste, la extendedora llena las depresiones que existan en la base.- Para la cuantificación de la cantidad de mezcla que se empleó en un trabajo, - lo mejor es llevar la cuenta del número de pesadas en el caso de plantas de pesadas, o pesar los camiones en el caso de plantas continuas, para que, conociendo el peso total de la mezcla empleada sea fácil su conversión a unidades de volumen para su pago.

Usando un sistema u otro para el extendido, conviene seguir algunas recomendaciones generales:

- 1.- Observar continuamente, para su corrección inmediata, si existen segregaciones en los materiales.
- 2.- Observar también el aspecto de la mezcla para detectar posibles cambios en la cantidad de asfalto en ella. El color de la mezcla debe ser uniforme.
- 3.- Se debe llevar un registro de las temperaturas a que llega la mezcla, de cada uno de los camiones, revisando que esté dentro de los límites especificados.

La calidad de un trabajo, en que se empleó carpeta de mezcla asfáltica -- elaborada en planta, lo califica el usuario; generalmente, lo hace por la frecuencia con que se siente o escucha golpes de las llantas de su coche con cada borde transversal. Estos bordes (que pueden estar dentro de tolerancia), se pueden y deben evitar. Para hacerlo, se deben eliminar interrupciones en la llegada de los camiones, pues la espera de la extendedora enfría la mezcla que queda bajo su plancha maestra, obstruyendo la uniformidad del extendido. Además, como ya vimos, tampoco se deben poner camiones en exceso; por lo que, lo mejor es trabajar la extendedora a una velocidad ligeramente mayor que la capacidad de la planta convertida en metros/minuto. Por ejemplo, una planta de 90 toneladas/hora de capacidad establecería la velocidad de la extendedora; suponiendo 5 cm de espesor, 3.60 m de anchura de extendido y el peso de la mezcla de 2.3 Ton/m³.

El peso de un metro de carpeta es:

$$3.60 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 1.0 \text{ m} \times 2.3 \text{ Ton/m}^3 = 0.414 \text{ Ton/m.}$$

La planta produce 1.4 Ton/minuto.

La velocidad de extendido debe ser un poco mayor de:

$$\frac{1.5 \text{ Ton/min}}{0.414 \text{ Ton/min}} = 3.6 \text{ m/min}$$

Esta velocidad le permite trabajar continuamente a la extendedora, evitándose los bordillos.

La mejor forma de controlar la continuidad del extendido, es mediante el empleo de un acamellonador y de un levantador de mezcla. El acamellonador es un mecanismo que, mediante ganchos, se pega al camión de volteo. Es una caja de lámina de acero con una puerta ajustable en la que vierte su carga el camión. Al avanzar éste, la puerta (previamente ajustada para que deje pasar la cantidad de mezcla que exactamente vamos a usar), va formando un camellón frente a la extendedora. Frente a ésta se instala un levantador de aspas o cangilones que coge la mezcla del camellón y la deposita en la tolva de la extendedora. Las demás operaciones se llevan a cabo de igual forma.

Cuando se emplea el sistema de descarga directa de los camiones en la tolva de la extendedora, adquiere mucha importancia la disciplina de los choferes y la experiencia del checador o acomodador, a quién siempre deben obedecer aquellos. Se evitan defectos en el extendido observando estas recomendaciones:

- 1.- El camión debe detenerse antes de tocar a la extendedora.
- 2.- Es ésta la que, al avanzar, hace contacto con las llantas del camión, (ambas rodadas a la vez).
- 3.- A una señal del acomodador, el chofer levanta la caja justamente a la altura que se señale.
- 4.- La transmisión del camión debe estar en neutral y el pie del chofer oprimiendo muy ligeramente el freno para evitar que se separen las llantas de los rodillos empujadores; la extendedora siempre empujará al camión.
- 5.- Solamente en casos de subidas en que la extendedora necesite ayuda, el camión usará tracción propia, cuidadosamente.
- 6.- Terminada la descarga, a una señal del acomodador, debe retirarse inmediatamente el camión.

El personal experimentado y la disciplina de todos los que intervienen en el manejo del sistema, son factores principales en la entrega de una carpeta de óptima calidad.

La única alternativa, para seleccionar el equipo de extendido, es entre el tipo de tracción mediante orugas o mediante neumáticos, pues como ya vimos, en cuanto a su capacidad, está determinada por el tamaño de la planta. Ambos sistemas ofrecen ventajas; la decisión, yo creo, están en la rapidez de movi-

lidad que se necesite, no para un trabajo en sí, sino para la actividad a que se vaya a dedicar el equipo en un plazo largo. En cuanto al fabricante, todos ofrecen un producto de buena calidad; en este caso es determinante la capacidad de sus representantes para resolver problemas de suministro de refacciones y servicio de mantenimiento.

La compactación de mezclas asfálticas se logra fácilmente cuando se lleve a cabo a la temperatura adecuada, ésta debe iniciarse tan pronto como sea posible después de extendida la mezcla. El espesor de la carpeta influye en el grado de dificultad que encontremos para compactarla; entre más delgado sea el espesor, más pronto pierde temperatura y por lo tanto el rodillado debe efectuarse inmediatamente después del extendido. En cambio, si el espesor es de 7 cm o más, la pérdida de temperatura es más tardada, proporcionando mayor tiempo para compactar. También en el número de máquinas que se requieren para compactar la mezcla, interviene el espesor de la carpeta pues, entre más delgado sea éste, mayor es el avance longitudinal de la extendidora. Como la velocidad de los compactadores es limitada, necesariamente hacen falta en mayor número.

El equipo que tradicionalmente se emplea para la compactación de la mezcla es:

- 1.- La plancha metálica de tres llantas lastrables, con peso de 10 a 14 toneladas.
- 2.- El compactador autopropulsado de nueve u once llantas neumáticas de peso variable. Algunos fabricantes ofrecen de hasta 30 toneladas.
- 3.- Planchas de dos y de tres ejes en tandem, su peso varía de 6 a 20 toneladas según el tamaño que se escoja.

Para cualquier trabajo, es conveniente que cuando menos se usen dos máquinas compactadoras.

La operación de compactación se puede dividir en tres fases:

- 1.- El planchado inicial. Se puede usar para esta fase la plancha de dos ejes en tandem, pero da mejores resultados la de tres llantas, manejado con las ruedas motrices hacia adelante, o sea, en el sentido del avance de la extendidora. El mayor peso en las llantas motrices y su gran diámetro incrustan la mezcla hacia abajo sin desplazarla. Durante esta fase se debe lograr casi totalmente la compactación. Se aplica el patrón de planchado más conveniente, según el ancho del equipo disponible procurando siempre cubrir la superficie extendida lo más uniformemente posible.

- 2.- El planchado intermedio. Esta segunda fase se efectúa lo más cerca-
namente que sea posible a la primera, mientras la mezcla asfáltica -
mantiene algo de su plasticidad y temperatura. Aquí se emplean las
aplanadoras autopropulsadas de neumáticos, pues proporcionan la com-
pactación muy uniformemente; tienen la tendencia a "cerrar" la super-
ficie y, por lo tanto, contribuyen a la impermeabilidad de la carpe-
ta y acomodan las partículas de los agragados por lo que aumentan la
estabilidad. En realidad, esta fase no incrementa notablemente la -
densidad lograda por la plancha metálica, pero aporta seguridad con-
tra deformaciones bajo condiciones severas de tránsito.
- 3.- El planchado final. Su única finalidad consiste en borrar las hue-
llas del equipo que trabajó en las fases uno y dos. En ésta se em-
plean planchas de ejes en tandem.

Hace algunos años se empezó a aplicar, para compactar mezclas asfálticas,
el equipo autopropulsado vibratorio, sobre todo el que está dotado de algún -
mecanismo que disminuye la amplitud de la vibración para reducir la fuerza --
aplicada sin variar la frecuencia. Esto proporciona la posibilidad de efec-
tuar las tres fases de compactación en una sola. Cada mezcla es, en algo, --
única y diferente a las demás, por lo que es necesario determinar en cada ca-
so la forma o patrón de compactación, mediante vibradores. Estos pueden ser
de un tambor liso metálico propulsado por llantas neumáticas o de dos tambores
o rodillos con tracción en ambos.

Nosotros hemos empleado compactadores vibratorios Dynapac CA25A para com-
pactar mezclas asfálticas, obteniendo resultados que consideramos satisfacto-
rios, porque hemos logrado, en casi todos los casos, sustituir dos o más má-
quinas con un solo vibrador. La secuela de compactación que generalmente em-
pleamos es la siguiente:

- 1.- Una pasada, a todo lo ancho, sin vibración. Esta se efectúa inmedia-
tamente después del extendido en carpetas delgadas de hasta 5 cm. -
En carpetas más gruesas hay que esperar un poco, sin que se pueda es-
tablecer una receta, tal vez 60 metros atrás de la extendidora.
- 2.- Inmediatamente después, se inicia la vibración de 2400 r.p.m. en ba-
ja amplitud. Aquí es muy importante determinar la velocidad lineal
del compactador. Debe ser tal que no provoque grietas ni bordes, o-
sea, ni tan despacio que estemos aplicando demasiados golpes muy cer-
canos unos a otros, ni tan de prisa que espaciemos demasiado la apli-
cación de la fuerza provocando grietas. También ésta es una determi-
nación práctica, producto de varias pruebas que hacemos al iniciar -
un trabajo. Por lo general, es suficiente con dos pasadas a todo lo
ancho y otra en alta amplitud para obtener el grado de compactación
deseado.

