

DISEÑO Y CONTRUCCION DE PAVIMENTOS

Segunda Parte

COORDINADOR GENERAL

Ing. Fernando Favela Lozoya

COORDINADOR TECNICO
DE LA EDICION

Ing. Miguel. Quintero Nares

JULIO DE 1983.

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

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 despálme y desenraíce con escrepas, 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 despálme.

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 plástas), 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 greña 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)
5. Cribas Vibratorias (Horizontales e Inclínadas)
6. Alimentadores (de Delantal, de Plato o Reciprocantes, Vibratorios). |
| B: Equipo Com
plementario | 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	MÉTODOS 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.

1° INDICE DE REDUCCION.

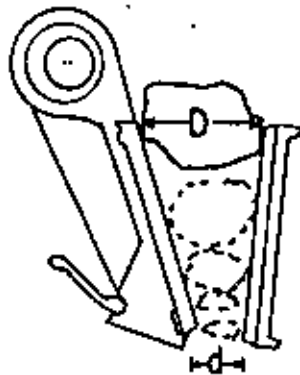


Figura No. 2.

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.

2° 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	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

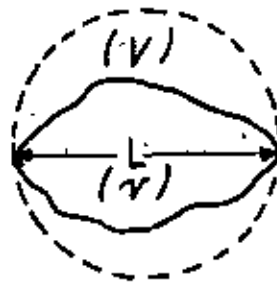


Figura 3.

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 .

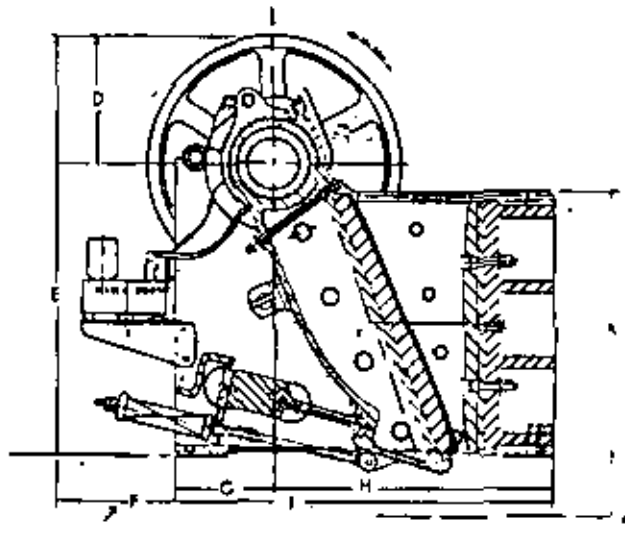


Figura 4.

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.

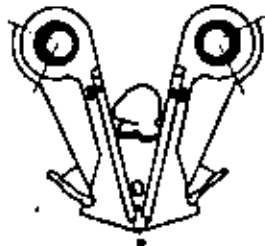


Figura 5.

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.

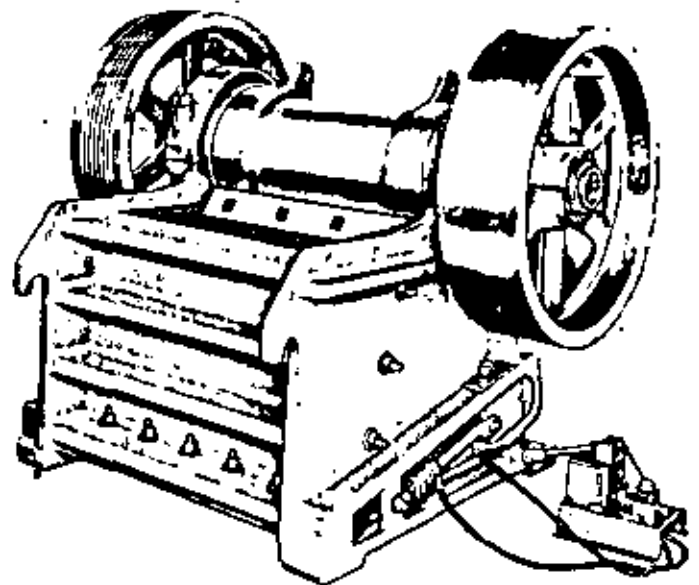
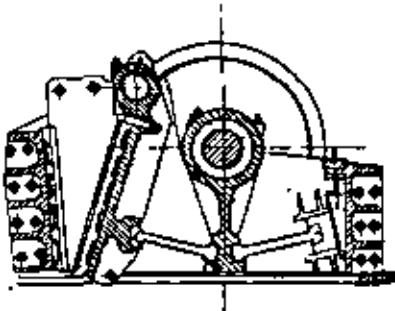


Figura 6.

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.

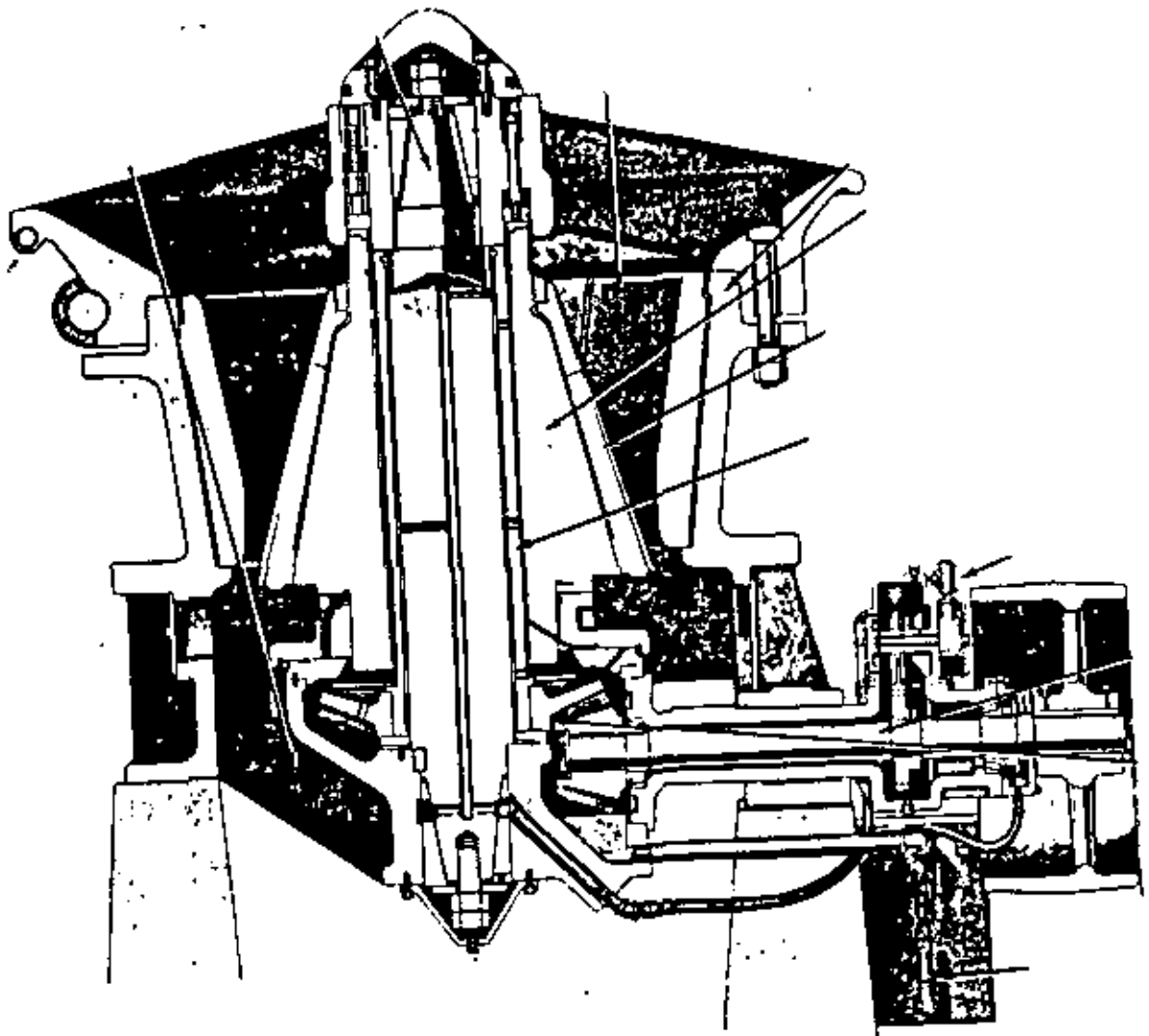


Figura 7.

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 lajas en cierto tipo de rocas.

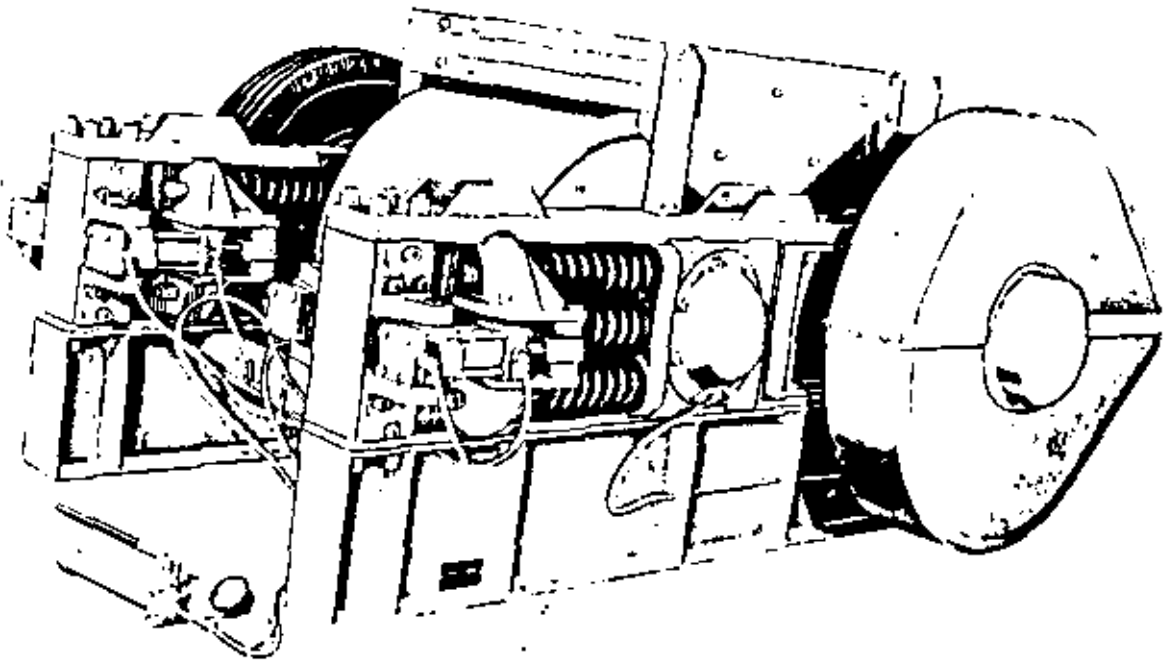


Figura 8.

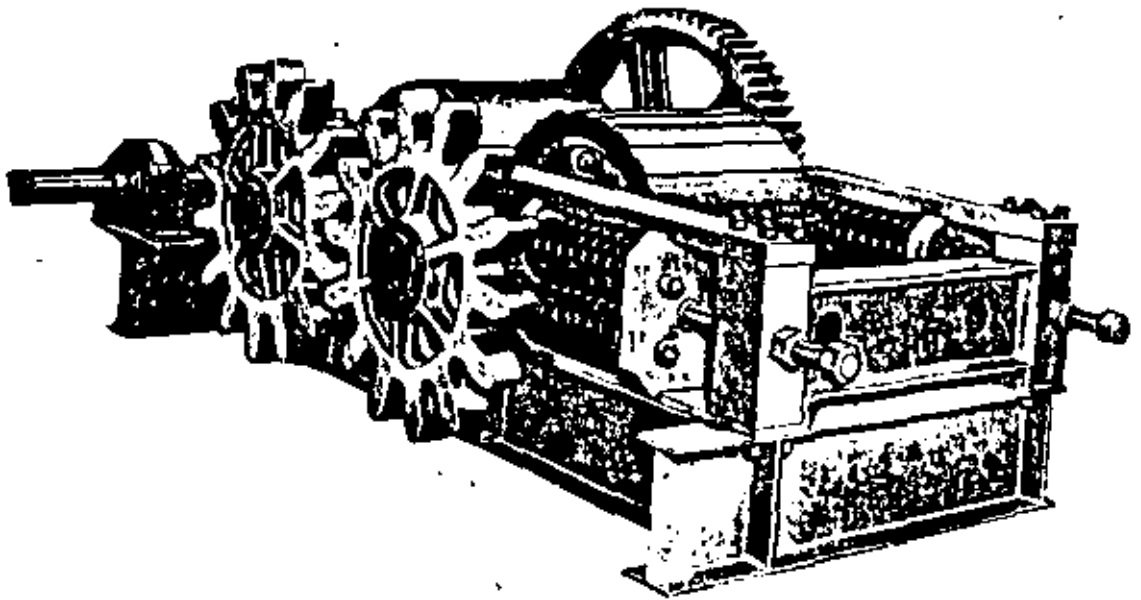


Figura 9.

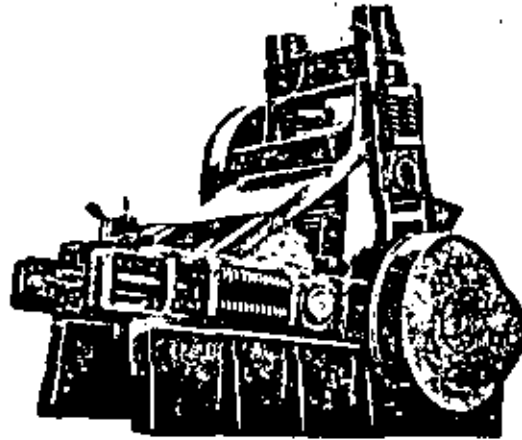


Figura 10.

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.

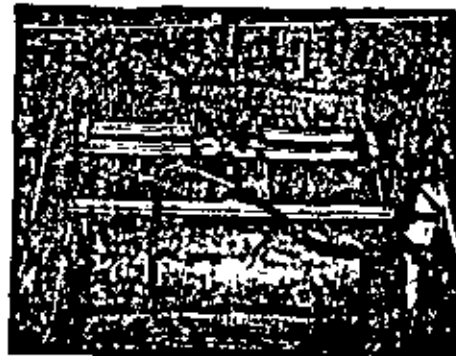


Figura 11.

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.

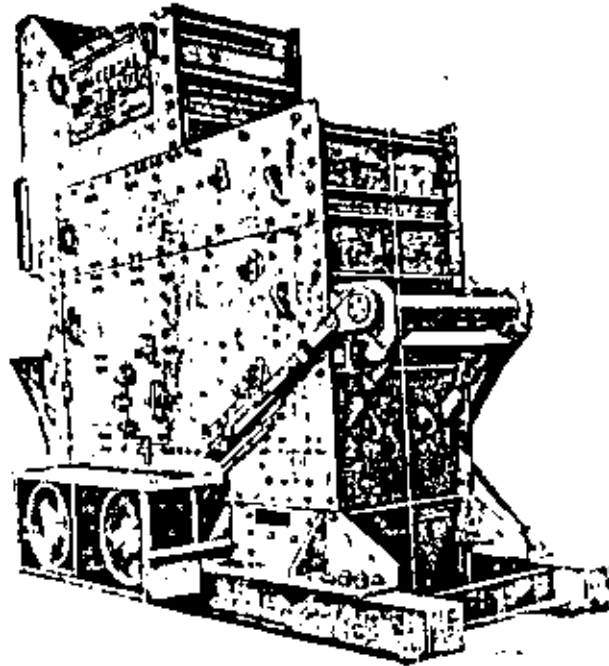


Figura 12A. -

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 $20 \div 1$ y en ocasiones de $30 \div 1$. 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.

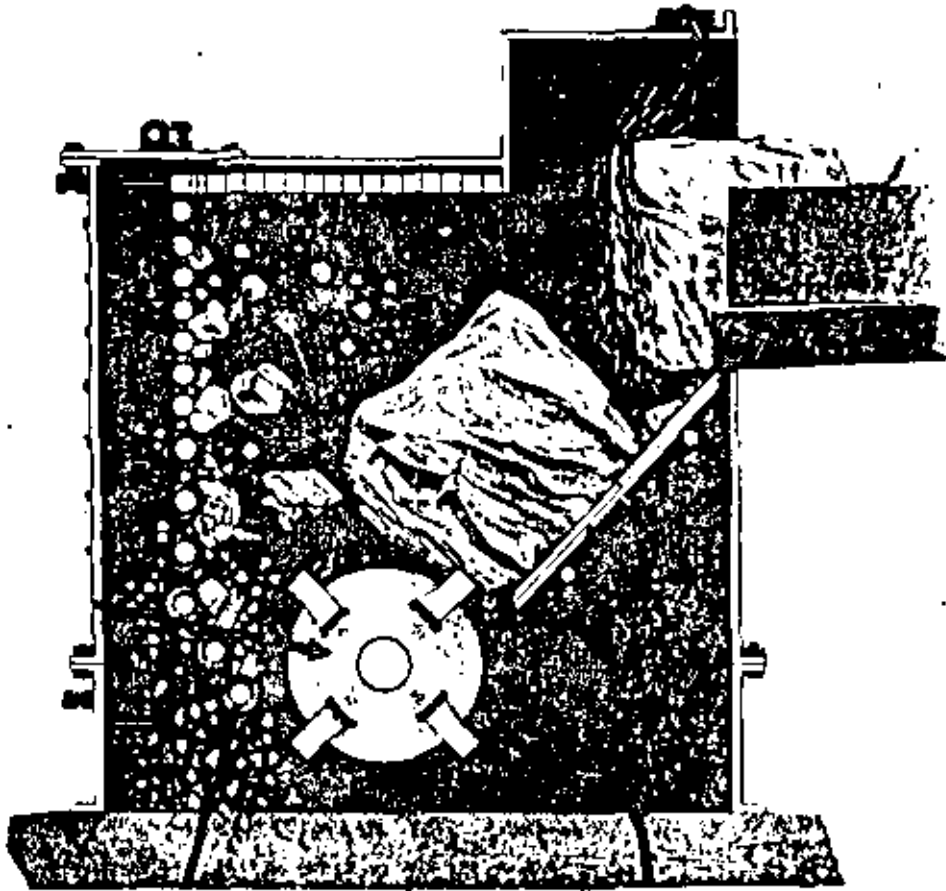


Figura 12B.

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 temía 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.

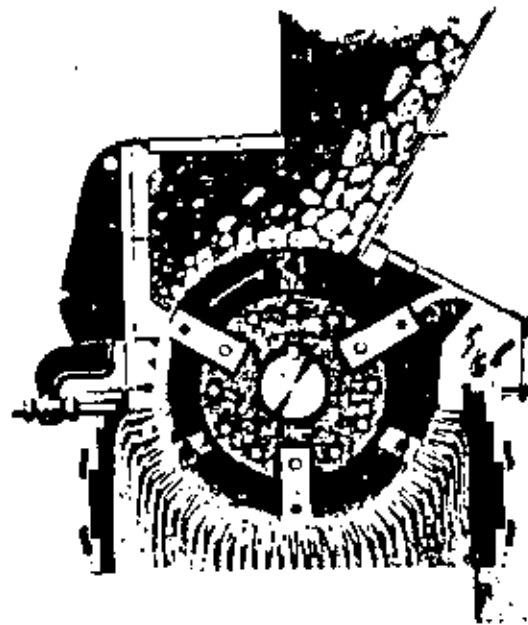
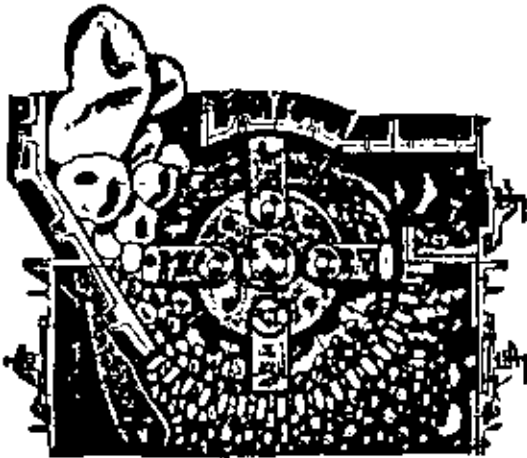


Figura 13.

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.

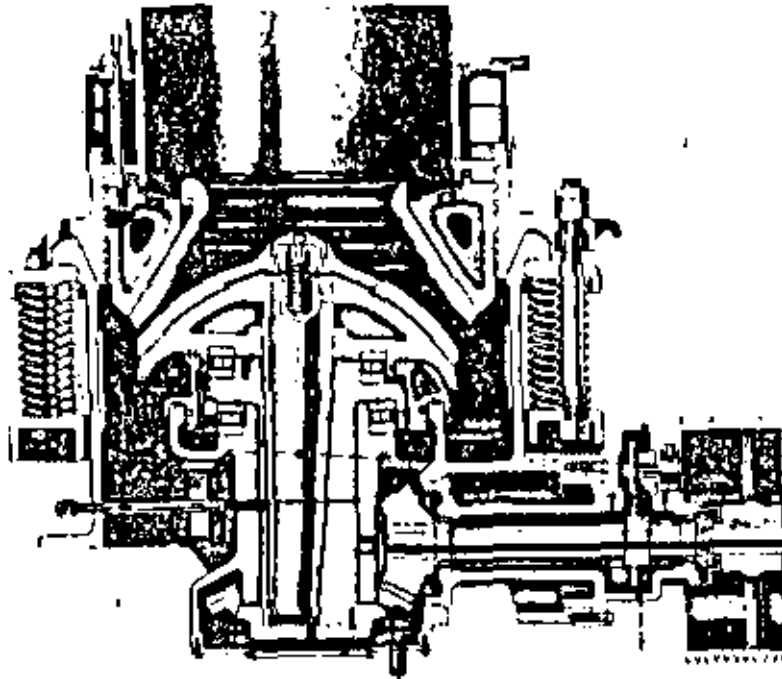


Figura 14.

- 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 15), 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.

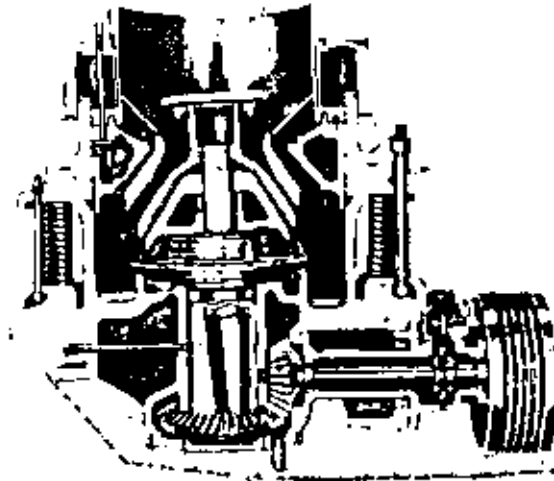


Figura 15.

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.

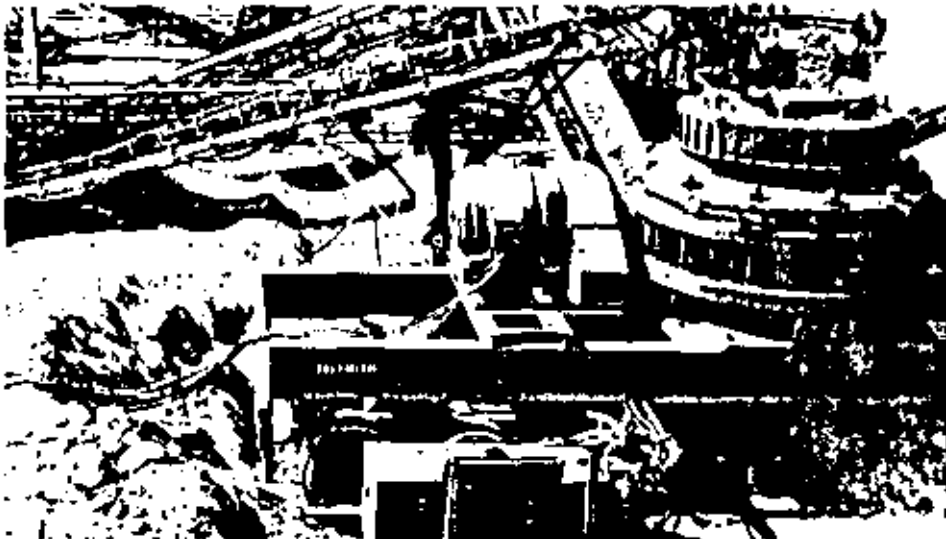


Figura 16.

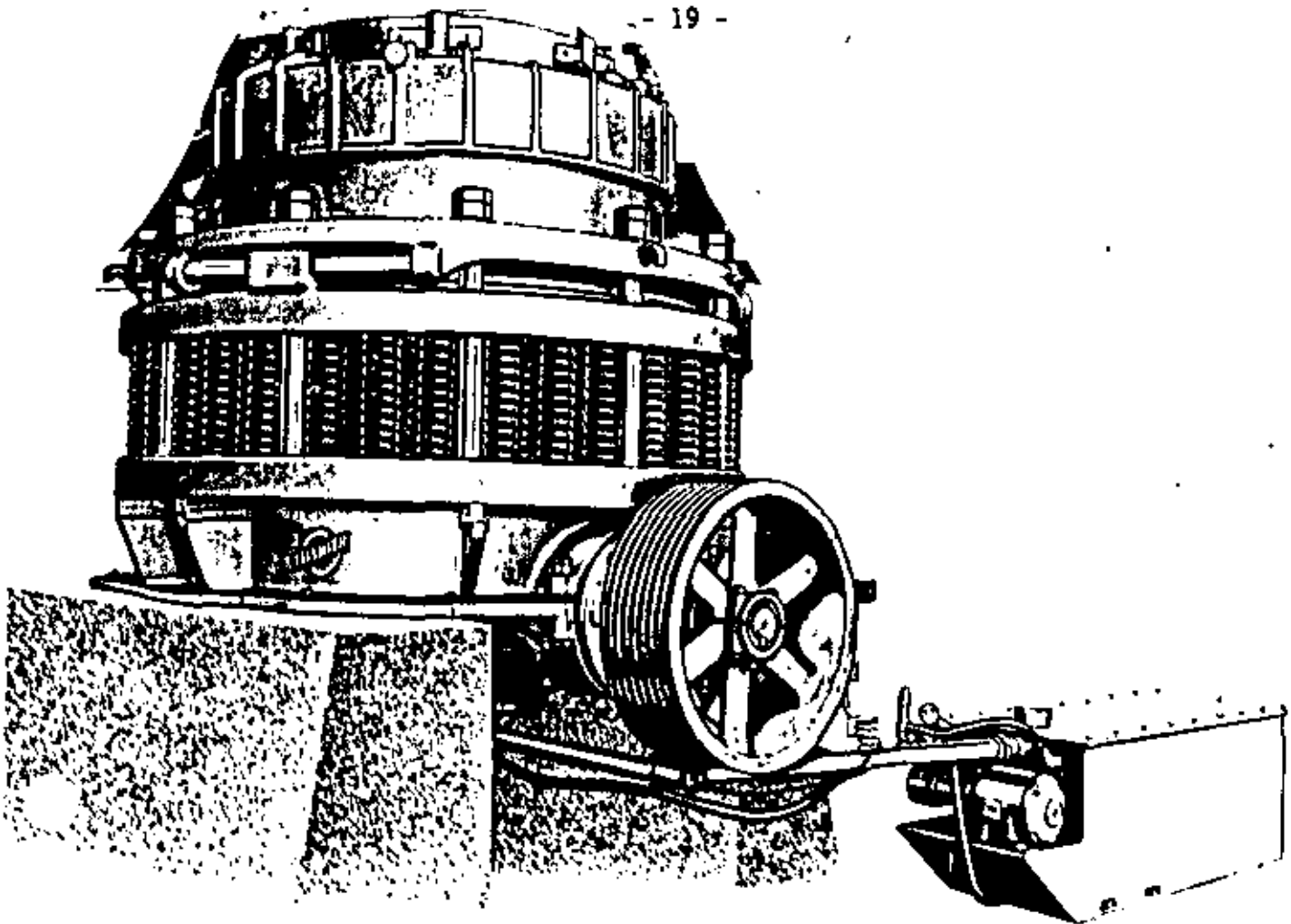


Figura 17.

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

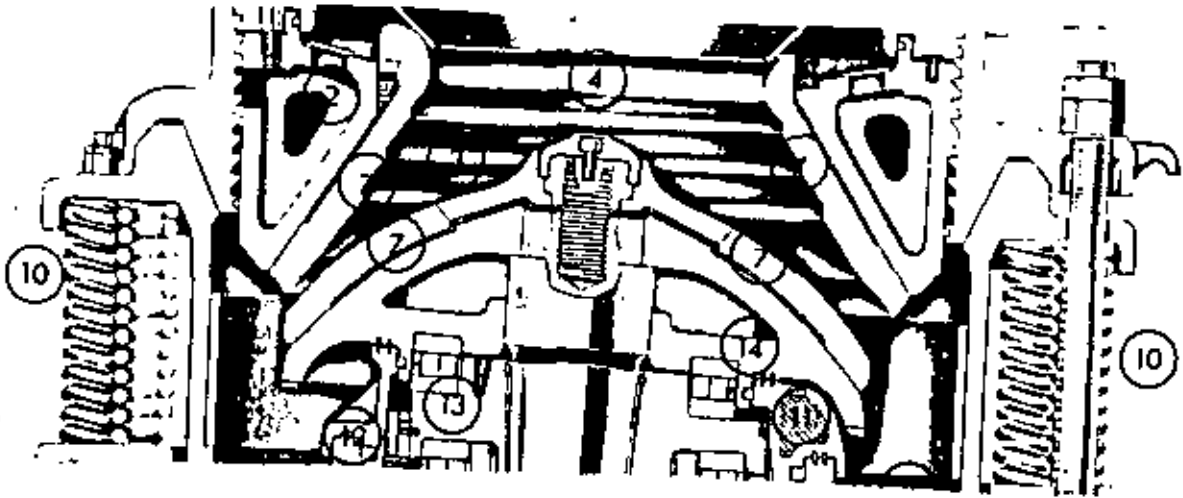


Figura 18.

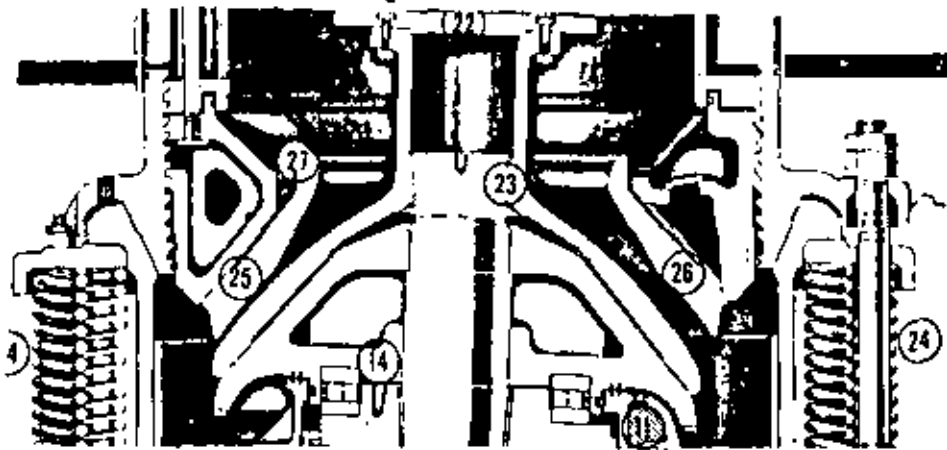


Figura 19.

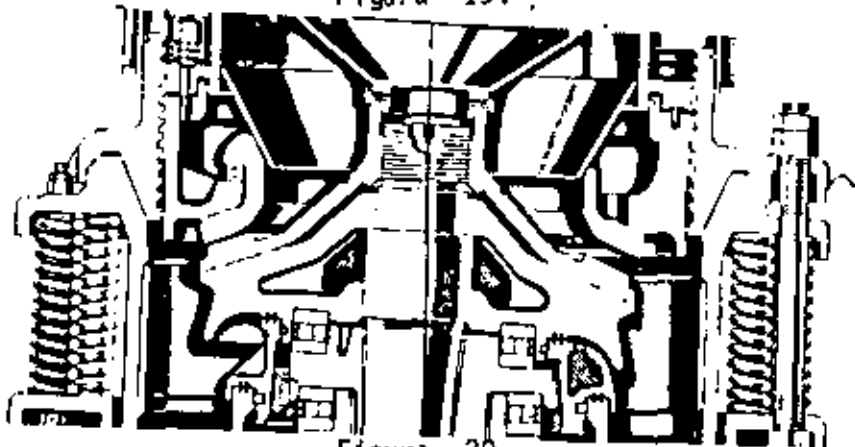


Figura 20.

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

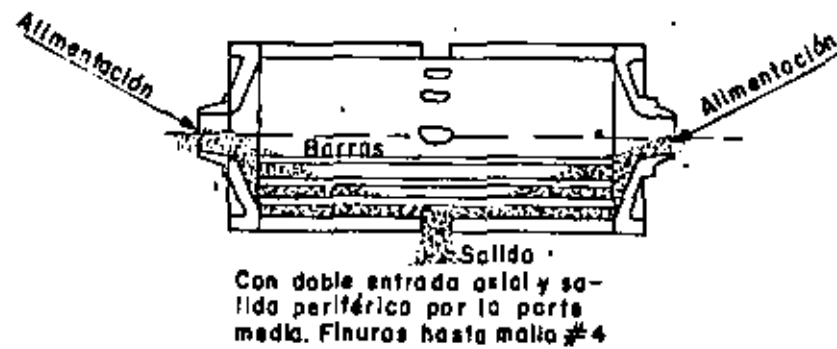
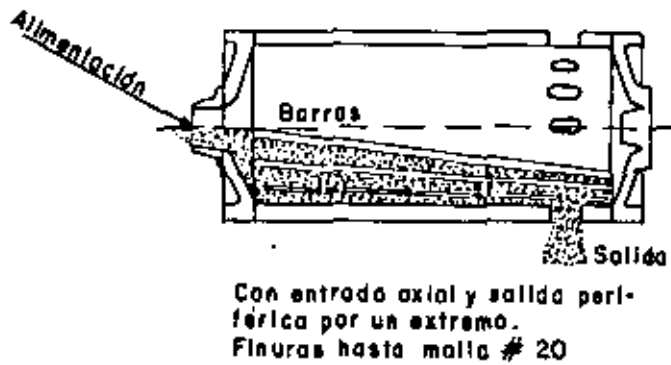


Figura 21.

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:

1o. Estados Unidos Norma ASTM

Designación de la malla.

Claro entre alambres en

(Mallas más usuales)

mm

	3"	76
	1-1/2"	38
	3/4"	19
	1/4"	6.3
Número	4	4.76
"	8	2.38
"	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.

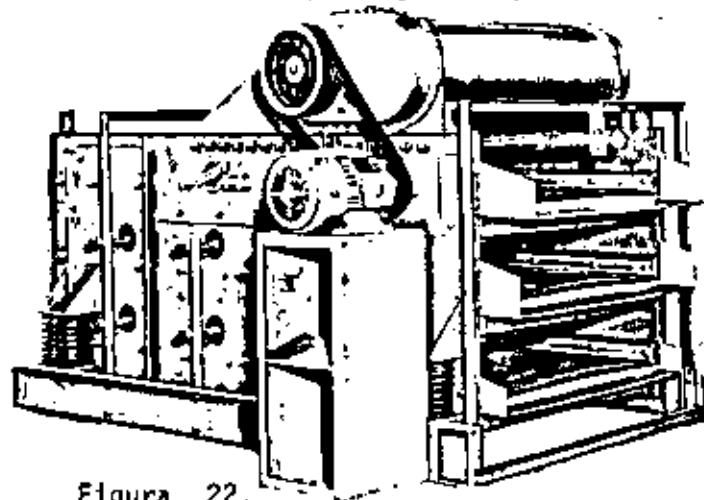


Figura 22.

Criba Vibratoria Horizontal de tres pisos.

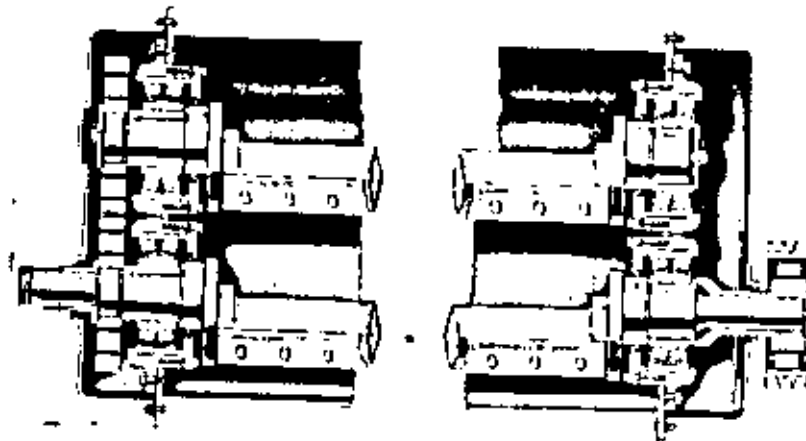


Figura 23.

Mecanismo excéntrico doble para Cribas Vibratorias Horizontales.

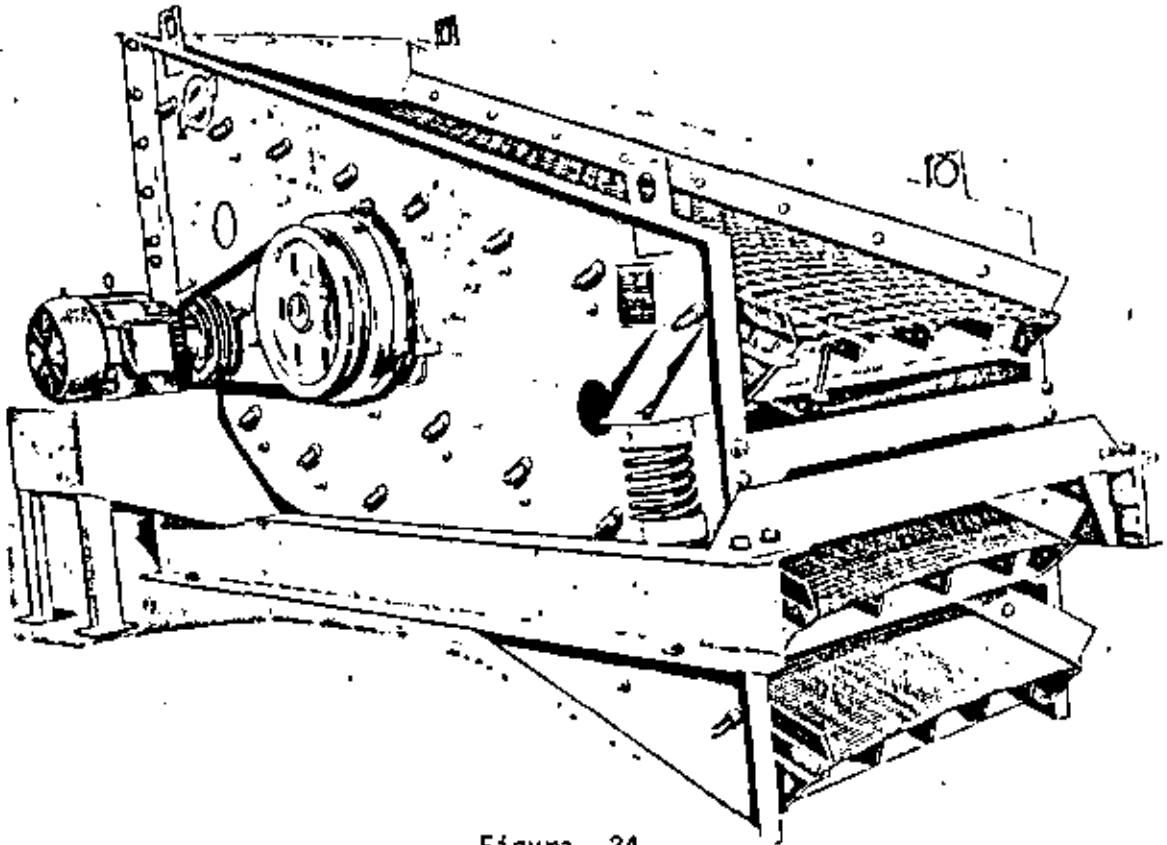


Figura 24.
Criba Vibratoria Inclínada en Tres Pisos

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).

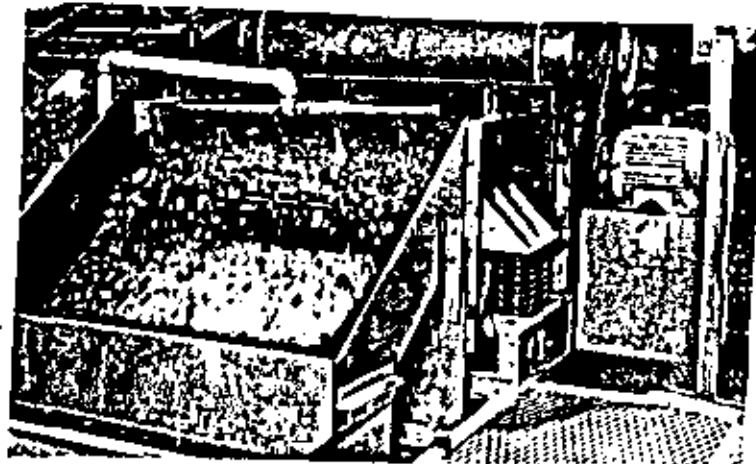


Figura 25.

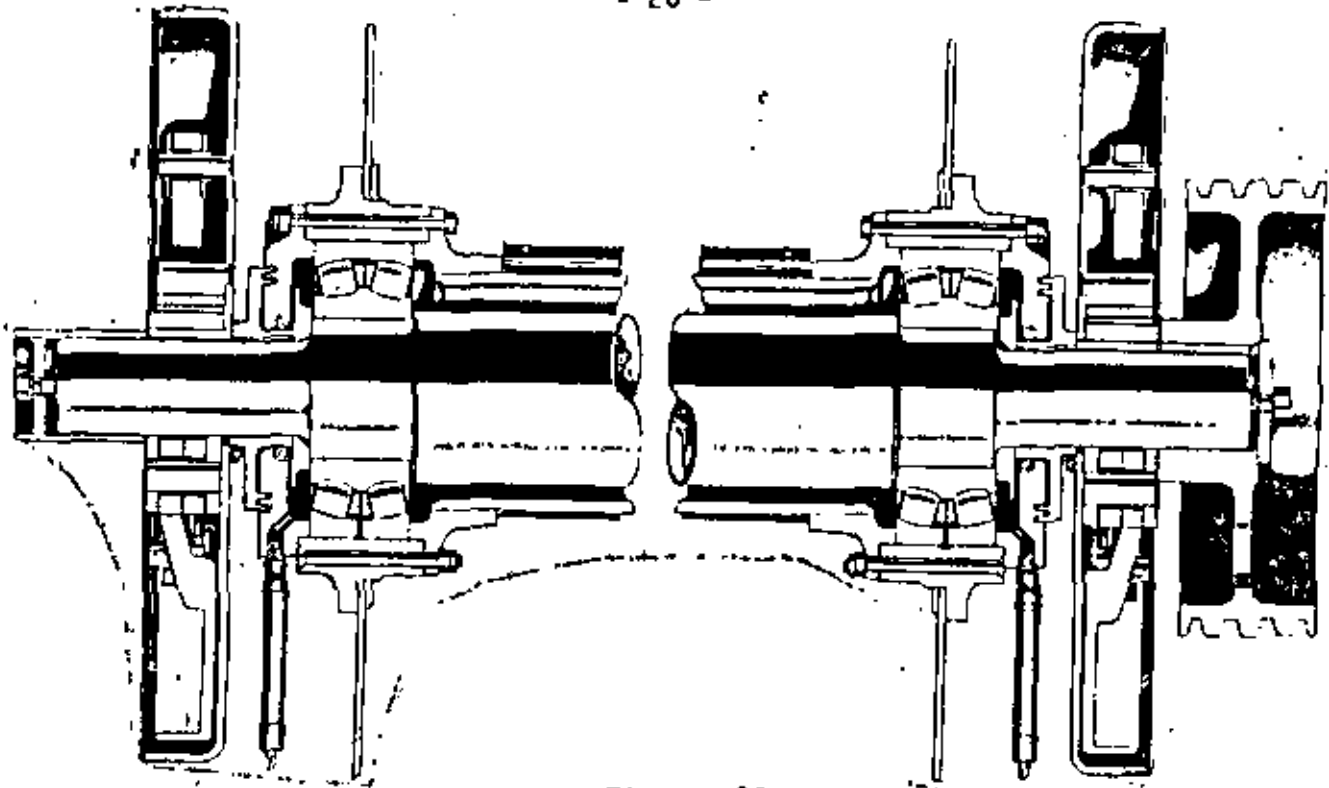


Figura 26.

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, catananas 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).

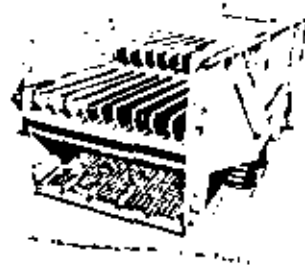


Figura 27.

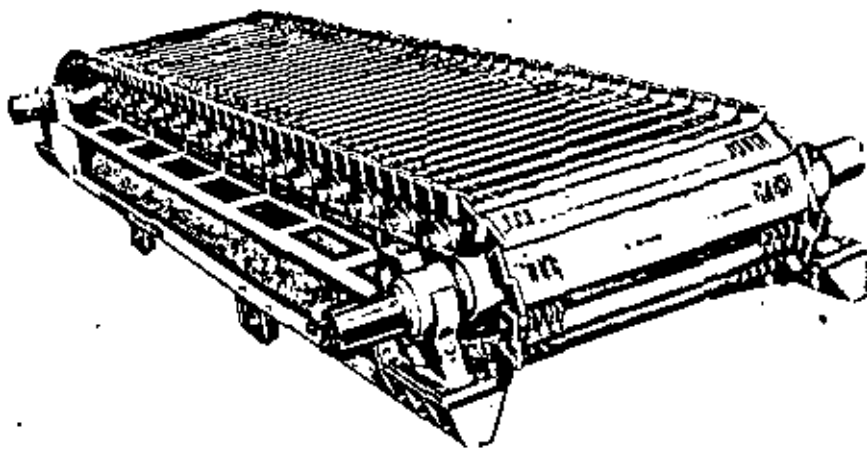


Figura 28.

Alimentador de Mandil o de Tablero Metálico (Tipo Apron).
Anchos más utilizados: 36", 42", 54", 60" y 72".

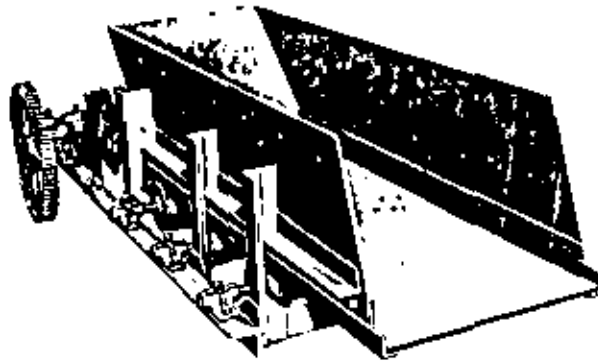


Figura 29.

Alimentador Reciprocante o de Plato. Anchos más utilizados: 16", 20", 24", 30" y 36".

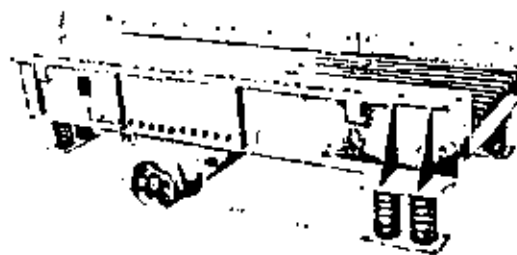


Figura 30.

Alimentador Vibratorio con Rejilla de Precibado. 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.

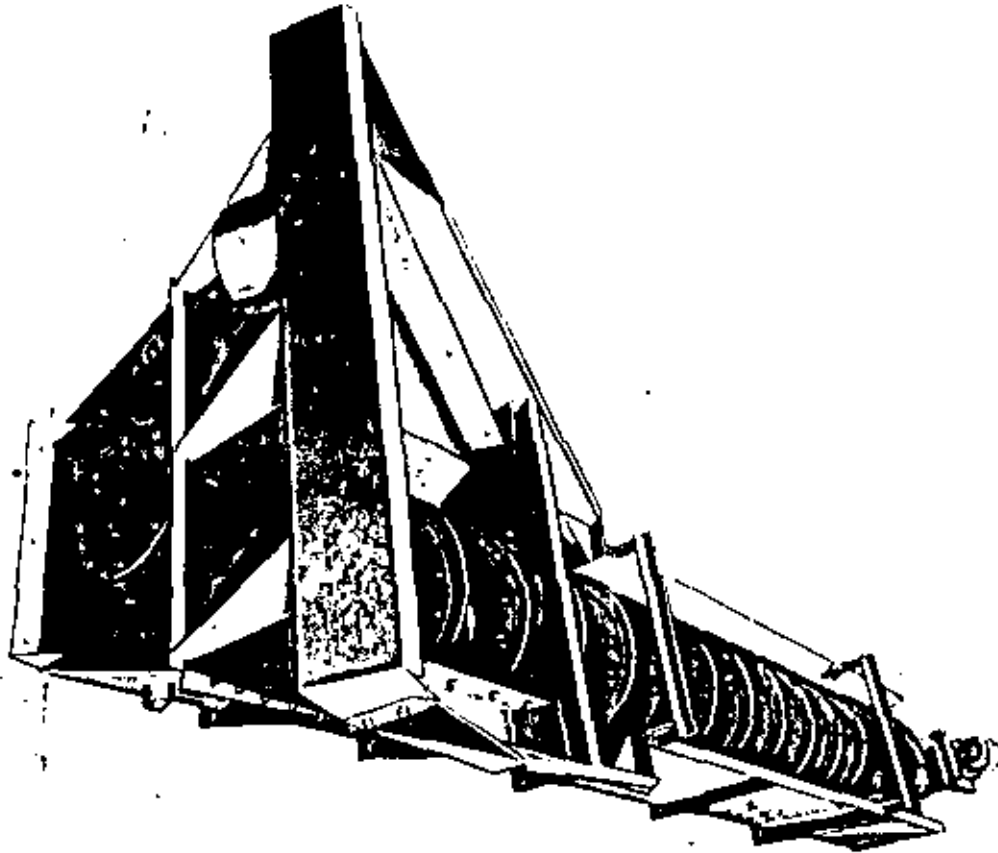


Figura 31.

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 espas 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).

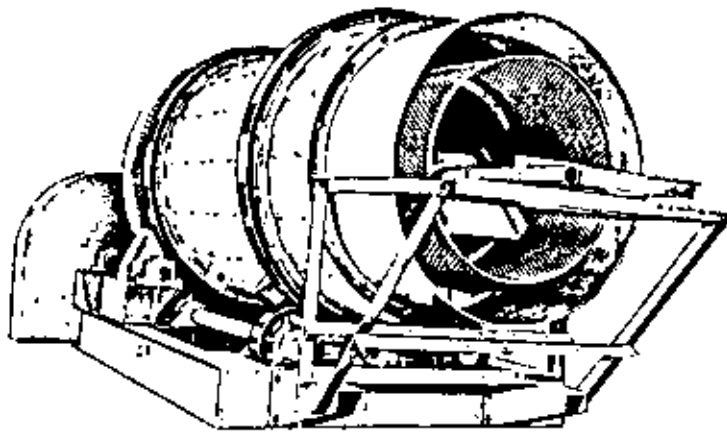


Figura 32.

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.

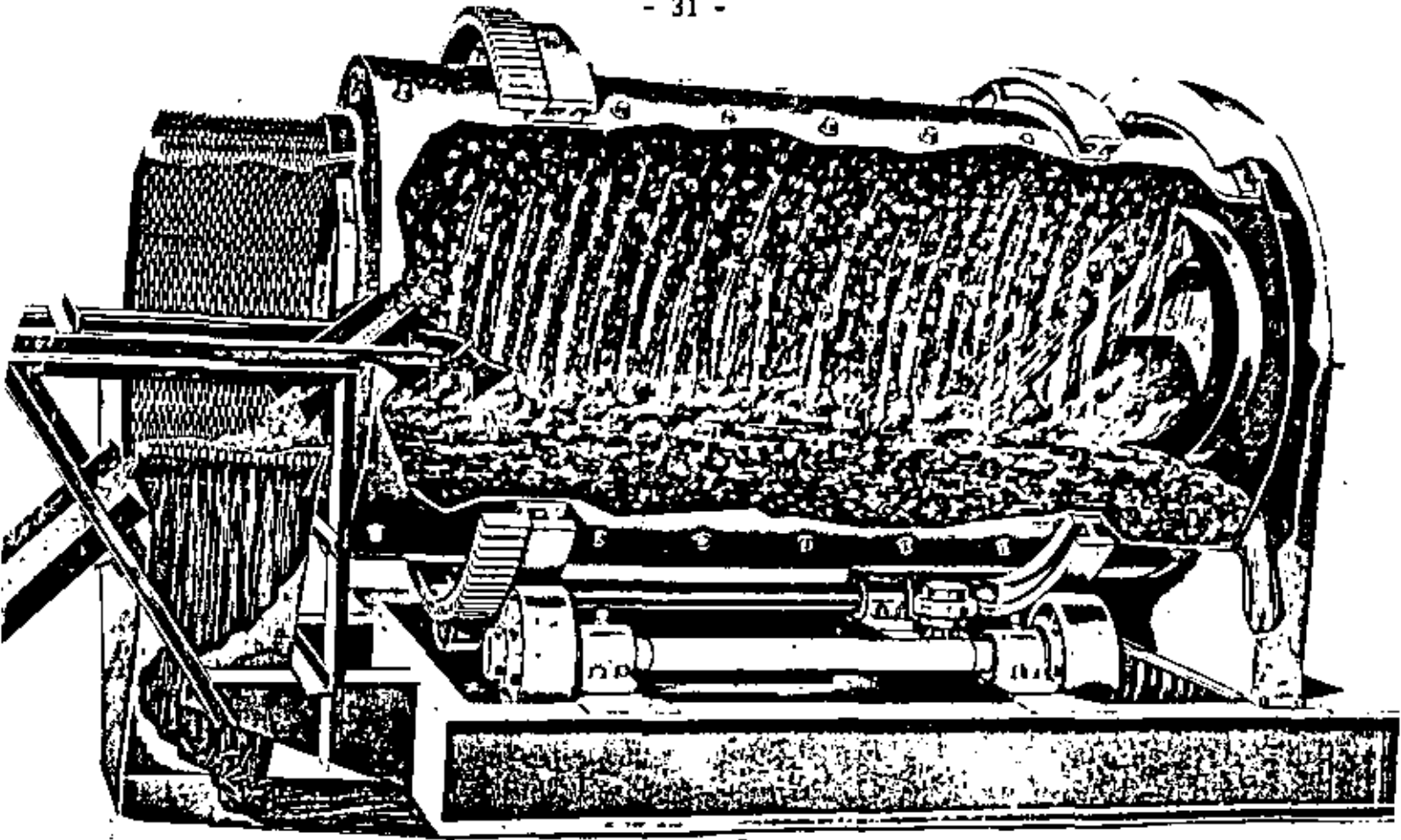


Figura 33.

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°.

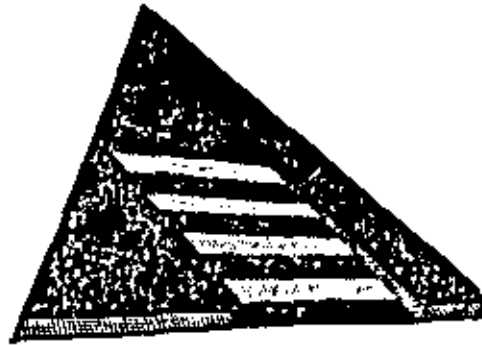


Figura 35.

Corte de la banda transportadora, mostrando las capas de lona y hule alternadas.

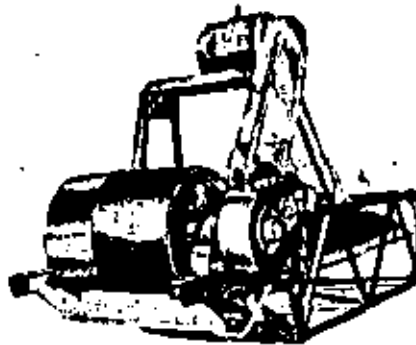


Figura 36.

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.

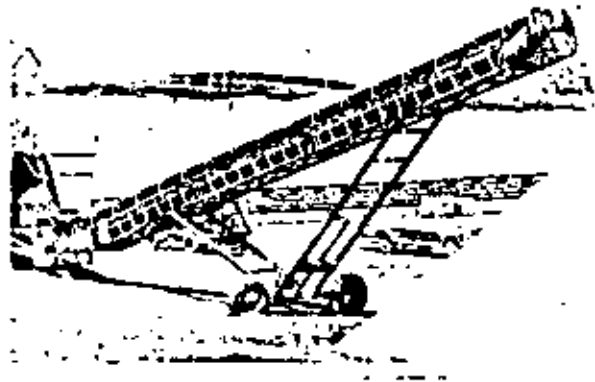


Figura 37.

Banda transportadora radial (Stacker) para almacenamiento de agregados en pilas sobre el terreno.

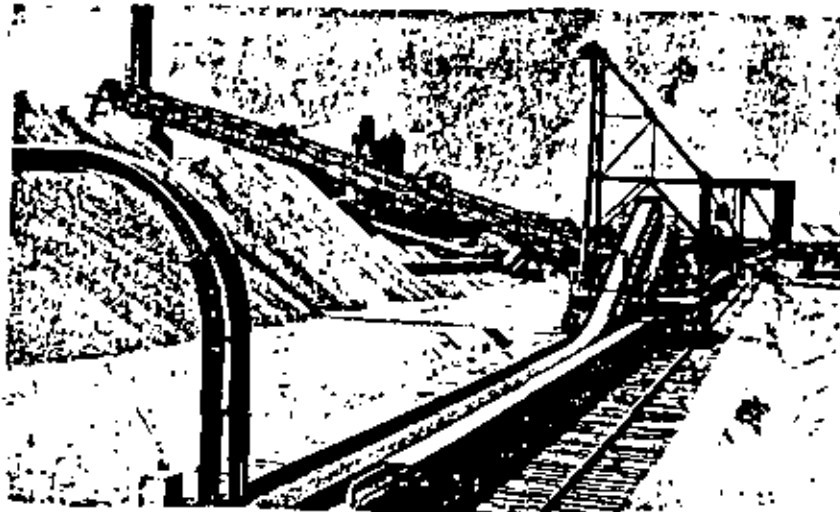


Figura 38.

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 lo 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

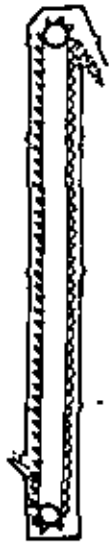


Figura 39.
Elevador de cangilones
montados sobre banda -
tipo continuo



Figura 40
Elevador de Cangilones montados sobre cadena, tipo de descarga centrífuga.

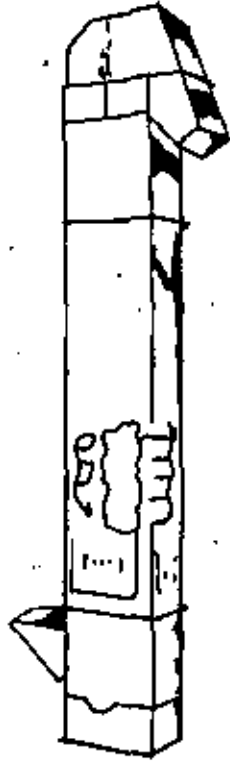


Figura 41.

Elevador de Cangilones Vertical, montados sobre cadena, cerrado, especial para la elevación de productos minerales finos y pulvulentos.

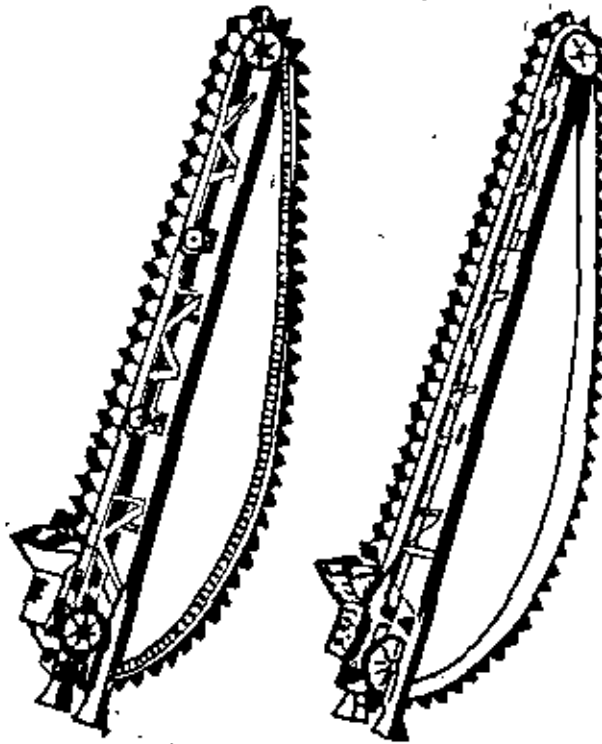


Figura 42.

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 cuaternario de producción.

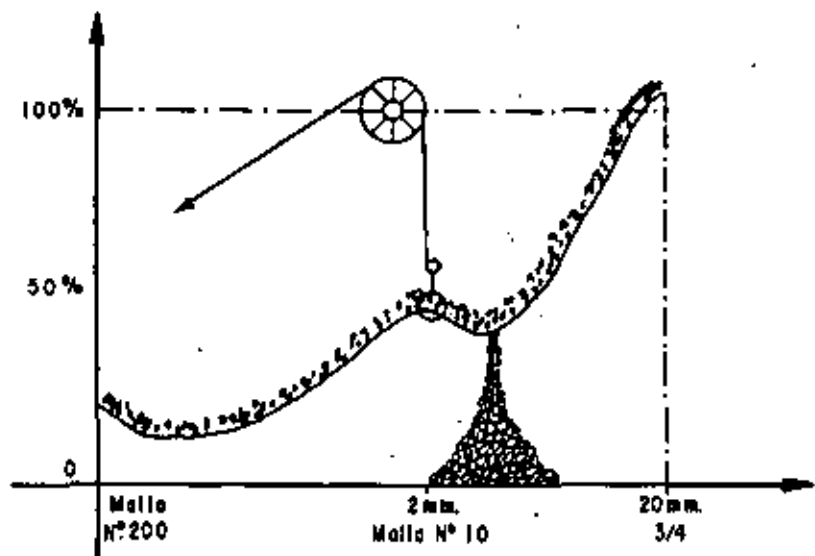


Figura 43.

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 continua o del tipo de bacha, 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.

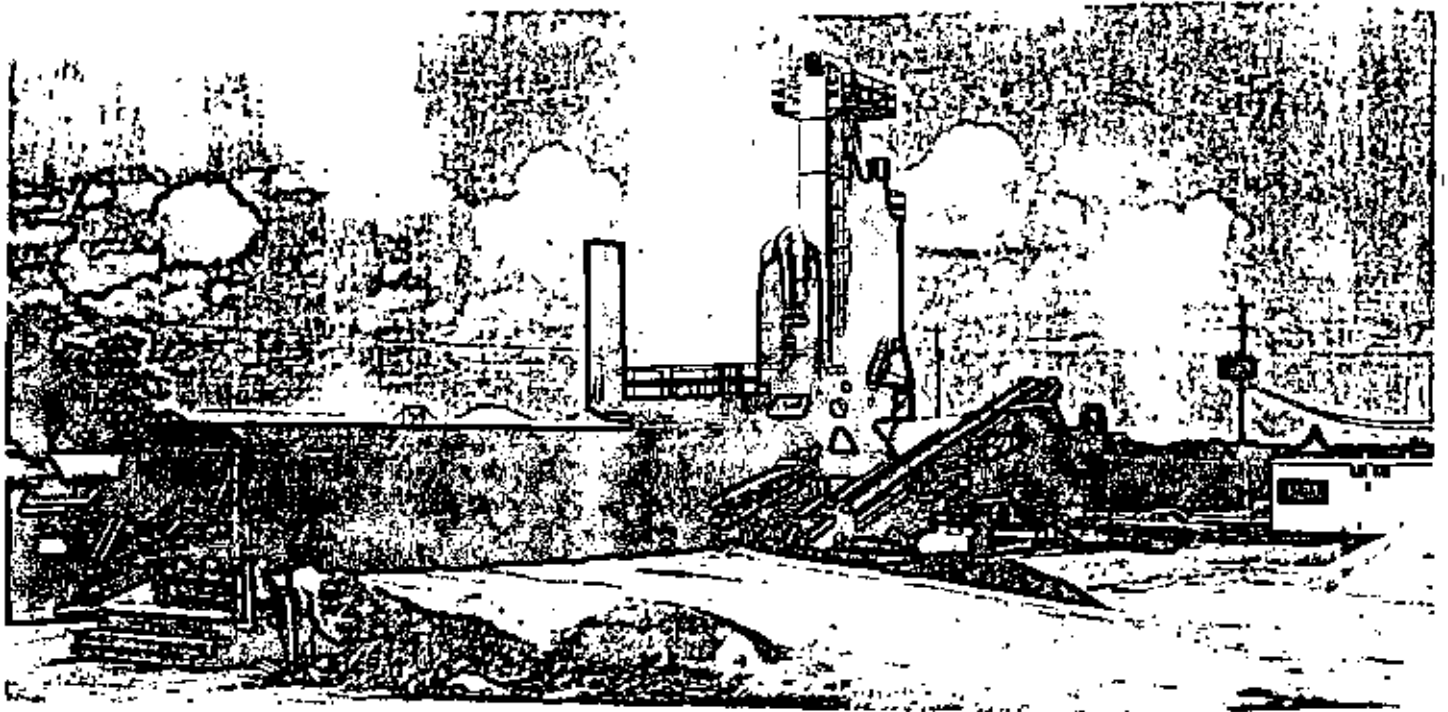


Figura 44.

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	Indice de Reducción	Coefficiente de forma del producto.	Grado de abrasividad recomendada de la roca.	Consumo específico de energía
Rodillos	Bajo: $3 \div 1$	Bajo: Muchas lascas.	Poco abrasiva	Normal
Martillos e Impacto	Muy alto: $20 \div 1$	Muy bueno	No abrasiva	Muy alto
Conos	Alto: $10 \div 1$	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.

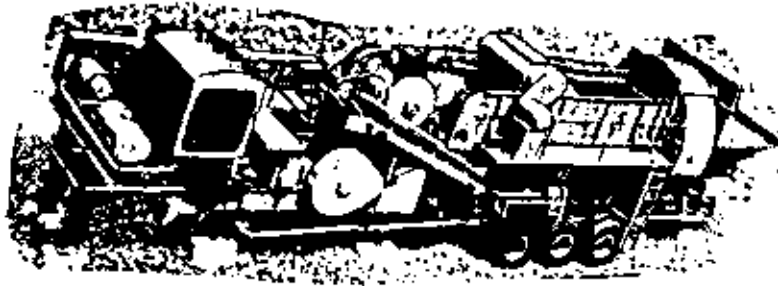


Figura 45.

Grupo móvil "Dual" de trituración primaria y secundaria, con quebradora de quijadas, trituradora de rodillos y criba vibratoria horizontal, con rueda de canchales.

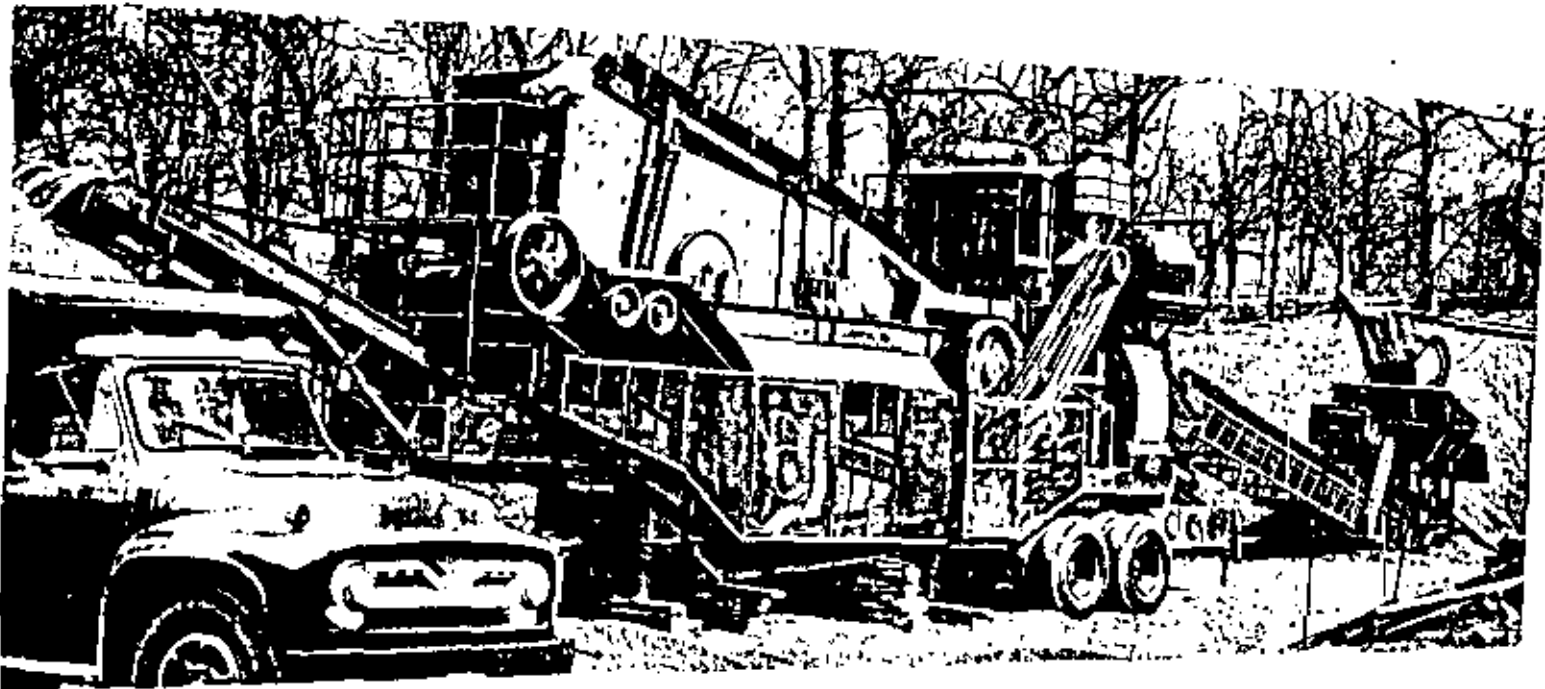


Figura 46.

Grupo móvil "Dual", con quebradora de quijadas, trituradora de rodillos y criba vibratoria inclinada.

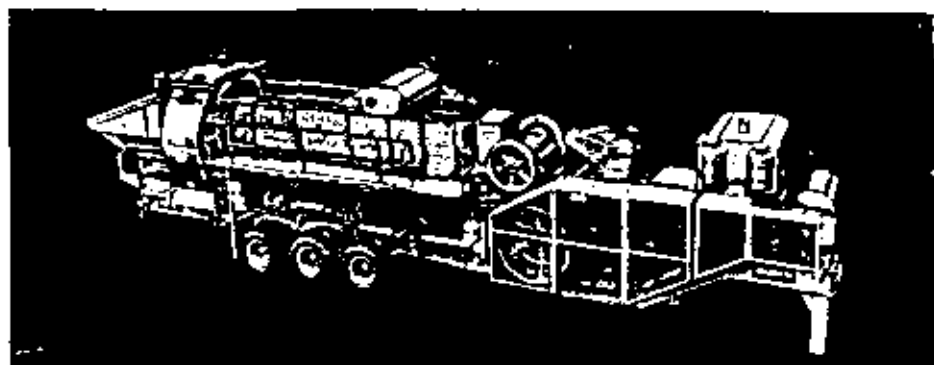


Figura 47.

Grupo móvil con quebradora primaria de quijadas (doble quijada móvil) trituradora de rodillos, criba horizontal y rueda de cangilones de elevación.

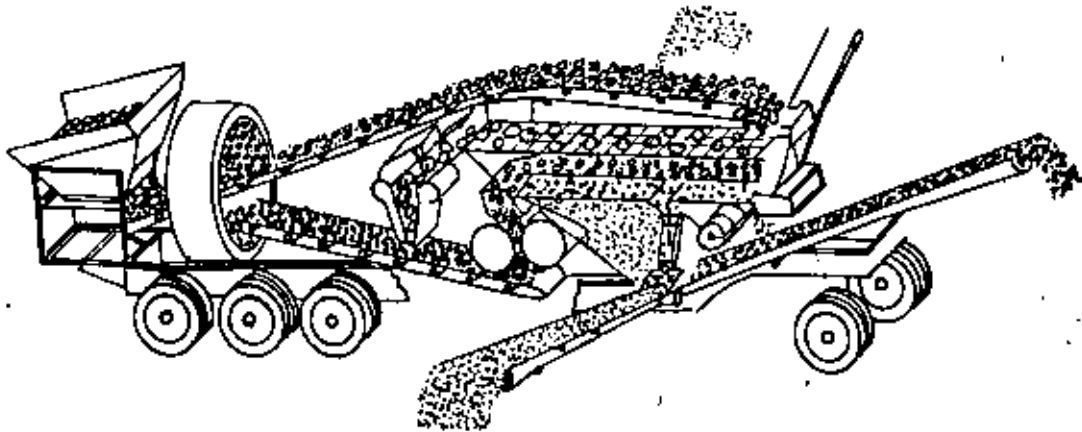


Figura 48

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.

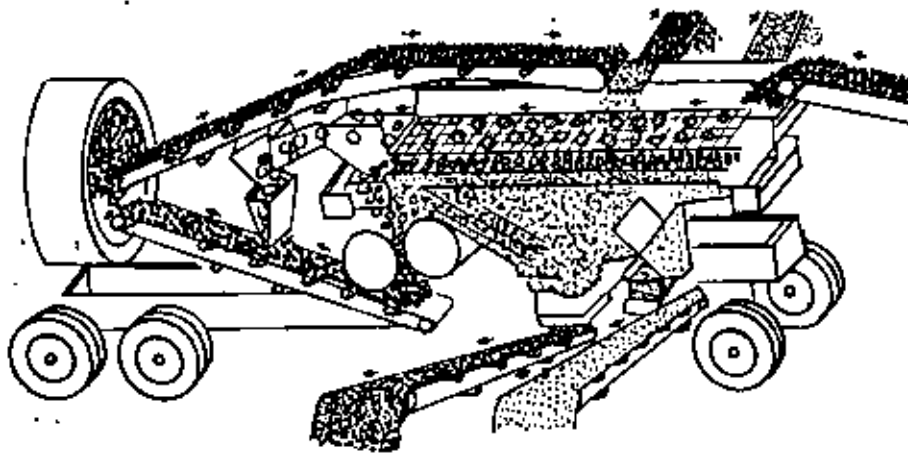


Figura 49

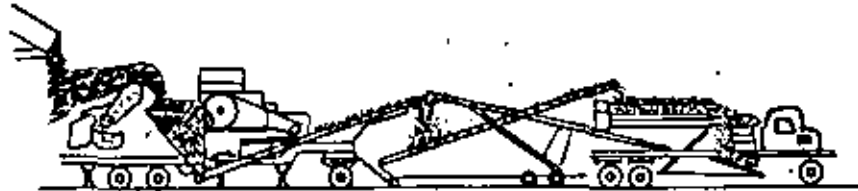
Esquema de flujo de materiales de un grupo móvil "Dual", con alimentación directa a la criba por medio de un transportador.

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 esquema mostrado 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

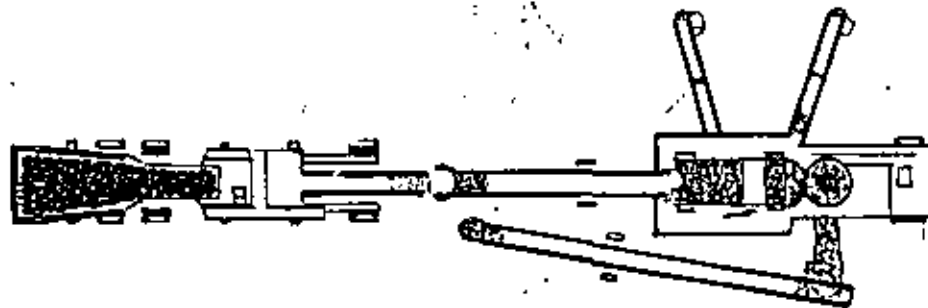


Figura 50.

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.

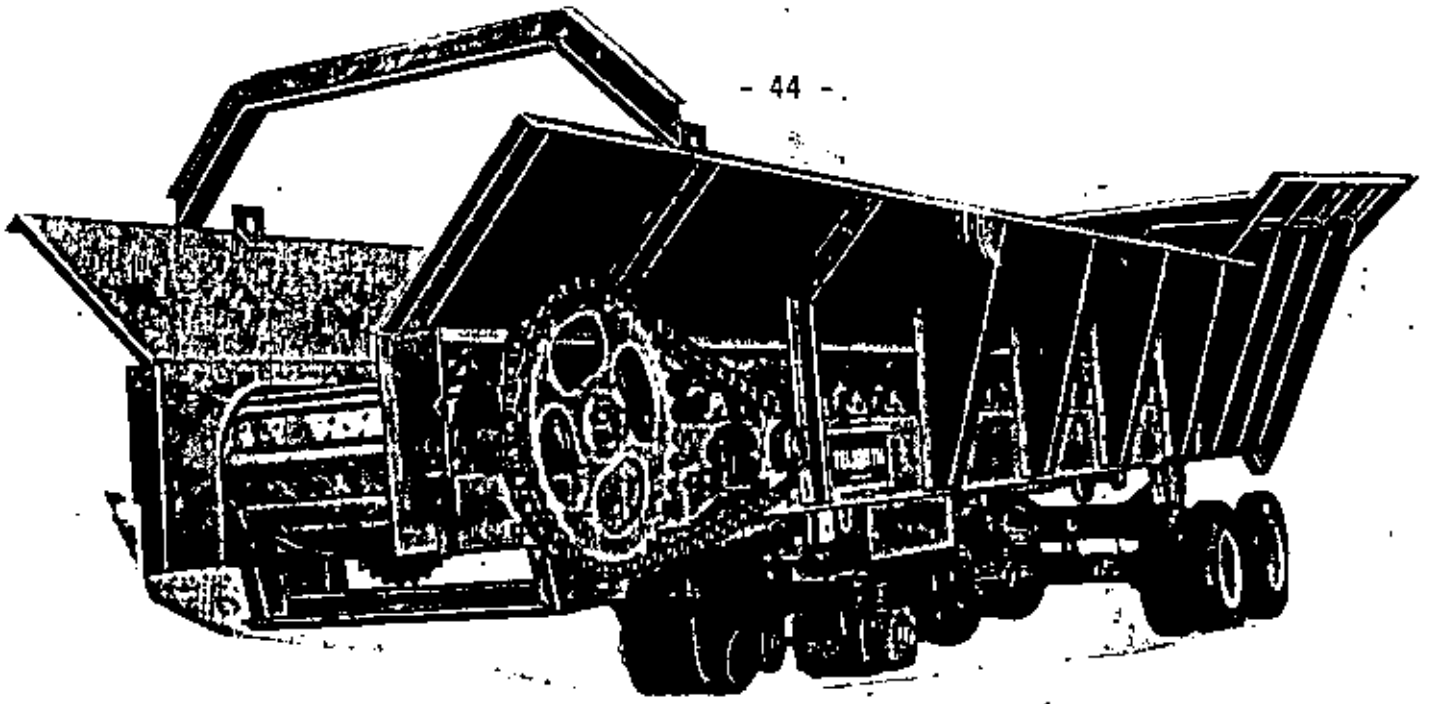


Figura 51.

Grupo móvil de alimentación, con alimentador de de lantal de 42" x 30".

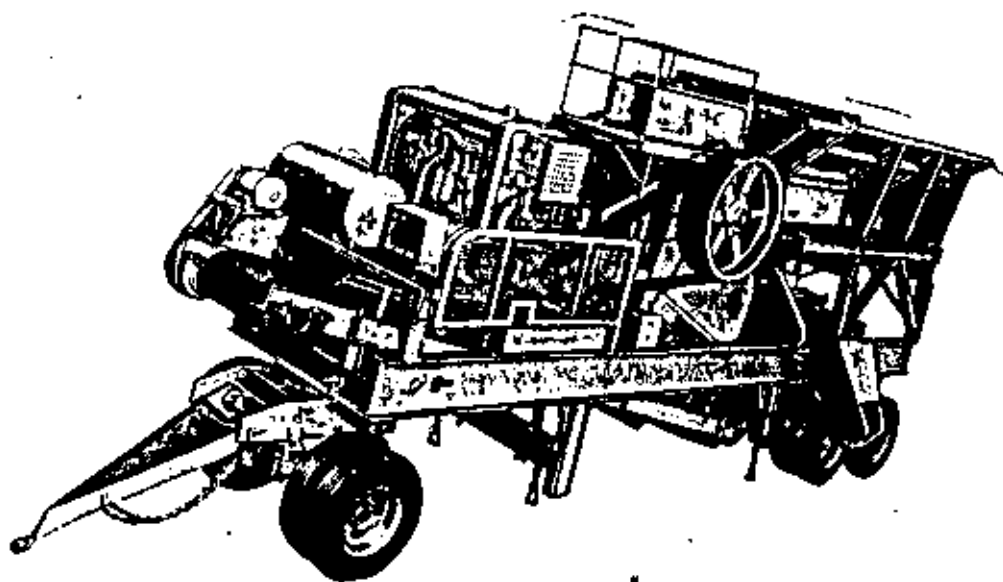


Figura 52.

Grupo móvil de trituración primaria con quebradora de quijadas 30" x 42".

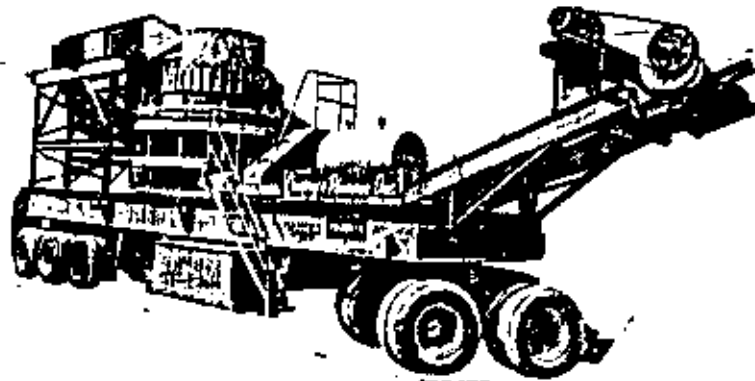


Figura 53.

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.

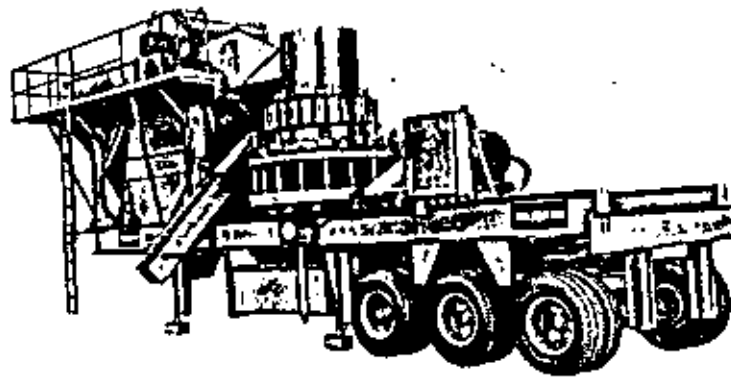


Figura 54.

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.

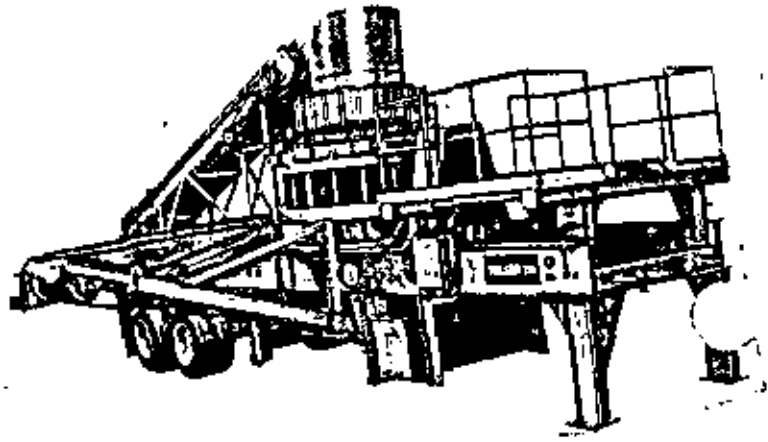


Figura 55.

Grupo móvil de trituración secundaria exclusivamente, con trituradora de cono 66S (5 1/2'), trabajando en circuito cerrado.

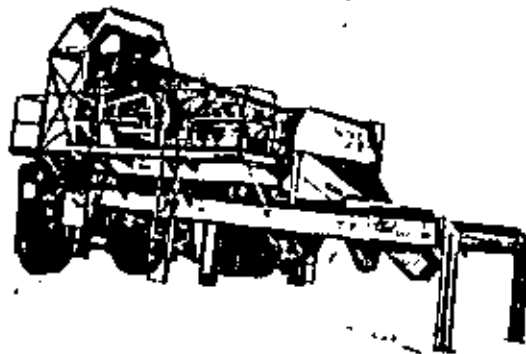


Figura 56.

Grupo móvil de cribado por vía seca, equipado con criba vibratoria inclinada de dos pisos 7' x 16'.

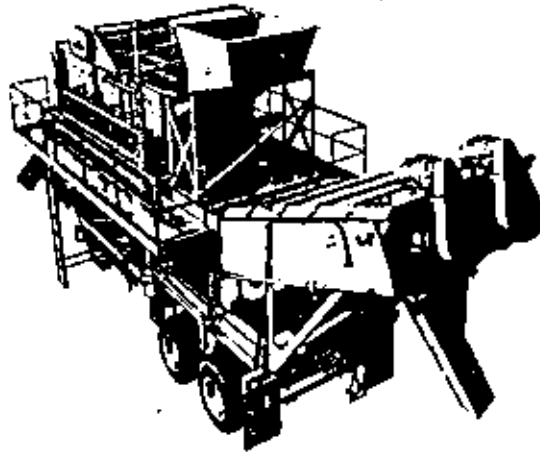


Figura 57.

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 se producen 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.

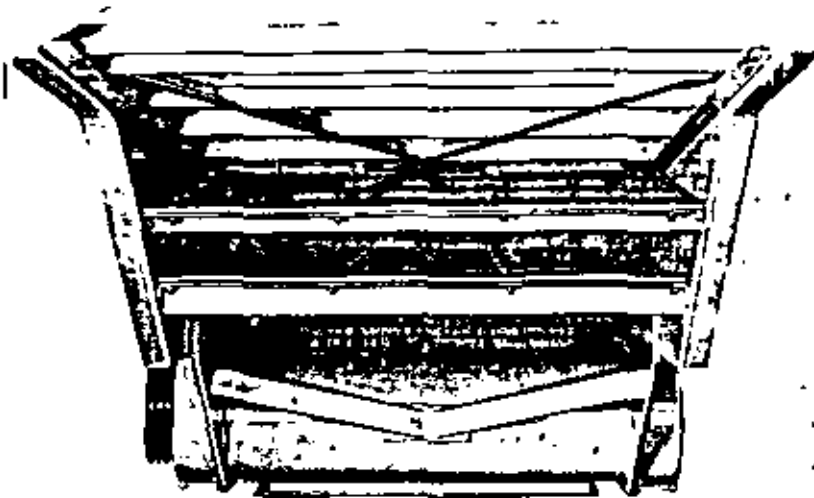


Figura 58.

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 -

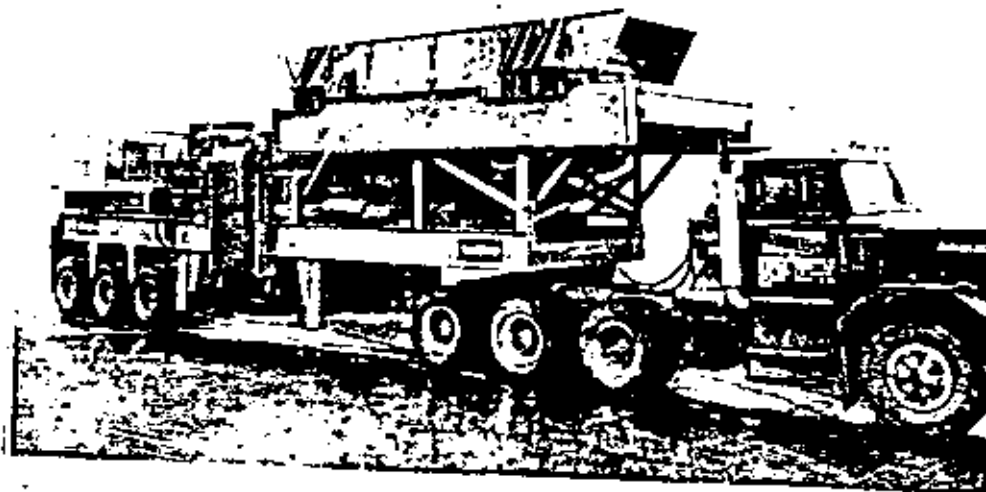


Figura 59.

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 ne cesarias 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.

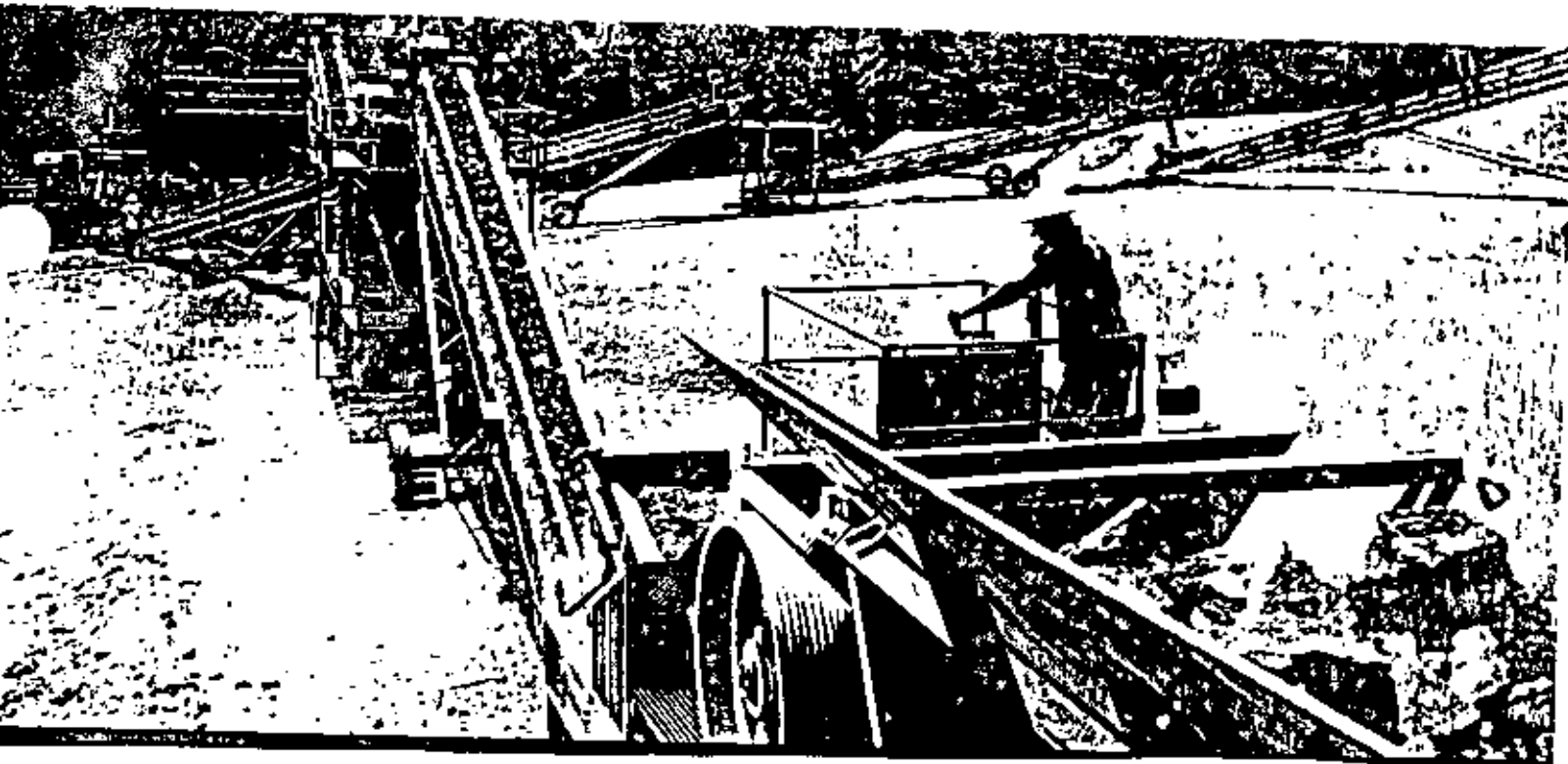


Figura 61. Planta portátil de trituración, con los grupos móviles primario y secundario en circuito abierto, y el grupo móvil terciario en circuito cerrado. Nótese en la parte inferior derecha, la alimentación de roca a la quebradora primaria de quijadas, por medio de un alimentador-grizzle vibratorio. 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".

$$\text{Area en pies cuadrados} = \frac{134.5 - 44.5}{A \times B \times C \times D \times E \times F}$$

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 intalación, 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.

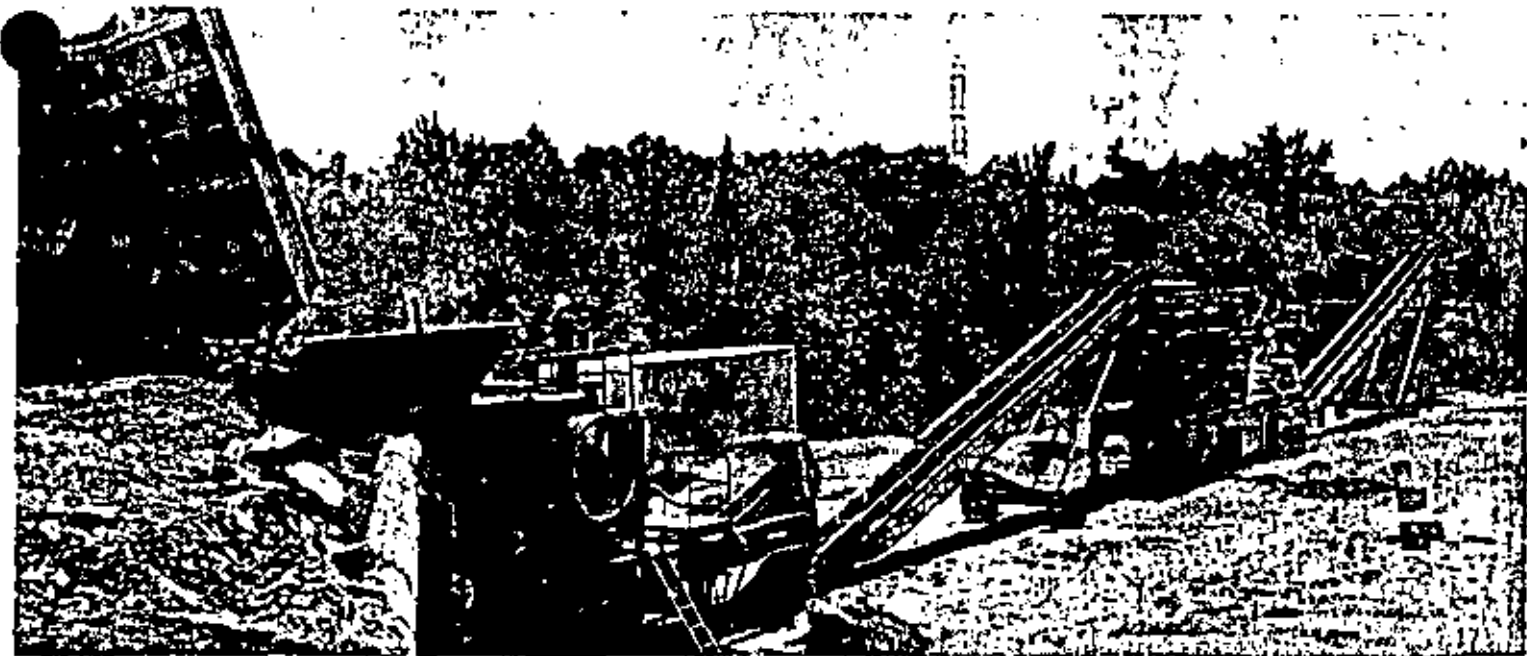


Figura 62. Planta portátil de trituración y cribado por vía seca, mostrándose la descarga de roca del camión a la tolva de recepción del grupo primario y las bandas transportadoras portátiles de conexión del grupo primario al secundario, y del grupo secundario al terciario.

BALANCE GRANULOMETRICO
TABLA DE REGISTRO

Tamaño de los materiales	Trituración primaria quebradora de quijadas 20" x 36" abierta a 3", produce 90 toneladas por hora		Trituración secundaria trituradora de conos 36" S abierta a 3/4", produce 55 toneladas por hora.		Resumen de las etapas - primario y secundaria		Trituración terciaria trituradora 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%	19.7	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

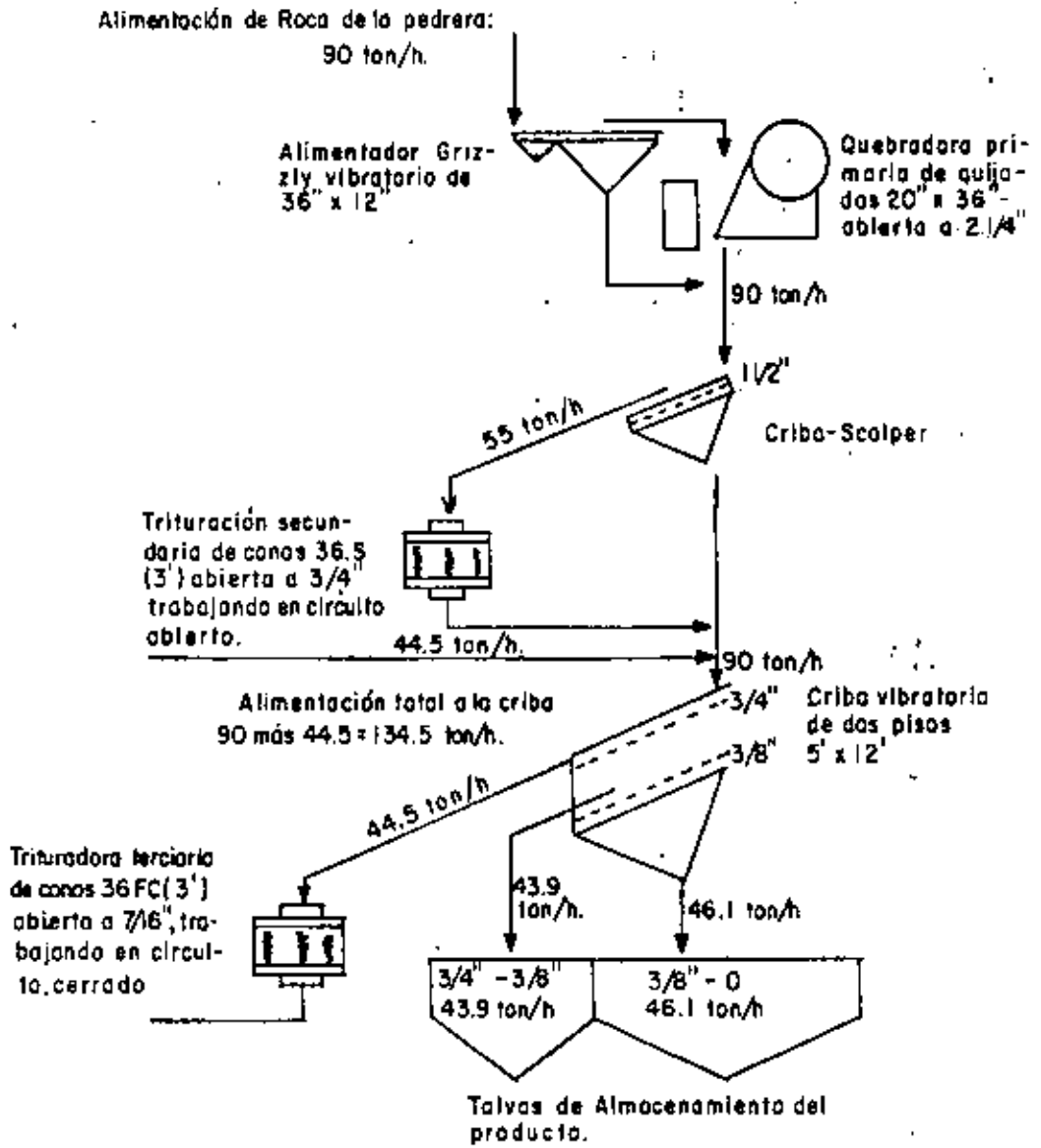


Figura 63

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 1/2" a 3/4"

Otro de 3/4" a 3/8"

Y el último de 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 1/2"	10%
-	1 1/2"	+	3/4"	4%
-	3/4"	+	3/8"	4%
-	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 : -	<u>100%</u>

- 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 ROGA.

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 Draga. 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 Draga. 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 recíprocante 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	10x18	10x21	10x30	12x36	15x24	15x36	20x36	25x40	30x42	36x48	44x48	50x60
Peso neto	2247	2599	4495	5012	4767	5628	12078	16124	24176	34804	50394	75818
Peso por exportación en Kg.	2361	2724	4699	5575	4994	5889	12530	16660	24857	37954	50959	76726
Peso Volumen en m ³	5.26	3.88	4.81	5.24	4.67	10.19	14.16	18.26	25.49	31.75	45.76	59.47
Potencia requerida en HP	10-15	18-20	18-25	40-60	30-40	80-80	75-100	100-125	125-150	150-200	150-200	250-300
Polos de escape Diámetro X ancho mm.	858x238	838x238	948x267	985x267	965x267	1215x318	1285x375	1372x375	1524x375	1676x408	1829x432	1981x432
R. P. M.	350	350	320	320	320	266	266	280	255	255	220	220

a Fabricación nacional actual (mayo 74)

CAPACIDADES DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADAS

Tamaño	10x18	10x21	10x30	12x36	15x24	15x36	20x36	25x40	30x42	36x48	44x48	50x60
Capacidad en toneladas una abertura de salida												
1/2"	4-6	5-7										
3/4"	6-8	7-10	13-20	18-27								
1"	8-11	9-13	17-29	22-33	17-23							
1 1/2"	10-15	15-20	23-35	29-43	25-35	38-57						
2"	14-20	19-26	28-43	35-54	30-45	48-72	43-65					
2 1/2"	17-25	22-33	35-52	43-65	37-53	57-85	58-105					
3"				56-75	43-65	67-100	70-125	110-180				
3 1/2"						78-114	80-148	125-210	140-220			
4"							90-165	140-225	180-240	200-300		
5"							115-200	170-270	220-285	240-360	300-450	420-625
6"							140-240	200-320	220-330	280-420	330-500	440-700
7"							185-280	225-375	250-380	320-480	385-550	505-780
8"								280-430	300-480	350-625	400-610	
8 1/2"										385-545	467-670	590-810
9"										400-610	480-720	600-900
10"										430-650	520-780	630-980
11"											560-840	700-1050
12"												780-1150
13"												900-1470
14"												980-1600
15"												1000-1680
16"												
Palabras Clave	Jabor	Jacal	Jado	Joggy	Jalap	Jart	Java	Jouca	Jatuma	Jocund	Jawle	Jael

a Fabricación nacional actual (mayo 74)

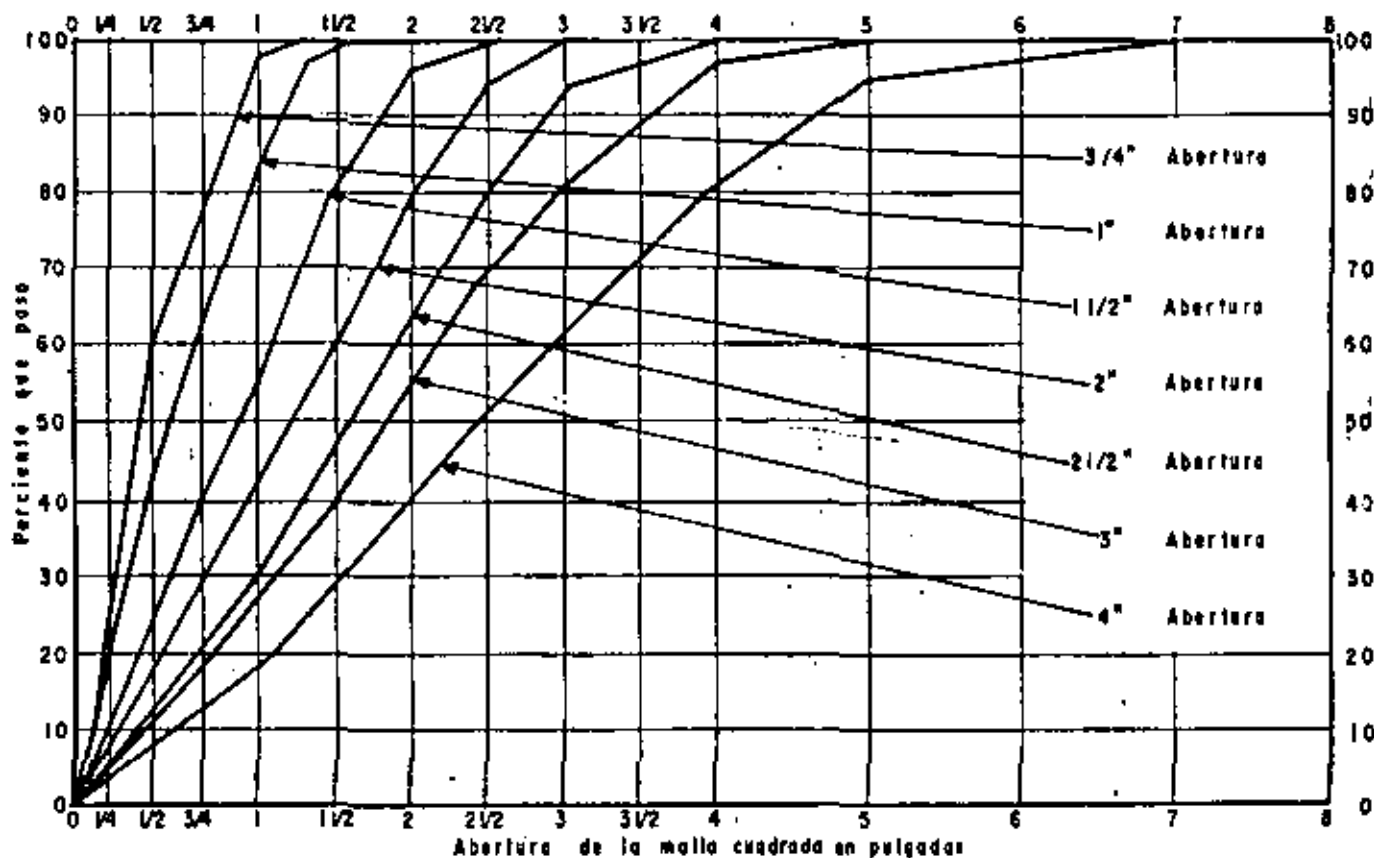
NOTAS:

La potencia requerida varía según el tamaño del producto elaborado por la quebradora y según la dureza de la roca o mineral procesado.

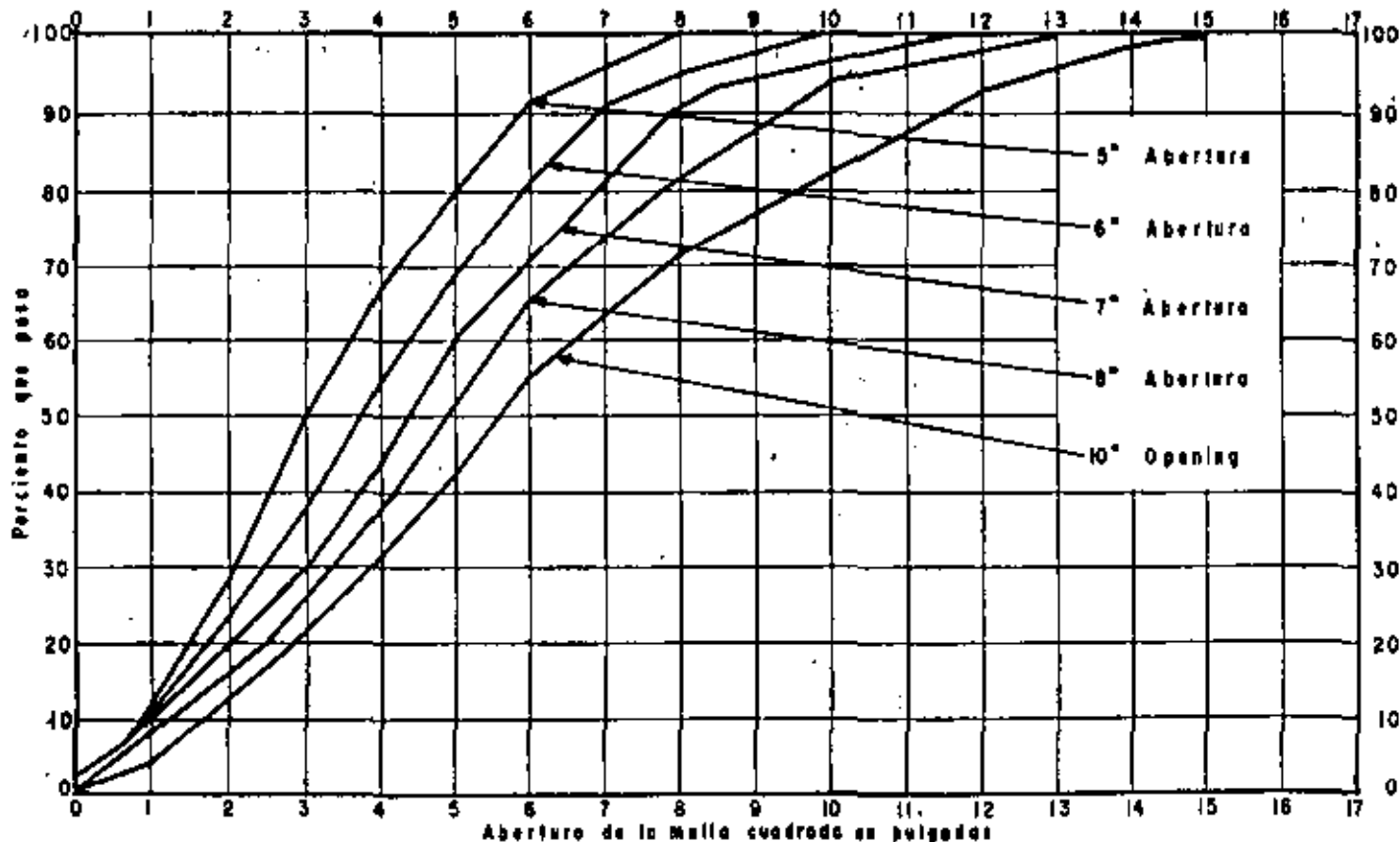
Las capacidades están dadas en toneladas cortas, 907kg. considerando materiales que pesan 1500kg. por metro cúbico.

Donde no se especifica capacidad para una abertura dada, significa que la quebradora no puede ser-

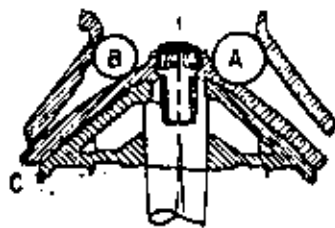
**ANALISIS GRANULOMETRICO DEL PRODUCTO,
DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADAS,
PARA ABERTURAS DE SALIDA
DESDE 3/4" HASTA "4"**



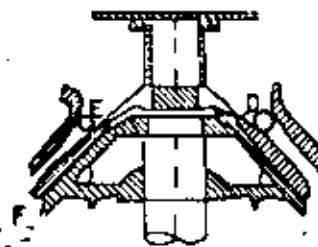
**ANALISIS GRANULOMETRICO DEL PRODUCTO
DE LAS QUEBRADORAS DE QUIJADAS,
PARA ABERTURAS DE SALIDA
DESDE 5" HASTA "10"**



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 Clave	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 1,500Kg/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"	2"	2 1/2"			
24 S (2 pies) Yach?	Grueso Mediano	3 1/4"	1 1/4"	1/4"	17	22	27	32	37	42	47	53						
245 S (2 pies) Yeh	Grueso	4 5/8"	4 1/8"	1/2"			27	32	37	42	47	53						
36 S (3 pies) Yaud	Extra Grueso Grueso Mediano	7 1/4" 5" 4 1/2"	6 1/4" 4" 3 3/4"	1/4" 1/2" 3/4"		36	41	56	71	77	83	89	105	110				
367 S (3 pies) Yam	Grueso	7 3/4"	6 3/4"	3/4"					71	77	83	89	105	110				
48 S (4 pies) Yaupon	Extra Grueso Grueso Mediano	8 1/2" 7 1/2" 5 1/2"	7 1/2" 6 1/2" 4 3/4"	1/4" 1/4" 1/2"			85	110	135	155	170	185	200	215	230			
489 S (4 pies) Yaw?	Gruesa	10"	9"	1"							170	185	200	215	230			
66 S (5 1/2 pies) Yam.	Grueso Mediano	11" 9"	10" 8"	1" 3/4"						200	235	275	320	365	410	455		
6614 S (5 1/2 pies) Yap	Grueso	15"	14"	1 1/2"											365	410	455	

TIPO "FC"

Tamaño de la Trituradora y clave	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 1,500Kg/m ³													
		Lado Abierto "D"	Lado Cerrado "E"		1/8"	3/16"	1/4"	5/16"	1/2"	5/8"	3/4"	7/8"						
24 FC 2 pies Yeaming	Grueso Mediano Fino	2 1/2" 1 1/4" 1 1/16"	1 1/2" 1 1/2" 1/2"	1/4" 1/16" 1/8"		6	8	10	14	20	25	30						
36 FC 3 pies Yega	Grueso Mediano Fino	3" 2" 1 1/4"	2" 1 1/8" 3/4"	5/16" 1/4" 3/16"			22	32	42	52	62	72	80					
48 FC 4 pies Yule	Grueso Mediano Fino	4 1/4" 3" 2 1/4"	3" 1 3/4" 1"	3/8" 5/16" 1/4"					55	80	105	130	155	180				
65 FC 5 1/2 pies Yamon	Grueso Mediano Fino	5 1/4" 4 1/2" 3"	4" 2 1/2" 1 1/8"	1/2" 3/8" 7/16"					95	140	180	215	250	280				

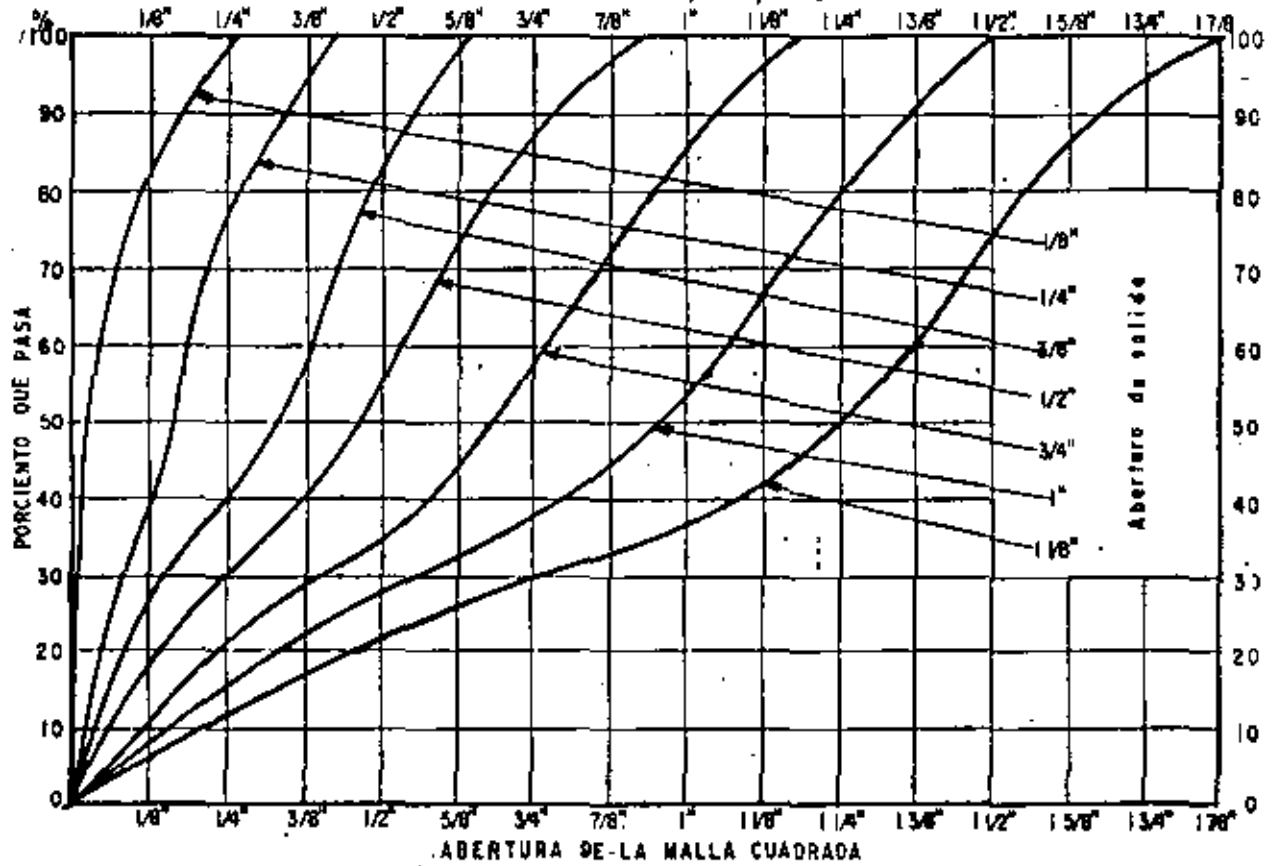
NOTA

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.

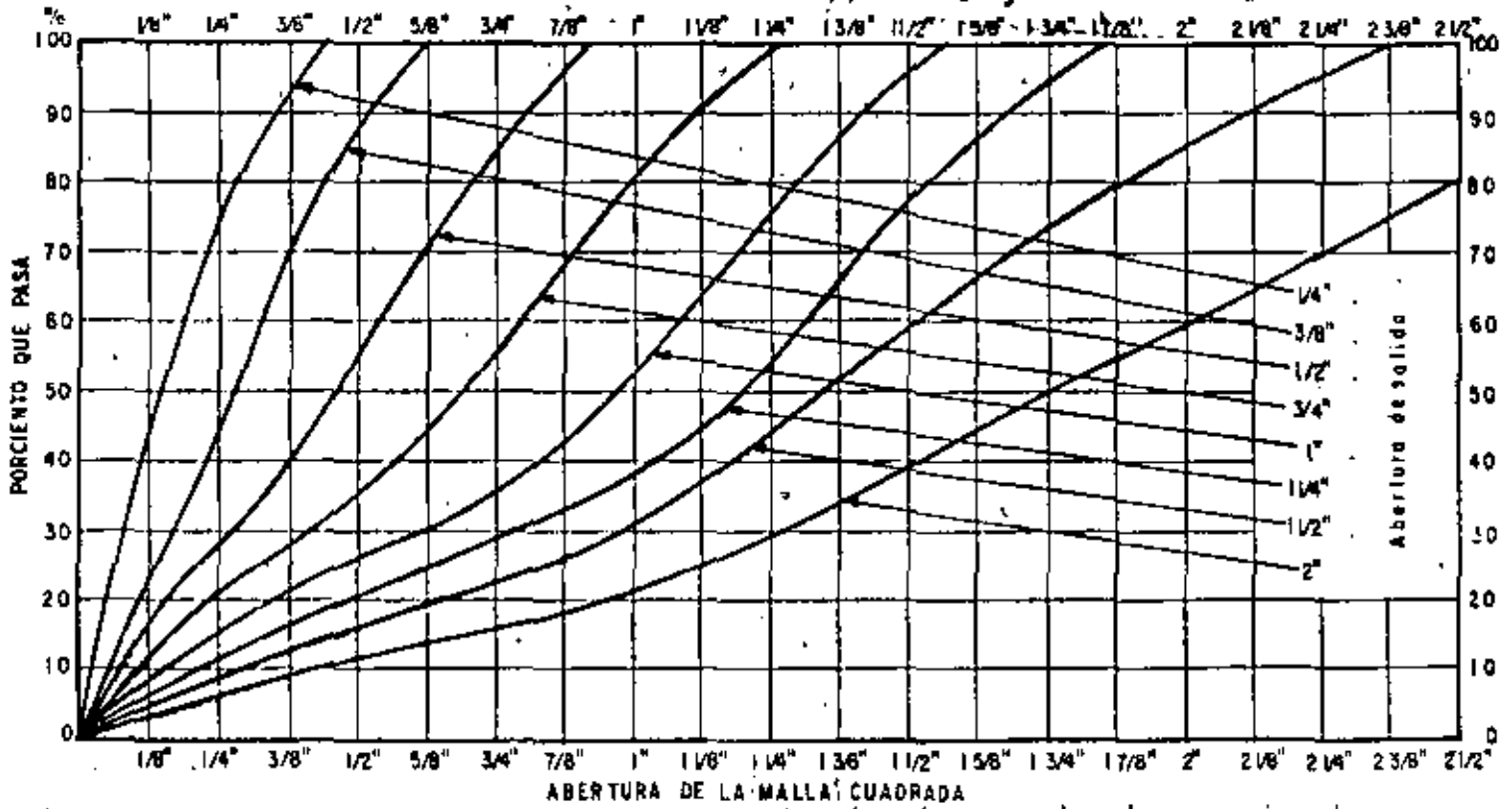
Para aberturas menores que las mínimas mostradas, consulte a la fábrica

CURVAS GRANULOMETRICAS DEL PRODUCTO TRITURADO

Trituradoras Modelo 24 "S" y "FC"

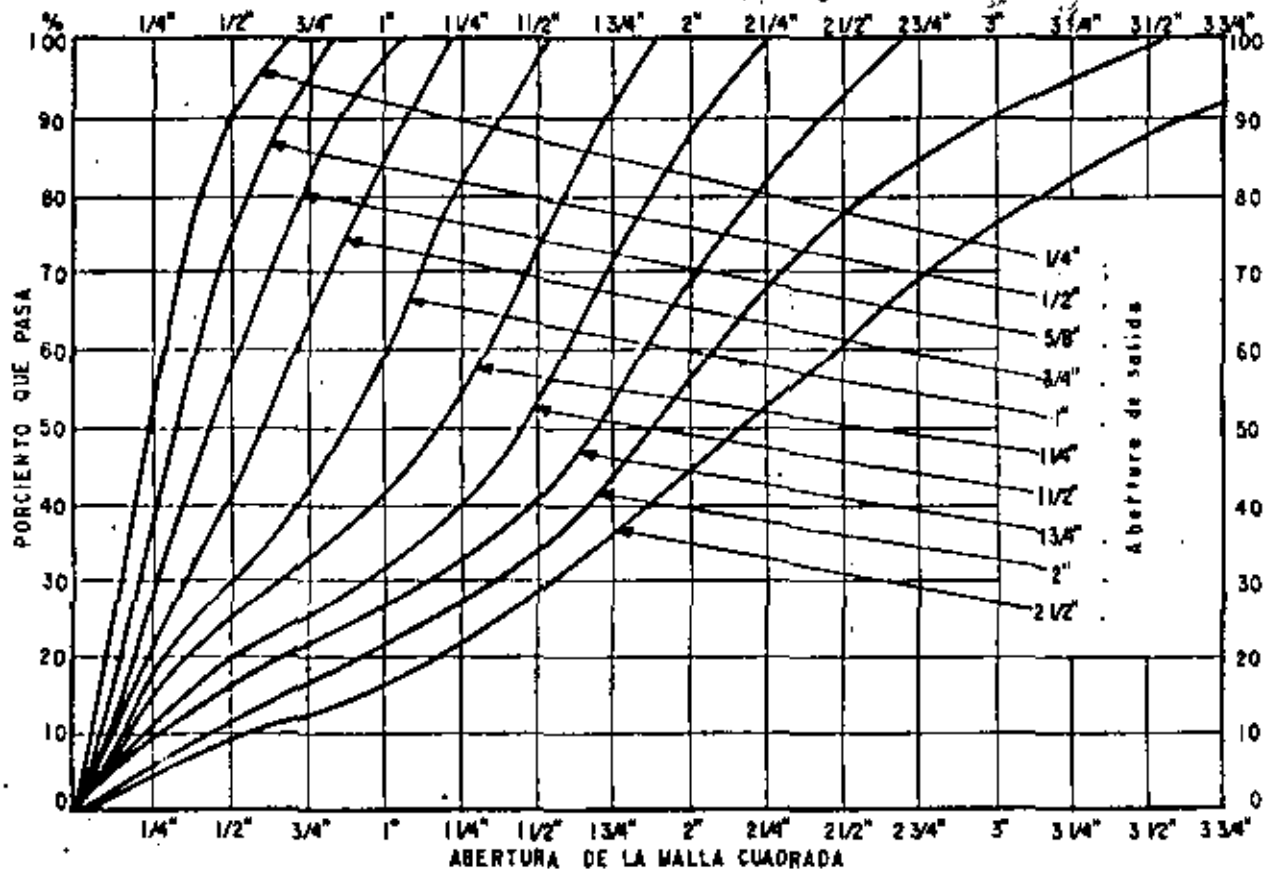


Trituradoras Modelo 36 "S" y "FC"

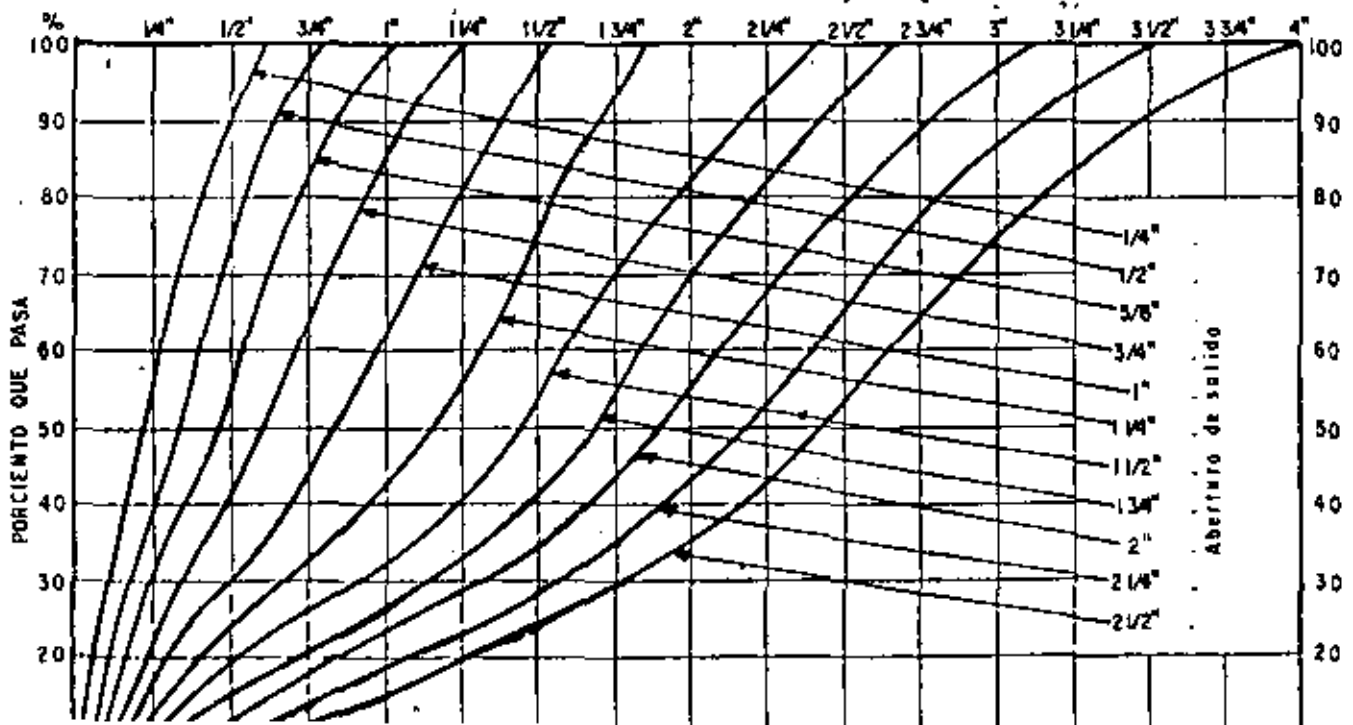


CURVAS GRANULOMETRICAS DEL PRODUCTO TRITURADO:

Trituradoras Modelo 48, "S" y "FC"



Trituradoras Modelo 66, "S" y "FC"



CAPACIDAD DE LAS CRIAS VIBRATORIAS

Factor "A": Capacidad específica en toneladas cortas por hora que pasan a través de un pie cuadrado de malla, basados en una eficiencia del 95%, con un sobretamaño en el material alimentado del 25%

Clase de la Malla Cuadrada	.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 Malla	48	35	28	20	14	10	8		6	4																Usar solo en Cribas de 1 piso.	
Arena	.144	.183	.226	.282	.36	.45	.57	.69	.78	.90	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
Polvo de Roca	.120	.152	.188	.235	.30	.375	.475	.56	.595	.75	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
Polvo de Carbón	.091	.115	.142	.178	.226	.284	.36	.48	.45	.57	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
Grava de Río	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	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	95%	.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 producido por hora, o sea que por cada 50 yardas 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	.80	.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 indistinto referirse a la subbase o a la base, pues una y otra se construyen 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 asfáltica.

Emulsión asfáltica es la mezcla, hecha en planta, de 65% de asfalto 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 trituración 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 cal, que siempre debe hacerse con tornillos sin fin, 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 acarrees 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 incosteable 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

$$\frac{(1 + S + A)}{\text{año}} = \frac{N + 1}{2N} \text{ pa } (1 + s) + A \text{ Pa}$$

si suponemos que $Ha = 2000$

$$\frac{1 + S + A}{\text{hora}} = \frac{\frac{N + 1}{2N} \cdot 1000 p (1 + s) + A \cdot 1000 p}{2000} = p \frac{N+1}{2N} \frac{1+s}{2} + \frac{A}{2}$$

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:

$$T = \frac{0.8 \text{ Pa}}{h_a \times N}$$

$$T = \frac{0.8 \times 1000 \cdot p}{1000 h_a \times N} = \frac{0.8 \cdot p}{h_a \times N}$$

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.

$$OP = \frac{1.57 \cdot SN}{8}$$

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
SO"	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 "\$DIES?"

27 "E,DESG, ?"	72 *	115 PROMPT
28 PROMPT	73 STO 55	116 STO 67
29 STO 51	74 "I+S+A=\$ "	117 "HP?"
30 1000	75 ARCL X	118 PROMPT
31 /	76 AVIEW	119 STO 57
32 +	77 STOP	120 *
33 -	78 .8	121 .8
34 "R./ANO/ MIL?"	79 RCL 50	122 *
35 PROMPT	80 *	123 .1514
36 STO 52	81 RCL 52	124 *
37 /	82 /	125 1.4
38 "ANOSVID A?"	83 RCL 53	126 *
39 PROMPT	84 /	127 "\$GAS,?"
40 STO 53	85 STO 56	128 PROMPT
	86 "MANT=\$"	129 STO 68
	87 ARCL X	130 RCL 57
		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 "Y"ADQ./	207 "VIDA E.
8=\$"	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.1LLAN	224 AVIEW
164 +	TA=\$"	225 END
165 RCL 61	196 ARCL 65	

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

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

C. PIPAM.3
DEP=\$130.70
1+S+A=\$69.60
MANT=\$159.89
LLANTAS=\$68.03
E. DESG.=\$0.00
COMNYLUB=\$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

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

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

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=\$3,589.71
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

$$\$ 150.98/m^3 \times 200 \text{ lt}/m^3 = \$ 30.20 \text{ m}^3$$

1.-	\$ 57.74/m ³
2.-	<u>30.20</u>
	\$ 87.94/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	947.28
bomba de 4"	409.54
camión pipa de 8000 lt	<u>1,709.40</u>
	\$ 13,797.94/hr

producción 200 m³, sueltos/hr
factor de abundamiento 1.35

$$\frac{\$ 13,797.94/hr \times 1.35}{200 \text{ m}^3/hr} = \$ 93.14/m^3$$

2. Agua para compactación que se acarrea al camino

partida A) 2.- \$ 150.98/m³

se requieren 50 lt de agua/m³

$$\$ 150.98/m^3 \times 50 \text{ lt}/m^3 = \$ 7.55/m^3$$

1.-	\$ 93.14
2.-	<u>7.55</u>
	\$ 100.69 (2)

Este aparente encarecimiento del:

$$\frac{(2) \$ 100.69/m^3 - (1) \$ 87.94/m^3}{(1) \$ 87.94/m^3} = 14\%$$

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 restanto 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 0.3855 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 autopropulsados.

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 autopulsado -- cuenta con la tracción suficiente para compactar espesores hasta -- de 25 cm, lo que hace que el número de capas de pavimento se reduz- ca.

El costo de compactación de subbase y base utilizando el equi- po 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).

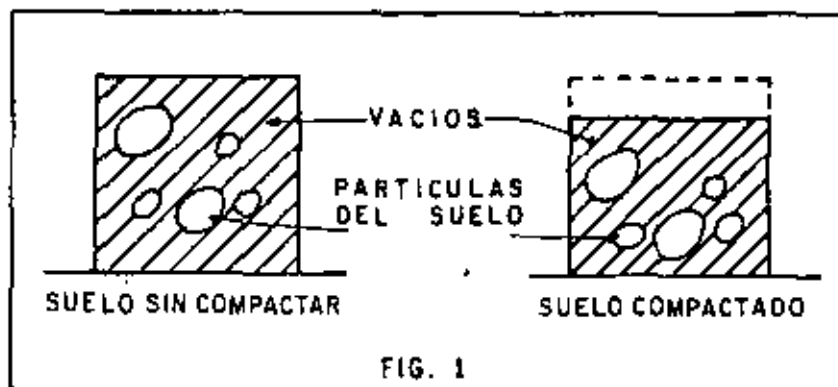


FIG. 1

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

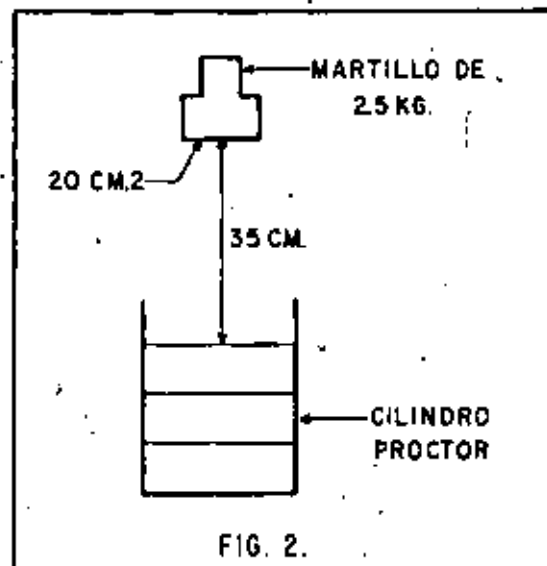
En la construcción de terraplenes sería ideal poder medir la resistencia del suelo para determinar cuando se ha alcanzado la resistencia

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

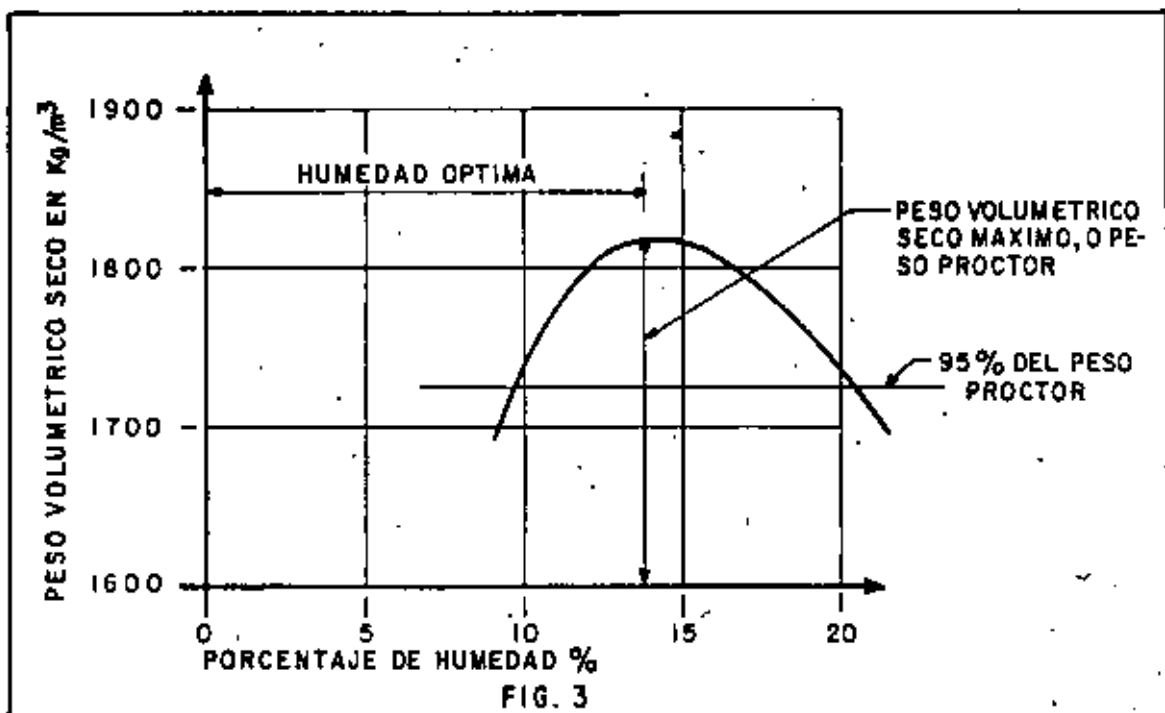
A). Proctor: R.R. Proctor estableció que hay una correspondencia entre el peso volumétrico seco de un suelo compactado y su resistencia. El equipo para hacer pruebas de compactación en la obra es un equipo económico y sencillo. Proctor desarrolló una prueba que consiste en:

- 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

$$95\% \text{ de P.V.S.M.} = 0.95 \times 1820 = 1729 \text{ kg/m}^3$$

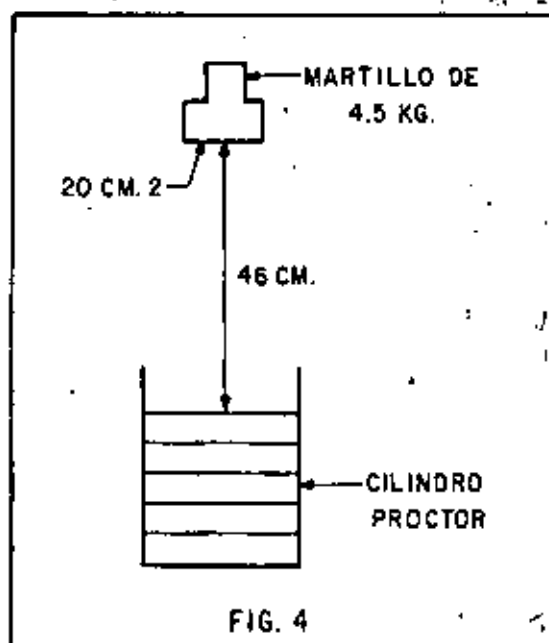
es decir el constructor debe obtener un peso volumétrico seco mínimo de 1729 kg/m^3 en ese material.

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.

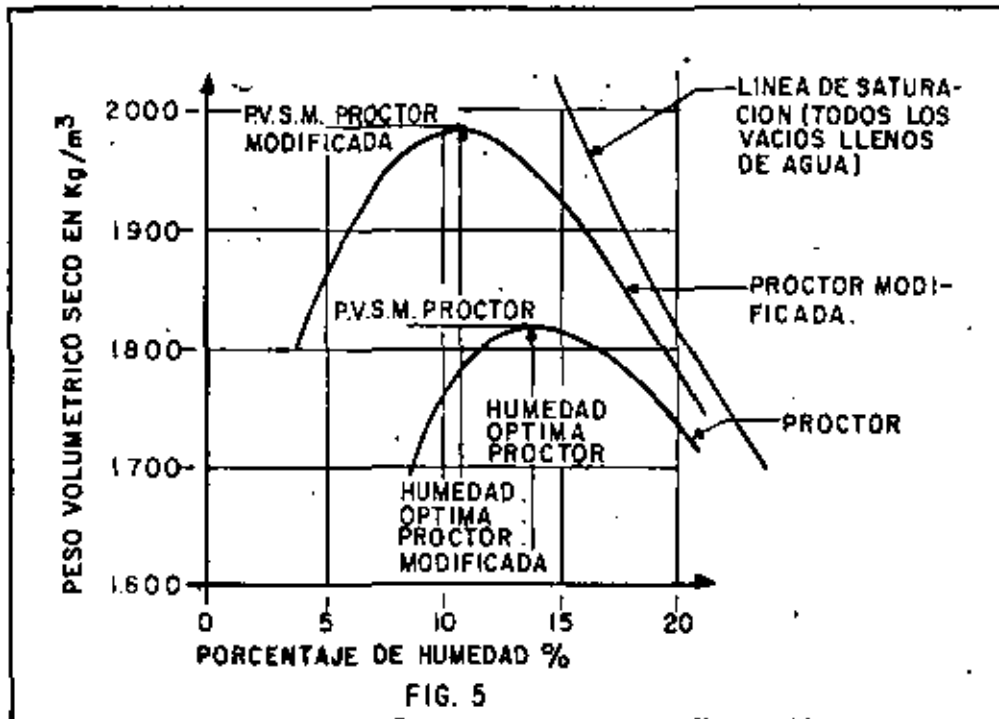
B) Proctor Modificada: Conforme fueron aumentando las cargas sobre las terracerías por el uso de camiones y aeroplanos cada vez más pesados, se vió la necesidad de desarrollar mayores densidades y resistencias en muchos materiales usando mayor trabajo de compactación. Por esta razón se desarrolló la 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 resultados 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 8" 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 mete 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/cm², 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 kg/m³, 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

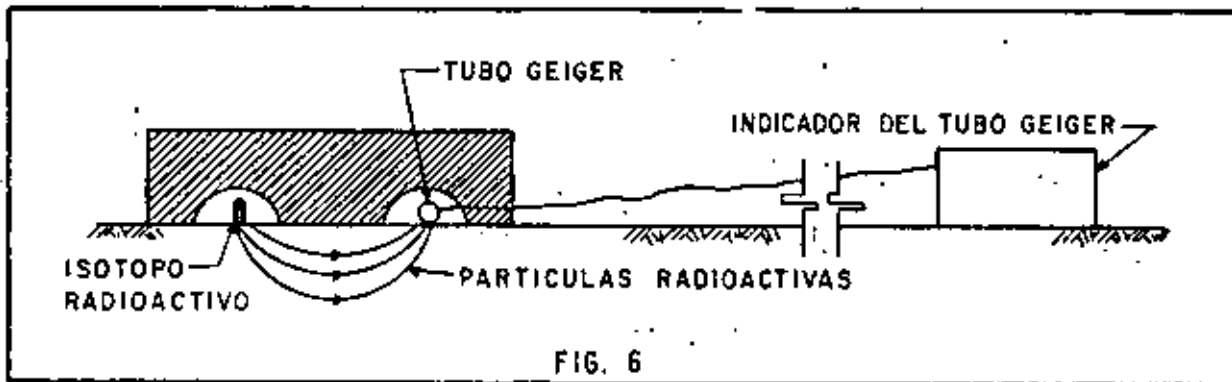
Para medir en la obra si se ha alcanzado el peso volumétrico especificado hay varios métodos:

- A) Medida física de peso y volumen
- B) Mediciones nucleares
- C) O t r o s

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).

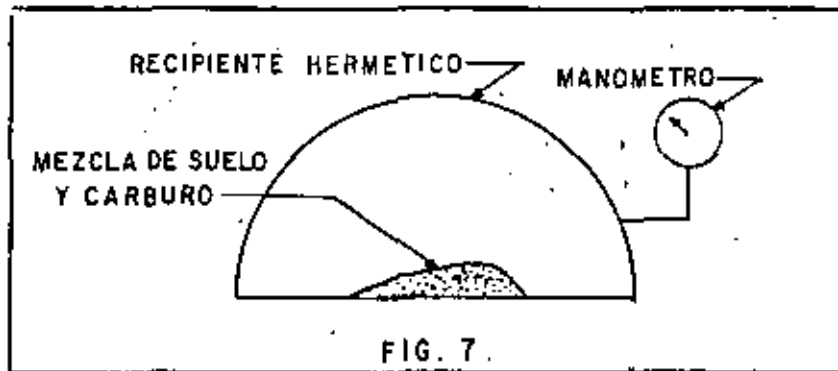


El bloque de plomo se coloca sobre la capa a probar, el número de partículas que llegan al tubo Geiger está en función de la masa del material que tienen que atravesar, es decir, es función del peso volumétrico, entonces la medida del indicador debe compararse con otra medida hecha en una capa que tenga 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).

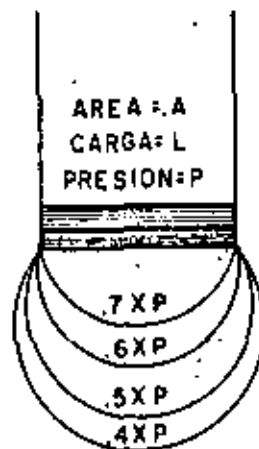


FIG. 8

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).

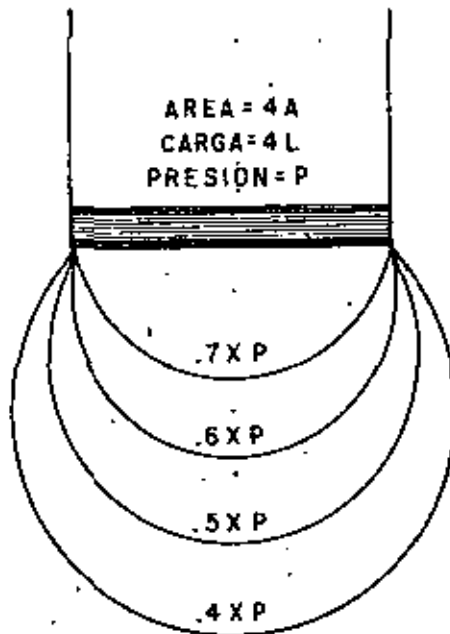


FIG. 9

- 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.

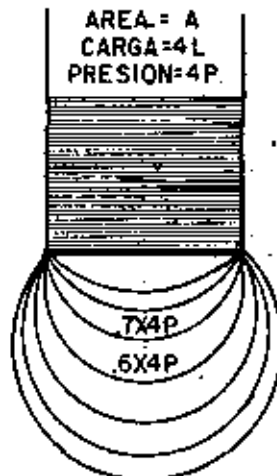


FIG. 10

Si 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 aun 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 suelo 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).

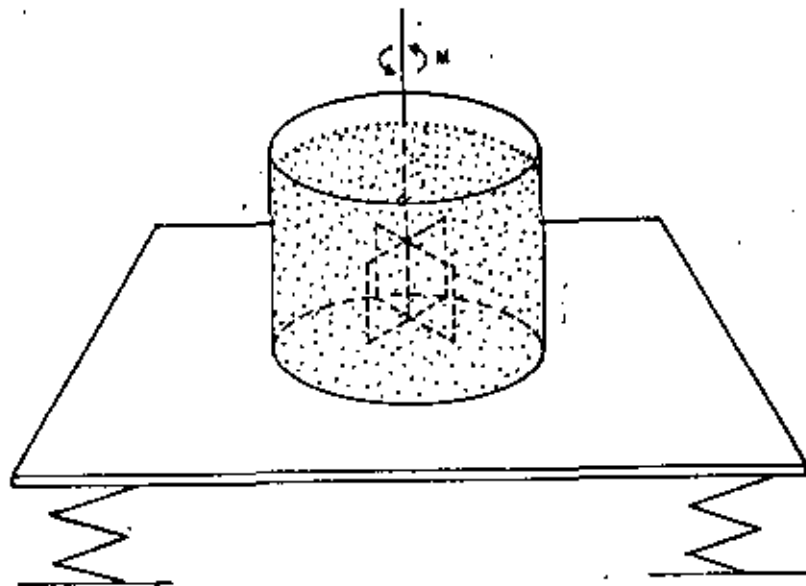


FIG. 10-A DISPOSITIVO PARA MEDIR EL MOMENTO DE RESISTENCIA

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

- a) 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.
- b) Permite el uso de compactadores más pequeños
- c) Se puede trabajar sobre capas de mayor espesor
- d) Permite hacer más rápidos por el menor número de pasadas
- e) 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 substancia 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.

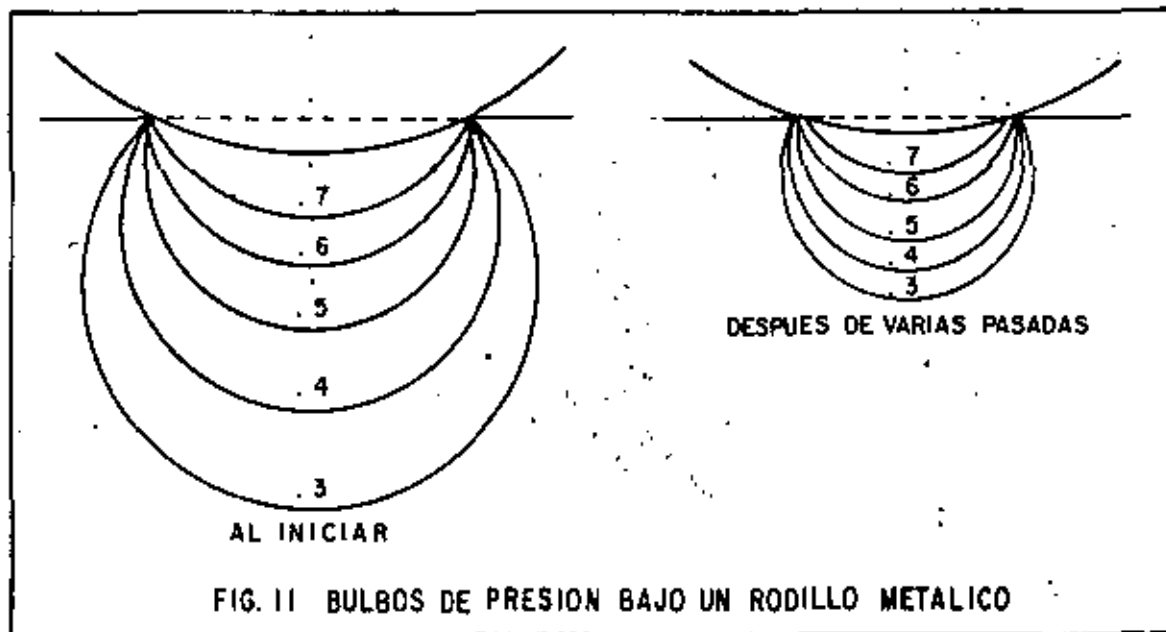
IV. EQUIPO DE COMPACTACION

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.

Quando 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 las - trar 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.

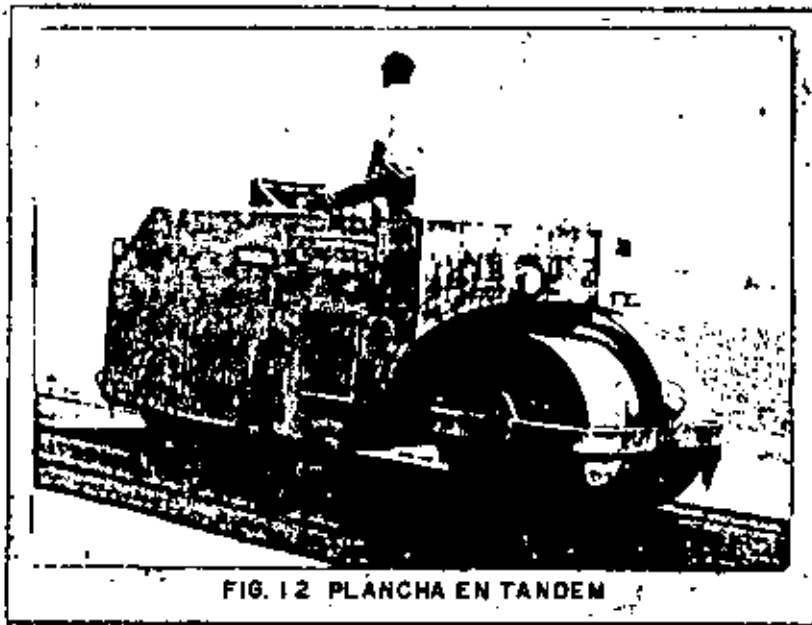
Tanto las planchas tandem como las de tres rodillos, tienen - bajas velocidades de operación y poca seguridad al compactar las - orillas de terraplenes altos.

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 bulbos 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.



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

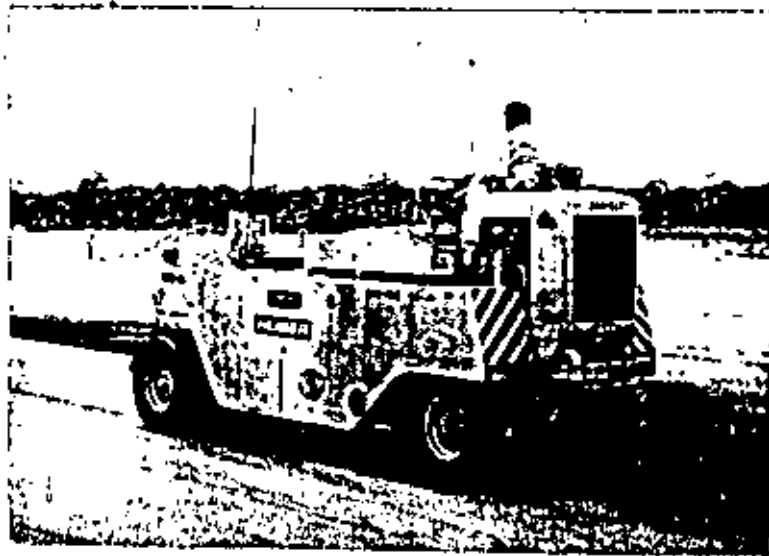


FIG. 14

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, -

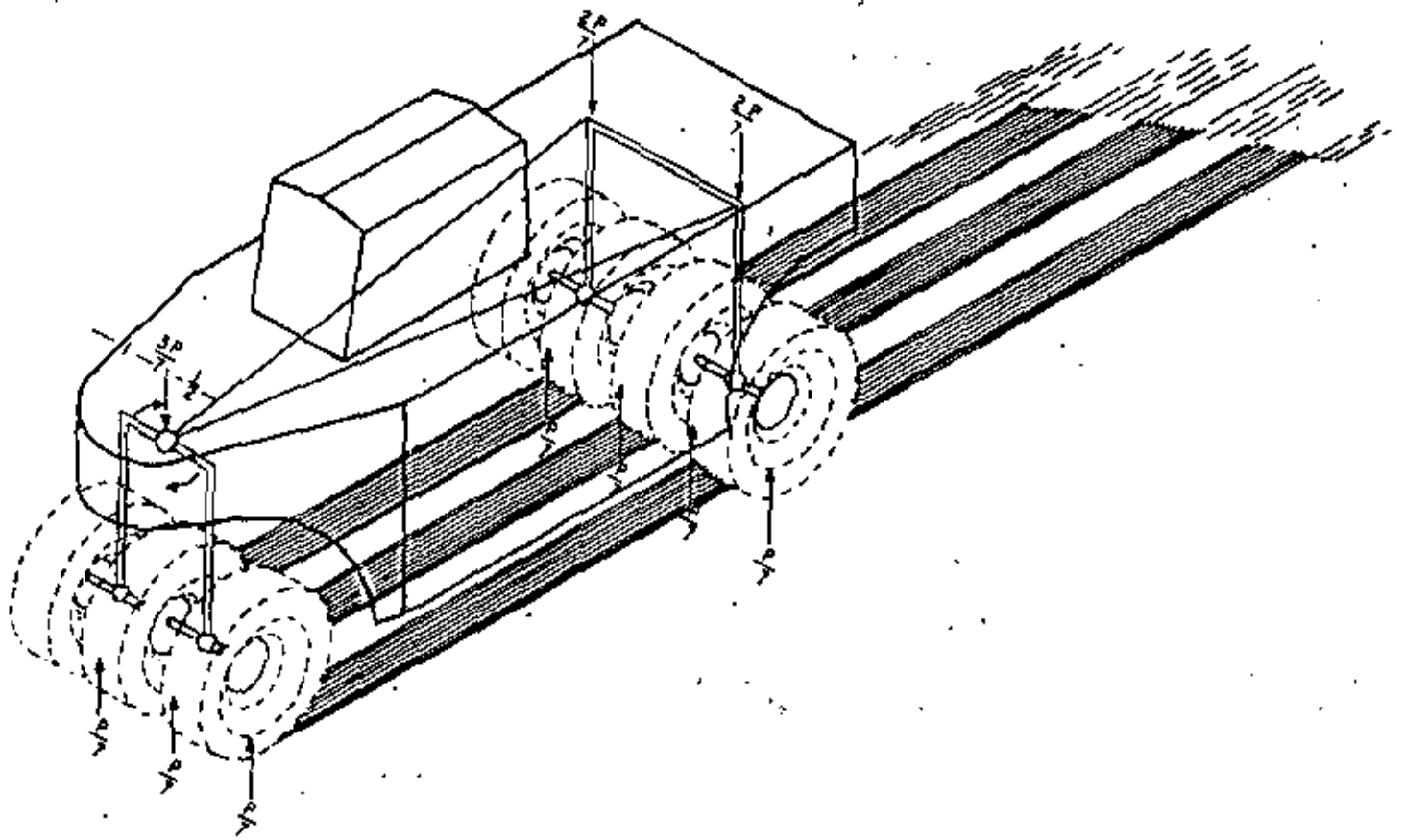


Fig. 14-A

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).

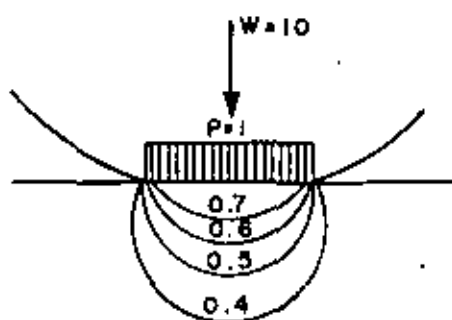


FIG. 15

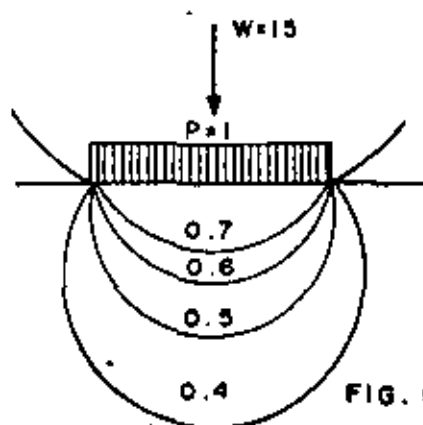


FIG. 16

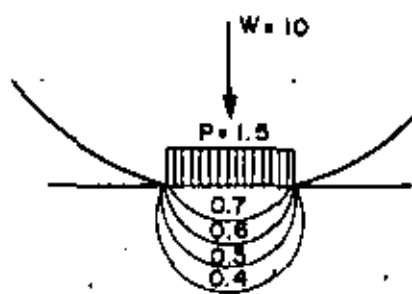


FIG. 17

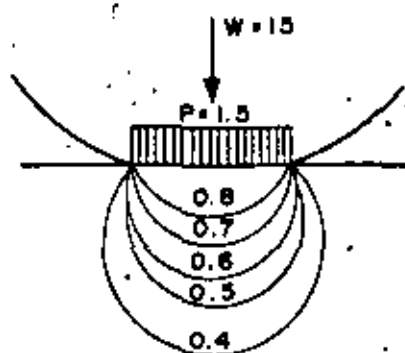


FIG. 18

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.

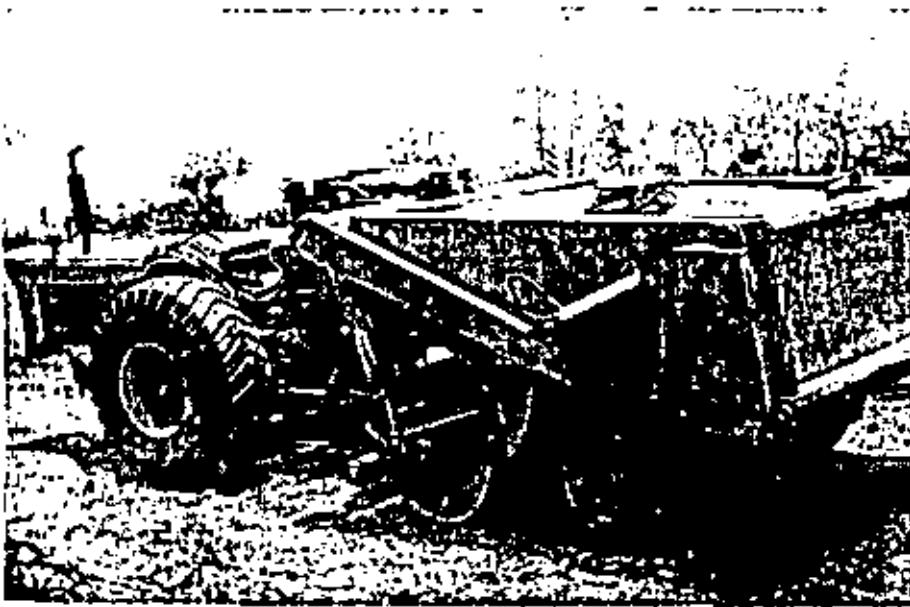


FIG. 19 COMBINACION DE RODILLOS METALICO Y NEUMATICO (DUO-FACTOR)

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).

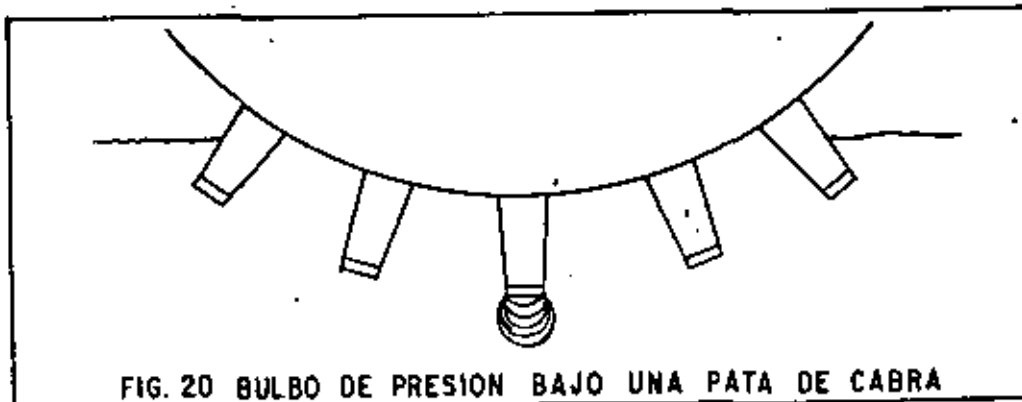


FIG. 20 BULBO DE PRESION BAJO UNA PATA DE CABRA

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).

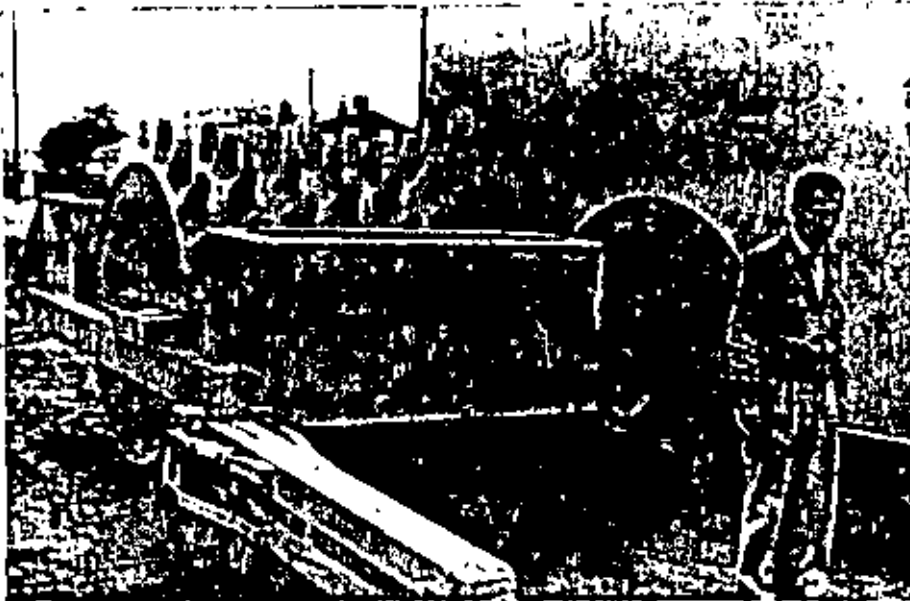


Fig. 21 RODILLO PATA DE CABRA

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).

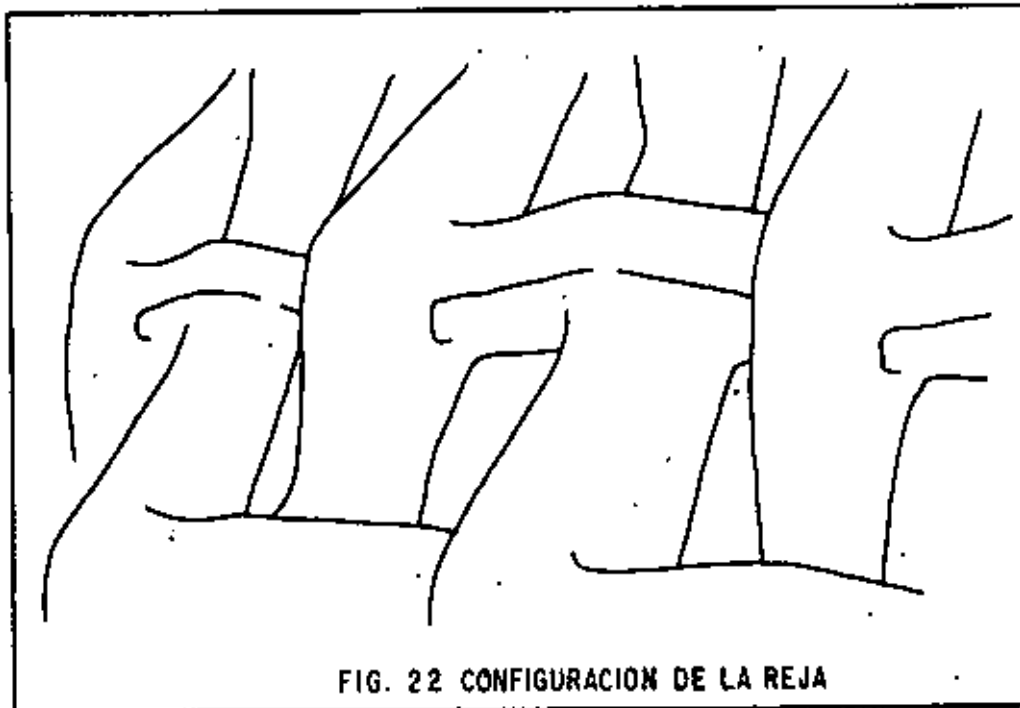


FIG. 22 CONFIGURACION DE LA REJA

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.

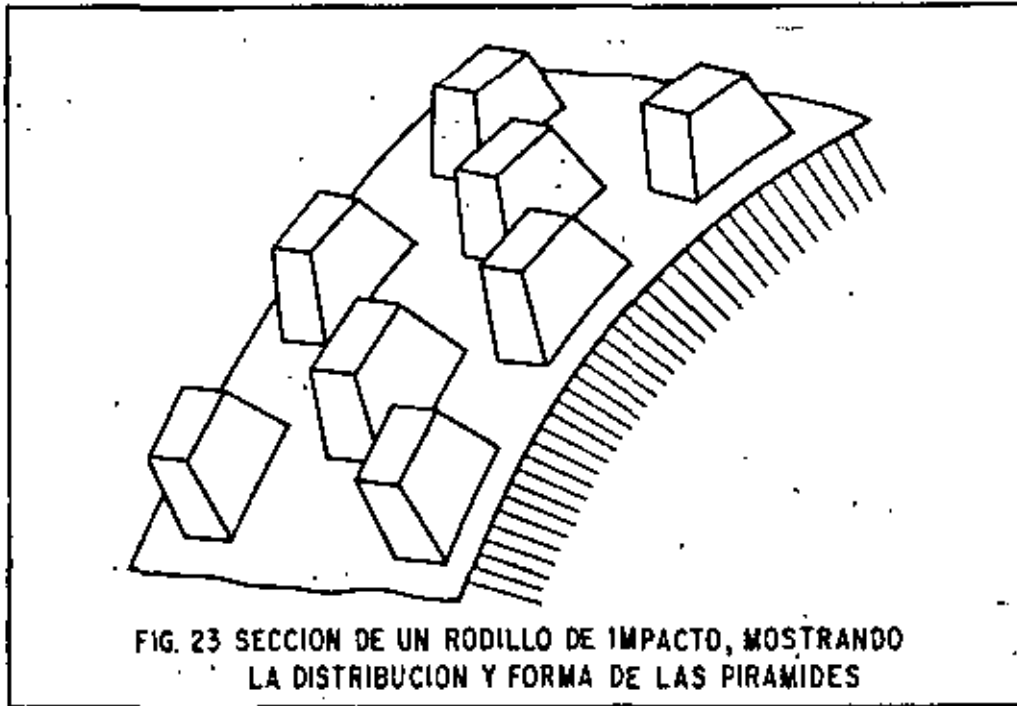


FIG. 23 SECCION DE UN RODILLO DE IMPACTO, MOSTRANDO LA DISTRIBUCION Y FORMA DE LAS PIRAMIDES

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 proveen suficiente amasamiento con la capa inferior para eliminar la estratificación que ocurre con cualquier otro compactador excepto la pata de cabra.

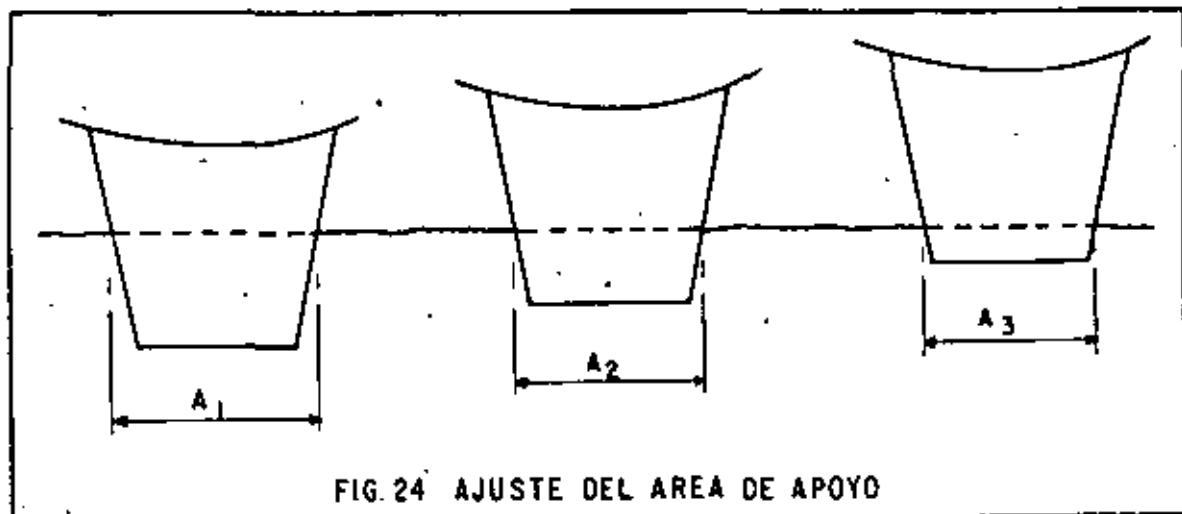


FIG. 24 AJUSTE DEL AREA DE APOYO

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).

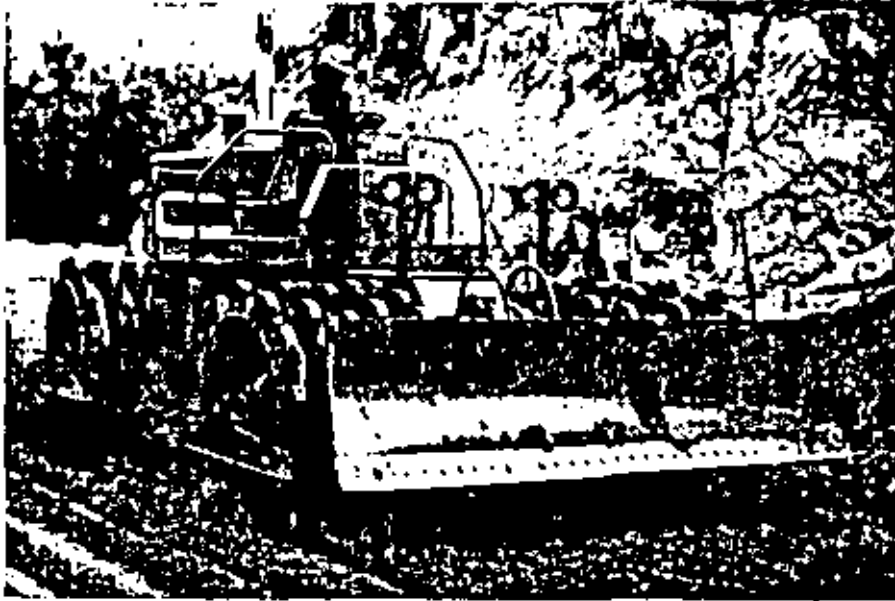


FIG. 25 RODILLO DE IMPACTO (TAMPING - ROLLER)

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.

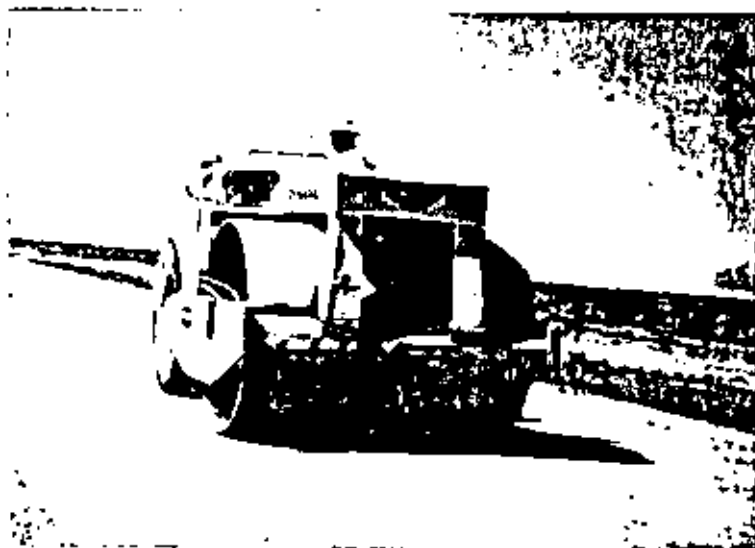


FIG. 26 RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO

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 exigiría 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.

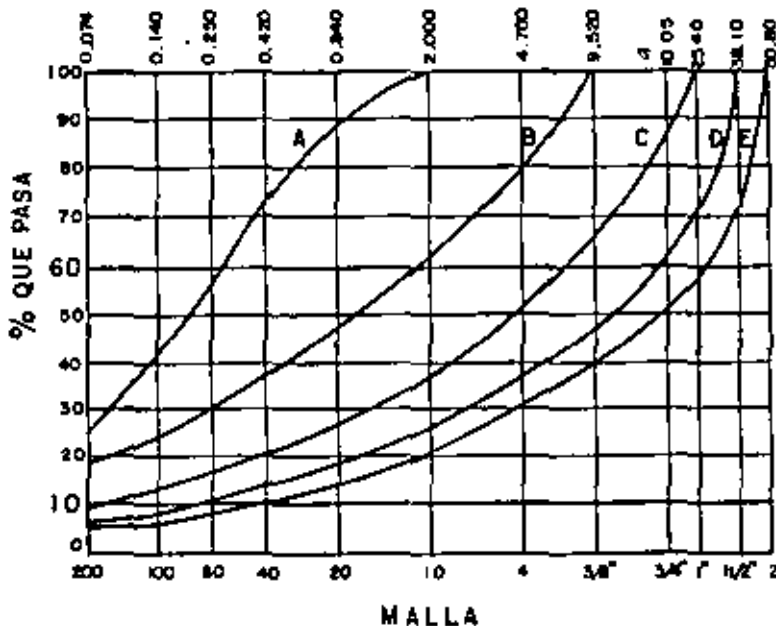
5.2) GRANULOMETRIA DEL MATERIAL. Para la obtención de una eficiente compactación es necesario, que haya partículas de varios tamaños en el material por compactar, ya que las partículas de menor tamaño ocuparán los espacios formados entre partículas de mayor tamaño.

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 (Cu) DE LARS FORSSBLAD

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



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

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 acúñamientos, que materiales con partículas redondeadas.

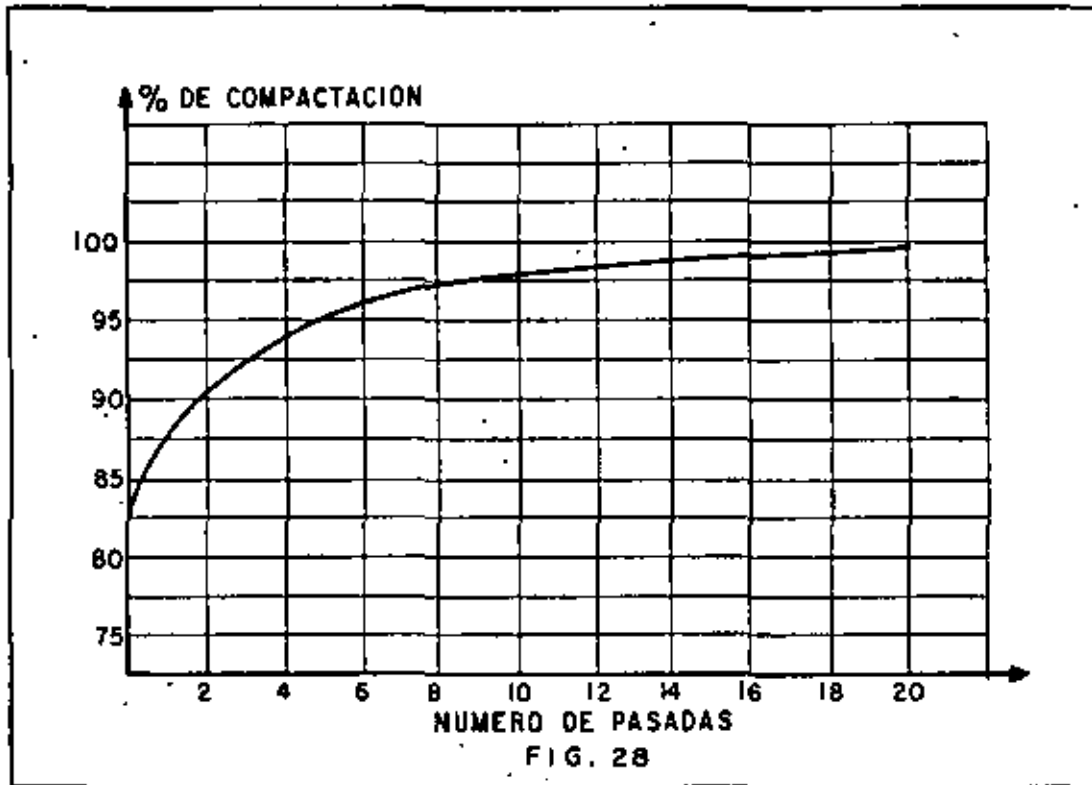
5.3) NUMERO DE PASADAS. El número de pasadas que un equipo deba dar sobre un material dependerá de (Fig. 28):

- 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 rejá) 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 rejá se atasca con los materiales cohesivos y hay que parar frecuente

SELECCION DE EQUIPO

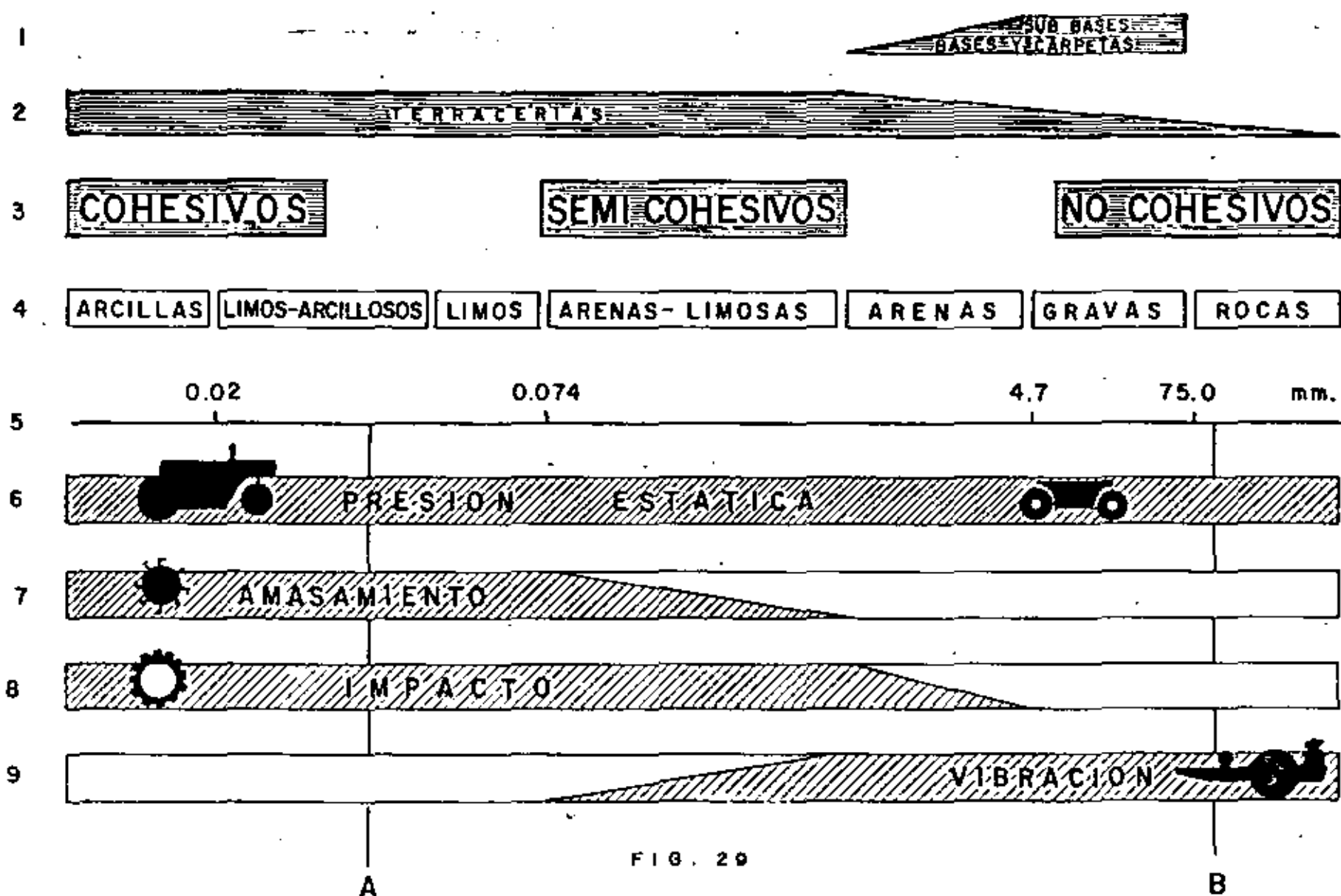


FIG. 29

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.

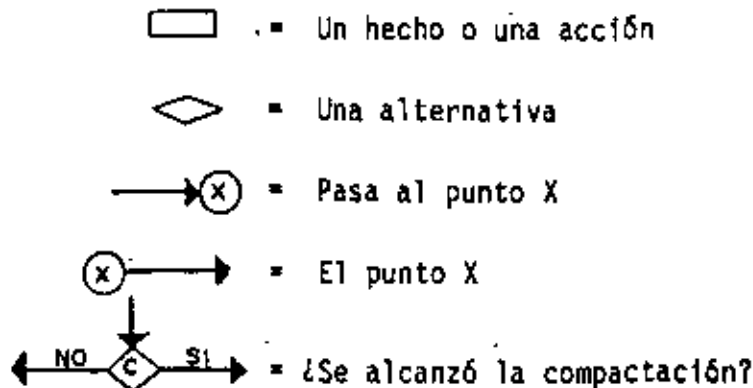
Debemos tener en mente que, en construcción pesada, la inversión en equipo es cuantiosa y que éste se adquiere usualmente fuera del país, por lo que es muy importante pesar cuidadosamente todas las posibilidades para poder escoger la máquina más eficiente; esto es: la menor inversión posible al más bajo 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

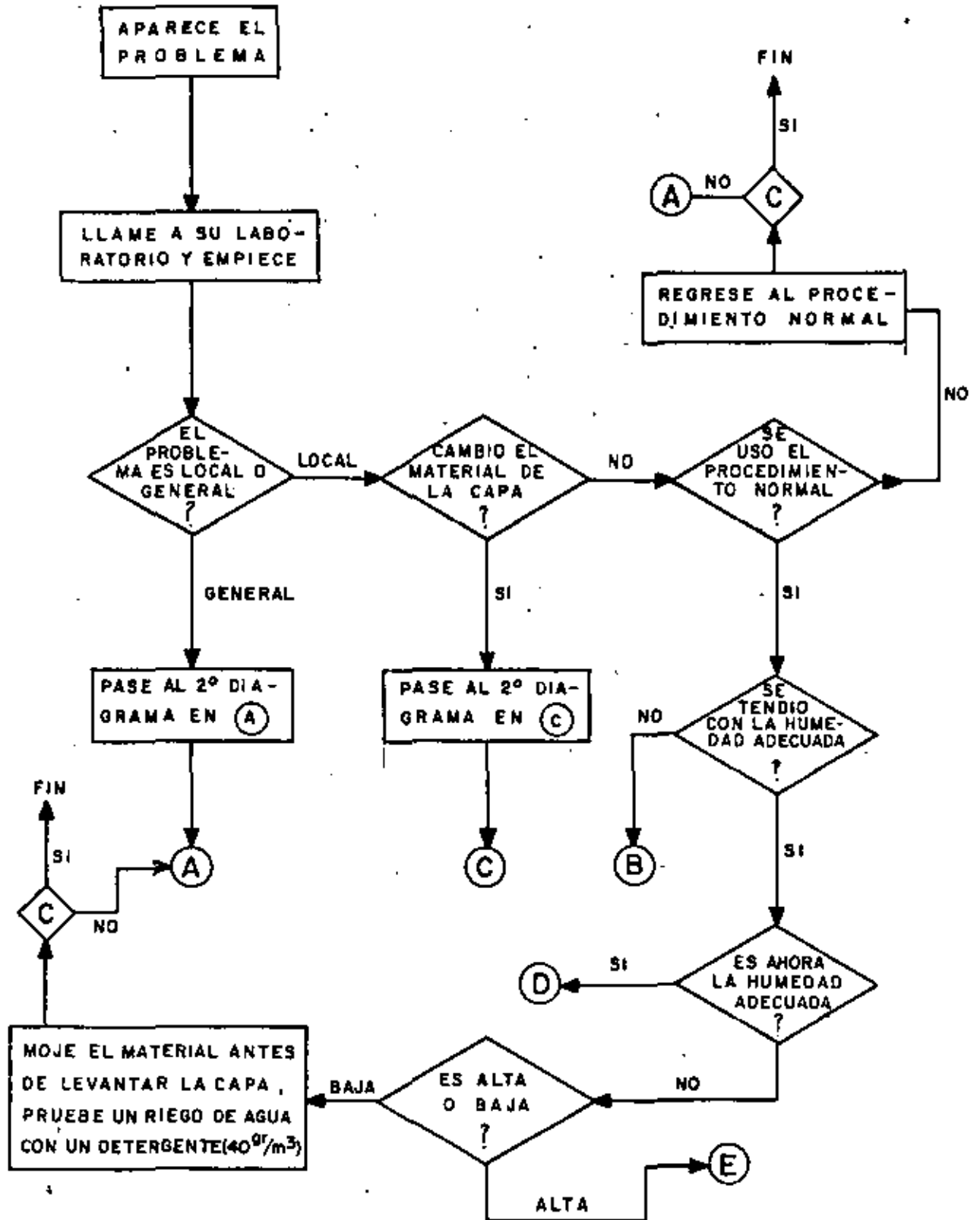
8.1. RENDIMIENTO

Para determinar la producción horaria de un equipo de compactación se debe tomar en cuenta los siguientes factores:

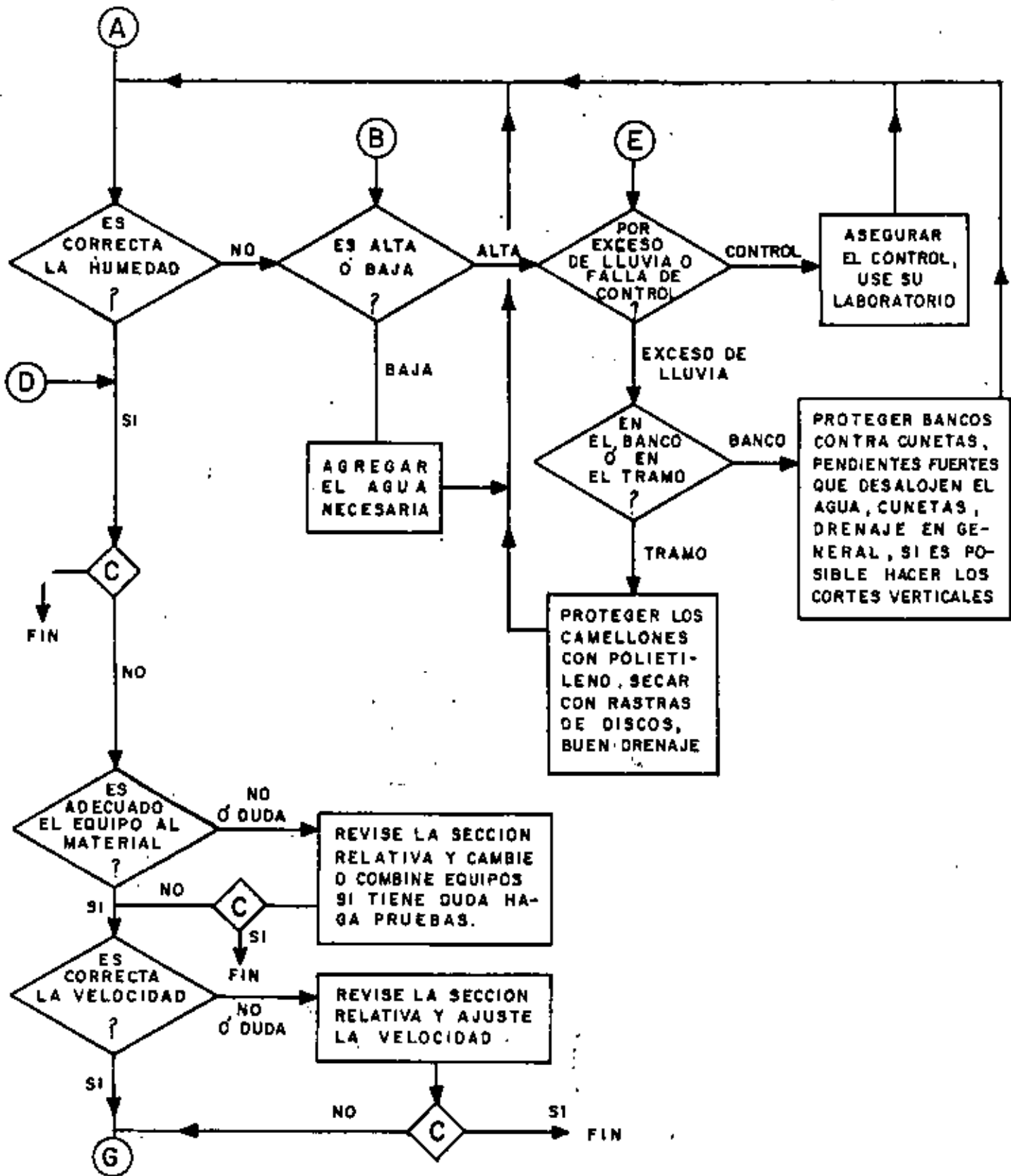
- A) Ancho compactado por la máquina = A
- B) Velocidad de operación = V
- C) Espesor de capa = E
- D) Número de pasadas para obtener la compactación especificada = N

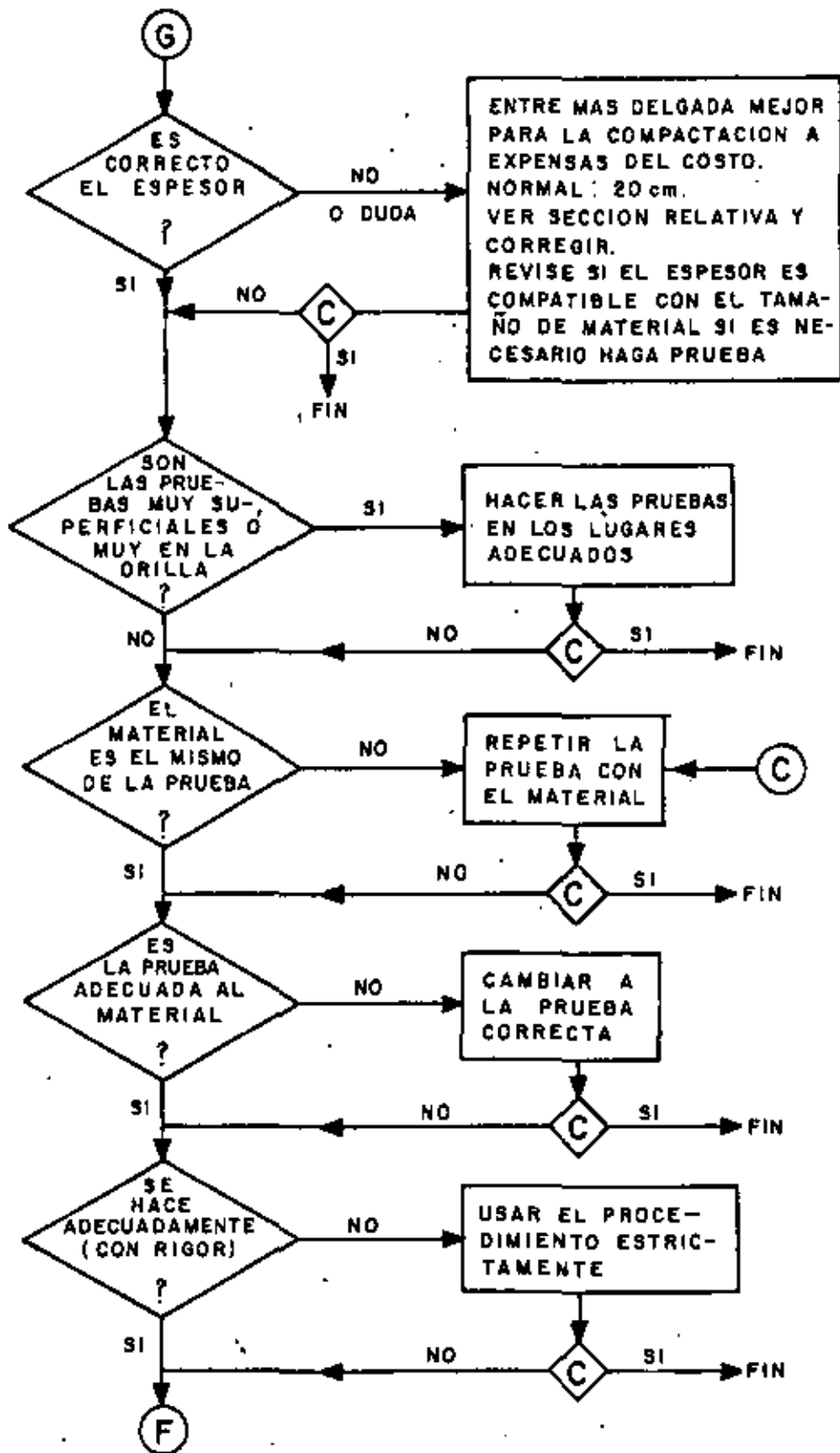
Para calcular la producción se determina primero el área cubierta en una hora con una pasada; dividiendo la cifra así obtenida entre el número de pasadas requeridas para obtener la compactación estipulada, resulta el área compactada de suelo por hora. Multiplicando esta última área por el espesor compactado de capa se obtiene el volumen compactado por hora.

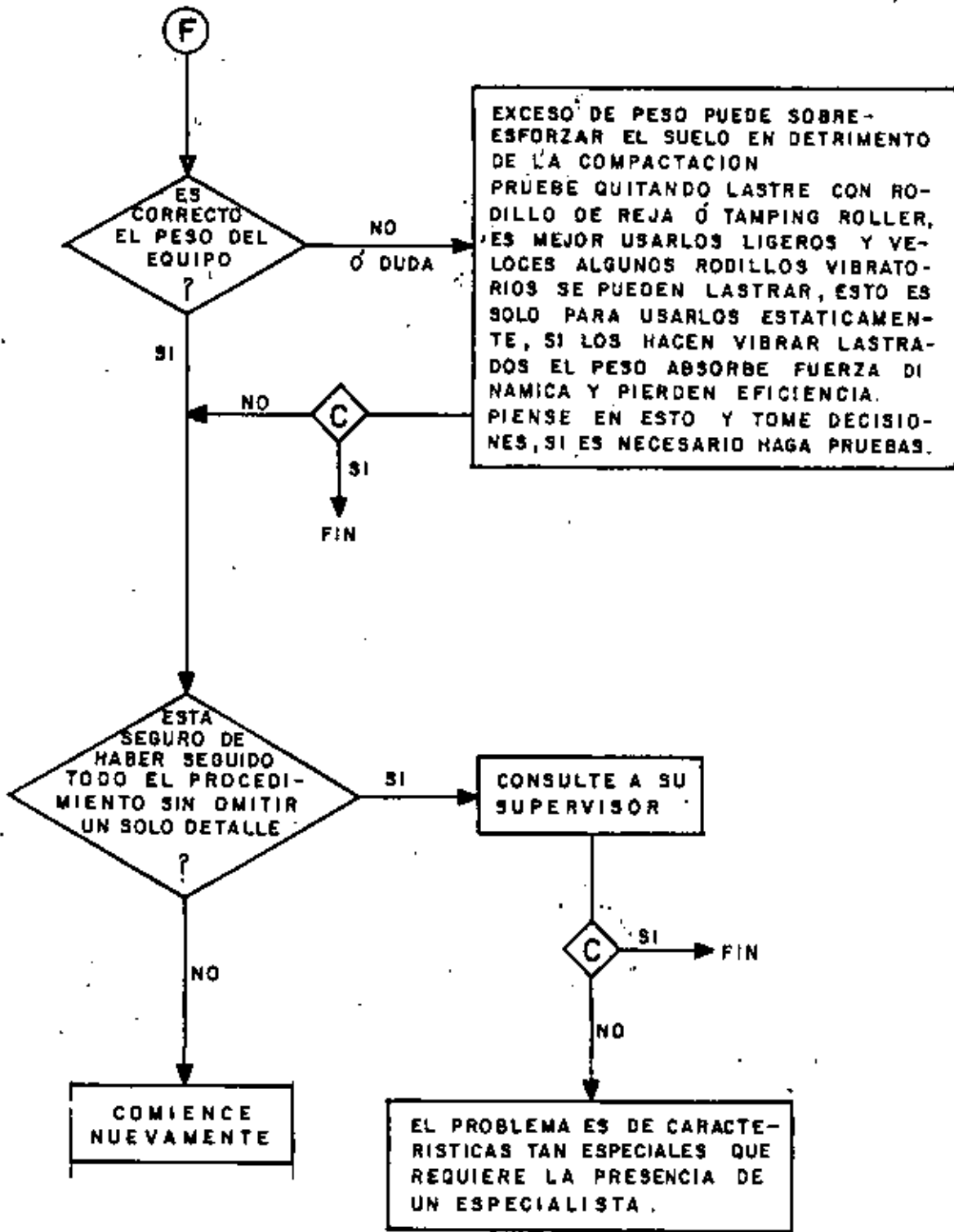
PRIMER DIAGRAMA



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 0.8)

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:

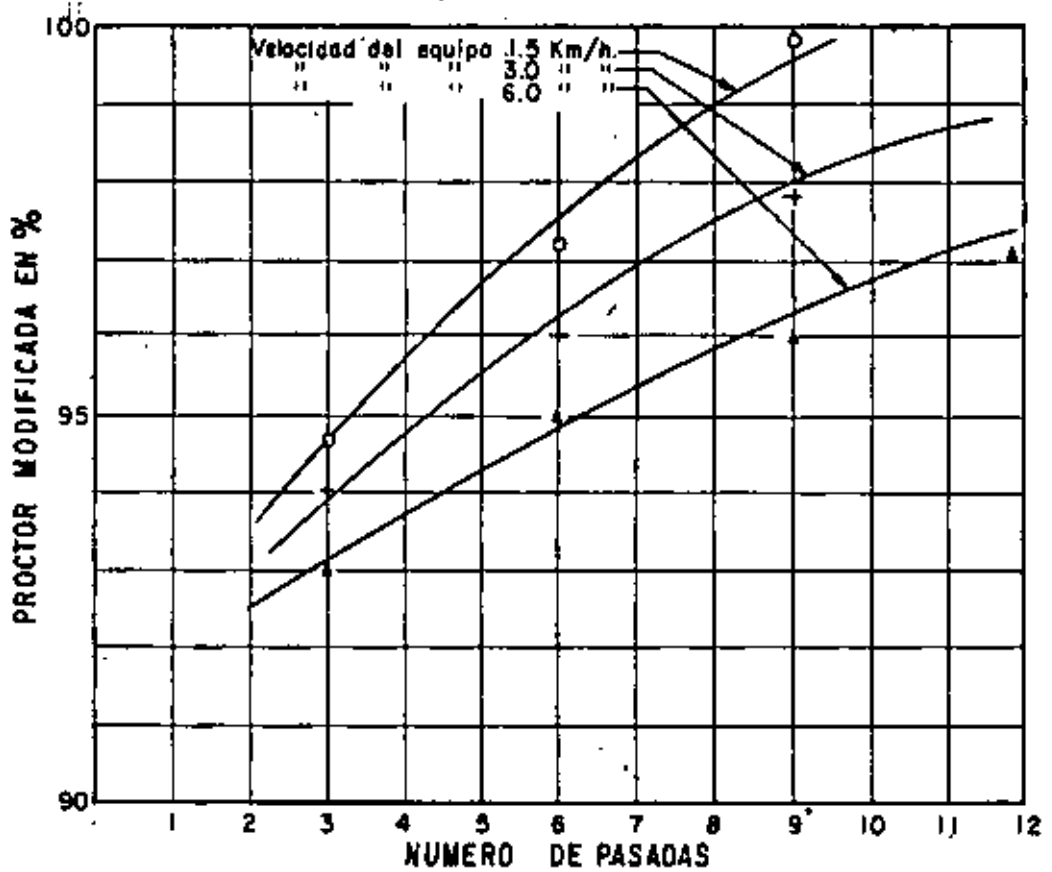
EJEMPLOS TÍPICOS:

EQUIPO	PROFUNDIDAD DE LA CAPA (CM)	No. DE PASADAS	
		PARA 90%	PARA 95%
RODILLO METALICO	10 A 20	7 A 9	10 A 12
NEUMATICO LIGERO	15 A 20	5 A 6	8 A 9
NEUMATICO 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
LIJO VIBRATORIO	20 A 30	VER GRAFICA 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 Iso-vibratorio

de cualquier otro costo horario de equipo de construcción.

Es decir se deben obtener:

A) Cargos fijos.

Depreciación

Intereses

Seguros

Almacenaje

Mantenimiento

B) Consumos

Combustibles

Lubricantes

Llantas

C) Operación

D) Transporte

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
	<hr/>
	\$ 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	72.00
	<hr/>
	\$ 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	72.00
	<hr/>
	\$ 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 reducc. = 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 autopulsado

Ancho = 2.14 m

Velocidad = 4.5 km/h

Espesor = 20 m (suelos)

Número de pasadas = 4 para 95%

Coefficiente de reducc. = 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 autopulsado

Ancho = 1.50

Velocidad = 4 km/h

Espesor = 20 cm (suelos)

Número de pasadas = 2 (por ser dos rodillos)

Coefficiente de reducc. = 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

PREGUNTAS

- 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

$$P = \frac{1.50 \times 4 \times 25 \times 10}{4} \times 0.70$$

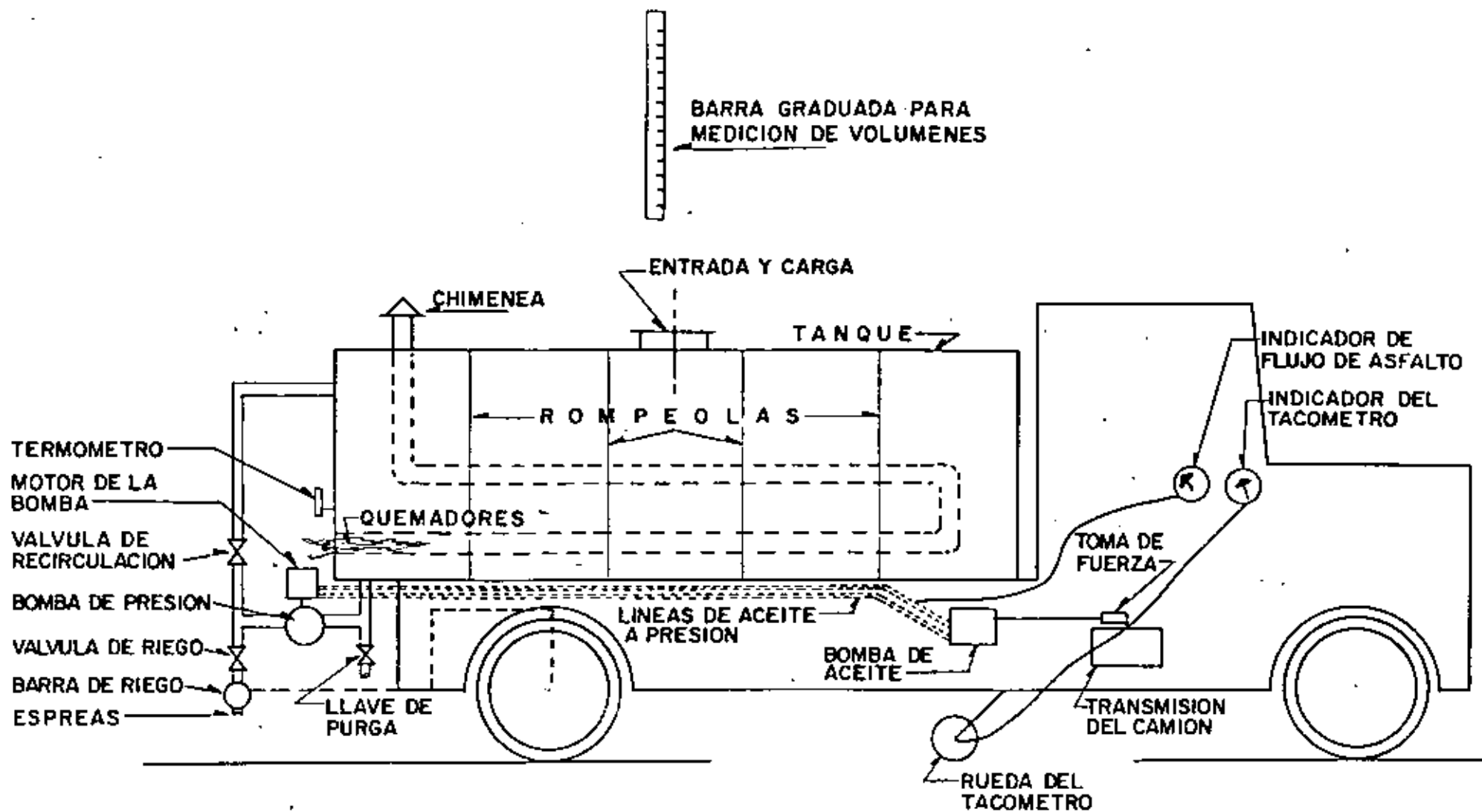
$$P = 262 \text{ m}^3/\text{h (compactos)}$$

IX. CONCLUSIONES

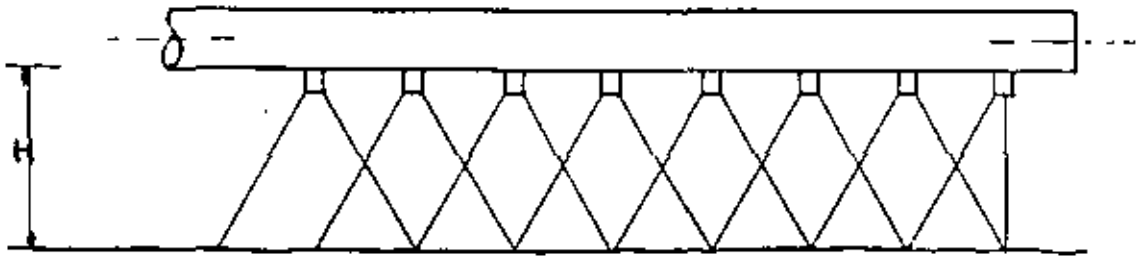
- 9.1. La forma de mejorar los elementos mecánicos en un suelo es la compactación.
- 9.2. Los efectos más importantes que produce una buena compactación en un suelo son: Resistencia mecánica, minimización de asentamientos y reducción de la permeabilidad.
- 9.3. El factor de mayor importancia para dar 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

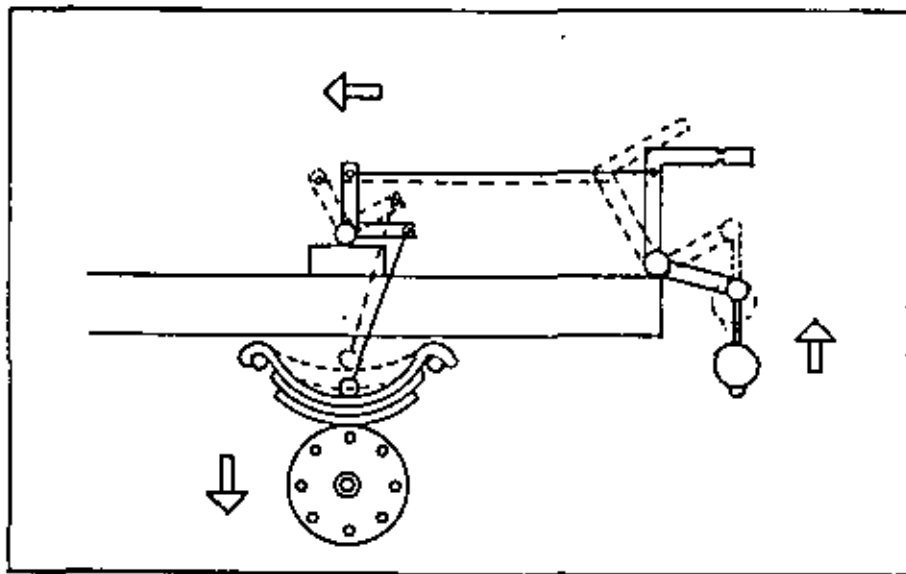
Ing. Federico Alcaraz Lozano



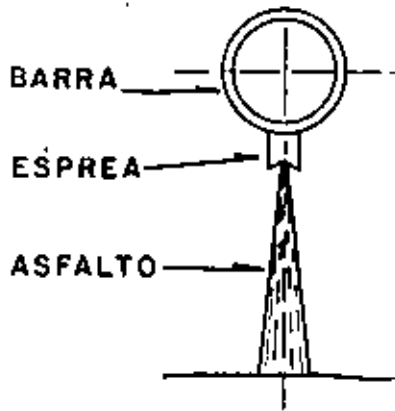
CROQUIS DE UNA PETROLIZADORA



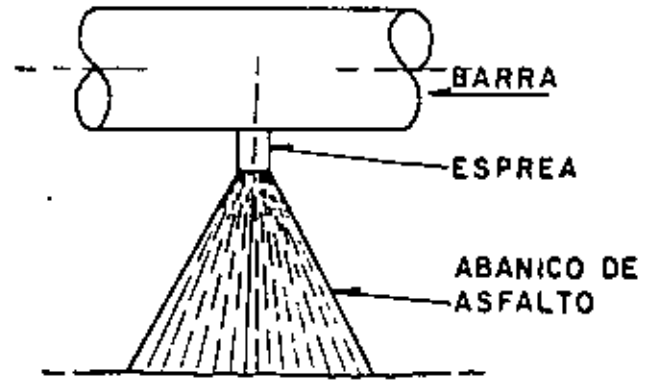
VISTA DE FRENTE (CORRECTO)
FORMA COMO LAS ESPREAS DISTRIBUYEN
EL ASFALTO (CONTINUACION)



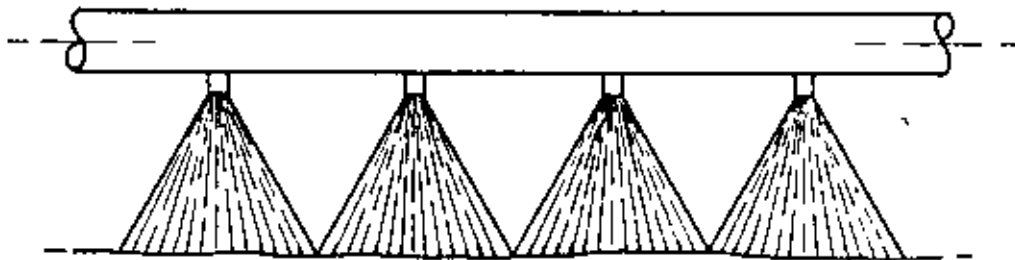
MECANISMO PARA MANTENER UNIFORME
LA ALTURA DE LA BARRA DE RIEGO



VISTA DE LADO



VISTA DE FRENTE



VISTA DE FRENTE (INCORRECTO)

FORMA COMO LAS ESPREAS DISTRIBUYEN 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.

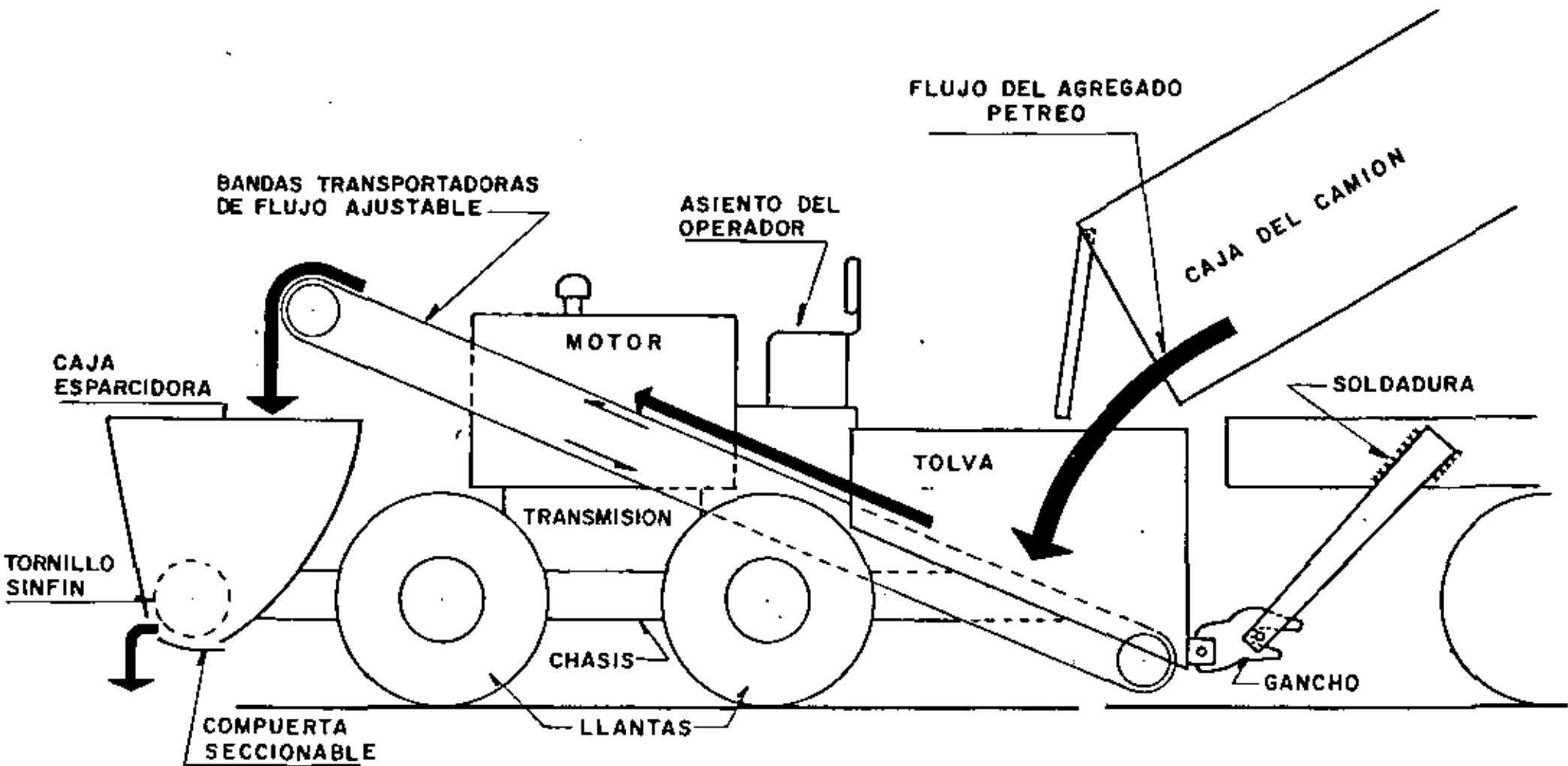
Estos se evitan con riegos uniformes y bien dosificados. Hasta hace poco tiempo, esto era muy difícil de hacer por las siguientes razones:

- 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 espreas, lo que daba por resultado un riego rayado.

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

- b) Riegos de material pétreo. Los continuos cambios del esparcidor colgado a los camiones provocaban retardos en el tiempo de riego y no permitían un riego continuo pero sí 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
	Debe retenerse		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 acelerado12% 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 rebajados de fraguado medio, que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente del tipo del queroseno.
- c) Asfaltos rebajados, de fraguado lento que son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente de baja volatilidad 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
Pruebas al material asfáltico					
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
Pruebas al residuo de la destilación.					
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

d.1) Emulsiones asfálticas aniónicas.

Características	G R A D O				
	Rompimiento Rápido		Rompimiento medio	Rompimiento lento	
	RR-1	RR-2	RM-2	RL-1	RL-2
<u>Pruebas al material asfáltico</u>					
Viscosidad Saybolt-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
Demulsibilidad:					
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
<u>Pruebas al material asfáltico</u>						
Viscosidad Saybolt-Furo1 25°C, segundos					20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furo1 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		
<u>Pruebas al residuo de la destilación</u>						
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

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 intentar se 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.

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	o o o o o o o o o o
B	RIEGO DE MATERIAL ASFALTICO	—————
A	BARRER LA BASE IMPREGNADA	-----

CARPETA DE TRES 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-B.
- J) Se rastreará y planchará el material pétreo.
- K) Transcurrido un tiempo no menor de tres (3) días se recolectará y removerá el material pétreo excedente que no se adhiera al material asfáltico del tercer riego.

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

Inmediatamente después de tendido el material pétreo, para tener una mejor distribución del mismo, se le pasará una rastra ligera con cepillos de fibra 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	0.6 - 1.1		
	20 - 25		
Cemento asfáltico Material pétreo	1.0 - 1.4	0.6 - 1.1	
2	8 - 12	8 - 12	
Cemento asfáltico Material pétreo			0.7 - 1.0
3-A			8 - 10
Cemento asfáltico Material pétreo	0.7 - 1.0	0.8 - 1.1	
3-B	6 - 8	6 - 8	
Cemento asfáltico Material pétreo			0.8 - 1.0
3-E			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 se la zona 2, de la figura. La zona 1, co-

d) De afinidad con los asfaltos:

Debe cumplir cuando menos con dos de las siguientes pruebas:

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

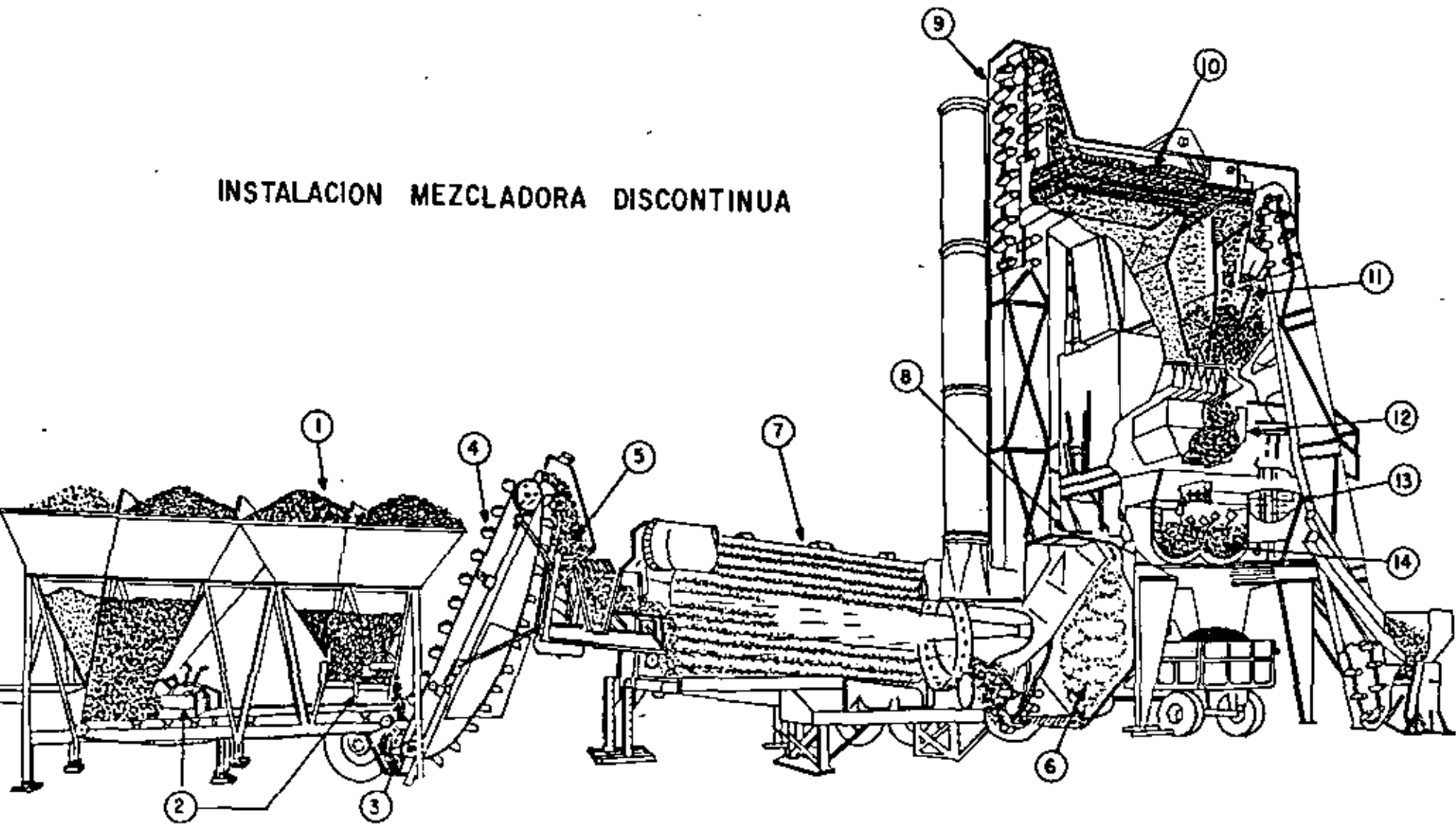
Como su nombre lo indica, esta operación se lleva a cabo en plantas diseñadas para este propósito:

Se distinguen plantas de producción discontinua o de batchas.

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).

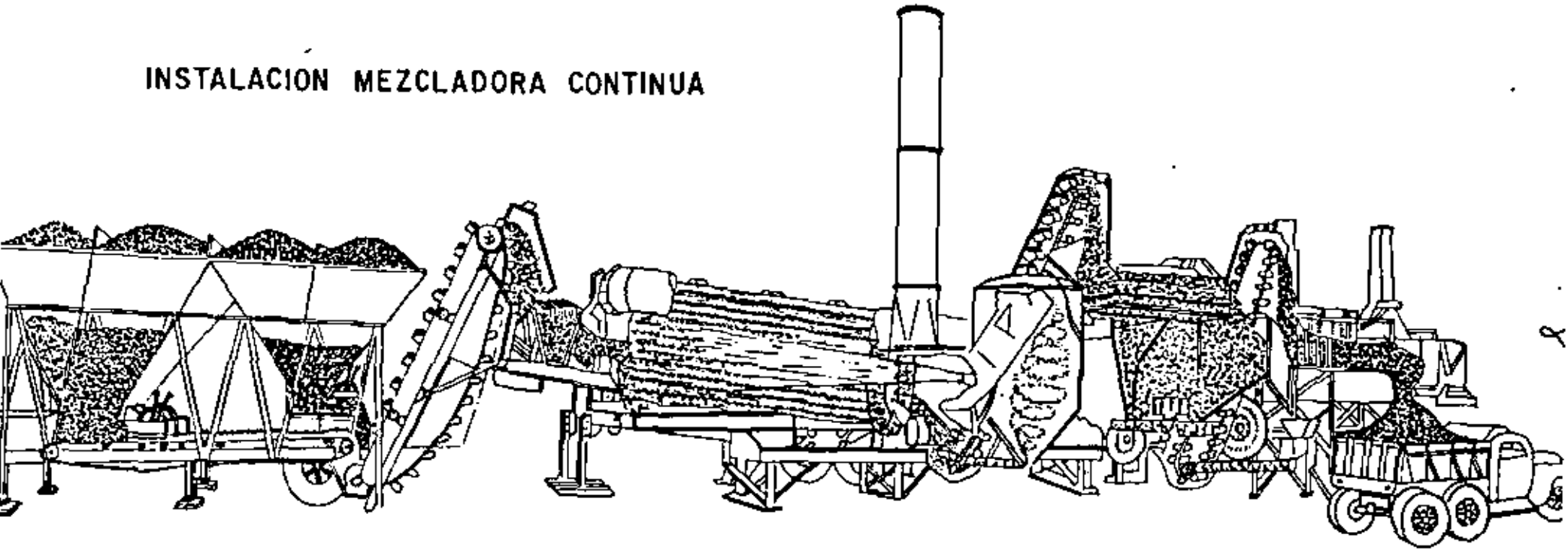
El material procedente del almacén se alimenta a la planta, depositándose en las tolvas para material frío (1), por lo general son cuatro tolvas, - dispuestas para alimentar material pétreo de distintos tamaños. Estas tolvas están equipadas, en su descarga, con compuertas ajustables para regular la caída 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 (5), 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 motoconformadora. 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 extendidora 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 buenas, 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 principiar 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		Para Aero pistas.
		Hasta 2,000 Veh. pesados	Más de 2,000 Veh. pesados	
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.	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 malla de 1/4", y arenas con partículas de hasta 0.002", (este es un material de tipo granular sin atracción entre sus partículas por lo que seco no tiene ninguna resistencia). Las arenas y gravas pueden ser vibradas hasta obtener buenas densidades, porque los granos se acomodan hasta que logran su acomodo, minimizando los vacfos.

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

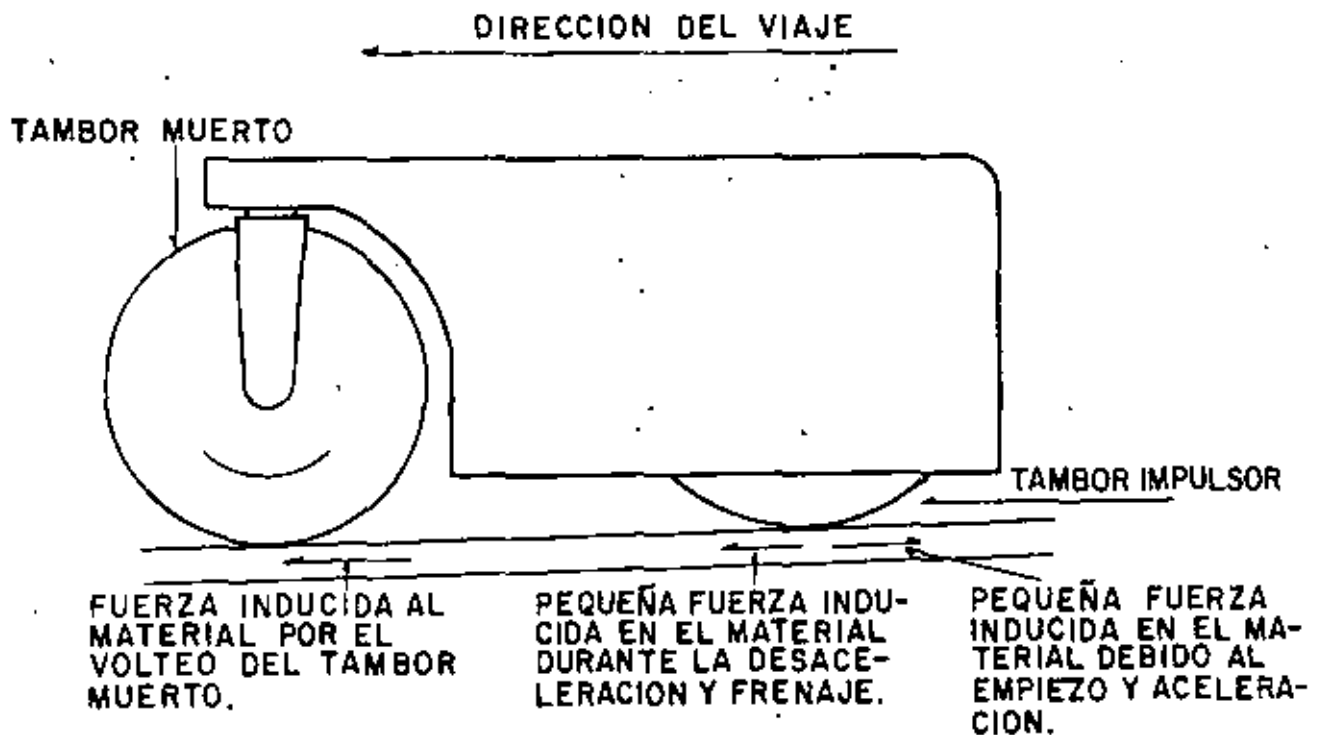


Fig. 1

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.

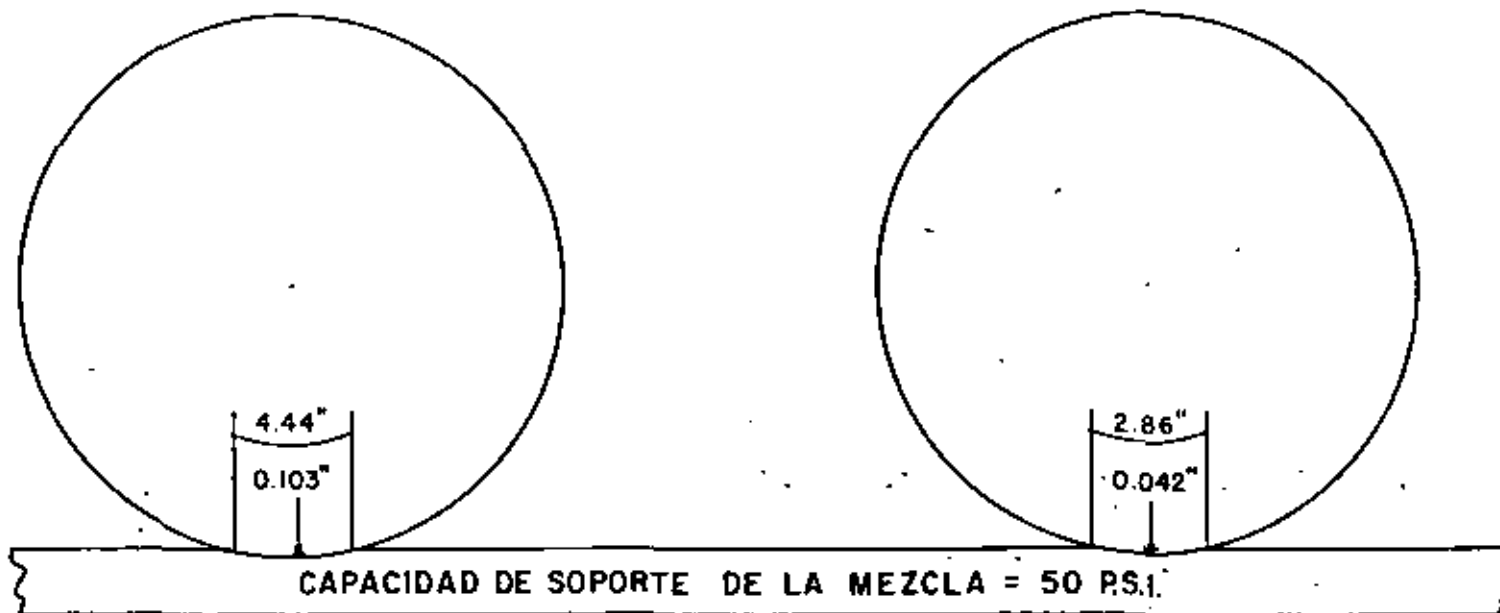
Aunque se pueden emplear en terracerías, vamos a dejar fuera de esta plática a las planchas de llanta rígida y a las aplanadoras de neumáticos, debido a que en general su rendimiento es muy bajo para trabajos de alguna importancia. Las planchas metálicas de llantas en tandem o en triciclo, afectan un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

TAMBOR DE 48" Ø x 84" DE ANCHO CARGADO CON 12 000 lbs.



AREA DEL TAMBOR EN CONTACTO CON EL MATERIAL.
 $12,000 \text{ lbs.} \div 50 \text{ PSI} = 240 \text{ pulg}^2$

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
 $240 \text{ pulg}^2 \div 54 \text{ pulg.} = 4.44 \text{ pulg.}$

CIRCUNFERENCIA DEL TAMBOR EN CONTACTO
 $240 \text{ pulg}^2 \div 84 \text{ pulg.} = 2.86 \text{ pulg.}$

EL TAMBOR DEBE INTRODUCIRSE EN EL MATERIAL 0.103 pulg. PARA OBTENER 4.44 pulg. EN CONTACTO

EL TAMBOR DEBE INTRODUCIRSE EN EL MATERIAL 0.042 pulg. PARA OBTENER 2.86 pulg. EN CONTACTO

Fig. 2.

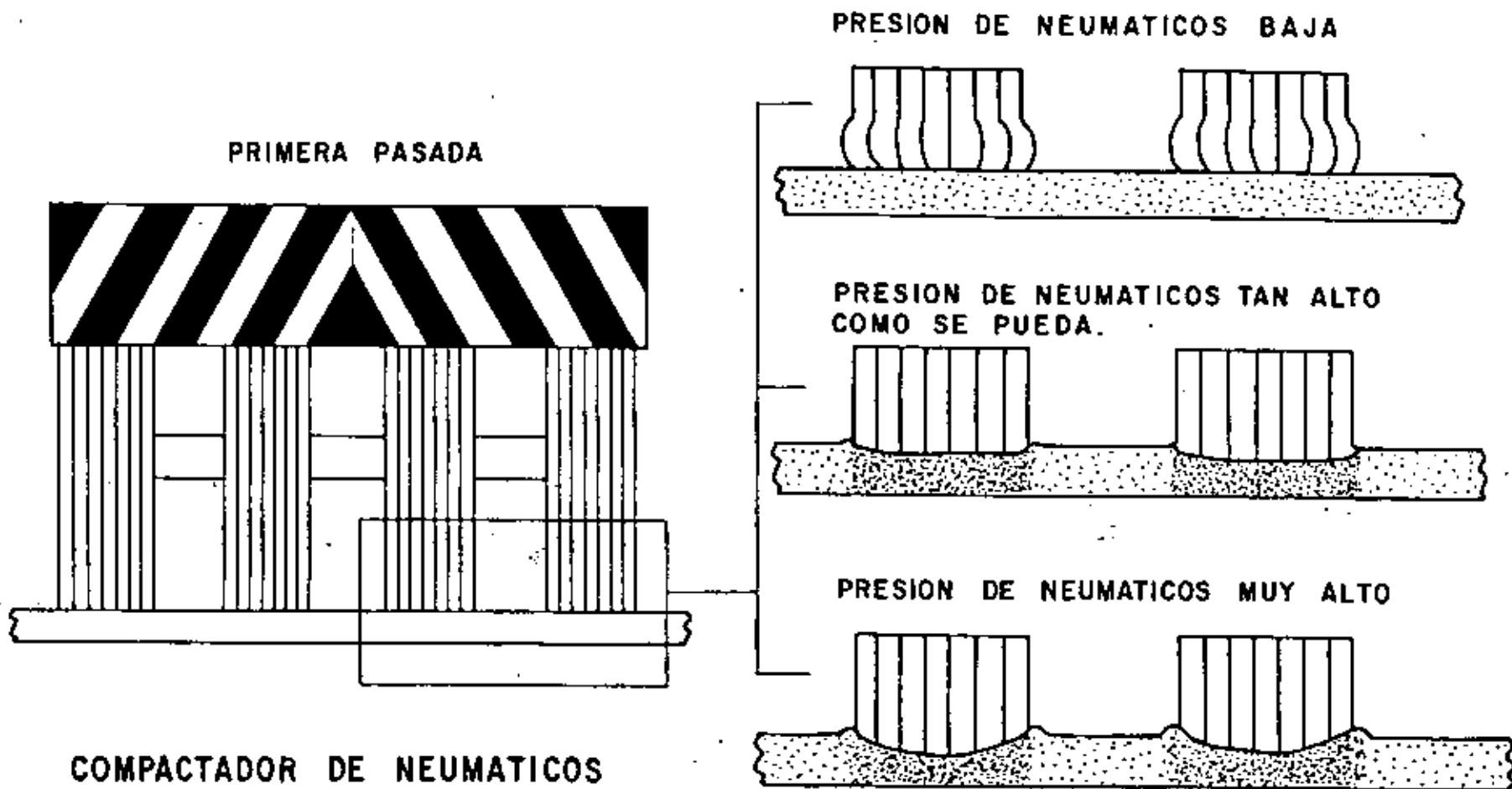


Fig. 3

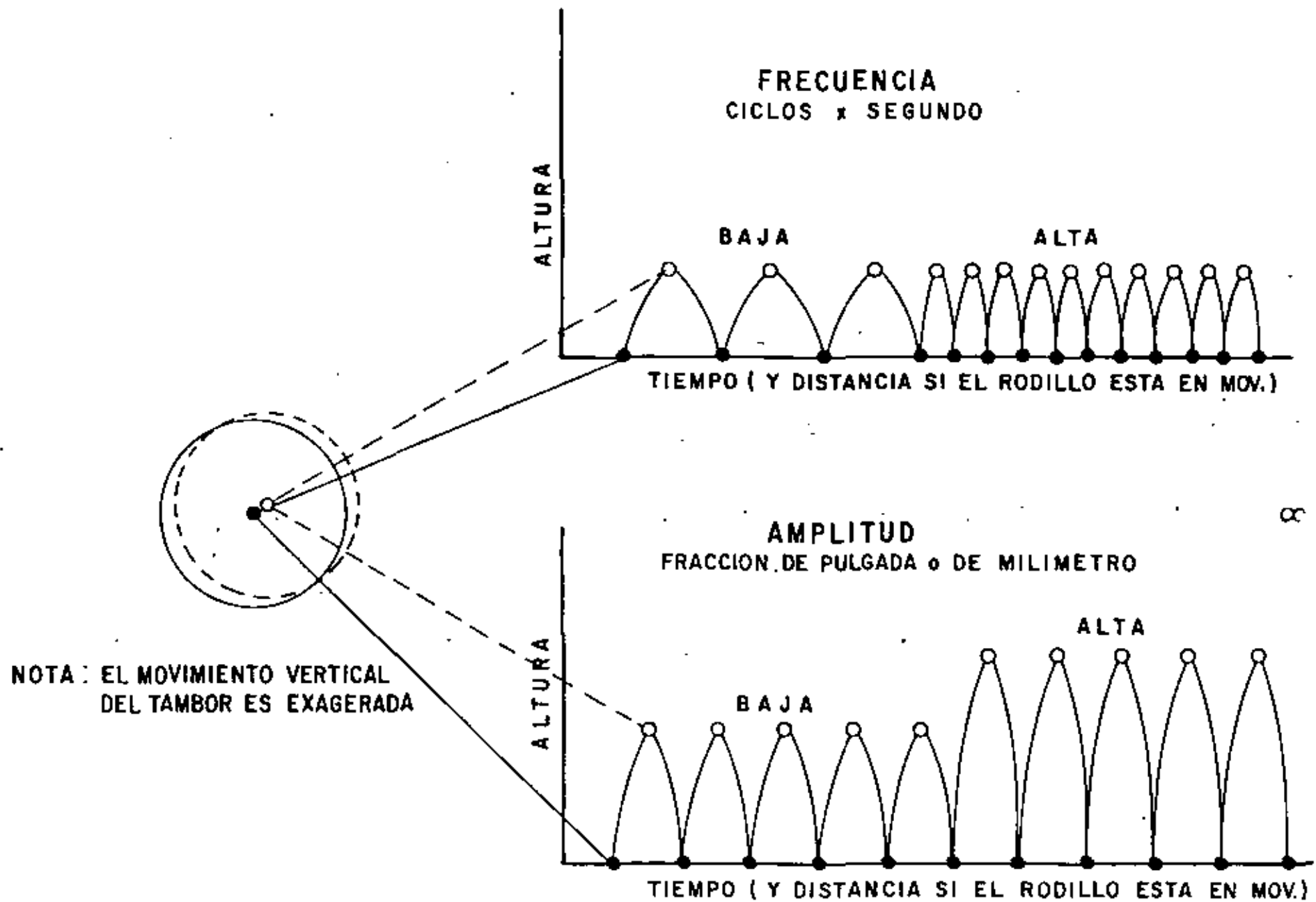
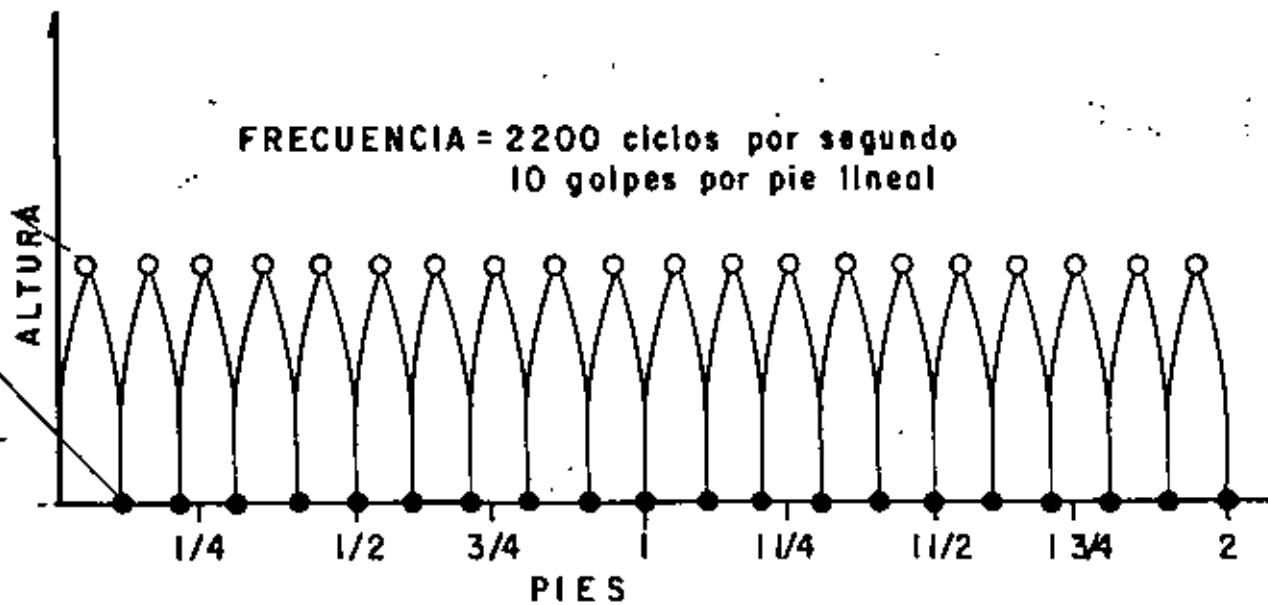
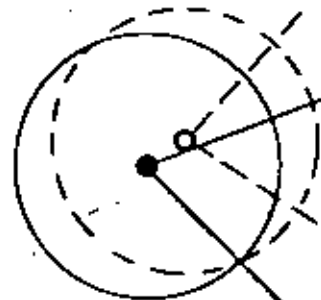
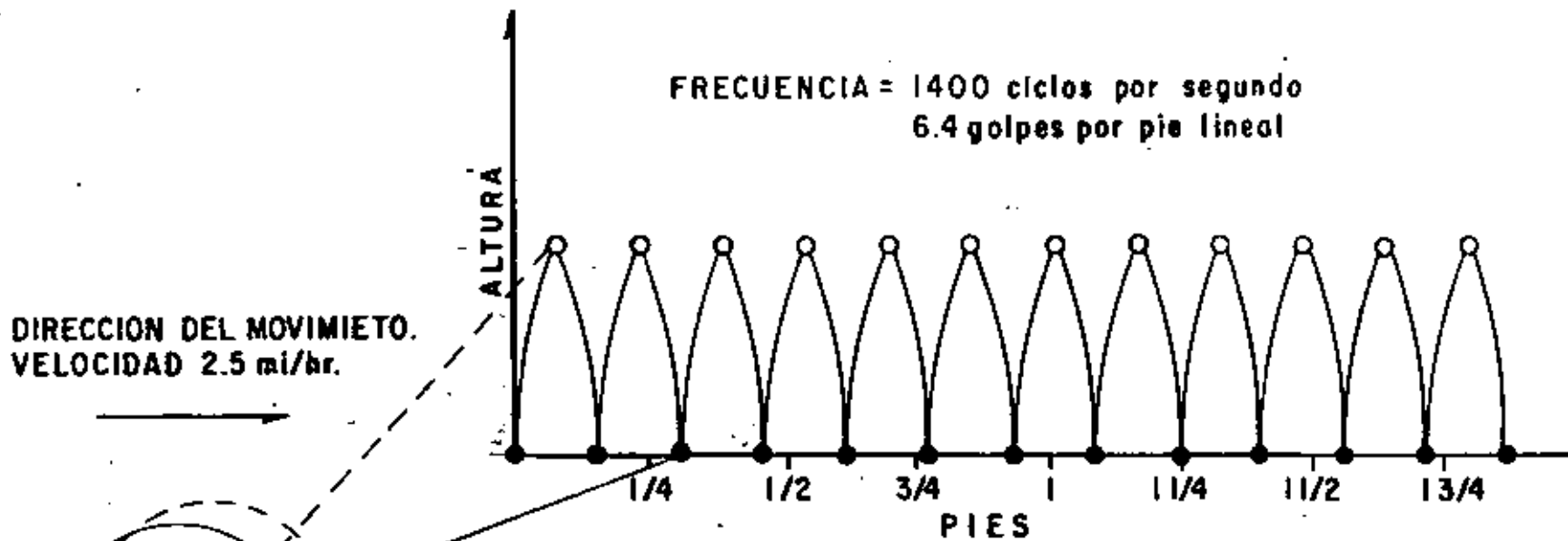


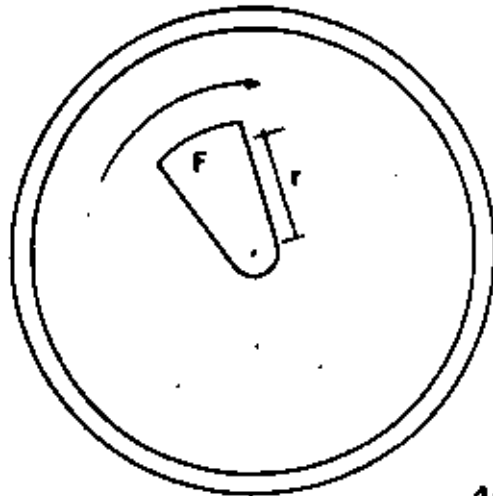
Fig. 4.



Figs. 1, 2, 3, 4 y 5
FUERON OBTENIDAS DE:
SUPERINTENDENT'S MANUAL
ON COMPACTION-N.A.P.A.

Fig. 5.

10
FUERZA CENTRIFUGA



FUERZA CENTRIFUGA, $N(lb) = \frac{4\pi^2 f^2 Fr}{g}$

DONDE:

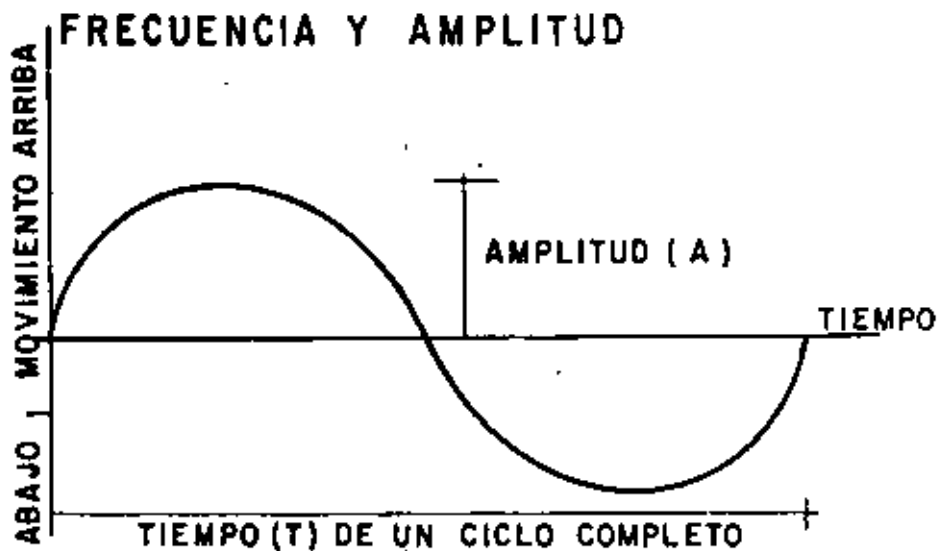
F = PESO DEL EXCENTRICO, N(lb)

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)



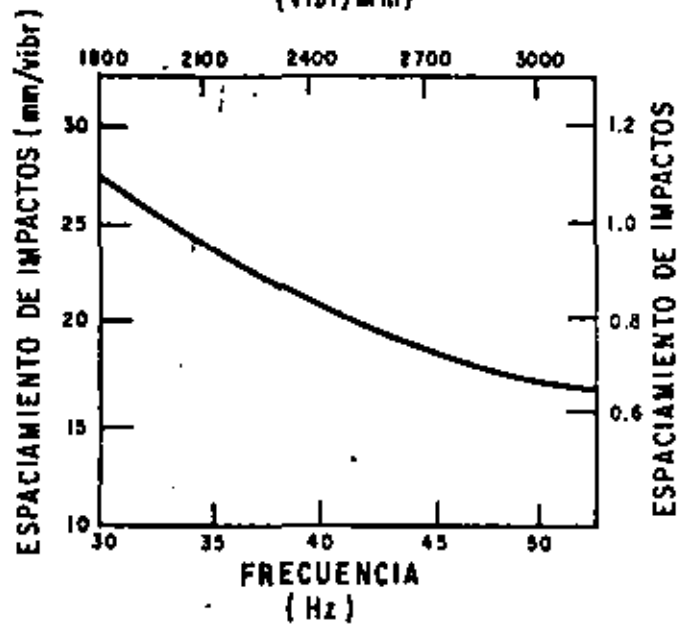
FRECUENCIA = UN CICLO ES UNA SOLA ROTACION COMPLETA DEL PESO EXCENTRICO.
(f)

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.

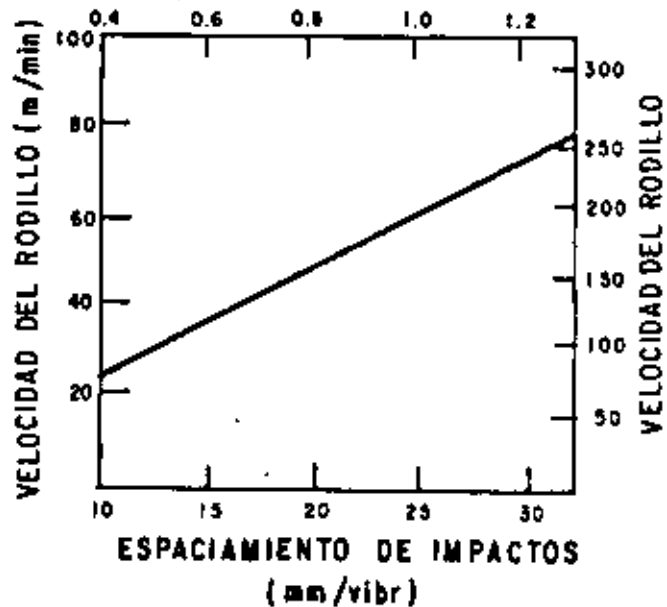
Fig. 6

FRECUENCIA
(vibr/min)



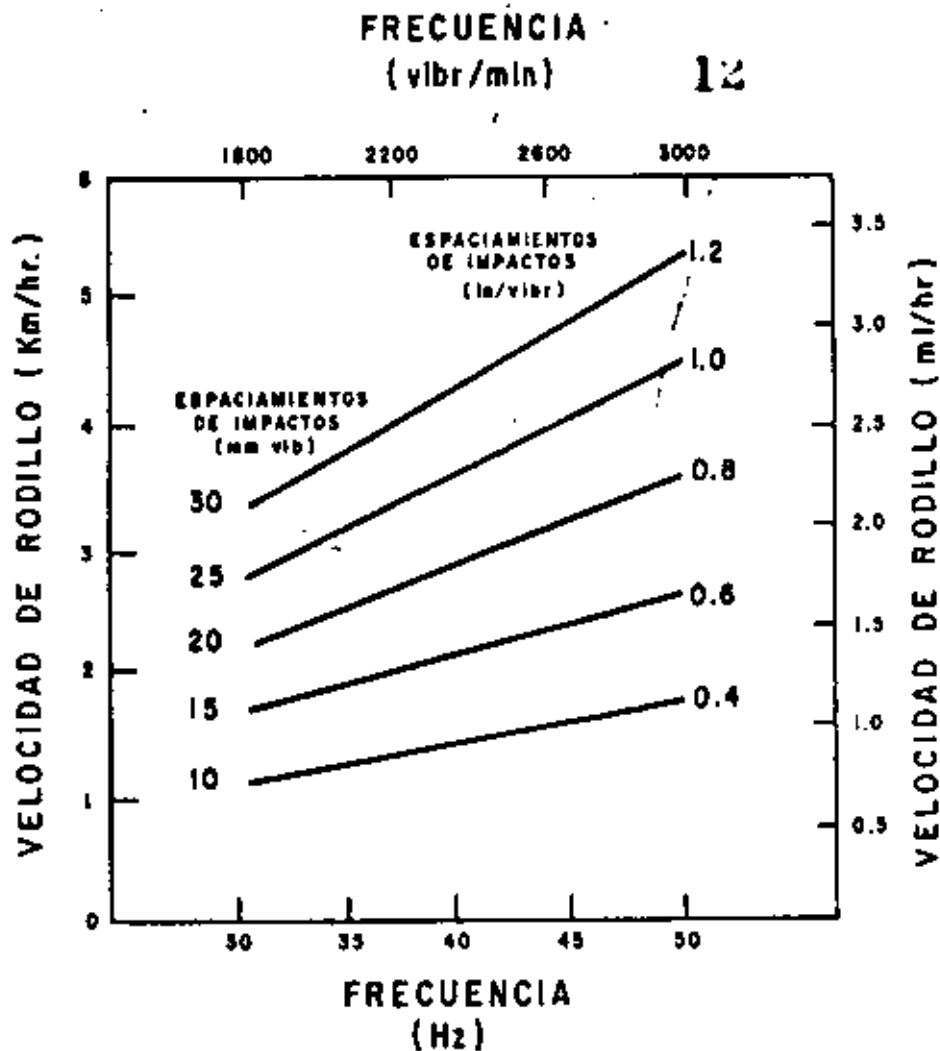
EL ESPACIAMIENTO DE LOS IMPACTOS DECRECE CON EL INCREMENTO DE LA FRECUENCIA.
(velocidad constante del rodillo)

ESPACIAMIENTO DE IMPACTOS
(in/vibr)



EL ESPACIAMIENTO DE LOS IMPACTOS SE INCREMENTA CON EL INCREMENTO DE LA VELOCIDAD DEL RODILLO.
(frecuencia de vibración 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 compactadores.

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

Estas máquinas son generalmente autopropulsadas logrando velocidades de 30 km/hr a 35 km/hr. Hemos logrado altas producciones en la compactación de materiales del tipo de arenas cementadas con el uso de compactador de rejillas con peso de 16 Ton, jalado por tractor sobre neumáticos de 250 a 300 HP a velocidades de 25 km/hr a 30 km/hr. Así, también, con el compactador de pisonos 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 convenientesi, 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 pisonos 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 pisonos, 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

14

100% ARCILLA

100% ARENA

ROCA

PATA DE CABRA

REJILLA

VIBRATORIO

PRESION , AMASADO

PRESION , AMASADO

PRESION , VIBRADO

TAMBOR DE ACERO LISO

PRESION

NEUMATICO MULTIPLE

PRESION , AMASADO

NEUMATICO PESADO

PRESION , AMASADO

ALMOHADILLA DE TIRO

PRESION , AMASADO

ALMOHADILLA DE ALTA VELOCIDAD

PRESION , AMASADO, IMPACTO
VIBRADO.

CATERPILLAR

CATERPILLAR

ALMOHADILLA

ROCA
ALMOHADILLA

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

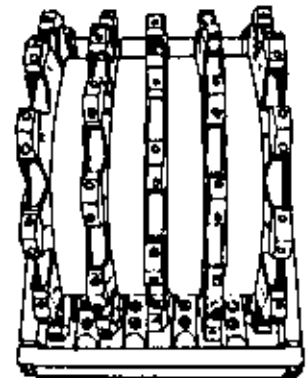
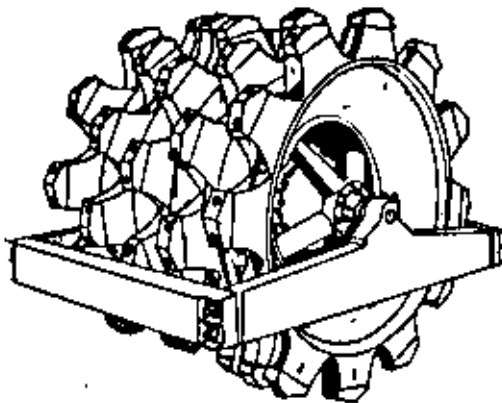


Fig. 10

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: $\frac{\text{Valor neto de depreciación}}{\text{Periodo de depreciación en horas}}$ = _____

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:

Costo del repuesto de llantas
horas de vida de las llantas = _____

6.- Reparaciones:

Factor de reparación x precio de adquisición menos llantas =
Período de depreciación _____

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 extendidora 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 extendidora.

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.

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 extendedora 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, acomodados, 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 obedezca algunas reglas o recomendaciones.

1. Ante todo, deben obedecer las indicaciones del personal que administra, tanto la planta como la extendedora; 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 extendedora-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 tractiva.

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 extendedora 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 chegador 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 extendedora. 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 extendedora. 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 cercanamente 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 compactación muy uniformemente; tienen la tendencia a "cerrar" la superficie y, por lo tanto, contribuyen a la impermeabilidad de la carpeta y acomodan las partículas de los agregados por lo que aumentan la estabilidad. En realidad, esta fase no incrementa notablemente la densidad lograda por la plancha metálica, pero aporta seguridad contra deformaciones bajo condiciones severas de tránsito.
- 3.- El planchado final. Su única finalidad consiste en borrar las huellas del equipo que trabajó en las fases uno y dos. En ésta se emplean 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 efectuar 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 caso 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 compactar mezclas asfálticas, obteniendo resultados que consideramos satisfactorios, porque hemos logrado, en casi todos los casos, sustituir dos o más máquinas con un solo vibrador. La secuela de compactación que generalmente empleamos es la siguiente:

- 1.- Una pasada, a todo lo ancho, sin vibración. Esta se efectúa inmediatamente después del extendido en carpetas delgadas de hasta 5 cm. En carpetas más gruesas hay que esperar un poco, sin que se pueda establecer una receta, tal vez 60 metros atrás de la extendedora.
- 2.- Inmediatamente después, se inicia la vibración de 2400 r.p.m. en baja 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 cercanos unos a otros, ni tan de prisa que espaciemos demasiado la aplicación de la fuerza provocando grietas. También ésta es una determinación 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.

- 3.- Si acaso es necesario, se retrasa el compactador para borrar alguna huella y dar el acabado final. En algunos trabajos nos hemos visto precisados a emplear, para esta fase final, un compactador de neumáticos, autopropulsados de 9 llantas.

La compactación por vibración puede ser efectiva aun estando la mezcla a una temperatura tan baja que sería inoperante el equipo de tipo estático, lo que permite emplear durante más tiempo el equipo y, por lo tanto; usar menos máquinas.

En cuanto a la elección del equipo, es muy conveniente, antes de tomar una decisión, observar detenidamente los compactadores vibratorios porque, tomando en cuenta la administración eficiente del conjunto, la máxima economía se logra, generalmente, empleando el menor número posible de máquinas; naturalmente, teniendo a la vista el resultado final que es la construcción de carpetas de alta calidad.

9. CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS
RIGIDOS, PROCEDIMIENTOS DE
CONSTRUCCION DE LOSAS DE
CONCRETO HIDRAULICO

Ing. Ludwig Lindner Strauss

CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS RIGIDOS, PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION DE LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO.

I COMENTARIOS.

La utilización del concreto hidráulico para pavimentos está muy extendido en todas las ramas de la construcción, ya sea caminos, aeropuertos, fábricas, obras portuarias, obras hidráulicas, urbanizaciones, etc.

Continuamente se están requiriendo mayores volúmenes de pavimentos de concreto hidráulico ante todo en áreas expuestas a excesivo desgaste por tránsito intenso y pesado o materiales corrosivos.

El pavimento de concreto hidráulico puede soportar excelentemente todas las condiciones de tráfico intenso pesado, materiales químicos corrosivos y dañinos en relación a otros tipos de pavimentos, sin afectar su calidad y durabilidad. Sin embargo como el concreto hidráulico es de sencillo manejo, muchos constructores abusan de los procedimientos de colocación inadecuado, obteniendo como resultado pavimentos de mala calidad y de poca durabilidad.

Si observamos las normas que establecen las especificaciones para la fabricación y colocación del concreto hidráulico en pavimentos seguramente obtendremos resultados en economía y calidad tanto a corto como a largo plazo.

Un pavimento de concreto hidráulico que se ha construido respetando y cumpliendo con las especificaciones, prácticamente no tendrá costos adicionales de conservación o mantenimiento durante su vida de proyecto.

En los siguientes capítulos vamos a tratar de establecer algunos métodos adecuados de trabajo para la pavimentación de losas de concreto hidráulico que cumplen con las normas de especificaciones en fabricación y colocación para obtener resultados óptimos en calidad, costo y duración máxima.

II TRABAJOS PREVIOS.

1 Preparación sub-base.

Los niveles de la Sub-base deberán estar dentro de las tolerancias que marcan las especificaciones, por lo que habrá que tener especial cuidado en la ejecución de ésta etapa de trabajo. Una falla en los niveles puede causar serios transtornos al avance del trabajo para la etapa de colocación del pavimento de concreto hidráulico que siempre se traducen en costos adicionales no recuperables para el constructor. Si los niveles quedan bajos habrá que rellenar la depresión con material de base dándole el tratamiento adecuado para nivelar y llegar a niveles de proyecto. En el caso que los niveles estén altos habrá que recortar la sub-base y tratar de llegar a los niveles de proyecto. Es difícil recortar uno o más centímetros, que se requieren para la nivelación, y siempre se recorta más volumen debido a las características del material de sub-base que normalmente contiene agregados de tamaño de 2". Como resultado cuando fallan los niveles de la sub-base generalmente se sustituye el volumen faltante con concreto hidráulico, esto en costos es del orden de 10 veces superior al de sub-base hidráulica. Para evitar estos costos adicionales se hacen las siguientes recomendaciones:

1.1 Deberá ajustarse a los reglamentos y especificaciones de sub-base para pavimentos.

Antes de iniciar el trabajo de colocación de losas de concreto deberán hacerse los ajustes en niveles de la sub-base ya sea recorte o adicionar material, reconstruir zonas defectuosas para quedar dentro de especificaciones.

En el caso de usar equipos de tendido con formas deslizantes deberán dejarse el ancho de la sub-base 80 cm mayor a cada lado al ancho de proyecto del pavimento.

1.2 Cuando se use formas de cimbra fija en la operación de pavimentación, el ajuste de los niveles de la sub-base puede hacerse montando el equipo de recorte sobre las formas que han sido alineadas y niveladas previamente o hacerlo manualmente. En caso de usar equipo de nivel automático guiado sobre un cable previamente nivelado puede caminar sobre la sub-base.

Para ajustar niveles finales en sub-base de suelo cemento tendrá que hacerse la operación de afinado antes que se produzca el endurecimiento inicial o sea 3 ó 4 horas de colocado.

1.3 Como operación final deberán volverse a checar los niveles de proyecto, así como las compactaciones en zonas que se vieron afectadas por recortes o rellenos.

En caso de estar especificando un material impermeable sobre la sub-base, deberá colocarse éste material para su protección.

1.4 En caso de permitir el tráfico sobre la sub-base recibida, habrá que hacerlo con mucha precaución para no dañarla, si se altera la superficie de la sub-base habrá que compactarla antes de proceder a colocar el concreto del pavimento.

2. Formas Estacionarias (Cimbras).

2.1 Las formas deberán construirse fuertes y lo suficientemente rígidas para poder soportar la carga de los equipos de tendido, vibrado y acabado.

2.2 Se recomienda las siguientes especificaciones:

Normalmente las formas son de 3 m de largo, la base debe ser 0.75m de altura, pero nunca menor de 20 cms, la lámina que se usará variará de 1/4" a 5/16" dependiendo de la carga que van a soportar. Para decidir el espesor de la lámina se apoya la forma en sus extremos con viga libre y se aplica una carga equivalente al peso del equipo que va a soportar, la deformación máxima que puede admitirse es de 0.64 m (1/4").

La forma deberá estar provista de aditamentos que permitan su rápida alineación y colocación para quedar perfectamente unidas entre sí y un sistema de fijación a la sub-base, de no menos de 3 pijas por forma.

2.3 La forma colocada deberá resistir sin vibración, no tocarse, no tener efectos de resorte o asentarse al paso del equipo de colocación de concreto.

2.4 Las formas de 3 m deberán cumplir con los siguientes requisitos de alineamiento. Por alineamiento vertical deberán estar dentro de 0.32 centímetros (1/8") y para el horizontal de 0.64 m (1/4").

2.5 Es importante que la sub-base sobre la que se colocarán las formas de cimbra esté perfectamente compactada y nivelada a manera que la forma apoye en toda su base y longitud uniformemente. El nivel y el alineamiento deberán ser checados por la cuadrilla de topografía y cual

quier falla deberá ser corregida de inmediato, una vez rectificadas su buena colocación se procederá a fijar la forma mediante pijas lo suficientemente largas y fuertes que aseguren que queden sólidamente fijadas a la sub-base y alineadas libre de todo movimiento en cualquier dirección.

2.6 Las formas no deberán estar desviadas más de 0.60 m (1/4") de su línea de proyectos en cualquier punto.

2.7 Las formas deberán estar perfectamente limpias antes de proceder a iniciar el colocado.

2.8 Si la operación de nivelar y alinear las formas afectó a la sub-base aflojándose, deberá procederse a recompactar ésta.

La preparación de la sub-base deberá estar lo suficientemente adelantada para que no interfieran las operaciones de ésta con el colado de losas.

3. Materiales.

3.1 Es necesario hacer una revisión cuidadosa de la existencia y calidad de los materiales, deberán tenerse en suficiente cantidad para no sufrir interrupciones en el proceso del colado, debido al suministro -- por falla en producción, lluvias, crecientes en ríos y otras eventualidades.

4. Laboratorio.

Es indispensable contar con un laboratorio con instalaciones suficientes para controlar la calidad de los materiales y concretos colados. Esto, permite hacer los ajustes a los concretos en caso de requerirlo y tener certeza de cumplir con las especificaciones.

5. Equipo.

Deberá verificarse que el equipo de colado, tendido, compactado, acabado, aserrado, curado y alumbrado, esté en perfectas condiciones de trabajo para garantizar jornadas completas sin interrupciones.

6. Personal.

Se establecerán los turnos de trabajo y se integran las cuadrillas necesarias para cada turno, checar que estén equipadas con las herramientas de -

trabajo para que puedan desempeñar eficientemente su trabajo. Para dar los niveles y el alineamiento de las formas deberá contarse con una cuadrilla de topografía.

III DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO PARA FABRICACIÓN Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO.

Descripción breve de las diferentes equipos que intervienen en la fabricación y Colocación de Concretos Hidráulicos en Pavimentos:

1. Equipo de Fabricación.

Para la fabricación del concreto hidráulico es recomendable usar Plantas de concreto integradas con Silo para cemento, compartimientos separados para cada tamaño de agregado. En caso de usar cemento envasado, deberá disponerse de bodegas para almacenarlo en cantidades suficientes para garantizar una producción de concreto continua sin interrupciones.

Además deberá tener un sistema de alimentación para cemento envasado. Es indispensable el equipo de dosificación que incluye tolvas pesadoras, básculas y controles de dosificación. El cemento deberá pesarse en tolva separada y no en forma acumulativa con los agregados. Además dispondrá de dispositivos con controles electrónicos.

Es necesario contar con un Sistema de Alimentación de Agua, base de hidrómetro para su exacta dosificación.

El tamaño de las básculas deberá ser el adecuado para hacer la pesada de una revoltura completa en una sola operación.

El equipo de pesado deberá ser capaz de efectuar mediciones precisas y uniformes de todos los materiales dosificados en la Planta. La precisión del equipo de pesado deberá verificarse periódicamente durante la operación de la Planta.

2. Equipo de Transporte.

Para transportar el concreto al sitio de colado se necesitan equipos que garanticen la entrega del concreto de buena calidad, sin segregación y sin pérdida de humedad.

Podemos distinguir dos equipos de Transporte según la distancia de acarreo.

Para distancia hasta de 3 kilómetros y en caminos parejos podremos usar camiones de volteo de 5 a 6 M3 que tengan caja en buen estado y selle perfectamente la puerta de descarga; es conveniente cubrir la caja con una lona para evitar la evaporación del agua del concreto. Normalmente no hay problema de segregación para esta distancia debido al bajo revenimiento del concreto que se utiliza en los pavimentos.

Para distancias mayores conviene usar equipos especializados en el acarreo de concreto, básicamente en un camión con caja en forma de media pera que pueda estar equipado con un agitador dentro de la caja y vacía la caja mediante volteo (Dumpcrete).

Después de cada viaje de concreto es necesario lavar las cajas de los camiones de acarreo para retirar cualquier material adherido o seco. Esto sirve de limpieza y lubricación de la caja y ayuda a la descarga del siguiente viaje de concreto con más facilidad.

Con frecuencia se usan las ollas revolventoras montadas en camión (moto-revolventora) para el transporte de concreto. Sin embargo este procedimiento no es recomendable ya que este equipo maneja concretos con revenimientos mayores al recomendado en pavimentos de concreto hidráulico.

3. Equipos de Colocación, Compactación y Terminación.

Estos pueden dividirse en dos grandes grupos:

A.- EQUIPOS CON CIMBRA DESLIZANTE.

B.- EQUIPOS CON CIMBRA ESTACIONARIA.

A.- EQUIPOS CON CIMBRA DESLIZANTE.

El uso de pavimentadoras con cimbra deslizante requieren tener especial cuidado en varios aspectos del trabajo, para obtener resultados buenos. Su principal uso se recomienda en la construcción de pavimentos en carreteras.

La Sub-base tendrá que estar en tolerancia de nivel y compactación que fijen las especificaciones, además se tendrá que dejar 80 cm más ancha en cada lado del pavimento para apoyar los carriles del equipo de tendido.

El concreto que se suministre deberá tener una calidad uniforme con el más bajo revenimiento que permita trabajarlo.

EQUIPO PARA COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA DESLIZANTE.

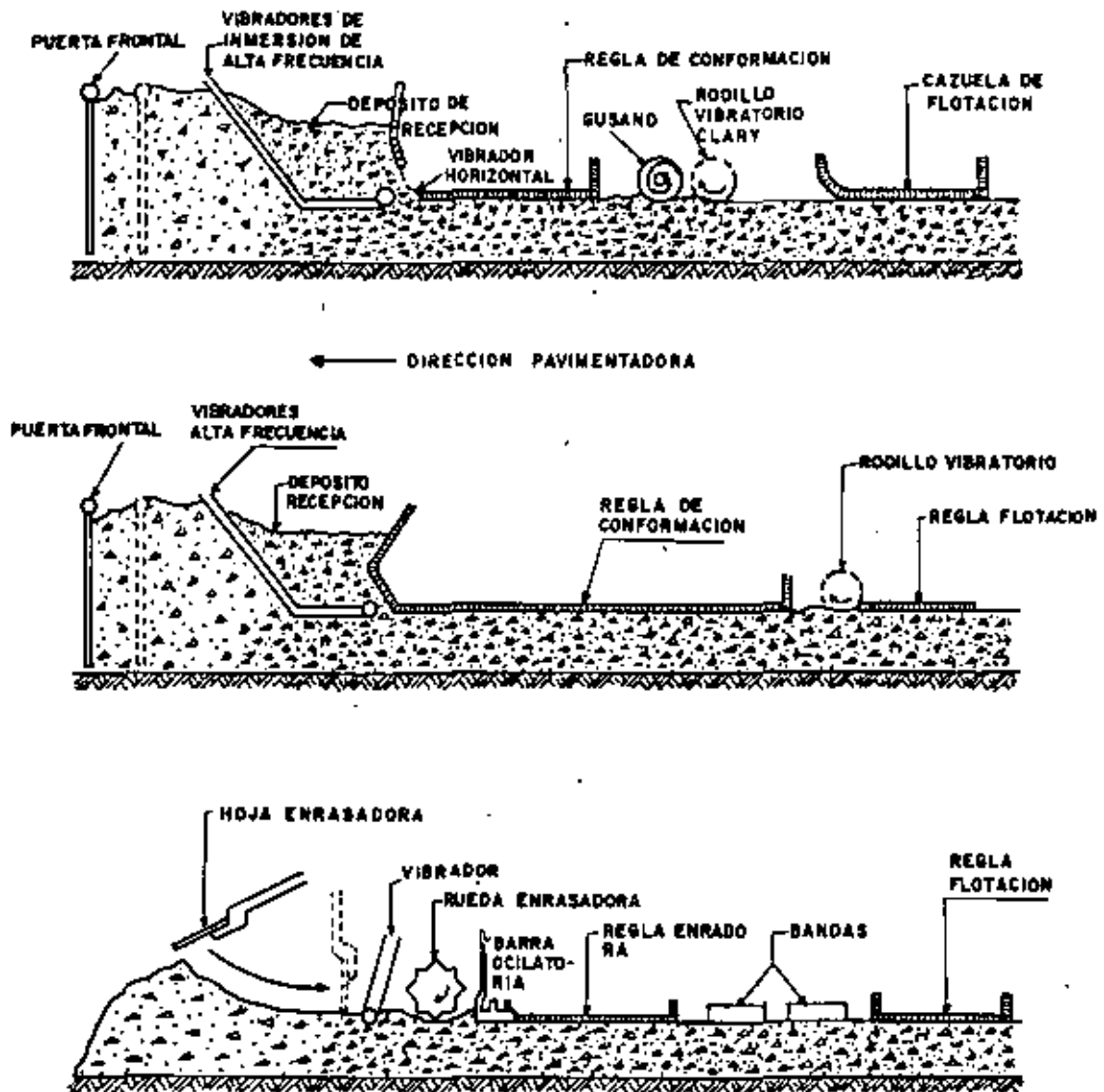


Figura 1

EQUIPO PARA COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA DESLIZANTE

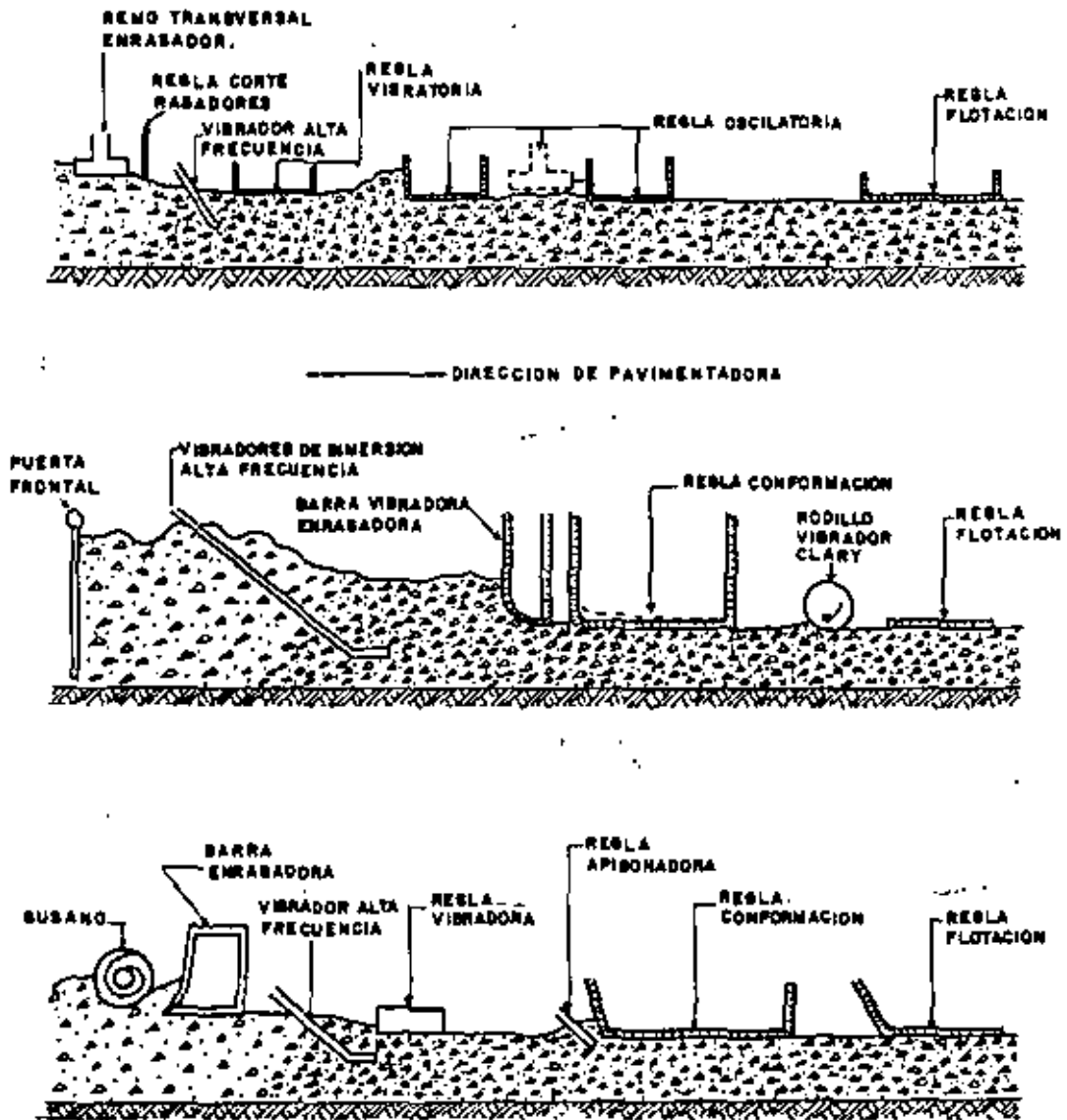


Figura 2

La operación del equipo con cimbras deslizantes es más económico que - aquel de cimbra fija removible, se ahorra obra de mano y en equipos adicionales, se trabaja en zonas más compactas facilitando la supervisión y calidad del trabajo.

La capacidad de ajustarse a una gran gama de dimensiones es otra gran - ventaja.

Se han realizado construcciones de losas de concreto de pavimentos de - espesores variables desde 15 cm hasta 30 cm y ancho desde 3 m a 15 m, en losas con o sin refuerzo.

Otra ventaja para el uso de pavimentadoras de cimbra deslizante es el - factor inversión-producción.

En producciones masivas es más económica la utilización de este equipo, en comparación al de cimbra fija.

A.1 Problemas Principales.

Es necesario tener personal y técnicos de operación altamente entrenado.

Deberán usarse métodos de tendido automáticos apoyados en alambre de acero previamente alineados y nivelados.

Para lograr obtener buenos resultados tienen que hacerse experiencias - con el equipo y personal, o bien buscarlos entrenado con suficiente experiencia en este tipo de trabajo, lo cual no es fácil. La atención y mantenimiento del equipo de pavimentación requiere de mecánicos y personal altamente especializado, inclusive asistencia del fabricante, ante todo los equipos electrónicos y componentes electrónicos requieren de técnicos calificados. Este personal es difícil de conseguir y en muchos casos habrá que formarlo.

A.2 Preparación de Sub-base.

Uno de los problemas más importantes para el uso de pavimentadoras con - cimbra deslizante es lograr los niveles que fijan las especificaciones para la sub-base y que para este sistema es indispensable alcanzar. Cualquiera de - defecto en la sub-base, puede producir variantes en los espesores de las losas y rugosidades en la superficie de las mismas. Este defecto puede reducirse - mediante el uso de equipos con controles automáticos en el afine de sub-base.

A.3 Concreto de calidad uniforme.

Deberán dosificarse concreto con una calidad uniforme con materiales bien graduados y revenimientos, lo más bajo posible, se recomienda usar plantas de concreto automatizadas.

A.4 Aplastamiento de los extremos de la losa.

Esto sucede cuando se usa concreto de calidad no uniforme, mal vibrado o de revenimiento alto, (arriba de 6 cm), también pueden presentarse cuando las condiciones climatológicas son desfavorables, tales como humedad excesiva o bajas temperaturas, así como mal control de la máquina, etc.

A.5 Pavimento rugoso o mal acabado.

Puede deberse al tipo de materiales usados, a la sub-base que esté en malas condiciones, problemas climatológicos, al ajuste de una máquina por ser nueva, o al excesivo desgaste de una máquina usada.

En cada caso deberá resolverse de acuerdo con las condiciones del trabajo y equipo.

B. EQUIPO DE COLOCACIÓN, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA ESTACIONARIA.

Existe una gran cantidad de equipos para pavimentación que utilizan cimbras de formas estacionarias.

Tiene una gran ventaja sobre el sistema con cimbra deslizante de poder garantizar mejor los niveles de la rasante y no tiene desplomes en los hombros. La cimbra se coloca previamente alineándola y nivelándola, y luego sirve de apoyo al equipo de colocación y vibrado y terminación final.

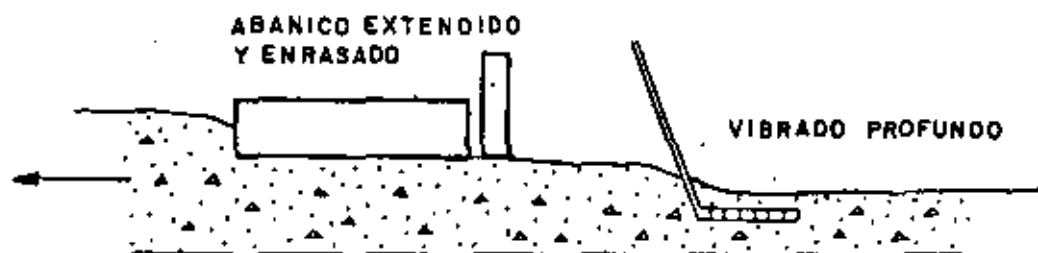
También es posible adaptar los equipos con cimbra deslizante al sistema de cimbra fija, con pequeñas adaptaciones.

Para aeropuertos es preferible usar equipo de pavimentadoras apoyadas en cimbra estacionaria dado que este sistema garantiza mejor la obtención de los niveles que exijan las especificaciones.

En México para la pavimentación de Aeropuertos con concreto hidráulico, se han requerido de 20 a 50 m³/hora.

EQUIPO PARA COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA ESTACIONARIA FIJA.

EQUIPO EXTENDIDO Y VIBRADO PROFUNDO



EQUIPO DE VIBRADO Y TERMINADO SUPERFICIAL

A.- EQUIPO CLARY.



B.- EQUIPO MAGGINES.



Figura 3

Vamos a describir algunos de los equipos que pueden utilizarse para estos volúmenes de colado con cimbra fija.

B.1 Equipos de Colocación y Compactación.

El primer equipo sería un conjunto de tendido y compactado con la siguiente característica: Tener amplitud suficiente para trabajar en anchos de 5 a 6 m, al frente un extendedor o repartidor de concreto que acomoda a éste a un nivel adecuado para su compactación por vibrado, como segundo elemento básico deberá estar previsto de una batería de vibrado de alta frecuencia de 10.000 * V.P.M., para el vibrado profundo, al igual que en el caso de equipo con cimbra deslizante.

Este equipo deberá ser autopropulsado, la operación de sumergir y emerger los vibradores se hará por medio de controles hidráulicos.

El equipo irá equipado con unidades de alumbrado para trabajos nocturnos.

B.2 Equipo de Vibrado Superficial.

El segundo equipo deberá ser un equipo de vibrado superficial y de acabado, del cual existen varios tipos en el mercado.

El llamado rodillo vibratorio Clary es un equipo que puede utilizarse para estas producciones con mucho éxito, consta de tres rodillos de 6 m de ancho, dos colocados al frente separados 5 cm y uno separado 1 m en la parte posterior. Los rodillos motrices son las dos posteriores. El rodillo de enfrente hace el trabajo de acabado y vibrado superficial por su forma de colocación y giro.

El rodillo acabador tiene una excentricidad ajustable a 1/8", 1/4", y gira a alta velocidad haciendo efecto de vibrado y acabado, los rodillos de traslación mueven el conjunto hacia adelante y atrás permitiendo las pasadas que sean necesarias sobre la superficie de concreto para dejarlo terminado dentro de tolerancia.

Otro equipo de vibrado y acabado superficial puede ser un equipo montado sobre chasis de estructura de 6 m de ancho con ruedas que puede caminar sobre la cimbra o piso de concreto según las necesidades, este equipo es autopropulsado y consta de los siguientes elementos acabados.

Tiene una regla de madera de 6 m de largo y sección de 3" x 12" reforzada en su base con ángulo de hierro, ejecuta con movimiento-vibrato

* V.P.M. Vibraciones por minuto.

rio vertical acomodando el concreto previamente vibrado por el peine de vibraciones de alta frecuencia del equipo de adelante arreglando pequeñas oquedades.

En la parte posterior se encuentra una regla vibratoria fija de aluminio de 6 m de ancho y sección de apoyo de 20 cm, ésta hace el trabajo de terminación. Todos los controles de esta máquina son eléctricos y requieren de una planta de luz para su funcionamiento. Esta máquina está equipada con un eje y llantas para su fácil transportación.

Para volúmenes mayores de 50 m³/hora conviene utilizar máquinas integradas con todos los elementos al estilo de las pavimentadoras de cimbra deslizante.

Existen además de las máquinas descritas un gran número de equipos que pueden realizar los trabajos de pavimentación de concreto hidráulico muy eficientemente.

4. Equipo de Terminado Final.

Como un equipo de terminado final es conveniente utilizar alguno que permita dar un acabado de la superficie sin alterar éste.

Puede ser una máquina que conste de una estructura que se apoye a los lados de la losa de la línea de pavimento y sirva de sostén a un tubo dispuesto diagonalmente con respecto al eje de la línea de pavimento y permita su ajuste a manera que se apoye sobre el concreto terminado y al hacer un movimiento de traslación sobre la superficie fresca corrija las pequeñas imperfecciones que pueden dejar las máquinas acabadoras, y a la vez sirva para cerrar las pequeñas fisuras de fraguado superficial que pudieran presentarse en la superficie del concreto.

Bandeo, Cepillo de Cerda.

Para volúmenes menores se puede recurrir al Sistema de Bandeo, que se logra mediante una banda de 20 a 25 cm de ancho y una longitud del ancho de la losa más 1.50 y mediante un movimiento de vaivén, se logra dar una superficie antiderrapante muy buena con pequeños zurcos de 1 a 3 mm.

Otro procedimiento puede ser el terminado mediante el Cepillo de Rafz, que al pasar sobre la superficie terminada deja zurcos similares al del Bandeo.

5. Equipo de Aserrado de Juntas de Construcción.

Deberán tenerse cuando menos dos máquinas para corte de juntas, se usan discos de diamante para concreto fresco de 1/8" y 1/4".

El objeto de tener dos máquinas es que en caso de falla de una de ellas se tenga un repuesto para evitar roturas en las losas.

En caso de tener producciones grandes habrá que calcular el número de cortadoras necesarias y agregar una más para posibles fallas.

6. Equipo para Aplicación de Sellos de Juntas.

El equipo para aplicación de sello se describe ampliamente más adelante en el Capítulo VII.

7. Equipo para Aplicar Película de Curado.

Para aplicación de película de curado pueden usarse equipos de aspersión manual o mecánico similar al que se usa para aplicar insecticidas.

Para producciones masivas existen equipos de aplicación automáticos.

8. Equipo Auxiliar.

8.1 Alumbrado.

Deberá tenerse en obra un equipo de alumbrado que garantice el trabajo nocturno con suficientes lámparas para cubrir todo el tramo desde la colocación del concreto hasta la etapa del aserrado.

8.2 Humedecido.

A todo lo largo del tramo por colar deberán quedar repartidos tanques de agua, que se utiliza para humedecer las sub-bases previo al colado y posteriormente, se utiliza para proporcionar agua a las máquinas cortadoras.

8.3 Protección contra Lluvia y Viento.

Para poder proteger el concreto Fresco colocado contra los efectos de lluvias inesperadas que puedan dañarlo, tendrán que te-

nerse en obra techos con estructuras ligeras en cantidad suficiente que permita proteger el concreto fresco, y por lo que respecta a la protección contra los efectos del viento deberá disponerse de mamparas lastrales en cantidad suficiente para servir de pantallas protectoras.

En caso de presentarse condiciones de viento severas, temperaturas menores de 5°C o lluvias inesperadas, deberá suspenderse el tendido del concreto y colocar una junta de construcción.

IV SELECCION DEL EQUIPO.

Para la selección del equipo deberán valorarse, los diferentes factores que intervienen en la realización de la obra.

Podremos enunciarlos de la siguiente forma:

- a. Volumen de Obra a ejecutarse.
- b. Programa de Obra.
- c. Disponibilidad de todos los materiales necesarios, materiales inertes, cemento, varillas, pasajuntas, etc.
- d. Factores climatológicos.
- f. Trabajar en uno o varios turnos.

Procederemos a la siguiente manera:

Conocido el volumen de obra a ejecutarse y el tiempo de entrega de obra, se revisarán las disponibilidades de materiales, si alguno de estos no está disponible en la medida que se requiera habrá que modificar el plazo de entrega de la obra.

Supongamos que se tienen los materiales para cumplir con el Programa de Obra, enseguida analizamos las condiciones climatológicas para evaluar el tiempo posible de trabajo que pueda tenerse dentro del Programa de Obra.

Como último se determinará los turnos de trabajo. En general es conveniente trabajar dos turnos. Como en el colado de las losas no conviene suspender los trabajos ya que al parar las actividades tiene que hacerse una junta de construcción con varillas pasajuntas. Estas juntas de construcción son muy lentas y caras.

Decidido el número de turnos, conocemos el volumen de obra que tenemos que manejar por hora, lo cual nos permite decidir el equipo que se ajuste a las necesidades del trabajo.

Se solucionarán los equipos de tendido, vibrado y acabado que más se ajusten al programa estudiado y estén balanceados entre sus diferentes elementos.

Ejemplos Numéricos.

Caso No. 1.

Datos:	a.	Concreto en Pavimento	20 000 M3.
	b.	Duración Obra.	40 Semanas.
	c.	Material pétreo almacenado.	
	d.	Lluvias probables.	35 Días.
	e.	Días perdidos por otras causas.	18 Días.

Determinar el equipo más conveniente para la fabricación y colocación del concreto.

1o. Determinamos los días disponibles para realizar el trabajo, se considera el Sábado como 1/2 día.

Plazo	40	Semanas	x	5.5	días	=	220	Días
Días Lluvias.				35	días	-	35	Días
Días perdidos por otras causas.				18	días	-	18	Días
								<u>167</u> Días
								Días Disponibles. = 167 Días

2o. Producción promedio necesario para cumplir con el Programa.

$$\frac{20\ 000\ M3}{167\ Días} = 119\ M3/Día.$$

3o. Producción promedio diaria.

En un turno normal podemos considerar 7 horas efectivas de trabajo debido al inicio y terminación de Jornada.

$$\text{Producción mínima diaria} = \frac{119 \text{ M3/Día}}{7} = 17 \text{ M3/Hora}$$

4o. Para la producción horaria en una Planta de Concreto vamos a considerar una eficiencia de 80% y otro 80% en el tendido, tendremos la capacidad mínima necesaria para la Planta.

$$\text{Capacidad Nominal de la Planta.} = \frac{17 \text{ M3/H}}{0.8 \times 0.8} = 26.55 \text{ M3/H.}$$

Para cumplir con el programa de trabajo de acuerdo con las condiciones generales de la Región, se requiere una Planta de Concreto con una capacidad mínima de 26.55 M3/H.

Habrá que buscar en el mercado la disponibilidad del equipo disponible que se ajuste al volumen por producir.

En México, se pueden adquirir o Rentar Plantas de Concreto con capacidad de 30 M3/H.

Una máquina de 30 M3/H., trabajará a una eficiencia Real con respecto a la capacidad de colocación media del concreto.

$$\text{Eficiencia} = \frac{26.55 \text{ M3/H}}{30.00 \text{ M3/H}} = \underline{\underline{0.89}}$$

5o. Revisando capacidad de Planta contra la producción requerida.

Capacidad de Planta	30	M3/H	
Eficiencia Planta	80	%	
Eficiencia Eq. Tendido	80	%	
Vol. Prom. de Fabricación	30	M3/H	= 19.20 M3/H.
		<u>0.8 x 0.8</u>	
Producción Probable	19.20	M3/H	
Producción Requerida	17.00	M3/H	

• • La Planta de 30 M3 es aceptable.

6o. Equipo de tendido, vibrado y acabado.

Para la selección del equipo deberá tomarse en cuenta la producción máxima de la Planta de Concreto, afectada por la eficiencia normal del equipo. Para la Planta de 30 M3/H, el equipo de tendido deberá tener una capacidad mínima de:

$$30 \text{ M3} \times 0.8 = 24 \text{ M3/H.}$$

Para esa capacidad pueden utilizarse los equipos de tendido y vibración descritos en el capítulo III-B.

CASO No. 2.

Con los mismos datos anteriores de volúmenes de concreto y términos de tiempo pero con la limitante de disponer solamente de una Planta de Concreto de 15 M3/H., tendremos la siguiente solución.

Datos:

a. Pavimento de concreto hidráulico	20 000 M3
b. Duración Obra	40 Semanas.
c. Material Pétreo almacenado.	
d. Días perdidos por lluvias.	35 Días.
e. Días perdidos por otras causas.	18 Días.
f. Planta de concreto disponible capacidad.	15 M3/Hora.

1o. Días disponibles para el trabajo igual al Caso No. 1 167 Días.

2o. Obtendremos las horas efectivas de trabajo necesarias para realizar el trabajo.

$$\frac{20\ 000 \text{ M3}}{15 \text{ M3} \times 0.8 \times 0.8} = 2083.33 \text{ Horas Efectivas.}$$

3o. Establecer turnos de trabajo.

Si utilizamos la Planta de Concreto de 15 M3/H y tenemos un plazo de 167 días de trabajo, y se requieren 2083 horas efectivas de trabajo para producir y colocar el pavimento tendremos:

$$\text{Turnos} = \frac{2083 \text{ Horas}}{167 \text{ Días} \times \frac{7 \text{ Horas}}{\text{Turno-Día}}} = 1.78 \text{ Turnos.}$$

Necesitamos 1.78 Turnos Diurnos de Trabajo.

4o. Como el Segundo Turno normalmente es media hora más corto que el primero y que su eficiencia es 10% menor tendremos:

$$\text{1er. Turno rendimiento} = \frac{15 \text{ M3}}{0.8 \times 0.8} = 9.60 \text{ M3/H.}$$

$$\text{2o. Turno rendimiento} = 0.9 \times 9.6 \text{ M3} = 8.64 \text{ M3/H.}$$

$$\text{Prod. 1er. turno} = 9.60 \text{ M3/H} \times 7 \text{ H.} = 67.2 \text{ M3/Turno.}$$

$$\text{Prod. 2o. turno} = 8.64 \text{ M3/H} \times 6.5 \text{ H} = \frac{56.2}{123.4} \text{ M3/Turno.}$$

Ajustando la producción de los dos turnos necesarios por eficiencia y horas laborales tendremos:

Producción posible en 167 días laborales con dos turnos por día.

$$\text{Producción} = 167 \text{ días} \times 123.4 \text{ M3/día} = \underline{\underline{20,607.80 \text{ M3}}}$$

Puede realizarse el trabajo utilizando una Planta de 15 M3/H. trabajando dos turnos por día.

3o. Equipo de tendido, vibrado y acabado.

Para el equipo de tendido, vibrado y acabado en este caso de producciones de 15 M3/H., puede utilizarse un equipo similar.

al del caso No. 1, a pesar de estar algo excedido.

Sin embargo es posible utilizar un equipo más sencillo a base de 2 vibradores eléctricos de alta frecuencia operados individualmente por peones, y una regla vibratoria de doble barra con vibrador de alta frecuencia, jalada con peones, y el extendido del concreto manualmente.

COMO EJEMPLO DE PAVIMENTACION DE CONCRETO HIDRAULICO
MASIVO DE PRODUCCIONES HORARIOS ALTISIMOS VAMOS A MENCIONAR:

LOS DATOS DE COLADO DE LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO EN EL AEROPUERTO FT WORTH - DALLAS TEXAS.

Para Aeropuerto de Ft Worth-Dallas Texas, se obtuvieron los siguientes rendimientos para colado de losas de pavimento hidráulico, utilizando 2 Equipos Pavimentadores de 15 m de ancho.

Producción media horaria	253 M ³ /H/Maq.
Producción máxima horaria	386 M ³ /H/Maq.
Producción máxima en un día	12292 M ³
Producción media semanal	37678 M ³ .
Area Pavimentada.	2 484000 M ² .
Espesor de:	44 a 55 cm en dos capas.

V COLADO, COMPACTACION Y CURADO DEL CONCRETO HIDRAULICO.

5.1 Colado del Concreto.

El equipo de colocación tiene que ser apto para depositar el concreto a su posición final con un mínimo de agregación y sin dañar la sub-base.

En trabajos que requieran el movimiento de grandes volúmenes de concreto se utilizarán máquinas equipadas con dispositivos de distribución y colocación del concreto en forma mecánica, tales como cajones de recepción y para su distribución pueden contar con cualquiera de los siguientes elementos: banda, gusano, remo, cajones, abanico, etc. Cualquiera de estos dispositivos distribuye el concreto a todo el ancho de la losa con los espesores adecuados sin dañar la sub-base, además manejando el concreto con un mínimo de segregación.

Para el manejo de volúmenes menores de concreto del orden de 20 - 30 M³/hora, pueden usarse equipos de extendido y colocación como los descritos en el Capítulo 3-B, con muy buenos resultados.

Si hablamos de volúmenes del orden de 10 M³/hora, entonces usaremos el Sistema de Colocación y tendido manual con peones y palas.

El suministro del concreto en todos los casos será mediante camiones de volteo o Dumpcrete, teniendo especial cuidado de no dañar la sub-base al circular sobre ella.

En el Capítulo III se han explicado algunos equipos que se recomiendan para estos trabajos.

5.2 Compactación.

Se logra mediante el uso de vibradores de alta frecuencia 10 000 - 15 000 V.P.M., se colocan sobre una barra con separación de 75 cm centro a centro a todo el ancho de la losa de concreto, solamente deben trabajar cuando están sumergidos en la masa del concreto, nunca fuera de él.

En algunas máquinas se cuenta con vibradores de tubo colocados en la esquina de avance de la plancha de conformación.

También es posible utilizar varios vibradores de alta frecuencia -- operados individualmente.

5.3 Comprobación Superficie Terminada (Depresiones).

Antes de dar el acabado superficial se procede a comprobar si la superficie está dentro de tolerancia en niveles. Esto, se hace colocando una regla metálica de 5 m en el sentido longitudinal de la losa observando las depresiones. Estas deberán ser menores de 0.5 cm si se exceden las depresiones deberán corregirse de inmediato antes de fraguar el concreto.

En caso de colocación de concreto en volúmenes grandes para checar la superficie terminada se recomienda usar el Perfilógrafo que puede proporcionar resultados de perfil más exactos y con esto corregir sobre la marcha el tendido y acabado del concreto ajustando la máquina pavimentadora para lograr resultados dentro de especificaciones.

5.4 Acabado Superficial.

En muchas ocasiones ante todo, cuando los volúmenes de colado no son muy grandes, se acostumbra dar un acabado superficial con llanta de madera. Este procedimiento no debe usarse ya que cualquier trabajo hecho a mano deforma la superficie dejando mayores depresiones.

Es preferible en todo caso no usar ningún acabado adicional superficial y dejarlo tal como lo deja la máquina acabadora.

Cuando se trabaja en volúmenes grandes de colado, los equipos que se utilizan tienen interconstruidos elementos suficientes para dar un acabado superficial adecuado. Sin embargo en todos los casos es preferible utilizar algunos de los equipos descritos en el Capítulo III.

5.5 Textura Final.

La textura final se logra por cualquiera de los dos procedimientos indicados. El escobillado se hace pasando sobre la superficie terminada una escoba de raíz dejando marcados pequeños surcos de 1 a 3mm de profundidad.

5.6 Curado del Concreto con Membrana.

Una vez que desapareció la película de humedad brillante sobre el

pavimento fresco, la superficie deberá ser cubierta con una membrana de curado, ésta puede aplicarse con aspersores de tipo manual o mecánicos del tipo que se usan para aplicar insecticidas, también hay máquinas especializadas cuando se trata de grandes volúmenes.

En casos especiales cuando hay mucho viento deberá aplicarse con un bote.

Su aplicación deberá ser con un espesor y textura uniforme.

Un buen producto rinde 3 M² por litro. En los cachetes de las losas deberá aplicarse la película de curado antes que transcurra una hora de haber retirado la cimbra.

5.7 Remoción de las Formas de Cimbra.

Las formas se descimbrarán entre 6 y 8 horas después del colado.

Este tiempo puede tener variaciones de acuerdo con las condiciones de temperatura, humedad y viento en cada lugar.

Al remover las formas hay que tener muy en cuenta no dañar las esquinas de las losas.

VI DESCRIPCION Y CONSTRUCCION DE LOS DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS.

Las juntas son esenciales en los pavimentos de concreto hidráulico a fin de reducir los esfuerzos de tensión, compresión y flexión en las losas.

A. Diferentes tipos de juntas.

1. Juntas de Expansión.

Su función principal es proporcionar el espacio para que tenga lugar la expansión del concreto y por consiguiente evitar que se originen esfuerzos de compresión que pudieran causar daño en el mismo.

Esta junta funciona también como junta de contracción.

2. Juntas de Contracción.

Tienen por objeto limitar los esfuerzos de tensión a valores --

permisibles. Esta junta debe estar en libertad de abrirse, básicamente existen varios tipos de juntas de contracción.

Juntas de Ranura.- Se construye formando una ranura en la superficie del pavimento utilizando alguno de los siguientes procedimientos.

- a) Introducir temporalmente en el concreto una tira metálica.
- b) Instalar una tira de material premoldeado de relleno para juntas a la profundidad requerida.
- c) Aserrar el pavimento después que el concreto haya endurecido.
- d) Juntas de tiras metálicas.

3. Juntas de Alabeo o de Articulación.

Se refiere a cualquier tipo de junta que permita un cierto giro sin una separación considerable entre las losas adjuntas. Su función principal es absorber los esfuerzos por alabeos. A diferencia de la junta de expansión o contracción, se colocan barras de sujeción a través de la junta para prevenir separaciones considerables en la junta. En efecto una junta de este tipo actúa simplemente como una articulación, esto permite que las losas en unión puedan sufrir un cierto desplazamiento angular.

4. Juntas de Construcción Transversal.

Al terminar el colado cada día deberá construirse una junta de construcción. Estas, también tendrán que colocarse por alguna interrupción por falla de equipo o razones climatológicas. Deberán colocarse con una interrupción del colado, de 30 min. en climas secos calientes y con viento, o una espera de una hora en condiciones no tan severas puede ser el índice para terminar un colado y hacer la junta de construcción.

5. Juntas Longitudinales.

Esta junta puede ser una junta a tope como resultado de la construcción de una banda o bien si la construcción del pavimento se hace a todo lo ancho, se forma utilizando alguno de los métodos descritos en la junta de contracción.

La separación y fallas entre las bandas adyacentes, se evita mediante el uso de barras de sujeción espaciadas convenientemente.

6. Dispositivos para Transmisión de Carga.

Debe proporcionarse algún dispositivo para transmisión de cargas - aunque los bordes y esquinas se diseñen para resistir la carga sin sobre esforzar el concreto.

Los dispositivos mecánicos para transmisión de cargas pueden divi-dirse en dos tipos principales.

6.1 Resistentes al Corte.

Son los que tienen resistencia al cortante pero poca o ninguna resistencia a la flexión. Pueden ser:

- a) De Machimbre.
- b) De Placas corrugadas.
- c) De Trabazón de Agregados.

Las de Machimbre se logran haciendo formas especiales con ma-chimbbre.

Las de Placas Corrugadas pueden ser a base de cimbra con super-ficie corrugada.

Las de transmisión de carga por trabazón de Agregados, traba-jan a través de la falla de concreto, provocado en la junta de con-tracción por la ranura falsa o aserrada. Para que la Trabazón de Agregados sea efectiva, la abertura de las juntas no deberá exceder de 0.5 mm. (Especificación A.C.I. e. 325-58).

6.2 Resistencia al Cortante y Flexión.

Aquellas que tienen resistencias al cortante y a la flexión el más común es en el pasajunta. La mayoría de los dispositivos para transmisión de carga emplean este principio en su diseño. El pas-junta de varillas de acero convencional redondo es el tipo más em-pleado de dispositivos para transmisión de cargas.

B. Construcción de las Diferentes Juntas.

1. Juntas de Expansión.

Normalmente son juntas de construcción que se utilizan cuando la dirección del pavimento cambia, como pudiera ser el caso del entronque de las calles de rodaje con pistas y plataforma de operación.

Su construcción es sencilla por tratarse de una junta entre dos concretos de diferente edad con separación de 2 cm relleno con celotex impregnado en asfalto en toda su altura.

2. Juntas de Contracción.

a) Introduciendo temporalmente una tira metálica, una vez terminado de colocar el concreto, vibrado y terminado, estando en estado plástico el concreto, se introduce a lo ancho de la losa una solera metálica de la sección igual a la de proyecto. Cuando comienza a endurecerse el concreto se retira la solera dejando la junta formada. Este sistema es el más económico, sin embargo no se recomienda ya que al introducir una solera en el concreto en fresco, normalmente alteramos su calidad. El volumen de la solera introducida desloja igual volumen de concreto formando unos pequeños bordes que deberán retirarse. Para lograr renivelar el acabado se usan llanas y siempre se agrega algo de agua, todo este procedimiento es inadecuado y se traduce en un debilitamiento de la junta y altera las condiciones del concreto.

b) Instalar una tira de material premoldeado de relleno para juntas a la profundidad requerida quedando colocada definitivamente. Esta tira puede colocarse manualmente o con algún equipo especializado.

Si se trata de una tira que desaloje concreto, para su colocación se presentarán los mismos problemas del caso a), y deberá evitarse usar este sistema.

En caso de usar una tira de plástico muy delgada no tendremos problemas de reborde y sí puede recomendarse su utilización.

Esta tira se instala separando el concreto para luego introducir la tira de plástico y volver a colocar el concreto en su sitio y dejando el acabado de la superficie mediante un afinamiento.

c) Aserrar el pavimento después que el concreto haya endurecido.

El aserrado de la junta se hace entre 6 a 8 horas de haber colocado el concreto.

Para determinar el tiempo más apropiado, después de colocado el concreto para aserrar la junta, se determina en una plataforma de prueba en el que se efectúan cortes a diferentes espacios de tiempo, comenzando a hacer el primer corte a la 6a. hora o cuando el concreto soporte la cortadora sin dejar hue-lla y los siguientes con 15 minutos de diferencia, hasta llegar a 8 ó 9 horas. Se inspecciona visualmente las juntas y se elige la que no tenga despostillamientos en sus aristas, en el menor tiempo transcurrido después de colocado el concreto. La máquina que se usa para el corte de la junta, deberá tener una potencia mínima de 20 H.P., siendo preferible usar más de 30 a 40 H.P., además deberá estar provista con un sistema de enfriamiento del disco de corte con chorro de agua.

Para el corte se usan dos espesores de disco, uno de $3/16"$ y otro de $1/4"$. El primero para aserrar una profundidad de $1/5$ del espesor de la losa, y el segundo para ampliar la junta a 5 mm de espesor por 30 mm de profundidad.

Este sistema es el más adecuado y conveniente para aeropistas ya que deja un acabado y una superficie de rodamiento perfecto.

d) Juntas de Tiras Metálicas sobre la Sub-base.

Se construye colocando una tira separadora o de partición sobre la sub-base. Este separador consiste en una placa metálica o alguna hoja delgada de material rígido e incompresible, sirve para interrumpir la continuidad del pavimento. Se forma una ranura en el concreto encima del separador.

Las ventajas que pueden ofrecer las juntas descritas en los incisos a) y b), son:

Se crea un plano de inconsistencia o debilidad antes de que el concreto empiece su fraguado inicial.

Dado que la junta se instala al mismo tiempo que se efectúa la pavimentación, esto evita alteraciones en el fraguado.

Los costos de los insertos son relativamente baratos, comparados con otros sistemas.

3. Juntas de Alabeo o de Articulación.

En un aeropuerto para aeropista o carretera, se construyen entre las dos losas extremas de un pavimento, a lo largo de éste. Al ir colando la penúltima línea del pavimento se colocan varillas corrugadas de -- diámetro y separación, según marca el diseño, al centro del peralte de la losa. Para ese fin se dejan perforadas las formas de cimbra. Una vez colado el concreto se introducen por la perforación la varilla, la mitad de su longitud. Cuando se cuela la última línea del pavimento quedará la otra mitad de la varilla en esa losa. Así obtendremos una sujeción perfecta entre las dos losas extremas del pavimento. Este procedimiento se aplica tanto en aeropuerto para pista, rodajes y plataforma de operaciones como en carreteras u otros pavimentos. Siempre las dos últimas losas deberán estar sujetas por este sistema a lo largo del pavimento.

4. Juntas de Construcción Transversal.

Este tipo de junta que se construye para fin de jornada o alguna interrupción imprevista, se procede como sigue:

Se prepara una forma cimbra para fin de jornada o de tapón. Se dejan perforaciones y apoyos para colocar las varillas de transmisión de carga. La separación será de acuerdo con el proyecto y se ubicarán al centro del peralte de la losa.

Cuando terminamos una jornada de colado se coloca el tapón descrito anteriormente, de preferencia coincidiendo con alguna junta de construcción transversal, se nivela y fija igual que cualquier forma de cimbra, y colocamos las barras de acero liso según proyecto, bien engrasados y se termina el colado.

Las barras de acero deberán estar coladas al centro de la losa separadas a la distancia que marca el proyecto y habrá que tener especial -- cuidado en su alineación y paralelismo con la banda de colado.

5. Juntas Longitudinales.

Son las juntas que normalmente quedan a tope una y otra losa a lo largo del pavimento. Su construcción es la unión de una losa colada con otra. La cimbra que se usa lleva un machimbre para transmitir carga.

6. Dispositivos de Transmisión de Carga.

a) Las Resistentes al Cortante.

Las que no son resistentes a la flexión, normalmente se logran mediante el uso de cimbras especiales con machimbre o superficie rugosa, en ambos casos se diseñan las cimbras con el machimbre como parte integral.

En el caso de transmisión de carga por trabazón de agregados se logra éste al forjar la ranura falsa o aserrada descritos en el Capítulo VI-B-2.

b) Las Resistentes al Cortante y a la Flexión.

Cuando el proyecto exige transmisión al cortante y a la flexión, habrá que dejar barras de acero para transmisión de carga.

En caso de terminación de jornada o suspensión del trabajo se procederá según lo descrito en el inciso 4 de este Capítulo.

Juntas de Construcción con Barras para Transmisión de Carga.

Cuando el proyecto lo exija habrá que dejar barras para la transmisión de cargas en losas coladas en un tramo continuo y en la junta de construcción que se deja al suspender el colado.

En el caso del colado continuo es importante que las varillas pasajuntas lisas que se dejan en la zona de la junta deberán estar coladas a la mitad del peralte de la losa y repartidas según marque el proyecto, alineadas paralelamente al eje longitudinal y engrasadas para que tengan libertad de movimiento horizontal.

Para lograr mantener las barras pasajuntas en su posición correcta se construye una estructura de alambón que se clava en la sub-base y sobre estas se distribuyen las barras pasajuntas amarrándolas ligeramente para permitir el movimiento horizontal sin perder su alineamiento longitudinal.

JUNTAS DE CONSTRUCCION EN AEROPISTAS.

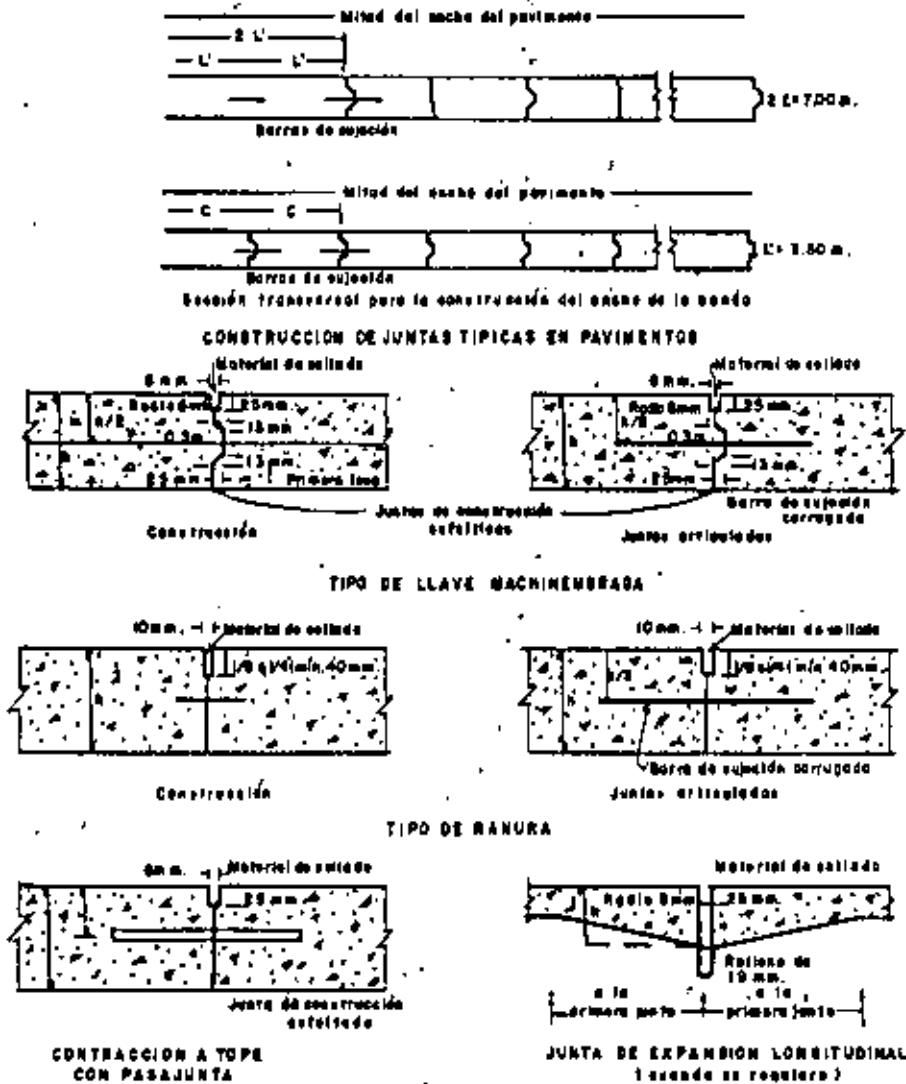
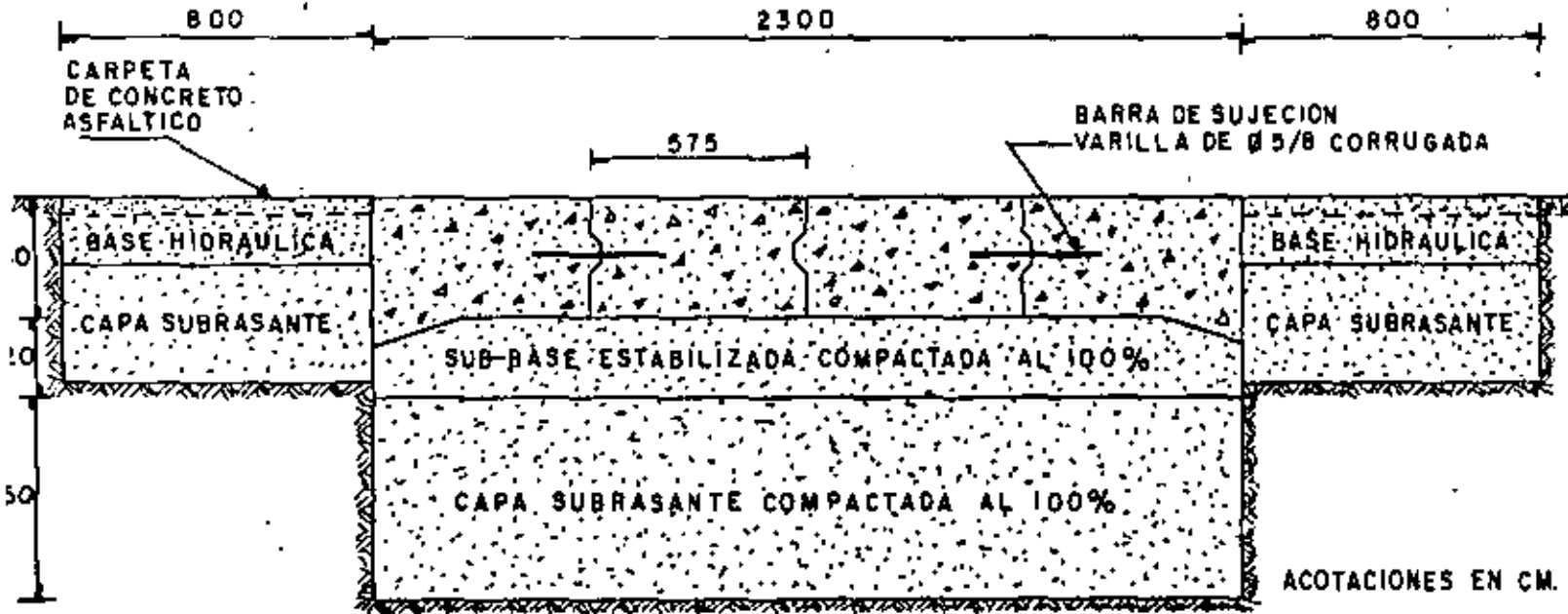


Fig. 4. Detalles recomendados de diseño para juntas - transversales en aeropistas.

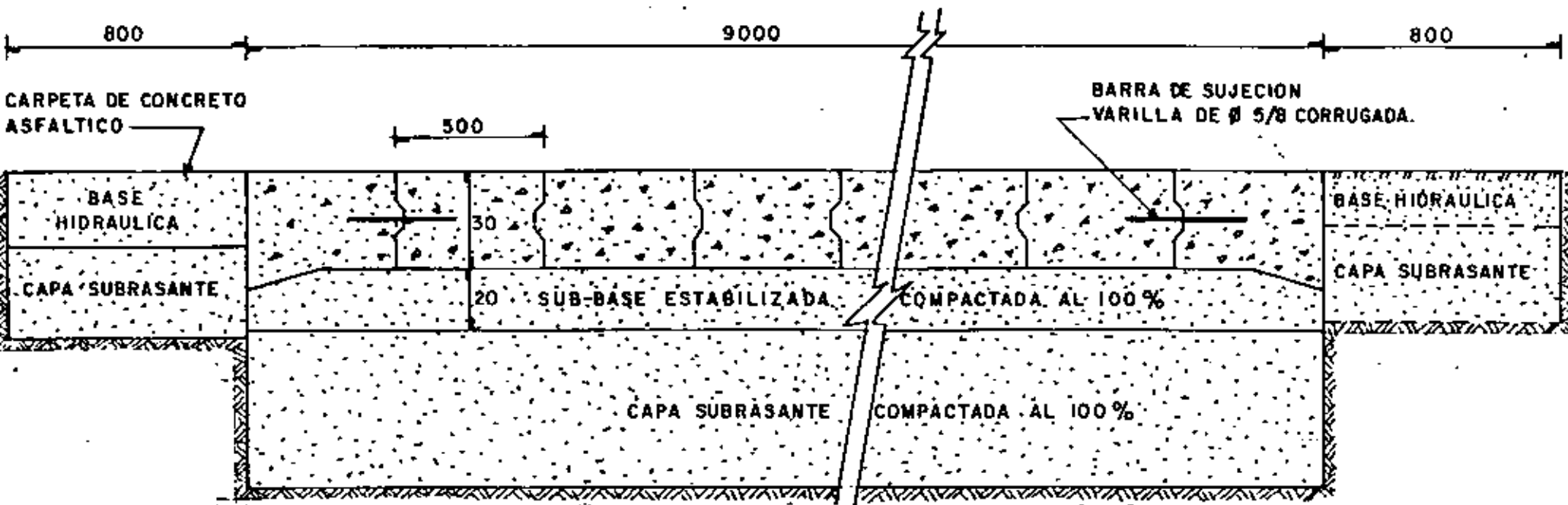
1. Deberán usarse pasajuntas en juntas ranuradas en los accesos, pista de rodaje y secciones peraltadas en aeropistas. Deberán omitirse en otras partes de la aeropista.
2. El tamaño y espaciamento de las pasajuntas será el que se requiera.
3. Todas las juntas deberán sellarse con un material aprobado.



SECCION CALLES DE RODAJE

Fig. 5 Detalles recomendados de diseño de juntas longitudinales para aeropistas.

1. Barras de sujeción corrugadas instaladas en las juntas de ranura y de llave en anchos de 7.6 m a partir del borde del pavimento.
2. Pueden usarse juntas de construcción a tope con pasajuntas espaciadas como se requiera en vez de juntas de llave.
3. Todas las juntas deberán sellarse con un material aprobado.



SECCION PLATAFORMA DE OPERACIONES

ACOTACIONES EN CM.

Figura 6

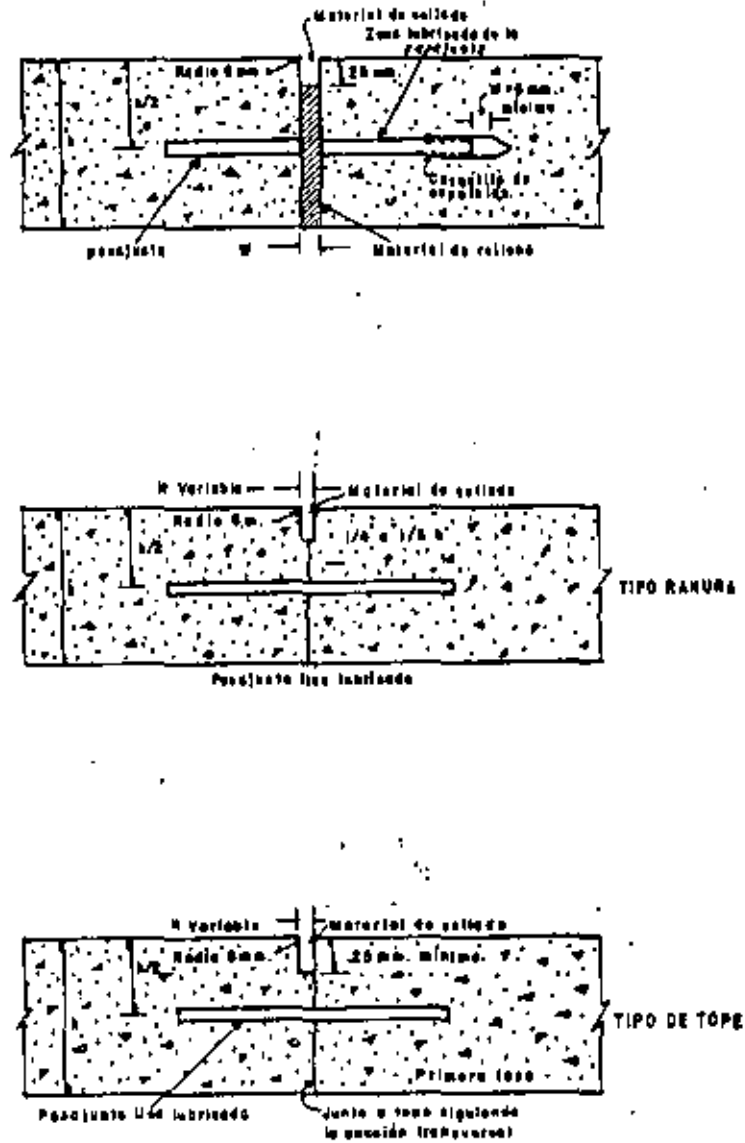
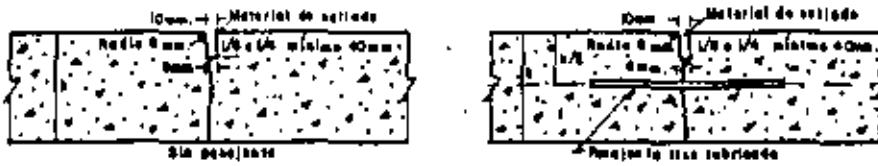
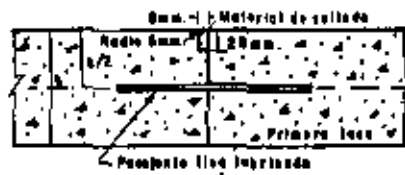


Fig.7 Detalles recomendados de diseño para junta transversal de expansión en carreteras

JUNTAS DE CONTRACCION TIPO SANURA



JUNTA DE CONTRACCION A TOPE CON PASAJUNTAS



JUNTAS DE EXPANSION

JUNTA DE EXPANSION CON PASAJUNTAS



Fig. 8. Detalles recomendados de diseño de junta de contracción transversal para carreteras.

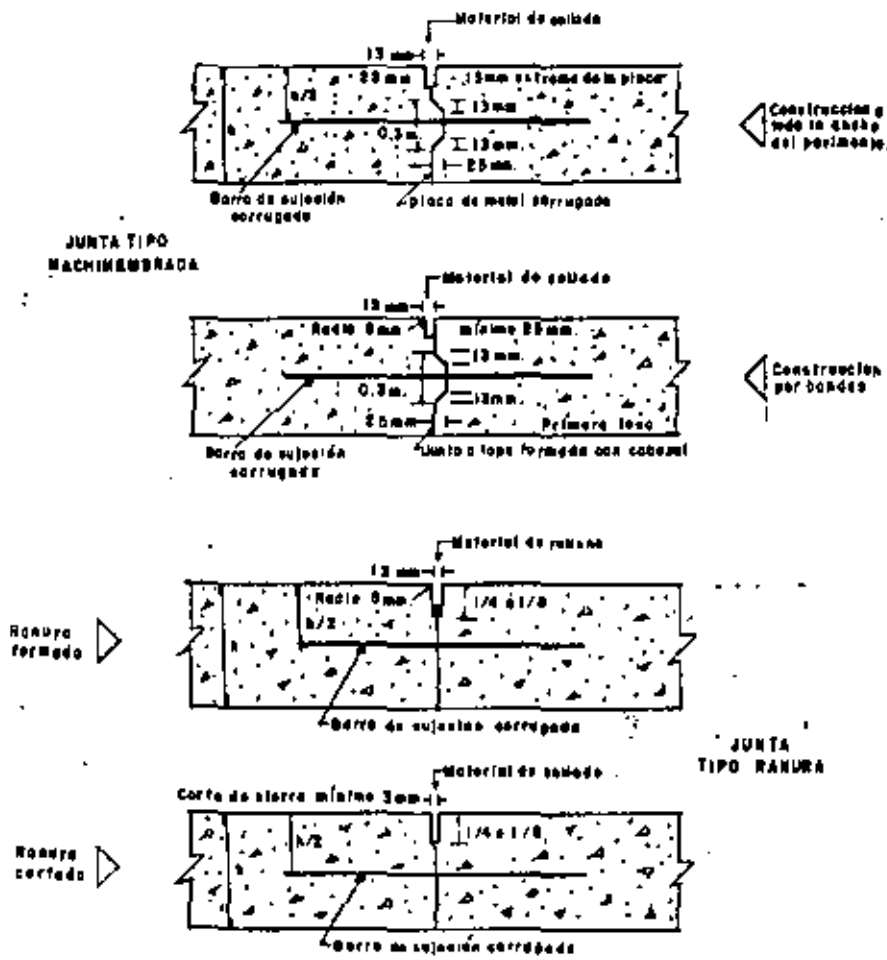


Fig. 9. Juntas longitudinales en carreteras

VII SELLADO DE LAS JUNTAS DE CONTRUCCION.

Una vez terminado el colado de losas y aserrado de las juntas se procede al sellado.

7.1 Productos Empleados.

Para sellar las juntas en losas de concreto se necesita un producto que debe resistir la acción de agua, aceites, minerales, gasolinas y combustibles de aviones a reacción.

En general son productos selladores del tipo termoplástico a base de alquitranes, mica activa, hule sintético clorinado y plasificantes estabilizadores. En su forma original es un líquido espeso negro con un peso específico de 1.4 kg/lt.

Para su aplicación debe calentarse hasta 140°C. Una vez frío se transforma en un cuerpo clástico con apariencia de hule blando de gran elasticidad que se produce por la formación de una red compleja de moléculas de hule sintético dentro de la masa. Las estructuras moleculares de hule se forman al calentarse el producto y se van completando poco a poco durante unos 90 días después del colado.

Después de 90 días, el producto mantiene su valor de penetración de 90 décimos de milímetros (medida estándar de dureza), no obstante estar expuesto a la intemperie.

El producto sellador termoplástico tiene una elevada adherencia en superficies secas y limpias, debido a la polaridad de la masa. La adherencia se califica en pruebas fijadas por la "Federal Specification SS-S1676" y en general deberá cumplir con las especificaciones "ASTM-D-1854".

7.2 Formas de Aplicación.

7.2.1 Limpieza de las Juntas.

Con objeto de retirar las impurezas alojadas en las ranuras deben limpiarse perfectamente éstas retirando todo cuerpo extraño y como operación final se aplicará un chiflón de aire para dejar perfectamente limpias las juntas sin adherencia ni polvo antes de aplicar el sello.

7.2.2 Aplicación del Sello.

Siendo el sello un producto termoplástico debe colocarse a una temperatura adecuada y uniforme. El material puede calentarse en la misma máquina aplicadora que está provista de un recipiente de doble fondo (camisa de aceite) para evitar un calentamiento local excesivo. La temperatura del aceite debe mantenerse a los 170°C hasta que el producto haya adquirido una temperatura uniforme de 140°C. Estando el producto a esta temperatura es un líquido bastante delgado, que fluye fácilmente sin hacer burbujas, que toma la forma de la sección que lo contiene y que penetra en fisuras, porosidades e intersticios, aumentando su anclaje y mejorando su adherencia intrínseca.

Debe mantenerse el recipiente calentador tapado durante el calentamiento de producto sellador. No es necesario revolver constantemente el producto durante su calentamiento. Se deberá revolver cuando ha alcanzado su temperatura de aplicación y especialmente de colocarlo.

En caso de trabajos en que se requiera una mayor eficiencia de la máquina aplicadora, ésta deberá ser abastecida con material previamente calentado a la temperatura de aplicación, manteniendo cerca de la zona de sellado una nodriza o calentador.

El precalentador es un recipiente de calentamiento, montado sobre una plataforma con ruedas que eleva la temperatura del producto por el mismo sistema del fondo (camisa de aceite). Este precalentador por su facilidad de circulación y traslado puede ir detrás de la máquina aplicadora con el objeto de abastecer en el momento oportuno.

La capacidad de la máquina aplicadora es de 63 lt, quedando una cámara de protección de dimensiones adecuadas, para absorber la dilatación del material, especialmente cuando éste ha alcanzado su temperatura óptima de aplicación.

La máquina está diseñada para efectuar la extracción de los 63 lts. en 45 minutos estando el material a una temperatura de 130 a 140°C. El precalentador tiene una capacidad de 126 lts con las mismas características de la máquina aplicadora.

El abastecimiento a la máquina aplicadora se efectúa entre 10 y 12 minutos a una temperatura de 130 a 140°C.

El calentamiento inicial en la aplicadora y precalentador es

de 90 a 120 minutos respectivamente para temperaturas ambientales de 20 a 25°C. Los calentamientos sucesivos en ambas máquinas son del orden de 40 minutos.

El empleo del precalentador elimina la pérdida de 30 minutos por carga, respecto al sistema de calentamientos sucesivos en la máquina aplicadora.

La colocación del producto se hace colando el material fundido dentro de las juntas ya preparadas, empleando un vertedor (boquilla), de dimensiones adecuadas. Debe procurarse no llenar totalmente la sección de la junta, dejándose de 3 a 5 mm libres para que al dilatarse el concreto no expulse el sello de la misma.

7.2.3 Restauración de las Juntas.

Las juntas que tengan abocardamientos, fracturas o cavidades con anchos mayores de 2 cm deberán ser restauradas antes de proceder al sellado.

La restauración consiste en reproducir nuevamente la forma original de la junta con productos epóxicos o similares.

Cuando se trata de pegar concreto nuevo con viejo se usará resina epóxica y en caso de resanes pequeños se usará el mortero epóxico o similares. Posteriormente se aplicará el producto de sellado.

VIII DISCUSION DE LAS CAUSAS QUE ORIGINAN DEFECTOS DE CONSTRUCCION Y METODOS PARA EVITARLOS.

8.1 Suministro del Concreto Mal Revenimiento.

- A. Revenimiento bajo 0-2 cm.
- B. Revenimiento alto 6 cm adelante.

A. En caso de revenimientos muy bajos (de 0 a 2 cm) es muy difícil colocar el concreto, retrasando esto el avance. No se logra tener suficientes finos en la superficie por lo que el acabado queda defectuoso y generalmente fuera de especificaciones en niveles terminados. Para evitar esto habrá que tener especial cuidado de suministrar concreto con los revenimientos y calidades especificadas.

B. Suministro del concreto con revenimiento demasiado alto 6 cm adelante.

El colocar este concreto puede causar agrietamientos indeseables, se corre el peligro de tener bajas resistencias. En general se prefiere deshechar estos concretos por estar fuera de especificaciones. El remedio es controlar la cantidad uniforme del concreto en el suministro.

B.2 Colocación Deficiente del Concreto.

A. Colocación con Volumen escaso.

B. Colocación con volumen sobrado.

A. Cuando se coloca el concreto en volumen escaso habrá que rellenar éste después del vibrado profundo, manualmente y distribuirlo con el equipo de acabado y vibrado superficial retrasado al avance de obra.

B. Cuando se coloca concreto en exceso se tiene que retirar el volumen sobrante con el personal manualmente ayudado con el equipo de vibrado superficial, esta operación se dificulta mucho debido a que el concreto sobrante ha sido vibrado intensamente encontrándose en forma densa y compacto.

Esta operación es difícil, lenta y retrasa los avances de obra. En los dos casos habrá que tener especial cuidado de colocar el concreto en cantidad exacta para evitar estos problemas.

B.3 Pisar el Concreto Fresco.

Debe evitarse a toda costa pisar el concreto fresco cuando está terminado de colocar, para lo cual deben tenerse en el sitio de obra puentes de trabajo. El arreglar estos desperfectos se hace recortando las protuberancias que quedan y rellenando las oquedades con productos especializados que en todo caso son muy caros.

B.4 Mal Alineamiento de la Cimbra.

El problema que presenta es de aspecto. Para corregirlo se corta con disco de diamante alineando las juntas del concreto, esa operación es muy costosa.

8.5 Malos Niveles de la Sub-base.

Este es el problema más común y más serio que se presenta en el trabajo de construcción de losas de concreto hidráulico. Se debe principalmente al equipo convencional que se usa para su tendido. A pesar de tener especial cuidado en colocar suficientes trompos para el afine, no se logran las tolerancias de especificaciones. Como no se pueden dejar losas con espesor menor al especificado hay que hacer los recortes, como normalmente se hacen manuales, siempre quedan excedidos y el volumen adicional resultante habrá que reponerlo con concreto hidráulico. El costo del concreto hidráulico es de 8 a 10 veces más caro que el de la sub-base.

El remedio sería usar equipos especializados para el afine de sub-base y sub-base controladas por sistemas electrohidráulicos mediante guías de alambre previamente nivelados y alineados.

8.6 Lluvias Inesperadas Cuando se está Colando Losa de Concreto.

Esto puede suceder con cierta frecuencia en algunas zonas.

La lluvia puede deslavar la capa terminada o dejar huellas de gotas, dando mal aspecto, aunque no afecte la resistencia del concreto.

Se deberá prevenir con cubiertas de estructuras ligeras que permitan proteger el concreto fresco sin llegar a estar en contacto. El tramo que deberá cubrirse es el que tenga hasta 2 horas de colado.

Otra preocupación adicional es suspender de inmediato el colado y colocar una junta de construcción con barras pasajuntas.

8.7 Agua Atrapada en Zona de Colado.

Puede darse el caso que quede encajonada el agua sobre la sub-base por no tener salida natural o haber sido tapada esta por necesidad de trabajo. Esto puede deteriorar la sub-base por filtración de agua, perdiéndose la compactación y formas baches. Para proteger al máximo la sub-base deberá cubrirse con un producto asfáltico que impida el paso del agua y evitar en lo posible dejar áreas que no tengan salidas naturales de agua.

Todo defecto de la sub-base deberá repararse de inmediato.

8.8 Excesiva Temperatura Ambiente y Fuertes Vientos.

Excesiva temperatura ambiente y fuertes vientos, causan agrietamientos

prematureros por la rápida pérdida de humedad en la superficie del concreto.

Puede intentarse tratar de incorporar superficialmente el agua perdida por medio de rociadores, con resultados regulares.

Lo más recomendable sería cambiar los turnos de trabajo suspendiéndolo a las horas más críticas de temperatura o de viento.

8.9. Juntas.

Si se hace el ranurado fuera del tiempo adecuado se presentan problemas.

8.9.1 En caso de ranurado prematuro se despostilla el bordo de la junta dejando muy mal aspecto.

8.9.2 En caso de aserrar demasiado tarde se puede presentar la ruptura de la losa fuera del sitio del proyecto con aspecto desagradable y problemas de sellado.

En los casos de junta despostillada si los despostillamientos son más anchos de dos centímetros, habrá que corregirlos con productos especiales. En el caso de fractura de losa fuera del sitio de proyecto, se hace una ranura a cincel para luego sellarla.

Ambos casos son lentos y costosos.

Para lograr un aserrado a tiempo oportuno con resultados correctos, es conveniente hacer una plataforma de prueba, colando un piso de concreto similar al usado en el pavimento y efectuando cortes con ella a diferentes tiempos, recomendando iniciar el primer corte cuando el concreto soporte el equipo de corte sin dejar huella en la superficie y continuando con un corte cada 1/4 de hora. Por simple inspección ocular de resultados, puede encontrarse el tiempo óptimo para iniciar los cortes con los mejores resultados.

Estos tiempos de entrada para corte pueden modificarse al cambiar las condiciones de temperatura, humedad y viento, y deberán ajustarse continuamente.

8.9.3 Juntas mal limpiadas.

A. Cuando la junta no queda completamente libre de polvo, no hay buena adherencia entre el concreto y el saliente quedando igual que si no hubiera sido aplicado el sello, con el problema

de filtraciones de agua en esa junta. Esto se evita sopleteando bien la junta antes del sellado a fin de eliminar el polvo.

B. Si no se eliminan los fragmentos de grava que queden en la junta estos pueden producir concentraciones de cargas cuando la losa sufre expansiones, cerrándose la junta y originando despostillamientos en las aristas de la misma. Esto se evita eliminando dichos fragmentos con un cepillo, alambre o un objeto con punta.

8.10 Fallas por Grietas Longitudinales.

Esto puede presentarse cuando el aserrado longitudinal no se hace oportunamente en caso de colocar con equipos de colocación muy anchos.

Otro caso de grieta longitudinal puede producirse en aeropista en la segunda línea de losas (de afuera hacia adentro) estas se unen mediante barras de sujeción quedando unidas la primera, segunda y tercera línea de afuera hacia adentro; por efecto de expansión falla de losa de la segunda línea provocando una grieta longitudinal en su centro. Esto se corrige ajustando el proyecto de junta de sujeción eliminando las que unen las losas de la segunda y tercera línea.

8.11 Fallas por Curado Defectuoso.

Cuando la membrana de curado se aplique fuera de tiempo o en cantidad deficiente se producen grietas pequeñas, que si bien no tienen gran profundidad, si indican que el concreto superficial no logró la resistencia requerida. Esto se corrige aplicando a tiempo la membrana de curado en cantidad suficiente y que cumpla las especificaciones de calidad.

10. CONTROL
DE
PRODUCCION

Ing. Fernando Favela Lozoya

- 7.- Principio de control.- Para que un _____ control
_____ sea efectivo debe cubrir y regular el
funcionamiento planeado. Es decir se debe bus- planeado
car y lograr que la actividad se esté realiza-
do de acuerdo con lo _____.
- 8.- Se analizarán en seguida los diferentes ti-
pos de modelos, patrones o como los hemos llama-
do _____ que son más usados:
Cantidad, Calidad, Uso del tiempo y Costo. estándares
- 9.- La determinación del volumen medio espera-
do de producción, de acuerdo a la actuación de
los empleados más eficientes es lo que define -
un estándar de _____ cantidad
- 10.- El especificar las sumas de dinero a gas -
tar en la adquisición de materias primas o pū-
blicitad es lo que implica un _____
_____ estándar
de costo
- 11.- El establecimiento de un programa a se --
guir en la realización de ciertas actividades
constituye la implantación de un estándar de -
_____ uso del
tiempo
- 12.-Por último, el definir las tolerancias que
se pueden especificar en la realización de las
actividades que permiten lograr los objetivos
organizacionales en lo que define un estándar
de _____ calidad
- 13.- Para poder comparar los resultados obteni-
dos se cuenta con los estándares de _____
_____ y _____ que nos indican si podemos o
no lograr, por ese medio, los _____
de la empresa. cantidad, ca-
lidad, uso del
tiempo, costo
objetivos
- 14.- El establecimiento de puntos estratégicos
de control nos permite el lograr una mejor---
_____ entre el estándar de-
finido y lo que se está realizando. Cuando sur-
gen diferencias en la comparación se dice que
existe una excepción. comparación

- 15.- El control administrativo es más fácil concentrando la atención sobre las excepciones o variaciones entre lo planeado y lo _____ es lo que nos dice el Principio de Excepción. Se puede decir que donde el Principio de _____ es válido, debemos colocar un punto _____ de control. ejecutado
o realizado

excepción
estratégico
- 16.- Lo anterior significa que el esfuerzo control está dirigido a los lugares donde una _____ tiene lugar, es decir en el punto donde lo realizado no se conforma con el _____ o patrón definido. excepción

estándar
- 17.- En los sitios de excepción es donde se debe colocar un _____ de control y donde se debe aplicar el tercer paso del proceso control, es decir la toma de la acción _____ punto estratégico

correctiva
- 18.- La determinación de los sitios donde existe una _____ es básica para lograr un buen control, ya que el incluir todas las facetas de una empresa en él, consume demasiado tiempo y esfuerzo, por lo que resulta muy costoso. excepción
- 19.- El concentrar el control en _____ estratégicos ahorra tiempo y esfuerzo y es una práctica muy unida al Principio de _____. Cuando el comparar estándares y funcionamiento no existe ninguna desviación o _____ el control de esa actividad pasa a segundo término y solo requiere de revisiones periódicas. puntos

excepción

excepción
- 20.- En resumen: La _____ surge cuando al comparar el funcionamiento o resultados obtenidos y los _____ existe alguna diferencia y es el sitio donde debemos establecer un _____ de control y llevar a cabo la toma de la acción _____ correctiva. excepción

estándares

punto estratégico

acción

DISPOSITIVOS DE CONTROL.

21.- Una vez establecidos los estándares y que se han medido y comparado éstos con los resultados para poder llevar a cabo la acción _____ se utilizan varios _____ de control que son:

correctiva
dispositivos

Presupuesto

Informes estadísticos de control

Análisis del punto no pérdida-no ganacia

Reportes especiales de control

Auditoría interna

22.- El presupuesto es el _____ de control que se utiliza con más frecuencia. Cuando el presupuesto sirve para corregir y revisar el trabajo que se está ejecutando forma parte del proceso de _____ mientras que su determinación como recurso para el logro de objetivos lo hace parte del proceso de la función _____

dispositivo

control

planeación

23.- El presupuesto entonces es de gran importancia como dispositivo de _____ y como parte integrante del proceso de la _____. La definición del estándar costo es base común para coordinar las actividades de la empresa y forma parte del dispositivo _____

control

planeación

presupuesto

24.- El dispositivo que se basa en la determinación de los costos, es el de _____. Pero el dar importancia a la reducción de costos solamente, puede tener como consecuencia que esto afecte al estándar (cantidad/calidad/uso del tiempo) _____

presupuesto

calidad

25.- El segundo dispositivo de control consiste en la elaboración de reportes periódicos de las actividades realizadas, con el fin de estudiar la historia de la marcha de la empresa y es lo que implican los _____

informes estadísticos

- 26.- El hecho de que los informes _____ de control sirvan de base para que se les compare con otros informes previos, significa que es importante que se elaboren en forma -- (continua/no continua) _____ estadísticos
continua
- 27.- El análisis del punto no pérdida no ganancia es otro de los _____ que más se usa. El uso de gráficas que muestran el porcentaje de utilización de una planta contra ingresos y costos pueden utilizarse para el análisis del punto _____ dispositivos de control
no pérdida
no ganancia
- 28.- La determinación de las unidades o pérdidas de la empresa, es otro ejemplo de lo que se puede lograr al utilizar el dispositivo de _____ análisis del punto no pérdida
no ganancia
- 29.- Los reportes especiales de control son el cuarto dispositivo de _____. Estos son los que investigan casos particulares en un tiempo y lugar definido. control, reportes especiales
- 30.- De acuerdo a lo anterior estos reportes se realizan en forma (continua/no continua) _____ y por el hecho de referirse a situaciones particulares donde se presume existe alguna desviación, constituyen una aplicación directa del Principio de _____ no continua
excepción
- 31.- Cuando se realizan investigaciones periódicas, sobre actividades generales se está utilizando el dispositivo de _____ de control. En cambio investigaciones acerca de los procedimientos, funcionamiento de un área específica de trabajo se usan para elaborar _____ reportes especiales
- 32.- El último dispositivo de control mencionado es el de la _____ interna. Así por ejemplo cuando la central de adiestramiento del personal revisa las operaciones de las unidades subsidiarias se está llevando a cabo una _____ auditoría
auditoría interna

33.- Los cinco _____ son: presupuesto, informes estadísticos de control, análisis del punto no pérdida-no ganancia, reportes especiales de control y auditoría interna.

dispositivos de control

34.- Los dos dispositivos que tienen que ver con los análisis monetarios, costos y flujo de fondos son: _____ y el _____.

presupuesto, análisis del punto no pérdida-no ganancia

35.- El dispositivo que se elabora en forma no-continua y que está relacionado con el Principio de Excepción es el de _____ de control).

reportes especiales

36.- Los dispositivos que se realizan en áreas extensas y en forma más o menos periódica son: - la _____ y los _____ de control.

auditoria interna informes estadísticos

37.- Para que en toda empresa no se pierda la continuidad en el flujo de las actividades es necesario que se utilicen como forma de control, los _____ antes mencionados.

dispositivos

2. SISTEMAS DE CONTROL Y CONTROL DE LA ACTUACION HUMANA

38.- Los sistemas de control son aquellos que se utilizan para determinar si los objetivos y metas de la organización definidos en la función _____ se están ejecutando correctamente. Dichos sistemas se auxilian de los _____ de control para cumplir su cometido.

planeación dispositivos

39.- El control centralizado es el _____ de control que se lleva a cabo en áreas específicas de una empresa. Así el control de presupuestos departamentales a cargo del staff de finanzas es lo que constituiría un _____.

sistema

control centralizado

40.- El control personal es el que incluye el chequeo y correcciones que realiza un supervisor a un trabajador o grupo de ellos. Así el sistema de control que se realiza en áreas más específicas y es de primera línea primordialmente es el de control

personal

41.- Los sistemas de _____ y control _____ son los que se deben ejercer de acuerdo a las teorías clásicas de la Administración. Es lógico pensar que los datos así obtenidos fluyen hasta (los niveles superiores/los niveles más bajos)

control centralizado personal

los niveles superiores

42.- El tercer sistema es el auto-control. El individuo que instituye cambios en sus propios métodos de trabajo con el fin de lograr mayor éxito está practicando el _____

auto-control

43.- La supervisión realizada por los niveles altos de la empresa sobre áreas extensas de trabajo es lo que implica un _____

control centralizado

El perfeccionamiento del individuo debido a un supervisor que checa su trabajo constituye la meta a alcanzar del _____

control personal

El deseo de superación personal, la automotivación y la iniciativa del individuo para ir perfeccionando sus métodos de trabajo son consecuencia del _____

auto-control

44.- Desde el punto de vista de la Teoría y (unidad anterior) el sistema de control mejor es el _____

auto-control

Según la Teoría X que establece que el hombre es incapaz de lograr nada por sí mismo, sería necesario el uso de los controles _____ y _____

centralizado personal

45.- Porque fomenta el sentido de responsabilidad y brinda una cierta libertad en la elección de los métodos de trabajo y estrategias a seguir el sistema de control ideal sería el _____

auto-control

CONSECUENCIA DE LA APLICACION DE LOS SISTEMAS DE CONTROL

46.- El éxito de los _____ de control se basa, en que sean aceptados por los individuos a quienes se aplica. Por desgracia los estudios del comportamiento humano han demostrado que el hombre generalmente (acepta/rechaza) _____ los sistemas de control.

sistemas

rechaza

47.- Los sistemas de control producen en el hombre un rechazo que se traduce en un incumplimiento del deber. El _____ o resistencia a dichos sistemas se debe generalmente a las siguientes causas:

rechazo

1) El control tiende a romper la imagen propia de la persona.

2) El no aceptar los objetivos de la empresa.

3) La creencia de que los estándares exigidos son demasiado altos.

4) No gustarle que se asigne el control a determinados grupos de la organización.

48.- El hecho de que la mayoría de los reportes o informes de control, acusan sólo las deficiencias en la actuación de la persona, hacen que sean (aceptados/rechazados) _____ ya que tienden a _____ la imagen de la propia persona.

rechazados
romper

49.- Ahora suponiendo que el individuo acepta el control como un medio para corregir sus deficiencias es necesario, además, que los objetivos de los sistemas de control le hagan sentir que valen la pena.

(sin respuesta)

50.- Así otra de las razones por las que se rechazan los sistemas de control es porque existe incompatibilidad entre los _____ de la persona y los de la organización.

objetivos

- 51.- Si un empleado siente que lo que le están -
exigiendo es demasiado para sus aptitudes o habi-
lidades, puede deberse a que los _____
son muy altos y por ello (admite/no adm
te) _____ que se le controle. estándares
no admite
- 52.- Por ejemplo la fijación de volúmenes de --
venta a un vendedor basados en su desempeño ante-
rior es más fácilmente (aceptada/rechazada)- - --
_____ que si se aplica un volu-
men estándar sin tener en cuenta la experiencia. ---
aceptada
- 53.- Se estableció que un individuo rechaza los _____
de control cuando no le -- sistemas
gusta, que para tal efecto, hayan asignado a un -
determinado _____. Es de esperarse grupo
que un control ejercido por los mismos compañeros
se (acepta/rechaza) _____ acepta
en tanto que un control proveniente de un staff -
de "afuera" sea (aceptado/rechazado) _____ rechazado
- 54.- Se han visto hasta ahora, las razones por -
las que se _____ un sistema de rechaza
control, que trae como consecuencia un incumplí -
miento del deber. Un individuo no cumple con su
_____ ante la percepción del peli -
gro. deber
- 55.- Cuando aquellos a quienes se aplica un sis-
tema de control sienten que éste constituye una -
amenaza para ellos, se dice que hay _____ percepción
del peligro
- 56.- La percepción del _____ nace peligro
cuando se insiste en el castigo en vez de la ayu-
da y del apoyo para alcanzar las metas y/o los --
_____ cuando existe falta de confian- objetivos
za en las relaciones entre superior y subordinado,
personal staff y de línea, etc.
- 57.- Las amenazas y castigos, así como la falta
de confianza o comunicación entre los jefes y los
_____ es lo que hace que apa subordinados
rezca la _____ percepción
_____ y con ello la falta de _____ del peligro
_____ del deber. cumplimiento

- 58.- Se puede concluir que los sistemas de control tienden a provocar a acentuar la conducta que tratan de evitar que es la falta de _____ la razón de ello es que las presiones para cumplir con el deber en una atmósfera de falta de ----- en las relaciones y de -- castigos hacen percibir el _____.
- 59.- Desgraciadamente la ausencia del peligro no garantiza el cumplimiento del _____. El cumplimiento del deber puede lograrse con sentido de dedicación a la causa.
- 60.- Como ya vimos el objeto de todo control es lograr la determinación de un _____ o patrón para evaluar el trabajo. Entonces el éxito del control consiste en la determinación del nivel del estándar apropiado, ni muy alto - porque puede ser inalcanzable y por ello _____ ni tan bajo que no se logran las metas y los _____ organizacionales.
- 61.- Sin embargo la reacción favorable del individuo no estará determinada por la meta-objetivo en sí sino por la percepción que de ella tenga - de acuerdo a sus sentimientos, necesidades y actitudes de ahí que el estudio de las Ciencias - del _____ humano son básicas en - la administración.
- 62.- El cumplimiento del deber, según se dijo - en el cuadro 50, se logra con sentido de _____, a la causa y ello se logra cuando el individuo logre la _____ de las metas u objetivos.
- 63.- Mayor será la _____ a la causa cuando más compatibles sean las _____ u _____ de la empresa con los sentimientos, inquietudes, aspiraciones y necesidades del hombre que en ella trabaja.
- cumplimiento del deber
- confianza peligro
- deber
- estándar
- rechazados objetivos
- comportamiento
- dedicación percepción
- dedicación metas objetivos

64.- Teniendo en mente estas ideas, se puede entrar al estudio de lo que está constituyendo el sistema de control moderno y que se basa en lograr una mayor _____ a alcanzar las metas y objetivos de la empresa. A este sistema se le conoce por sistema orgánico de control.

dedicación

65.- El sistema _____ de control viene siendo la forma de promover una mayor _____ a la causa de la empresa basado en la idea de que imponiendo a los demás determinados objetivos y normas atractivas se logra su aceptación.

orgánico

dedicación

66.- El establecimiento de los _____ y las _____ debe hacerse en base a una exploración conjunta y abierta de la calidad. -- Así la exposición y discusión de los criterios de la empresa para competir con éxito en cualquier ocasión son la base para el _____ de los objetivos y las normas.

objetivos
normas

establecimiento

67.- Esto puede parecer engorroso y lento, pero se basan en la convicción de que el tiempo empleado en lograr la identificación de los objetivos, actividad propia de la función _____ estará compensado de sobra con el tiempo que se ahorrará en la solución de problemas posteriores.

planeación

68.- Así definidos en forma concreta y conjunta todos los objetivos, metas y normas a seguir y por haber sido determinados con el concurso de todos los miembros de la empresa, teniendo en cuenta todos los puntos de vista y sugerencias, será - - (fácil/difícil) _____ poderse dedicar por entero a la causa.

fácil

69.- El sistema orgánico de control basado en lo antes expuesto tendría una explicación _____ (igual/muy distinta) _____ a los sistemas convencionales, ya que si se ha logrado la entera _____ al logro de los _____, lo primero, para realizar un _____ efectivo, será -- proporcionar ayuda a los subsistemas (departamentos) en su esfuerzo por alcanzar los niveles acordados en común.

muy distinta
dedicación
objetivos
control

CONTROL DE CANTIDADES.

El controlar las cantidades es muy usual en la industria de la Construcción. Conocida desde la planeación la cantidad de una obra determinada por unidad de tiempo (hora, día, mes) que se requiere producir, es muy fácil utilizar esa cantidad planeada como estándar. A medida que se desarrolla la obra pueden irse afinando los estándares.

En el proceso de planeación se determina primero un estándar ideal o teórico, esto es la cantidad de obra que puede producirse con un 100% de eficiencia, luego se aplican factores producto de la experiencia para llegar al estándar práctico, o de otra manera, si se tienen datos estadísticos de obras anteriores con el mismo proceso productivo pueden tomarse estos datos para determinar los estándares reales o prácticos.

Establecidos los estándares por unidad de tiempo se procede a establecer los puntos de control; normalmente se van controlando las cantidades por lapsos acordes con el control contable de la obra. Así pueden establecerse controles diarios, semanales o mensuales.

La ventaja de ligar el control de cantidades a la contabilidad de costos es que se tendrán puntos de control iguales para cantidades y costos. Lo cual es muy útil puesto que la producción real en un determinado plazo junto con el costo real nos dará el costo por unidad de obra ejecutada que es un dato que interesa primordialmente al constructor.

Otra característica del control de cantidades es que los puntos de control son diferentes dependiendo del nivel jerárquico que toma decisiones usando el control. Así por ejemplo en una planta de agregados el jefe de la planta recibe un informe de producción por turno, el superintendente de pavimentación recibiría un informe condensado de producción semanal y el superintendente general este mismo informe pero mensual. Esto sucede desde luego si no hay desviaciones significativas. Si las hay el sistema de control debe ser capaz de alertar hasta un nivel que pueda tomar las decisiones que corrijan aquellas fallas del proceso que estaban provocando una falta de producción respecto a los estándares.

Esto se hace en diferentes formas. El superintendente de pavimentación puede por ejemplo decirle al jefe de la planta que debe avisarle si la producción de cualquier turno de 6 horas es inferior en 10% al estándar por turno. El superintendente general podrá enterarse si la producción semanal es 10% inferior al estándar semanal. Esto desde luego facilita la operación organizada de control.

Es muy común que al reporte de control se le añadan una serie de datos estadísticos que sirvan para tomar decisiones en caso de que exista alguna desviación.

Siguiendo el ejemplo de la planta de agregados el reporte deberá contener aquellos datos que permitan conocer las causas de alguna posible desviación. Por ejemplo el número de horas paradas de la máquina por cualquier causa indicando dichas causas o no, demoras causadas por deficiencias en el suministro, deficiencias en el almacenamiento, fallas en el personal, etc.

Si todos estos datos se llevan a lo largo del trabajo esto permitirá que además de llevar el control y facilitarse las decisiones se pueda revisar periódicamente las causas de las demoras para poder, por ejemplo, replanear el proceso o si es conveniente, fijar estándares más altos en beneficio de la economía de la obra modificando el proceso completo, parte del proceso o simplemente aumentando el estándar en función de la experiencia acumulada si parece lo indicado.

En realidad el control es un proceso de retroalimentación, este es, un sistema que toma muestras, las compara con el estándar y en caso de desviaciones significativas actúa sobre el proceso de producción para regresarlo a la producción planeada.

El reporte de control permite pues a los diferentes funcionarios que manejan el proceso tomar decisiones. Estas decisiones son de diferente tipo y podríamos dividir las en dos:

- a) Decisiones de Emergencia.
- b) Decisiones Preventivas.

Como ejemplo de decisiones de emergencia podría mencionarse el hecho de que una máquina trituradora tenga problemas mecánicos y esto origine una producción inferior al estándar. Otro ejemplo sería que una máquina se descomponga por rotura de una pieza. En estos casos la decisión inmediata será proceder a la reparación.

Como ejemplo de decisión preventiva puede mencionarse la siguiente: las horas perdidas por descompostura de una máquina, tienen tendencia a aumentar. Analizando la causa pueden presentarse varios casos:

El control de costos compara las cantidades erogadas por cada una de las cuentas y sub cuentas con las supuestas y cuando hay una desviación importante tomará una decisión para corregir esta desviación.

El estándar en el caso de control de costos puede elaborarse a base de presupuestos mensuales o, relacionando un control de cantidades con el de costos en base a los costos unitarios supuestos en la planeación.

Así por ejemplo se puede proponer cuánto se va a gastar en una determinada empresa por concepto de maquinaria para agregados, y usar esta cantidad como estándar y contra ella comparar el costo real. Puede también fijarse un costo unitario como estándar por m³ tendríamos el costo unitario real que se compararía con un costo unitario supuesto. En ambos casos, si hay desviaciones se deberá contar con un mecanismo en la organización de la obra que tome decisiones de inmediato para corregir las deficiencias que presente el mecanismo de producción, con objeto de hacer que el costo real sea igual o menor que un costo estimado.

La información del control de costos se puede presentar a base de listados que nos indican las cantidades realmente erogadas en cada una de las cuentas y sub cuentas, se puede presentar en gráficas, o pueden presentarse exclusivamente aquellos costos que se disparan del presupuesto (control por excepción).

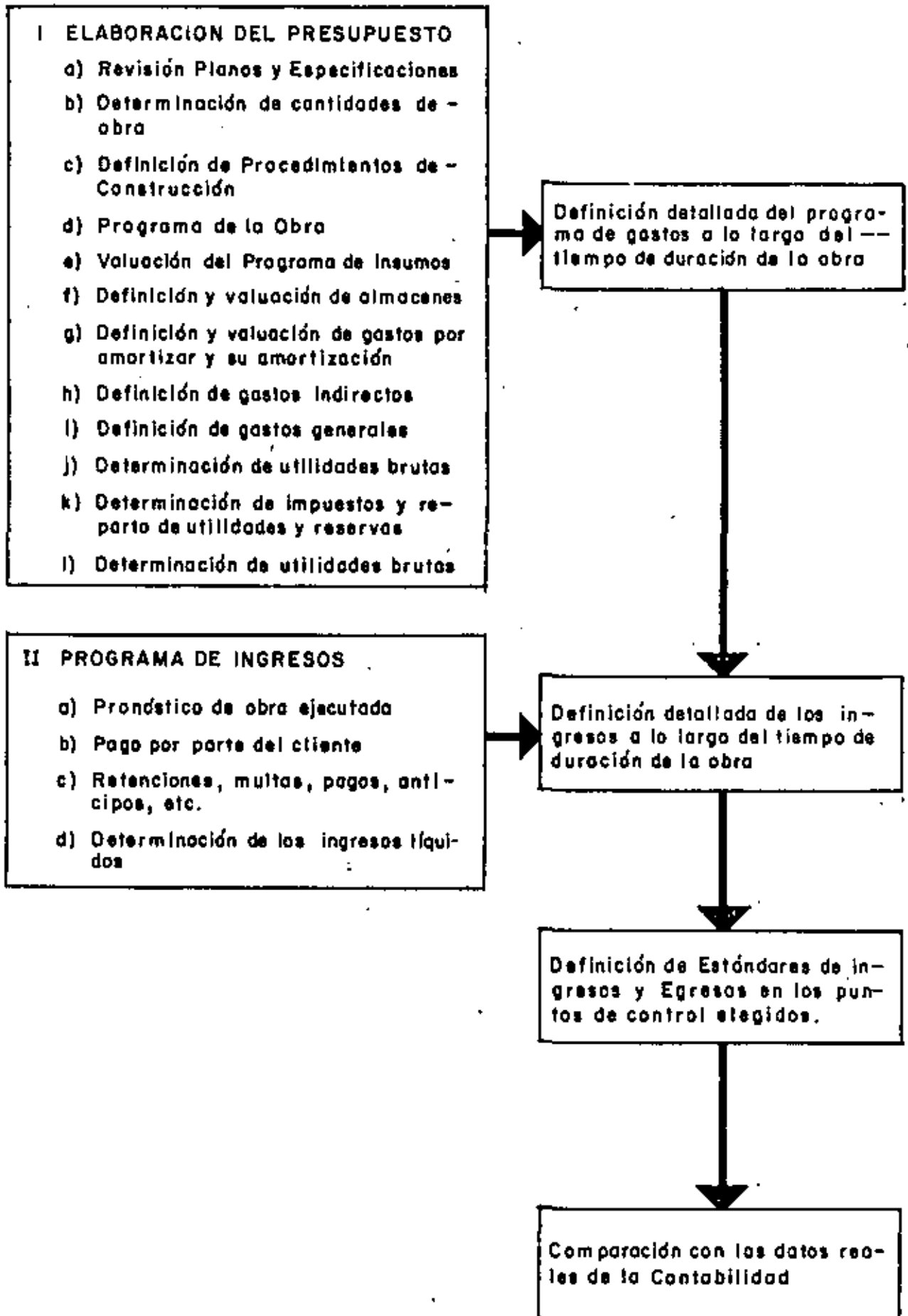
Como se puede ver estas cuentas de costos pueden sofisticarse y pueden ampliarse hasta llegar a un control muy detallado. La experiencia en construcción indica que es muy difícil llegar a un gran detalle ya que normalmente en los datos de campo se originan errores que hacen inútil este control tan detallado. Es más frecuente que se tengan cuentas por actividades generales y en caso de tener que tomar una decisión se hace un análisis de detalle de esa cuenta particular dividiéndola con el criterio del ingeniero en sub cuentas.

La contabilidad de costos implica una buena organización contable de la obra, ya que esta contabilidad de costos deberá estar ligada a la contabilidad general de la empresa para que dé siempre datos reales.

Desde luego se deberán llevar cuentas de los costos directos, así como de indirectos y gastos generales de la empresa con objeto de tener siempre un panorama completo y tomar decisiones que conduzcan a la obra y a la empresa al objetivo cuantitativo predefinido.

Los estándares deben modificarse y revisarse continuamente, ya que es muy frecuente que haya variaciones en el proyecto en las cantidades de obra y en los métodos de construcción que evidentemente modifican el estándar.

El contrato presupuestal a nivel de obra podría definirse como sigue:



El control presupuestal a nivel de empresa podría esquematizarse así:

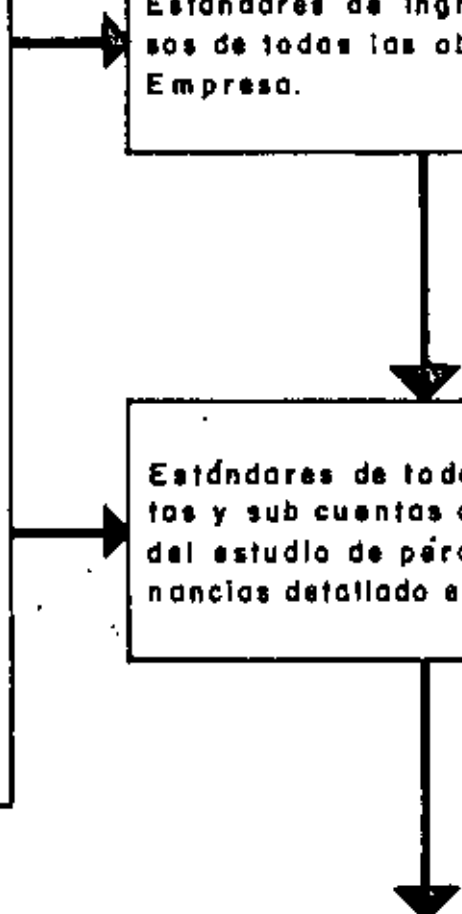
III. PRESUPUESTO DEL BALANCE

- a) Análisis de la estructura actual del balance
- b) Determinación de faltantes y sobrantes de las curvas Ingresos-egresos de las obras.
- c) Análisis de pasivos presentes y futuros necesarios y su costo
- d) Análisis financiero y costo de financiamiento
- e) Estudio del Equipo de Reposición
- f) Análisis del activo fijo

Estándares de Ingresos y Egresos de todas las obras de la Empresa.

Estándares de todas las cuentas y subcuentas del balance y del estudio de pérdidas y ganancias detallado en el tiempo.

Comparación con los datos reales de balance y estado de pérdidas y ganancias.



Como en los casos anteriores desviaciones significativas originan de inmediato decisiones correctivas.

CORRECCION DE DESVIACIONES.

El establecimiento de los medios adecuados para corregir las desviaciones de los estándares es probablemente la etapa más importante de todo control.

Si el "aviso" no es oportuno y no llega rápidamente a la persona capaz de tomar las decisiones correctivas se pierden total o parcialmente las ventajas del control.

La empresa puede mejorar sistemas de construcción, modificar su organización para definir mejor las funciones y responsabilidades de cada puesto, mejorando así la coordinación de sus actividades, o modificar los sistemas de dirección de la empresa, en función de los reportes de control debidamente evaluados.

Como consecuencia del control de costos, puede reducirse la inversión -- real y mejorar la rentabilidad de la obra, o aumentar los beneficios del contratista, generalmente muy por encima del gasto necesario para ejercer el control. Cuando la decisión para ejecutar una obra se ha basado en hipótesis falsas respecto a los costos, el control de éstos generalmente revela prontamente este hecho, permitiendo así una oportuna reevaluación y corrección de los planes. Por supuesto que el control de costos no puede corregir los defectos en los estimados de costos, pero la misma experiencia derivada del control permitirá realizar estimados cada vez mejores.

REQUISITOS DE UN SISTEMA DE CONTROL DE COSTOS, DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA EMPRESA CONSTRUCTORA.

Los textos de administración señalan diversas exigencias para que un sistema de control opere adecuadamente. Se analizará cada una de ellas con referencia especial al control de los costos.

1. Los controles deben reflejar la naturaleza y las necesidades de la actividad. El sistema para controlar los costos de ingeniería de proyecto -- será indudablemente distinto del que se use para controlar los costos de construcción. Los sistemas e instrumentos adecuados para controlar los costos de construcción de una planta industrial son diferentes de los -- que deben usarse en la construcción de una presa. Los costos de opera -

ción y mantenimiento requieren procedimientos de control especiales, y - lo mismo puede decirse de los costos de producción en serie. Por lo tanto, los catálogos de cuentas de costos y los sistemas de información correspondientes tienen que diseñarse para las necesidades de cada empresa y las características de cada tipo de obras.

2. Los controles deben indicar rápidamente las desviaciones.

Ya se hizo notar anteriormente la importancia del "tiempo de respuesta" de un sistema de control. Los sistemas de contabilidad tradicionales generalmente tienen un tiempo de respuesta exageradamente largo; debido a que tienen que satisfacer diversos requisitos legales, además de servir para el control financiero de la empresa, deben ser meticulosamente exactos y reportar únicamente transacciones completamente terminadas y debidamente documentadas. Por lo tanto, su funcionamiento es lento y un tanto flexible. El control de los costos requiere el establecimiento de un sistema de información más ágil y flexible, que permita conocer rápidamente las desviaciones de los planes y apreciar con igual rapidez los efectos de las medidas correctivas. El procesamiento electrónico de datos constituye una valiosa herramienta para lograr sistemas de control de respuesta rápida. Es importante, sin embargo, que exista una fuente de datos común para el sistema contable y el de control de costos, de tal manera que exista armonía y complementación entre ellos.

3. Los controles deben mirar hacia adelante. A este respecto debe también señalarse que los sistemas contables están generalmente orientados al pasado, es decir, tienen el carácter de registros de las transacciones realizadas en el pasado. Por lo tanto, se concluye como en el punto anterior, que es necesario establecer sistemas de control de costos orientados al futuro o lo que es lo mismo, capaces de predecir las consecuencias de las desviaciones de los planes. Los sistemas de programación y control de obras por redes de actividades constituyen instrumentos idóneos para proyectar hacia el futuro el efecto de las desviaciones presentes.

4. Los controles deben señalar las excepciones en los puntos estratégicos. Se hace referencia aquí al principio de control por excepción, según el cual el ejecutivo debe concentrar su atención en los casos de excepción, es decir, en aquellos en que lo logrado se aparta de las normas o planes establecidos. Los sistemas de programación por ruta crítica, al señalar claramente la secuencia de actividades cuyo cumplimiento es crítico para la consecución de la meta pre-fijada, facilitan la identificación de los puntos estratégicos. Para poder apreciar las desviaciones significativas en los costos, es indispensable que los presupuestos y estimados de costo sean enteramente congruentes con el programa de obra aprobada y se elaboran mediante un análisis de las secuencias de operaciones por realizar. Podrá así convertirse fácilmente cuando el costo se aparte en forma inconveniente del presupuesto y de los estándares prefijados.

5. Los controles deben ser objetivos. Es necesario subrayar aquí nuevamente la importancia de basar el control de costos en un buen estimado de costo. Sin él, la apreciación que pueda hacerse respecto a los costos observados en la obra se convierte en un proceso totalmente subjetivo y de escasa significación. Cuando el estimado de costo se integra con el programa de obra, de tal manera que se fija un costo directo para cada actividad, el control de costos adquiere máxima objetividad y oportunidad.
6. Los controles deben ser flexibles. Con frecuencia, diversas circunstancias fuera de control del ejecutivo hacen que se tenga que cambiar los planes. Los sistemas de control de costos deben poder adaptarse fácilmente a estos cambios sin perder su validez y utilidad. Sucede en ocasiones que al elaborar un programa por CPM, se pretende darle un carácter estático e inflexible, que lo hace obsoleto rápidamente, debido a que no se ha previsto su frecuente revisión y actualización, de acuerdo con los cambios impuestos por las circunstancias. Los estimados de costo deben mantenerse consecuentemente actualizados para que siempre señalen en forma realista las metas alcanzables.
7. Los controles deben reflejar el modelo de organización. En toda buena organización las responsabilidades de los diferentes niveles ejecutivos y de los diferentes puestos están perfectamente definidos. Es indispensable que los sistemas de control prevean a cada ejecutivo de una información congruente con sus responsabilidades. Se infiere la necesidad de establecer reportes de costos adecuados a cada nivel administrativo. -- Así por ejemplo, el reporte que reciba el responsable de una fase de la obra será más detallado y más específico que el que reciba el superintendente general de la misma, y el que éste reciba, más detallado y menos general que el que se dé al gerente de la empresa constructora.
8. Los controles deben ser económicos. Deben distinguirse claramente el volumen de información y el valor de la información. Dar mayor número de datos no significa necesariamente mejorar la información; por lo contrario, en muchas ocasiones el exceso de información provoca incertidumbre, indecisión e incapacidad para interpretar adecuadamente la gran cantidad de datos que se reciben. Por lo tanto, hay que establecer un equilibrio adecuado entre la cantidad de datos que conviene generar y el costo de procesarlos y distribuirlos para convertirlos en información utilizable. En general sólo debe proporcionarse la información indispensable para que cada ejecutivo pueda tomar las decisiones que le competen.
9. Los controles deben ser comprensibles. Los reportes de costos deben tener siempre una interpretación fácil y presentarse en forma inmediatamente utilizable. Resultan de poca utilidad los datos de costos que el ejecutivo deba todavía procesar y analizar para que adquieran significado.

10. Los controles deben indicar una acción correctiva. Ya se expresó anteriormente que si no hay acción correctiva no existe control. Por lo tanto, los informes de costos deben presentarse de tal manera que se puedan apreciar claramente las causas de las desviaciones, los responsables de las mismas y las medidas que puedan adoptarse para corregirlas.

ESTUDIO DE LOS SISTEMAS DE CONTROL PARA UNA PLANTA DE TRITURACION

La Planta de que trata el problema se ilustra en la figura No. 1. Es una Planta para producir material para pavimentación y consta de una trituradora primaria, una secundaria y una terciaria, todas montadas sobre remolque. Existen cinco bandas que las unen y colocan el material en montones.

Los motores son eléctricos y se abastecen de energía mediante una planta de fuerza con motor diesel con capacidad de 600 K.V.A.

1. CONTROL DE CANTIDADES.

Para definir mi control debo principiar por fijar mi estándar, es decir la producción esperada. Para determinarlo tengo el dato dado por el fabricante, que en el caso de mi sistema es de 90 Ton de 2000 lbs/por hora igual a 81.72 toneladas métricas. Además debo suponer una eficiencia del conjunto, que en este caso fijo en 0.70. Con estos datos tengo, suponiendo un peso volumétrico de 1.5 Ton/m³.

a) Producción horaria

$$Ph = \frac{81.72}{1.5} \times 0.70 = 38 \text{ m}^3/\text{h}$$

b) Producción diaria

$$38 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \times 15.5 \frac{\text{h}}{\text{día}} = 589 \text{ m}^3/\text{día}$$

c) Producción mensual

$$589 \times 25 \frac{\text{día}}{\text{mes}} = 14725 \text{ m}^3/\text{día}$$

Para controlar la producción podría por ejemplo usar la gráfica que se muestra en la figura No. 2.

La línea corresponde a la producción esperada mensual. Con línea punteada se muestra la producción real, ambas acumuladas en el mes.

Algunas veces el estándar por mes no es igual, ya que se podría suponer una eficiencia más baja al principio, los estándares de los primeros meses podrían bajar, pero el sistema es el mismo.

También puede usarse una carta de control, como se muestra en la figura No. 3 en la que se fija la producción deseada, las producciones diaria y la media, que puede ser del mes o acumulada.

Si la producción real no es igual a la producción deseada, es necesario analizar las causas y tomar decisiones para corregir aquellos defectos que impiden que la producción sea la planeada.

Un tipo de reporte diario y semanal que se muestra en las figuras 4 y 5, que analiza la producción por hora efectiva, las horas efectivas trabajadas y las causas de demoras nos ayudará efectivamente a definir las causas y tomar acciones correctivas.

Viendo el informe de la producción semanal que la producción por hora efectiva está bien, e inclusive ligeramente superior al dato del fabricante, $(54.5 \text{ m/h}) = 81.72/1.5$. Por lo que podemos enfocar el problema como defecto en el número de horas trabajadas.

A la vez analizando las horas perdidas podríamos analizar primero las que aplican un mayor porcentaje, que serían las reparaciones de la criba y las piedras atoradas. De inmediato podrían tomarse decisiones para corregir estas anomalías aumentando así el número de horas trabajadas.

Este tipo de reportes, que pueden diseñarse para cada actividad de construcción son de gran ayuda para el control y toma de decisiones posteriores. Sin estos datos es frecuente que se tomen decisiones erróneas por falta de información fehaciente y oportuna.

INSTALACION PORTATIL

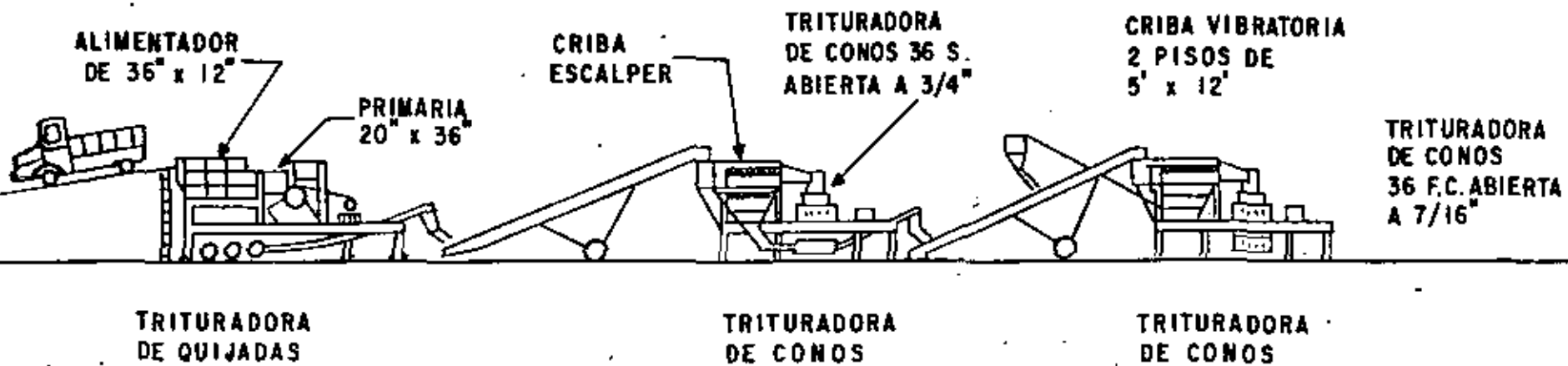
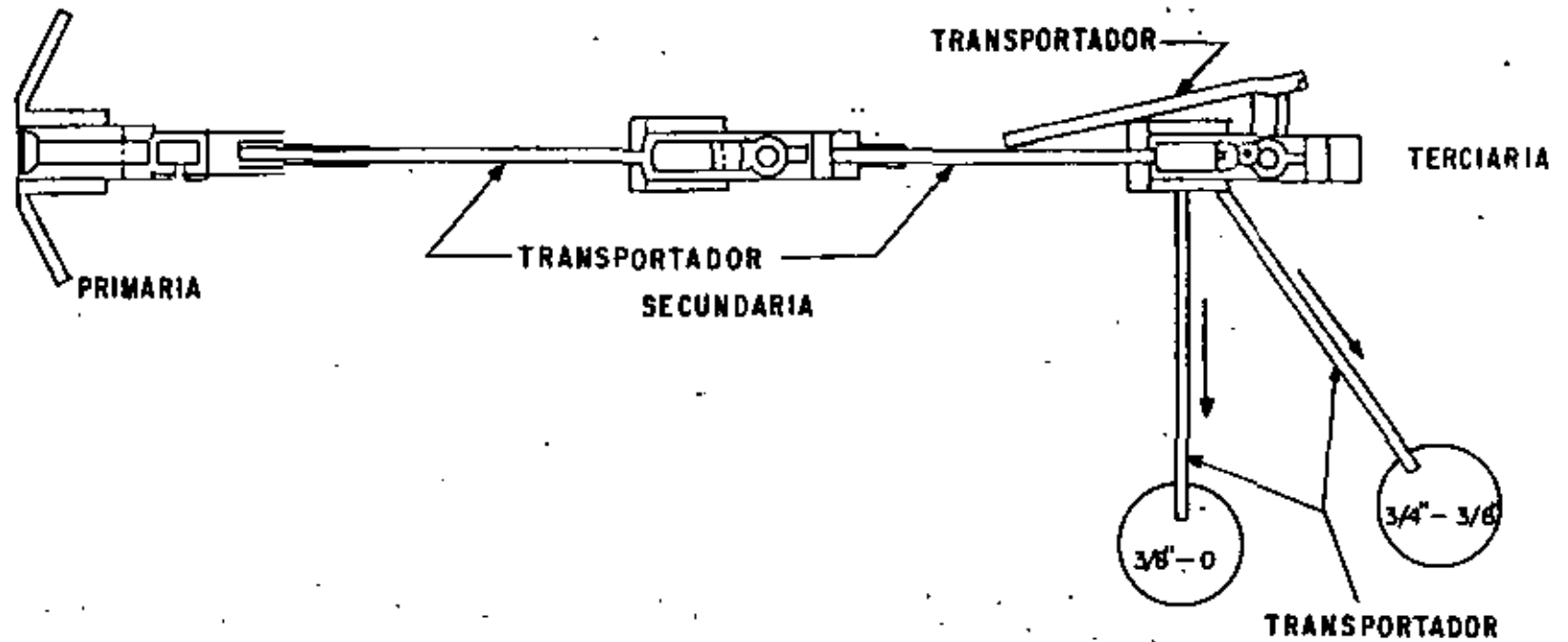


Figura No. 1

CONTROL MENSUAL DE PRODUCCION

MATERIAL: AGREGADOS

MES: JULIO DE 1983.

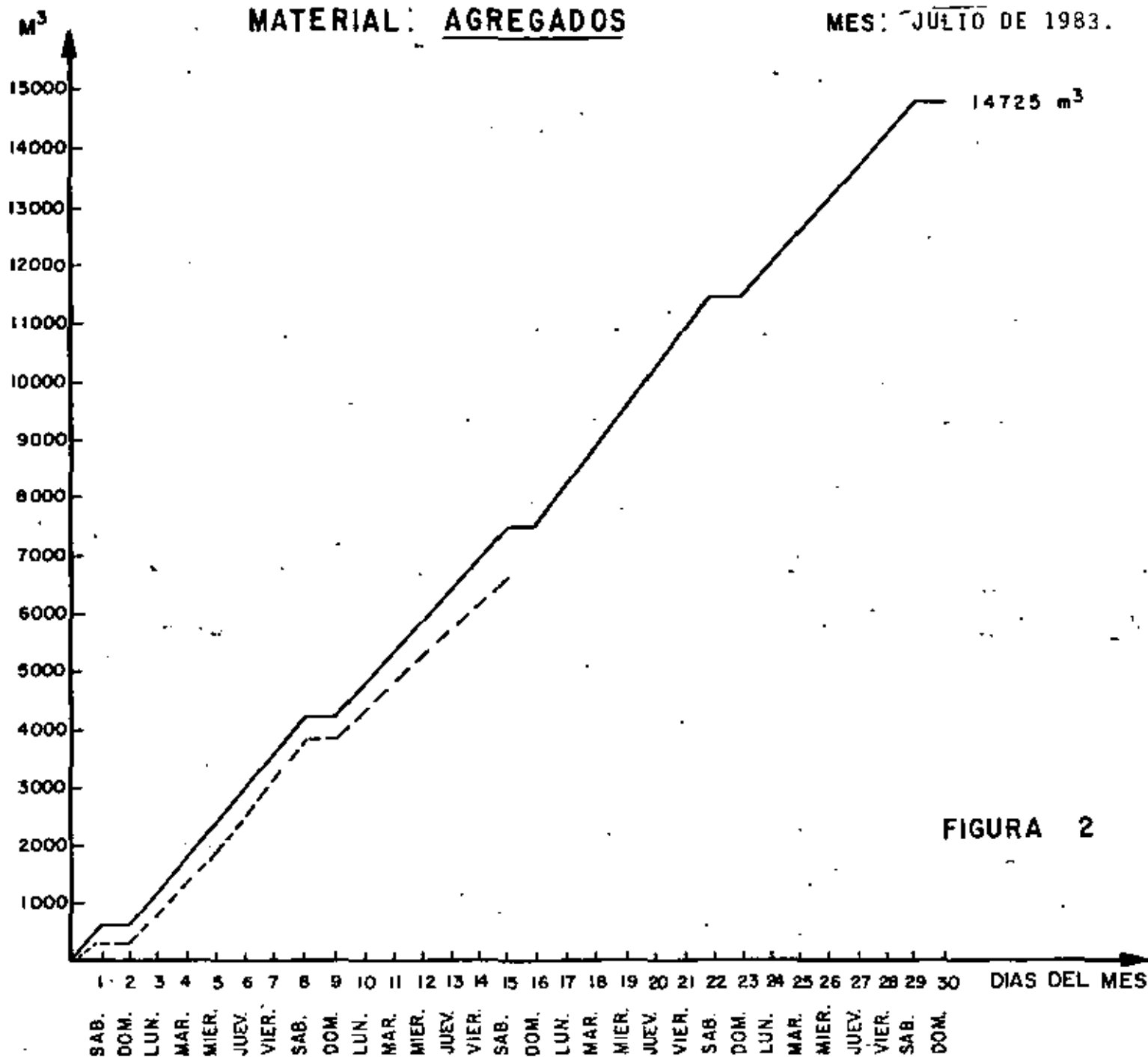


FIGURA 2

CARTA DE CONTROL DE PRODUCCION DE AGREGADOS

RESULTADOS. ESTADISTICOS

PROCEDENCIA : LOS REYES

OBRA : X

PERIODO ANALIZADO: 1º AL 30 DE JULIO DE 1983.

NUMERO DE DATOS _____

$\bar{X} =$

$\sigma =$

$\sigma^2 =$

PROD.

PROD. ESPERADA

PRODUCCION DIARIA M³

800

700

600

589

500

400

DIAS DEL MES.

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30

FIGURA 3

INFORME DIARIO DE PRODUCCION DE AGREGADOS

OBRA: 24

FECHA MARTES 12-VII-83.

TIEMPO TEORICO OPERACION 15:30 HORAS

TIEMPO REAL OPERACION 7:20 HORAS

NUMERO DE DEMORAS 7

EFICIENCIA: 47.5% EFICIENCIA ESPERADA = 70%

PRODUCCION REAL 400 m³

PRODUCCION POR HORA EFECTIVA 400/7.33 = 54.57

PRODUCCION ESPERADA = 54.5

CAUSA DE DEMORAS	HORAS PERDIDAS	% EFICIENCIA PERDIDA
FALTA DE MATERIAL	1:05	6.9%
REPARACION PLANTA DE LUZ	1:10	7.5%
RAPARACION TRIT. SECUNDARIA	1:30	9.7%
SOLDANDO MALLA	1:10	7.5%
FALTA ENERGIA ELECTRICA	0:35	3.7%
REPARACION CRIBA	0:40	4.3%
PIEDRAS ATORADAS	2:00	12.9%
TOTAL	8:10	52.5%

Figura No. 4

INFORME DE PRODUCCION SEMANAL

OBRA: <u>24</u>	PERIODO DEL <u>11-VII-83</u> AL <u>16-VII-83</u>
PRODUCCION REAL: <u>2600 m</u>	PRODUCCION ESPERADA: <u>3534</u>
EFICIENCIA REAL: <u>48.8%</u>	EFICIENCIA ESPERADA: <u>70%</u>
HORAS TRABAJADAS: <u>45.4</u>	HORAS DEMORA: <u>47.6</u>
PRODUCCION REAL POR HORA EFECTIVA: <u>57.3</u>	PRODUCCION ESPERADA POR HORA EFECTIVA: <u>54.5</u>

CAUSA DE DEMORAS	HORAS PERDIDAS	% EFICIENCIA PERDIDA
FALTA DE MATERIAL	1:30	1.6
REPARACION PLANTA DE LUZ	1:10	1.2
REPARACION TRIT. SECUNDARIA	6:30	7.0
SOLDANDO MALLAS	5:0	5.4
FALTA ENERGIA ELECTRICA	1:0	1.1
REPARACION CRIBA	16:00	17.2
MANT. CAMINO A PLANTA	1:00	1.1
PIEDRAS ATORADAS	11:00	11.8
DESCOM. BANDAS	1:30	1.6
POR ALMACENAMIENTO	3:0	3.2
TOTAL	47:40	51.2

Figura No. 5

CONSTRUCTORA:
X

MÁQUINA: Trituradora

HOJA No.: 1

MODELO: Quijadas 24 x 36

CALCULÓ: C.M.G.

DATOS ADIC: Con alimentador
36" x 12' Montada.
Remolque.

REVISÓ: F.F.L.

OBRA: TRITURACION "A"

FECHA: JUNIO DE 1983.

DATOS GENERALES

PRECIO ADQUISICIÓN: \$ 18'200,000.00

FECHA COTIZACIÓN: Junio de 1983.

EQUIPO ADICIONAL -

VIDA ECONÓMICA (VE): 5 AÑOS.

HORAS POR AÑO (HA): 1600 HR/AÑO.

MOTORES: eléctricos DE 150 HP.

VALOR INICIAL (VA): 18'200,000.00

FACTOR OPERACIÓN: 0,90

VALOR RESCATE (VR): 10 % = \$ 1'820,000.00

POTENCIA OPERACIÓN: 135 HP, OP.

TASA INTERÉS (I): 18,7%

COEFICIENTE ALMACENAJE (K): 0

PRIMA SEGUROS (S): 3%

FACTOR MANTENIMIENTO (Q): 0,80

I. CARGOS FIJOS.

A). DEPRECIACIÓN: $D = \frac{VA - VR}{VE} = \frac{18'200,000 - 1'820,000}{5 \times 1600} = \$ 2,047.50$

B). INVERSIÓN: $I = \frac{VA + VR}{2 HA} i = \frac{18'200,000 + 1'820,000}{2 \times 1600} \times 0.187 = 1,169.92$

C). SEGUROS: $S = \frac{VA + VR}{2 HA} s = \frac{18'200,000 + 1'820,000}{2 \times 1600} \times 0.03 = 187.69$

D). ALMACENAJE: $A = KD = \underline{\hspace{2cm}}$

E). MANTENIMIENTO: $M = QD = \frac{0.80 \times 2,047.50}{1} = 1,638.00$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 5,043.11

CONSTRUCTORA:	MÁQUINA: TRITURADORA	HOJA No.:
X	MODELO: Conos 36.S	2
	DATOS ADIC: Con. criba --	CALCULÓ: C.M.G.
OBRA: TRITURACION "A"	Scalper. Montada remolque.	REVISÓ: F.F.L.
		FECHA: Junio de 1983.

DATOS GENERALES

PRECIO ADQUISICIÓN:	\$ 15'170,000.00	FECHA COTIZACIÓN:	Junio de 1983.
EQUIPO ADICIONAL -		VIDA ECONÓMICA (VE):	5 AÑOS.
		HORAS POR AÑO (HA):	1600 HR/AÑO.
		MOTORES:	eléctricos DE 110 HP.
VALOR INICIAL (VA):	15'170,000.00	FACTOR OPERACIÓN:	0.9
VALOR RESCATE (VR):	10 % = \$ 1'517,000.00	POTENCIA OPERACIÓN:	99 HP.OP.
TASA INTERÉS (I):	18.7%	COEFICIENTE ALMACENAJE (K):	0
PRIMA SEGUROS (S):	3%	FACTOR MANTENIMIENTO (Q):	0.8

I. CARGOS FIJOS.

A). DEPRECIACIÓN: $D = \frac{VA - VR}{VE} = \frac{15'170,000 - 1'517,000}{5 \times 1600} = \$ 1,706.63$

B). INVERSIÓN: $I = \frac{VA + VR}{2 HA} i = \frac{15'170,000 + 1'517,000}{2 \times 1600} \times 0.182 = 975.15$

C). SEGUROS: $S = \frac{VA + VR}{2 HA} s = \frac{15'170,000 + 1'517,000}{2 \times 1600} \times 0.03 = 156.44$

D). ALMACENAJE: $A = KD = \underline{\hspace{2cm}} = \underline{\hspace{2cm}}$

E). MANTENIMIENTO: $M = QD = \frac{0.8 \times 1,706.63}{1} = 1,365.30$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 4,203.52

CONSTRUCTORA: X MÁQUINA: Trituradora. HOJA No.: 3
 MODELO: Conos 36 F.C. CALCULÓ: C.M.G.
 DATOS ADIC: Con criba y - REVISÓ: F.F.L.
 OBRA: TRITURACION "A". montada en remolque. FECHA: Junio de 1983.

DATOS GENERALES

PRECIO ADQUISICIÓN: \$ 15'730,000.00 FECHA COTIZACIÓN: Junio de 1983.
 EQUIPO ADICIONAL - VIDA ECONÓMICA (VE): 5 AÑOS.
 HORAS POR AÑO (HA): 1600 HR/AÑO.
 MOTORES: eléctricos DE 150 HP.
 VALOR INICIAL (VA): 15'730,000.00 FACTOR OPERACIÓN: 0,9
 VALOR RESCATE (VR): 10 % = \$ 1'573,000.00 POTENCIA OPERACIÓN: 135 HP.OP.
 TASA INTERÉS (I): 18.7 % COEFICIENTE ALMACENAJE (K): 0
 PRIMA SEGUROS (S): 3 % FACTOR MANTENIMIENTO (Q): 0.8

I. CARGOS FIJOS.

A). DEPRECIACIÓN: $D = \frac{VA - VR}{VE} = \frac{15'730,000 - 1'573,000}{5 \times 1600} = \$ 1,769.63$

B). INVERSIÓN: $I = \frac{VA + VR}{2 HA} = \frac{15'730,000 + 1'573,000}{2 \times 1600} \times 0,187 = 1,011.14$

C). SEGUROS: $S = \frac{VA + VR}{2 HA} = \frac{15'730,000 + 1'573,000}{2 \times 1600} \times 0,03 = 162.22$

D). ALMACENAJE: $A = KD = \underline{\hspace{2cm}} =$

E). MANTENIMIENTO: $M = QD = \frac{0.8 \times 1,769.63}{1} = 1,415.70$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 4,358.69

CONSTRUCTORA:	MÁQUINA: <u>Bandas Trans.</u>	HOJA No.: <u>4</u>
<u>X</u>	MODELO: <u>5 Bandas.</u>	CALCULÓ: <u>C.M.G.</u>
	DATOS ADIC: <u>36" x 60'</u>	REVISÓ: <u>F.F.L.</u>
OBRA: <u>TRITURADORA "A".</u>	<u>36" x 60', 24" x 50' y</u>	FECHA: <u>JUNIO DE 1983.</u>
	<u>2-18" x 60'</u>	

DATOS GENERALES

PRECIO ADQUISICIÓN:	\$ <u>11'550,000.00</u>	FECHA COTIZACIÓN: <u>Junio de 1983.</u>
EQUIPO ADICIONAL - Bandas	<u>3'500,000.00</u>	VIDA ECONÓMICA (VE): <u>5</u> AÑOS.
		HORAS POR AÑO (HA): <u>2000 HR/AÑO.</u>
		MOTORES: <u>5</u> DE <u> </u> HP.
VALOR INICIAL (VA):	<u>8'050,000.00</u>	FACTOR OPERACIÓN: <u> </u>
VALOR RESCATE (VR): <u>10 %</u> =\$	<u>805,000.00</u>	POTENCIA OPERACIÓN: <u> </u> HP.OP.
TASA INTERÉS (I): <u>18.7%</u>		COEFICIENTE ALMACENAJE (K): <u> </u>
PRIMA SEGUROS (S): <u>3 %</u>		FACTOR MANTENIMIENTO (Q): <u>0.8</u>

I. CARGOS FIJOS.

A). DEPRECIACIÓN: $D = \frac{VA - VR}{VE} = \frac{8'050,000 - 805,000}{5 \times 2000} = \$ 724.50$

B). INVERSIÓN: $I = \frac{VA + VR}{2 HA} \cdot i = \frac{8'050,000 + 805,000}{2 \times 2000} \times 0.187 = 413.97$

C). SEGUROS: $S = \frac{VA + VR}{2 HA} \cdot s = \frac{8'050,000 + 805,000}{2 \times 2000} \times 0.03 = 66.41$

D). ALMACENAJE: $A = KD = \underline{\hspace{2cm}} =$

E). MANTENIMIENTO: $M = QD = \frac{.80 \times 724.50}{\hspace{1cm}} = 579.60$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA	<u>\$1784.48</u>
----------------------------	------------------

CONSTRUCTORA:	MÁQUINA: P. Eléctrica.	HOJA No.:	5
X	MODELO: 600 K.V.A.	CALCULÓ:	C.M.G.
	DATOS ADIC:	REVISÓ:	F.F.L.
OBRA: TRITURACION "A".		FECHA:	JUNIO DE 1983.

DATOS GENERALES

PRECIO ADQUISICIÓN:	\$ 10'590,000.00	FECHA COTIZACIÓN:	Junio de 1983
EQUIPO ADICIONAL -		VIDA ECONÓMICA (VE):	7 AÑOS
		HORAS POR AÑO (HA):	1600 HR/AÑO
		MOTORES:	diesel DE 805 HP.
VALOR INICIAL (VA):	10'590,000.00	FACTOR OPERACIÓN:	0.85
VALOR RESCATE (VR):	10% = \$ 1'059,000.00	POTENCIA OPERACIÓN:	684.25 HP.OP.
TASA INTERÉS (I):	18.7%	COEFICIENTE ALMACENAJE (K):	0.02
PRIMA SEGUROS (S):	3%	FACTOR MANTENIMIENTO (Q):	0.80

I. CARGOS FIJOS.

A). DEPRECIACIÓN: $D = \frac{VA - VR}{VE} = \frac{10'590,000 - 1'059,000}{11,200} = \$ 850.98$

B). INVERSIÓN: $I = \frac{VA + VR}{2 HA} i = \frac{10'590,000 + 1'059,000}{2 \times 1600} \times 0.187 = 680.74$

C). SEGUROS: $S = \frac{VA + VR}{2 HA} s = \frac{10'590,000 + 1'059,000}{2 \times 1600} \times 0.03 = 109.21$

D). ALMACENAJE: $A = KD = \frac{0.02 \times 850.98}{1} = 17.02$

E). MANTENIMIENTO: $M = QD = \frac{0.80 \times 850.98}{1} = 680.78$

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$2338.73

CALCULO DEL SALARIO REAL SWL PEON, SOBRESTANTE Y
OPERADOR DE LA TRITURADORA.

1. Días Pagado al Año

a) Días calendario	365
b) Aguinaldo (Artículo 87)	15 (mínimo)
c) Prima de Vacaciones (Artículo 76 y 80) Se considera antigüedad promedio de 2 años 8 días x 0.25	<u>2</u> 382

No se consideran trabajos en
tiempo extra ni en días de -
descanso semanal.

2. Días trabajados al Año

a) Días de descanso al año	
Domingos	52
Vacaciones	8
Descansos obligatorios (Artículo 74). 10. Enero, 5 Febrero, 21 Marzo, 10. Mayo, 15 Septiembre, 20 No viembre, 10. Diciembre de cada 6 años.	7.2
Mal tiempo y enfermedad	<u>4.0</u> 71.2

$$365 - 71.2 = 293.8 \text{ días}$$

3.- Factor de costo para aplicar al salario base:

a).- $\frac{\text{Días pagados}}{\text{Días trabajados}} = \frac{382}{293.8}$	1.3002
b).- Impuesto Educación (1% Sobre Remuneraciones).	
0.01 x 1.3002	0.0130
c).- Fondo para fomento deportivo (0.5%)	
0.005 x 1.3002	0.0065
d).- Guarderías (1%).	
0.01 x 1.3002	0.0130
e).- I.M.S.S. Patronal Para salario mínimo (19.687%)	
0.19687 x 1.3002	<u>0.2560</u>
S u m a	1.5887

Para salarios diferentes al mínimo.

a).-	1.3002
b).-	0.0130
c).-	0.0065
d).-	0.0130
e).- Para salarios diferentes al mínimo (15.9375%)	
0.159376 x 1.3002	<u>0.2072</u>
S u m a	1.5399

D. F. Zona Metropolitana (# 74).

Categoría	Salario Nominal	Factor	Salario Real
Peón	\$ 523.00	1.5887	\$ 830.89/DIA
Operador de - quebradora.	\$ 823.00	1.5399	\$1267.34/DIA
Sobrestante	\$ 909.00	1.5399	\$1399.77/DIA

El 5% de Infonavit no puede cargarse al costo directo, lo debe pagar la Empresa de sus utilidades.

El 2% Sindical lo paga normalmente el trabajador.

S A L A R I O S

LOS SALARIOS BASE DEBERAN INCREMENTARSE PARA OBTENER EL SALARIO REAL TOMANDO EN CUENTA, CUOTAS DEL SEGURO SOCIAL PAGADAS POR EL PATRON, INFONAVIT, PRESTACIONES DE LA LEY FEDERAL DEL TRABAJO, IMPUESTO COMPLEMENTARIO, FONDEO PARA FOMENTO DEPORTIVO EN SU CASO, GUARDERIAS EN SU CASO. REALIZANDO LAS OPERACIONES TENDREMOS.

EMPLEADO	SALARIO BASE	SALARIO REAL
PEONES	523.00	830.89
OPERADORES	823.00	1,267.34
SOBRESTANTES	909.00	1,399.77

PARA OBTENER EL COSTO HORARIO SE PRESUPONE UNA EFICIENCIA (75%) O SE CONSIDERA EL COSTO ANUAL DIVIDIDO ENTRE EL NUMERO DE HORAS TRABAJADAS POR LAS MAQUINAS EN UN AÑO.

USANDO EL PRIMER CRITERIO TENDRIAMOS:

$$\text{PEON} \quad \frac{830.89}{8 \times .75} = \$138.48/\text{H.}$$

$$\text{OPERADOR} \quad \frac{1,267.34}{8 \times .75} = \$211.22/\text{H.}$$

$$\text{SOBRESTANTE} \quad \frac{1,399.77}{8 \times .75} = \$233.30/\text{H.}$$

CONTROL DE COSTOS

EN LA MISMA FORMA QUE EL CONTROL DE PRODUCCION, EN PRIMER LUGAR DEBE OBTENERSE EL POSIBLE COSTO MENSUAL POR EJEMPLO, QUE NOS VA A SERVIR DE BASE DE COMPARACION, ES DECIR DE ESTANDAR.

CONVIENE DIVIDIR EL COSTO DE ACUERDO COMO VAMOS A LLEVAR EL CONTROL. EN ESTE CASO VAMOS A EJEMPLIFICAR EL CONTROL CON EL COSTO DIRECTO, DIVIDIENDO ESTE EN COSTO DE MAQUINARIA, DE OBRA DE MANO, DE MATERIALES Y DE COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES.

EN LAS PAGINAS SIGUIENTES, SE ANALIZAN LOS COSTOS POR HORA MAQUINA, COSTOS POR MATERIALES, TAMBIEN POR HORA Y COSTOS POR OBRA DE MANO. CON TODOS ESTOS COSTOS SE PUEDEN PREPARAR LAS SIGUIENTES TABLAS.

COSTOS DIRECTOS POR HORA

I. MAQUINARIA (CARGOS FIJOS).

a).- TRITURADORA PRIMARIA DE QUIJADAS	\$5,043.11
b).- TRITURADORA SECUNDARIA.	4,203.52
c).- TRITURADORA TERCIARIA DE CONOS (36 F.C.)	4,358.69
d).- BANDAS TRANSPORTADORAS.	1,784.48
e).- PLANTA DE LUZ CAT 0-348-600 KVA.	<u>2,338.73</u>
C. D. MAQUINARIA	\$17,728.53

II. MATERIALES (CONSUMOS).

a).- BANDAS.	\$ 1,003.20
--------------	-------------

b). PLANTAS DE LUZ

1.- COMBUSTIBLES	1,915.90
2.- LUBRICANTES	<u>257.21</u>
C.D. MATERIALES	\$3,176.31/H

III. MANO DE OBRA

a).- UN SOBRESTANTE	\$ 233.30/H
b).- CUATRO OPERADORES	844.88
c).- TRES PEONES	<u>415.44</u>
COSTO DIRECTO DE MANO DE OBRA	\$1,493.62/H

RESUMEN COSTOS DIRECTOS
POR HORA

MAQUINARIA	\$17,728.53
MATERIALES	3,176.31
MANO DE OBRA	<u>1,493.62</u>
COSTO DIRECTO TOTAL POR HORA	<u>\$22,398.46</u>

COSTO DIRECTO POR M³

$$\text{C.D./M}^3 \quad \frac{\$22,398.46/\text{H}}{38 \text{ M}^3/\text{H}} = \$589.43/\text{M}^3$$

NO ES SUFICIENTE EL CONTROL DE PRODUCCION, PUESTO QUE EL COSTO UNITARIO DEPENDE DE PRODUCCION DE GASTOS ERO GADOS REALMENTE.

SE PUEDE LLEVAR UN CONTROL DE COSTOS ELABORADO EN BASE AL PRESUPUESTO.

LOS GASTOS ESPERADOS POR MES SON LOS SIGUIENTES, DES - GLOSADOS EN CONCEPTOS DE COSTO.

PODRIAMOS SELECCIONAR LOS SIGUIENTES CONCEPTOS:

MAQUINARIA

OBRA DE MANO

MATERIALES

COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES

EL COSTO RESULTARIA EN LA SIGUIENTE FORMA:

COSTO ESPERADO POR MES
 HORAS ESPERADAS = 15.5 x 25 = 387.5

C O N C E P T O	MAQUINARIA	OBRA DE MANO	MATERIALES	COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES.
TRITURADORA PRIMARIA	\$ 1'954,205.13			
TRITURADORA SECUNDARIA	1'628,864.00			
TRITURADORA TERCIAIA	1'688,992.38			
BANDAS TRANSPORTADORAS	691,486.00		388,740.00	
PLANTA DE LUZ	906.257.88			842,080.13
OBRA DE MANO		578,777.75		
S U M A	6'869,805.39	578,777.75	388,740.00	842,080.13

TOTAL COSTO ESPERADO = \$8'679,403.27
 TOTAL PRODUCCION ESPERADA = 14,725 M³/MES
 COSTO / M³ = $\frac{8'679.403.27}{14725}$ * \$589.43

EL INFORME MENSUAL DE CONTROL DE COSTOS PRESUPUESTAL QUEDARIA
DE LA SIGUIENTE FORMA.

CATALOGO	C O N C E P T O	MOVIMIENTO DEL MES			ACUMULADO HASTA EL MES		
		REAL	PRESUPUESTO	DIFERENCIA	REAL	PRESUPUESTO	DIFERENCIA
1	TRITURACION						
	a). Maquinaria	5'483,327.43	6'869,805.39	1'386,477.96R			
	b). Obra de Mano	592,089.62	578,777.74	13,311.87			
	c). Materiales	204,170.13	388,740.00	184,569.87R			
	d). Combust. y Lubricantes.	961,567.47	842,080.13	119,487.34			
	S U M A.	7'241,154.65	8'679,403.27	1'438,248.62R			

VOLUMEN DE PRODUCCION REAL: 11817 M³

$$\text{COSTO REAL/M}^3 = \frac{7'241,154.65}{11,817} = \$612.77$$

SIN EMBARGO EL CONTROL PRESUPUESTAL DE COSTOS NO ME DICE NADA SI NO TOMO EN CUENTA LA PRODUCCION REAL, PARA TOMAR ESTO EN CONSIDERACION PUEDO LLEVAR EL CONTROL PRESUPUESTAL POR UNIDAD DE PRODUCCION.

VOLUMEN DE PRODUCCION ESTIMADO = 14725

VOLUMEN DE PRODUCCION REAL = 11817

INFORME MENSUAL DE CONTROL DE COSTOS
COSTO UNITARIO

CATALOGO	CONCEPTO	MOVIMIENTO DEL MES				ACUMULADO HASTA EL MES			
		REAL	PRESUPUESTO	DIFERENCIA	%	REAL	PRESUPUESTO	DIFERENCIA	%
1	TRITURACION								
	a). Maquinaria	464.02	466.54	2.52R	0.5%R				
	b). Obra de Mano	50.10	39.31	10.79	27.4%				
	c). Materiales	17.28	26.40	9.12R	34.6%R				
	d). Combust. y Lubricantes.	81.37	57.18	24.19	42.3%				
	S U M A	612.77	589.43	23.34	3.96%				

11. CONTROL
DE
CALIDAD

Ing. Alfonso Rico Rodríguez

CONTROL DE CALIDAD.

I.- INTRODUCCION

Evidentemente, las normas más acuciosas de proyecto y de construcción - más ambiciosa y costosa no bastan para garantizar la existencia de una obra - de ingeniería útil, económica y duradera. Entre el proyecto y la obra o entre la construcción y la obra existen todo un conjunto de pasos y criterios - que será preciso garantizar para llegar a un buen resultado. Un criterio simplista podría expresar este nexo como la simple necesidad de hacer las cosas "bien", pero, naturalmente, esto no basta. Un conjunto de cosas bien hechas, cada una bien concebida individualmente y bien ejecutada puede llevar a un proceso inconveniente.

Una vía terrestre exitosa es un balance de un número muy grande de acciones previas. No basta que cada una esté "bien hecha" para garantizar el conjunto; por el contrario, en muchos casos el éxito sonríe a procesos en que positivamente se han descuidado muchos eslabones, pero se han cuidado otros en que residía lo esencial. La concatenación de los eslabones es lo que ha de ser comprendido a fondo; en el conocimiento realista de lo que cada uno representa e influye parece descansar la base del éxito del control.

Controlar idealmente cada paso conduce a un perfeccionismo rígido, incompatible con las realidades de la construcción pesada. Definir los puntos vitales y ejercer en ellos una vigilancia razonable y científica, ese parece -- ser el secreto de un control exitoso.

El grado de perfección o cuidado con que se ejecute cada acción podrá y deberá ser diferente; en algunas, casi se admitirá el descuido o la improvisación, con tal de obtener en otras la plena garantía de una calidad que conduzca a la del conjunto.

El control de calidad de las obras de ingeniería se ha convertido hoy en una compleja ciencia; no cabe duda que constituye, por sí un nuevo campo con su propia metodología y con criterios específicos y privativos. Como tal, cae definitivamente fuera de los alcances de esta obra. Pero a la vez, en el caso concreto de las vías terrestres, la mecánica de suelos aplicada interviene como disciplina de apoyo, en forma muy relevante. Puesto que los procesos que han de controlarse están regidos muy principalmente por la mecánica de suelos, ella ha de proporcionar los criterios para distinguir lo substancial de lo accesorio, las pruebas de campo o de laboratorio en que se fundamenten los juicios del control y los límites y tolerancias en que las diferentes acciones del constructor han de mantenerse.

Ocurre a veces que muchos ingenieros, incluso con alta responsabilidad, están poco dispuestos a comprender el papel fundamental de las ciencias geotécnicas en el proyecto, la construcción y la conservación de las vías terrestres; como consecuencia, se limita su intervención o los alcances de sus mandatos, en favor de una supuesta (nunca real) ganancia en costo o en expeditividad de ejecución. Podría bastar, sin embargo, a esos escépticos el meditar

sobre la composición de lo que actualmente se considera en todas partes que debe ser un laboratorio para control de calidad de obra, en este campo. Se verá entonces que ese laboratorio es básicamente (y aún en los detalles) un laboratorio de mecánica de suelos y mecánica de rocas (esta última no figura tanto aún en muchas partes, en lo que sin duda es una grave limitación de las unidades de control, debido a la falta de asimilación oportuna de un campo relativamente nuevo y en muy rápida expansión). Esto equivale al reconocimiento explícito de que en esas disciplinas descansa lo esencial para garantizar el éxito o el fracaso de este tipo de obras.

Un aspecto importante en la planeación de un buen programa de control es la definición previa del nivel de calidad requerido en la construcción. En su planteamiento más simple este nivel puede definirse formulando tres preguntas fundamentales.

- Qué se desea
- Como puede ordenarse y programarse la actividad que conduzca al logro de tal deseo.
- Como determinar que se ha alcanzado lo que se deseaba.

En efecto, es una afirmación difícilmente discutible el que las grandes instituciones de proyecto y construcción tienen normas de control uniformes para todas sus obras, cuando la lógica y la búsqueda de lo esencial, de que antes se habló, aconsejan evidentemente establecer normas de control y metas por conseguir diferentes para las distintas obras, diversas en sus características, riesgos e importancia.

Las tres cuestiones anteriores están interrelacionadas. En esencia, lo que se necesita podría en principio ser fijado en un "sistema cerrado", en el cual el proyecto especificaría los requerimientos a conseguir y los resultados finales conseguidos podrían solamente servir como norma de experiencia para futuros proyectos. Esta línea de acción es claramente ineficiente, desaprovecha muchas posibilidades de superación y expone a las obras importantes a quedar con defectos de difícil o imposible corrección. En rigor se necesita un sistema de acción susceptible de ser retroalimentado de manera que los requerimientos estén continuamente interaccionados con los logros parciales - esté, a su vez, retroalimentado por el conjunto de necesidades o requerimientos. Paralelamente, los requerimientos de la obra deben poder ser constantemente revisados a la luz de los logros parciales que se vayan viendo posibles.

Por otra parte las dos primeras cuestiones mencionadas anteriormente tienen que ver con la filosofía del proyecto y con la de la contratación. Al formular la filosofía del proyecto el ingeniero debe entender que la construcción no puede clasificarse simplemente en buena o mala, rechazable o aceptable; habrá siempre toda una graduación posible a partir de las condiciones óptimas y deberán considerarse posibilidades de variación dentro del propio diseño, en relación a materiales y a técnicas constructivas, así como tolerancias en prácticamente todas las actividades. Estas tolerancias deben estar claramente especificadas en los documentos de contratación. Sólo dentro de -

este marco flexible podrán definirse realísimamente las aspiraciones y requerimientos del ingeniero.

La tercera cuestión de las señaladas exige un sistema de inspección, - muestreo y pruebas que permita analizar las realidades de la construcción, - así como las tendencias y oscilaciones de los trabajos. El hacer este programa tiene cuatro requerimientos básicos. En primer lugar, deberá fundarse en pruebas de significación relevante desde el punto de vista técnico, pues sólo éstas darán indicaciones apropiadas sobre el estado real del trabajo. En tercer lugar, deberá satisfacerse una vez más la condición de que el sistema de inspección se refiera a los aspectos fundamentales del comportamiento de la obra y no a los accesorios. En cuarto lugar, la interpretación del programa debe ser clara y poco controversial, para lo que un enfoque científico puede ser de gran ayuda.

Otro aspecto importante al contemplar las características de un programa de control de calidad, es que en realidad no debe afectar sólo a la construcción, sino que debe contemplar muy de cerca la futura conservación. La institución responsable del control tiene que procurar perfeccionar continuamente los resultados de sus niveles y métodos de control, a la luz de los costos y necesidades de la conservación de sus obras.

Un aspecto fundamental en la definición de un programa de control también es el conjunto de especificaciones de construcción que se manejen, pues ellas fijan de un modo u otro muchas de las metas por lograr, muchas de las ordenanzas y programas que conducen a la consecución de los logros deseados y muchos de los métodos para determinar si se ha alcanzado lo que se desea. Es decir, las especificaciones manejadas por una institución influyen y gobiernan en gran medida a las tres preguntas básicas que más arriba se formularon como el fundamento último de la filosofía del control.

Desgraciadamente existe una actitud no siempre sana en lo que se refiere al manejo de las especificaciones institucionales por parte de algunos de los miembros del personal de cualquier gran institución constructora de vías terrestres. Existe una marcada tendencia a idealizar las especificaciones en uso, colocando sus afirmaciones por encima de toda crítica; lo afirmado por las especificaciones no puede discutirse y cualquier criterio que las modifique es acusado de enfrentarse a la técnica entronizada, en nombre de la improvisación, cuando no de la ignorancia.

El autor de este trabajo no desconoce lo fundamental que resulta disponer de un cuadro completo de especificaciones técnicas de trabajo en cualquier gran institución constructora. Proporciona seguramente la única forma de manejar de un modo claro y razonable todos los aspectos legales de la construcción, la contratación, la relación con las empresas contratistas, etc., a la vez que proporcionan un substracto fundamental que da unidad de estilo y calidad a la institución que las maneja. Pero también es un hecho cierto que la "santificación" de cualquier conjunto de especificaciones conduce a la rigidez mental y al anquilosamiento de las técnicas empleadas. Las instituciones que dan un carácter excesivamente sacramental a sus normas técnicas suelen sentir al poco tiempo grandes oposiciones internas a cualquier cambio en tales normas, con lo que su técnica se fosiliza.

Un conjunto de especificaciones no es más que el resultado del trabajo - en equipo de unos cuantos hombres señalados por sus conocimientos y experiencia. Es lógico pensar que este grupo humano realice un excelente trabajo, - produciendo normas razonables y ajustadas la impresión del momento. Pero sin duda está en la mente de cada uno de los hombres de ese grupo la idea de que su recomendación final ha de aplicarse a una obra cuyas características y circunstancias él no conoce; esta idea ha de forzarlo a ser prudente, por lo que no es raro que la obediencia ciega de normas técnicas preestablecidas a nivel internacional o nacional conduzca a trabajos conservadores y no óptimos, desde el punto de vista de la economía. El ingeniero que juzga pecaminoso apartarse, aunque sea en mínima parte de las normas y especificaciones de su institución está reconociendo implícitamente que un grupo de hombres distinguidos, reunidos años ha, es capaz de dar criterios de mayor validez a su propia obra, a la que se enfrenta hoy, de lo que es capaz de hacer el actual grupo de trabajo, que comparte las responsabilidades del momento. Esta actitud es, por lo menos, injusta para los colegas de un hombre de pensamiento tan rígido y evidentemente sacrifica mucha capacidad de selección y de decisión ajustada a las circunstancias de la obra concreta.

Es claro que cualquier institución puede manejar las aparentes contradicciones anteriores de un modo lógico. Las especificaciones institucionales deben manejarse, en primer lugar, como el marco legal de la actividad técnica y, en segundo, como la referencia última de la propia actividad técnica, válida en tanto no se le señalen limitaciones, variaciones o ajustes de detalle. Para todo esto último, cada proyecto importante deberá contener sus propias especificaciones complementarias, nacidas de sus características específicas; - no debe tenerse miedo en producir unas especificaciones complementarias audaces, novedosas y ajustadas a los últimos datos de la experiencia y el conocimiento de la institución de que se trate.

Un conjunto de especificaciones técnicas, rector último de cualquier programa de control de calidad, debe ser competente, en el sentido de garantizar las normas esenciales de la calidad de la obra; debe ser también muy ajustado a las necesidades sociales y económicas de la nación que lo utiliza y también a sus características topográficas, climáticas, de tránsito, etc. En este -- sentido, la transcripción ciega de normas técnicas producidas por instituciones de otros países, por avanzadas que parezcan en el campo estrictamente tecnológico, suele conducir sistemáticamente a políticas inadecuadas. Las especificaciones deben ser también muy realistas, ajustadas a lo que debe lograrse dadas las características de un proyecto determinado y a lo que puede lograrse, dado el nivel tecnológico (personal obrero especializado, idoneidad de laboratorios de obra, equipo de construcción, etc) del país que vaya a -- usarlas.

También deben ser capaces de garantizar que los materiales de calidad -- aceptable no sean rechazados. Este es uno de los aspectos importantes que hacen que el seguir en muchos países las normas producidas por otros conduzca a errores de política. Es común, que las naciones cuyas especificaciones institucionales se transcriben, sean no solo avanzadas en el terreno técnico, sino también en el económico; como consecuencia, sus caminos, ferrocarriles y aero-

pistas mueven volúmenes de tránsito que son excepcionales o desconocidos en el país que adopta las normas. Ello va a conducir a este último a rechazar muchos materiales y técnicas de uso económico, que sus vías con niveles de tránsito muy inferiores, podrían utilizar perfectamente. Lo que en realidad va a suceder, es que el país menos económicamente desarrollado va a descubrir muy pronto lo inapropiado, para su propio consumo, de las normas que está siguiendo, lo que lo conducirá a violarlas sistemáticamente, generándose la consiguiente confusión. En rigor éste será el precio que siempre se pague por el uso de especificaciones no realistas.

Otra condición básica de un conjunto de especificaciones es contener tolerancias apropiadas, cuya fijación depende de un conocimiento completo de los factores que contribuyen a las variaciones de los diferentes conceptos. Debe existir una valuación de las consecuencias de exceder tales tolerancias. Puede ayudar el establecer una clasificación de lo críticos que pueden resultar las desviaciones y defectos que puedan presentarse; una clasificación de tales conceptos podría ser, por ejemplo, la que se menciona a continuación:

Crítico. El defecto que puede hacer al concepto muy peligroso, de no corregirse.

Importante. El defecto que puede afectar al comportamiento en forma seria.

Poco importante. El defecto que puede afectar al comportamiento en forma poco seria.

De contrato. La transgresión del contrato que no tendrá consecuencias de importancia.

En el caso de productos que son mezcla de otros, las especificaciones deben permitir reconocer con facilidad cual es el componente responsable de las principales características que puede exhibir la muestra.

Otro aspecto importante de todo programa de control de calidad lo constituye el conjunto de pruebas de laboratorio, que proporciona lo que pudiera considerarse la base metodológica y técnica del programa. Las pruebas de laboratorio con fines de control deben cumplir algunas características, fáciles de comprender:

- Estar dirigidas a la comprobación de las características esenciales.
- Ser sencillas y rigurosamente estandarizadas.
- Ser rápidas en su realización.
- Ser de fácil interpretación.
- Requerir equipos económicos, fáciles de corregir y calibrar y de manejo simple.

Sólo así se podrán tener resultados confiables en los laboratorios de pie de obra, que son los que han de realizar el control, sin interferir o frenar-

los programas de construcción. En efecto, no suele ser posible disponer en los laboratorios de obra, de personal y equipo de calidad muy destacada, por lo que los requerimientos de laboratorio han de ser particularmente realistas en este concepto, so pena de verse envuelto en el manejo de mucha información dudosa; por otra parte, el requisito de rapidez es esencial y no precisa de ulterior discusión.

Otro constituyente de un programa de control de calidad es el criterio con el que habrán de manejarse los volúmenes de información que resulten de quienes las interpretan en primera instancia y observan día a día. Esta información deberá estar dispuesta para el uso futuro y ser difundida en todos los niveles institucionales interesados, pues es un elemento de excepcional valor para la formación de la experiencia institucional y para la planeación de futuros trabajos de mantenimiento o reconstrucción.

Los objetivos anteriores exigen el desarrollo de sistemas integrados de almacenamiento de información, disponibilidad de la misma, análisis periódicos y mecanismos de difusión. Sin la correcta operación de tales sistemas será realmente difícil hablar de "experiencia institucional", aún en organismos en que abunde el personal con experiencia individual adecuada. La implantación de un sistema de esta naturaleza será, sin duda, una de las más altas responsabilidades de quienes dirigen, desde la cima, una gran institución constructora de vías terrestres. Es inevitable que las decisiones de este grupo de alta dirección en lo referente a cualquier cuestión del área de control de calidad tienen que basarse en esquemas en que las relaciones costo-efectividad jueguen un papel de importancia.

Un defecto común en los programas de control de calidad, tal como se aplican algunas veces, es el de ejercer la actividad después de ejecutada la obra objeto del control. Este orden de realizaciones conduce al planteamiento de situaciones de hecho consumado, en las que el especialista de control no tiene ya más disyuntiva que la aceptación de la obra defectuosa o su rechazo, que siempre produce trastornos de tiempo y dinero y contra el cual suelen concitarse fuertes presiones, no todas mal intencionadas. Más bien conviene dividir el control en dos aspectos bien diferenciados.

- Control e inspección de materiales, para asegurar que su trabajo satisfará los requisitos del proyecto. En una situación ideal convendría que este trabajo lo realizara la empresa constructora, obligada por un contrato a garantizar ese trabajo satisfactorio.
- Aceptación, por parte del ingeniero que representa a la institucional contratante, de los materiales y de los aspectos parciales de la obra con ellos concluidos.

Obviamente, los criterios de control, inspección y aceptación estarán fijados por las especificaciones generales de la institución contratante y las complementarias del proyecto. Es realmente lógico y conveniente, aún cuando en muchos países no se desarrolle así el control de calidad, que desacance en el contratista el énfasis del control y verificación de calidad y en el contratante el de la aceptación; a despecho de lo anterior, es muy común que en muchos países la responsabilidad del control descansa por completo en el con-

tratante, lo que no es idóneo, pues conduce a una separación excesivamente aguda entre dos grupos que en principio tienen que ser colaboradores (contratista y contratante) y desinteresa al contratista de muchos aspectos técnicos importantes, tendiendo a convertirlo en un mero ejecutor.

Complementando este punto de vista, debe verse como deseable que el contratista posea sus propios laboratorios y métodos de control.

Es usual que el contratante no tenga ingerencia legal en el modo en como el contratista hace su trabajo, los equipos que usa o la administración que implanta. Por ello, la realización de todas las partes de control por parte del contratante conduce a muchas contradicciones de hecho, pues el resultado por el que se lucha y la aceptación o rechazo del logro final se gestan por toda la cadena de trabajos del contratista en la que el contratante no tiene ingerencia. No es posible ver, cuando se trabaja con los lineamientos generales que se comentan, como el contratante exige determinadas metas que el contratista está imposibilitado de lograr, dada su organización de trabajo y el equipo que usa. La alternativa lógica a estas situaciones es, obviamente, que el contratista se responsabilice de la calidad de su trabajo, quedando a cargo del contratante sólo la verificación y aceptación finales.

Es también norma aún frecuente en muchas partes que el control de calidad se desarrolle con base en lo que podrían llamarse "índices por conseguir". Por ejemplo, la calidad de una compactación se juzga con base en un índice fijo, frecuentemente el grado de compactación; el trabajo está bien hecho, si se ha logrado el 95% de compactación respecto a una determinada prueba, por decir algo. El control se hace obteniendo muestras por diferentes procedimientos, que también para esta labor existen varios criterios, como se verá. Al probar cada una de las muestras no debe aparecer ningún grado de compactación menor que 95%. Este sistema de medir la calidad de lo logrado adolece del defecto de no tomar en cuenta la realidad de los asuntos humanos. Toda actividad realizada por los hombres está sujeta a muy complejas leyes de variación, a veces imposibles de definir; otras excesivamente complejas para ser detalladas cuantitativamente. La variabilidad emana frecuentemente de factores de heterogeneidad de los materiales y de los métodos de su manipulación; otras de factores circunstanciales o de ambiente en que los trabajos se realizan, todas las cuales son de imposible detalle.

Las ideas anteriores conducen a que si ha de respetarse un valor determinado de un índice específico, tal como el 95% de compactación arriba ejemplificado, deberá intentarse sistemáticamente la obtención de un valor bastante mayor en la obra; sólo así se logrará tener sistemáticamente valores iguales o mayores que 95%, una vez que las realidades de la naturaleza impongan sus variaciones. Esta consideración lleva a pensar que para lograr sistemáticamente el 95% y no correr riesgo de rechazo en ningún caso, hay que buscar lograr en la obra un índice bastante mayor, lo que conducirá, por principio de cuentas, a gastos innecesarios, pues, por hipótesis, 95% es el grado de compactación supuestamente conveniente y previamente seleccionado; además, la búsqueda sistemática de un índice mayor que el seleccionado por el proyecto, simplemente para cumplir un requisito artificial, impuesto por el control, podría ser causa de serias deficiencias técnicas, tales como sobrecompactación, en el caso que se ejemplifica.

Si el ejecutor de la obra por no encarecerla o no perjudicarla busca el estricto valor de 95% como meta, podrá estar seguro de que, en términos generales, la mitad de las muestras de suelo que le analice el controlador de calidad, exhibirán grados de compactación por apajo del 95% especificado y de que tendrá problemas de control con quien establezca la calidad con base en índices por conseguir y los maneje rígidamente.

Las ideas anteriores, pese a ser comunes a todos los que tengan que ver con el proyecto y construcción de las vías terrestres, se han incluido con cierta insistencia, pues en ellas reside el fundamento de criterio que lleva a la necesidad de plantear el control de calidad sobre bases estadísticas.

Antes de terminar estos breves comentarios sobre la metodología del control de calidad conviene insistir en dos aspectos adicionales, pero importantes. El primero es que un programa de control de calidad debe ser concebido desde el proyecto de la obra, de manera que ésta y el programa de ejecución lo contemplen claramente y tengan presentes sus necesidades. Cuando las cosas no se hacen así ocurre que el control tropieza con muchos obstáculos al entrar en conflicto con la expeditividad del programa. De la misma manera, será preciso que las necesidades del control (presupuesto, personal, equipos, laboratorios, etc.) se prevean claramente en la administración de la obra.

Respecto a la autoridad de construcción y a la de proyecto. Aparentemente, sólo así se logrará la libertad de acción y la independencia de criterio que requiere la crítica objetiva que necesariamente va aplicada en la actividad del control. Si el control de calidad está subordinado jerárquica y administrativamente a la autoridad de construcción, se ve difícil que quien ha de dirigir desde la cumbre la política de cualquier gran institución constructora, pueda tener una información objetiva y desapasionada sobre la actividad constructiva, sus defectos y sobre los posibles modos de remediarlos. Si el control está ligado al proyecto por una relación de dependencia directa, llegará a dificultarse el establecer cuanto de los defectos de la construcción pueda ser atribuible a deficiencia en el proyecto.

Al contemplar las consideraciones anteriores deben tenerse en cuenta algunos hechos comunes, de los que difícilmente se descargará cualquier gran institución constructora. Parece inevitable un cierto enfrentamiento entre el personal de proyecto y el de construcción; aparentemente la actividad de ambos grupos tiene metas algo diversas en el fondo, pues mientras el grupo de proyecto busca calidad y puede caer en el perfeccionismo, el de construcción busca expeditividad, cumplimiento de programas y podrá caer en el apresuramiento. El grupo de conservación también tenderá a ser antagónico en algo a los otros dos, pues heredará los errores o deficiencias de ambos. Naturalmente que estos diversos puntos de vista no tienen por que derivar a conflictos personales; son simplemente énfasis de posición que resultan una consecuencia lógica, inevitable y probablemente no desfavorable de las respectivas responsabilidades de los diferentes grupos de trabajo. El control de calidad debe moverse en el medio de todos estos equipos de trabajo, sin ligarse a ninguno administrativa o jerárquicamente para conservar una posición que le permita ejercer un juicio independiente y, frecuentemente, un arbitraje de enorme utilidad para orientar los criterios de quienes han de dirigir toda la labor de las posiciones más altas.

Desde los puntos de vista anteriores se comprende lo indispensable que resulta que el grupo de control sea capaz de ejercer una excelente actividad en el campo de las relaciones humanas. El peor error que el grupo de control podrá cometer será convertir su particular posición de intermediario, informador y valuator del éxito de todos, en una posición de crítico o, peor aún, en la de un grupo que busca preeminencia con base en su actividad peculiar. En este sentido ha de tenerse muy en cuenta que en muchas reuniones de trabajo, el constructor maneja sus opiniones, pero el hombre de control de calidad maneja las suyas, más un monto de datos provenientes del laboratorio, que muchas veces tienden a verse como irrefutables y seguros, aún cuando en rigor no tengan por que tener razón especial de preeminencia; de esta manera, no es raro que en tales reuniones, el hombre del control actúe con ventaja, que si es in convenientemente manejada puede ser causa de errores y conflictos.

Parece fuera de duda que la más segura norma de conducta de un grupo de control que aspire al éxito a largo plazo es el espíritu de equipo y la conciencia del servicio común.

Como resumen de todas las consideraciones anteriores, parece que el conjunto de cualidades que puede exigirse al control de calidad son las siguientes:

1. Ser capaz de distinguir las desviaciones y deficiencias significativas, separando las características esenciales de la obra de las accesorias. Esto obligará a un control flexible y diversificado, adaptado a cada obra.

2. Ser capaz de diferenciar las desviaciones o deficiencias inherentes a problemas de obra, de las emanantes de particularidades del muestreo o de la ejecución de pruebas de laboratorio.

3. Ser capaz de ejercer oportuna vigilancia sobre los materiales que vayan a usarse, garantizando un comportamiento adecuado de los que se seleccionen para un cierto fin. En una situación idónea, parece conveniente que este aspecto del control sea cubierto por la empresa contratista a cargo de la obra. Además, ser capaz de establecer normas claras y seguras para la aceptación o el rechazo de trabajos parciales correspondientes a diferentes etapas de la obra, quedando el ejercicio de estas facultades a la parte contratante de la misma.

4. Estar basado en normas expeditas, concordantes con los aspectos legales y de contratación de la obra y rápidas, de manera que la tarea del control no interfiera, o lo haga en lo mínimo, con el ritmo normal de la construcción.

5. Estar basado en especificaciones competentes y realistas, adaptadas a las verdaderas posibilidades y necesidades de la obra y del ambiente técnico general.

6. Estar fundado en técnicas de muestreo y pruebas de laboratorio objetivas, rápidas y sencillas; a la vez, deben ser de fácil interpretación y parte de un esquema científico, que elimine hasta donde sea posible los juicios de decisión basados en apreciaciones estrictamente personales.

7. Estar previsto en el proyecto, de manera que sus interferencias y necesidades estén debidamente programadas y no sean causa de dilaciones inesperadas.

8. Representar un criterio independiente, respecto al proyectista y al constructor. Para ello será preciso que goce de independencia jerárquica y administrativa en relación con ambos.

9. Estar a cargo de personal capaz y penetrado del necesario espíritu de servicio.

II. FUNDAMENTOS DE LOS METODOS ESTADISTICOS DE CONTROL DE CALIDAD.

En este párrafo tratarán de darse los fundamentos teóricos del control estadístico de la calidad de la construcción, tal como puede utilizarse éste en las vías terrestres.

Todos los datos que se obtienen de observaciones repetidas o de pruebas de laboratorio o campo están sujetos, como ya se mencionó, a variaciones. La Tabla 1, que se refiere a resistencias a la compresión de especímenes de una roca, por ejemplificar de alguna manera una discusión que es en realidad general y podría hacerse en torno a cualquier acumulación numerosa de datos de observaciones de un cierto parámetro, obtenidas haciendo medidas repetidas de él, por cualquier método, muestra la forma típica en que tales variaciones pueden presentarse y disponerse.

La primera medida que se ocurre para tener un valor general, representativo, pero único, de tal conjunto de datos es un promedio de ellos, obtenido dividiendo la suma total de todos los valores de la resistencia, entre el número de especímenes probados (promedio aritmético). Sin embargo, una segunda mirada al problema hará ver que el simple promedio aritmético no basta, pues no indica nada sobre cuanto difieren los datos del promedio obtenido, ni de la frecuencia con la que se presenta cada dato.

Una representación muy común de una tabla de datos como la No. 1 es un histograma, como el que aparece en la Fig. 1.

El histograma se construye llevando a escala en el eje de ordenadas el número de datos comprendido en intervalos de variación iguales, los que se señalan en el eje de las abscisas. En la figura, los valores de la resistencia a la compresión de la roca se agruparon en intervalos de 20 kg/cm². Así, 23 especímenes tuvieron una resistencia comprendida entre 251 y 270 kg/cm². El promedio aritmético de todos los valores de la Tabla 1 es 247 kg/cm².

Tanto la experiencia como la teoría demuestran que si el número de datos que se maneja es suficientemente grande y el intervalo de variación que se escoge es lo suficientemente pequeño, el histograma se acercará a una curva continua de distribución de datos; casi todas las distribuciones de interés ingenieril y concretamente, casi todas las de interés para problemas de control de calidad son del tipo denominado distribución normal o de Gauss, que aparece dibujada en la misma Fig. 1, superpuesta al histograma. En lo que sigue se supondrá que todas las distribuciones de datos que se manejan resultan ser de la forma normal o Gaussiana.

T A B L A 1

Resistencia a la compresión simple obtenida en especímenes de una cierta roca.

Espécimen	Resistencia kg/cm ²	Espécimen	Resistencia kg/cm ²
1	247	51	236
2	249	52	236
3	241	53	211
4	197	54	261
5	252	55	243
6	252	56	243
7	241	57	249
8	197	58	251
9	304	59	261
10	276	60	247
11	249	61	233
12	322	62	249
13	348	63	249
14	241	64	267
15	249	65	211
16	194	66	238
17	236	67	253
18	233	68	241
19	208	69	246
20	231	70	246
21	261	71	253
22	304	72	211
23	288	73	217
24	308	74	213
25	281	75	224
26	265	76	204
27	279	77	208
28	314	78	203
29	308	79	208
30	293	80	198
31	283	81	277
32	239	82	253
33	246	83	253
34	288	84	251
35	300	85	224
36	286	86	268
37	281	87	271
38	288	88	216
39	277	89	216
40	268	90	251
41	267	91	203
42	257	92	229
43	267	93	217
44	227	94	227
45	236	95	193
46	257	96	204
47	273	97	193
48	268	98	204
49	257	99	187
50	270	100	193

En la Fig. 2 se muestran dos distribuciones normales, una alta y delgada y la otra más baja y más desparrramada. Si ambas se refieren al mismo número de datos, las áreas bajo ellas serán iguales; es obvio que en la curva alta los datos están más cerca del promedio, en tanto que en la curva más baja se tiene una mayor dispersión.

Si esas curvas se han obtenido midiendo una cierta magnitud por medio de pruebas de laboratorio, utilizando un método A (curva alta) y otro B (curva baja), podrá decirse sin más, que el método A conduce a resultados más consistentes que el método B.

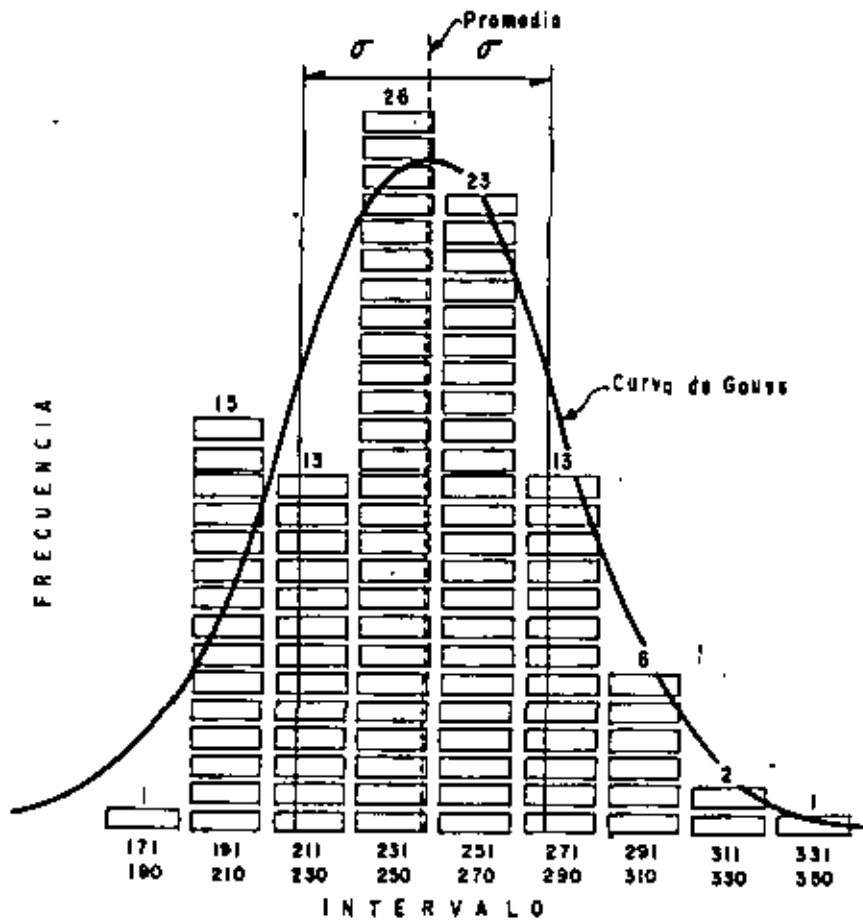


Figura 1. Histogramas de los datos de la Tabla 1.

Resulta fundamental en las aplicaciones poder valuar el grado de dispersión de los datos respecto al promedio. Una idea tosca de esta medida se tendría por la simple diferencia entre el dato más alto y el más bajo, pero

tal medida haría a un lado la idea de distribución, que es fundamental. Se define como desviación normal, a la expresión:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n}}$$

donde, x representa el valor de un dato cualquiera y, \bar{x} el promedio de todos los datos; $x - \bar{x}$ será entonces la desviación de un dato respecto a la media. En la expresión se considera el cuadrado de las desviaciones para eliminar la influencia del signo, pues unas pueden ser en más y otras en menos. Al dividir la suma de todas las desviaciones entre el número de ellas, se tiene lo que podría considerarse una media de las variaciones.

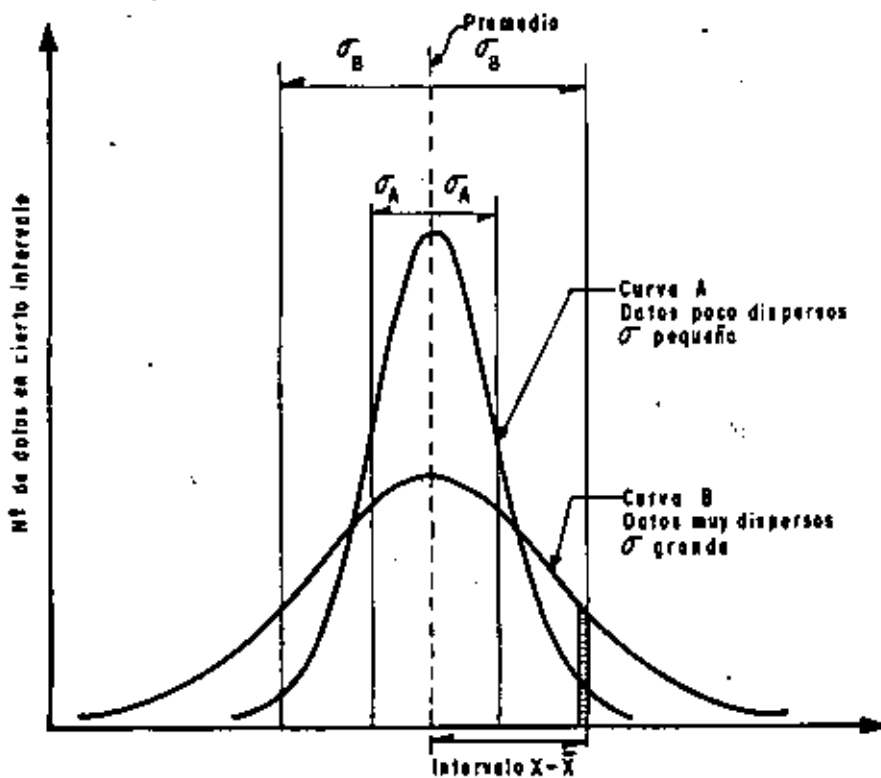


Figura 2. Formas de la curva de distribución normal.

El valor σ^2 recibe el nombre de variancia de la distribución.

Se ve que la desviación estándar tiene las mismas unidades que los datos originales.

En el caso de los datos de la Tabla 1, la desviación estándar es $\sigma = 32.7$ kg/cm².

Una propiedad importante de la curva de distribución normal es que, independientemente de su forma, si se lleva a ambos lados del promedio el valor de desviación estándar se obtiene un área parcial que representa un porcentaje fijo de los datos de la muestra en observación (68.2 %); análogamente, si a ambos lados del promedio se lleva el valor 2σ se obtiene un área parcial que representa al 95% de la población de la muestra en estudio, obteniéndose un valor de 99.7% de los datos de la muestra si se lleva 3σ a ambos lados del promedio. La Fig. 3 ilustra las afirmaciones anteriores.

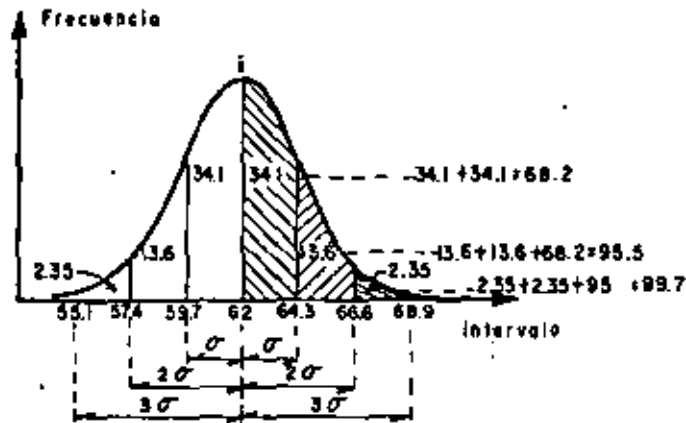


Figura 3. Porcentajes del área bajo la curva de distribución normal, correspondiente a distintos múltiplos de σ .

De nuevo con referencia a la Fig. 2, se ve que cuanto menor sea la desviación estándar se tiene un más bajo nivel de dispersión. Por ejemplo, para una curva como la A, un cierto intervalo $x - \bar{x}$ puede quedar comprendido en la porción central de extensión $\pm 2\sigma$, respecto al promedio (\bar{x}); esto quiere decir que un 95% de los valores se desvían del promedio menos que la magnitud $x - \bar{x}$. Este mismo intervalo puede caer en la curva B dentro de la porción central de extensión únicamente $\pm \sigma$, lo que indica que en la distribución B sólo un 68.2% de los datos varían respecto al promedio menos que la diferencia $x - \bar{x}$. Así pues, a menor desviación estándar corresponde un menor nivel de dispersión en los datos.

Tomando en cuenta la propiedad anterior se ve claramente cómo la desviación estándar es una buena medida de la dispersión de los datos respecto al promedio; a mayor desviación estándar (σ) el intervalo que comprende el mismo porcentaje de datos es más grande. Por ejemplo, en la Fig. 2 la desviación estándar de la curva A es mucho menor que la de la curva B, de manera que si ambas se refieren a dos series de resultados, obtenidos en dos labora-

torios, al practicar una misma prueba, por concretar un caso, podría decirse que el laboratorio A es mucho más consistente que el laboratorio B (supuesto que en ambos se probó el mismo suelo).

Es muy usual en las aplicaciones prácticas de estas ideas comparar la desviación estándar con el valor promedio de todos los datos, pues, con referencia a la Tabla 1 y a la Fig. 1, no es lo mismo que una desviación estándar de 20 kg/cm² respecto a una resistencia promedio de la roca de 150 kg/cm², que respecto a otra de 400 kg/cm². Este orden de ideas conduce a la definición del concepto de coeficiente de variación:

$$v = \frac{\sigma}{\bar{x}}$$

donde las letras tienen el significado visto atrás. El coeficiente de variación es adicional y suele expresarse como porcentaje.

Finalmente, es usual hablar también de la variancia, σ^2 , de la distribución de datos; este concepto tiene la ventaja de la constancia de su signo, que permite siempre una suma aritmética, en tanto que la desviación estándar puede desarrollarse a un lado u otro del promedio y tiene que ser tratada algebraicamente.

Cuando se comparan distribuciones reales de datos con especificaciones límites para dichos datos, lo cual es una situación muy frecuente en la práctica, pueden presentarse tres casos diferentes (Fig. 4).

a) Se produce una variación pequeña, con la mayoría de los datos dentro de los límites especificados. Esto indica que se está trabajando con especificaciones realistas y que los datos se están obteniendo con procesos bien controlados. Sin embargo, el hecho de que todos los datos queden dentro de los límites pudiera indicar que los sistemas de muestreo que se estén utilizando adolecen de un defecto consistente y no proporcionan todos los tipos de muestras.

b) Se produce una variación relativamente pequeña con su promedio muy cerca de uno de los límites de la especificación. Esto puede indicar o que la producción de datos es inadecuada, debiendo mejorarse o que la especificación es poco realista, respecto a la práctica razonable.

c) Se obtiene una variación grande que hace improbable que la mayor parte de los datos caigan dentro de los límites especificados la mayor parte del tiempo. Esta situación indica que debe afinarse el control de la calidad de la producción de datos, para reducir la variación obtenida o que las tolerancias de la especificación no son realistas, y deben ampliarse.

Las tres condiciones anteriores deben mantenerse siempre en mente en procesos constructivos (tales como compactación, por ejemplo). El esquema mental que de su análisis se obtiene puede utilizarse para formar criterio en dos aspectos fundamentales:

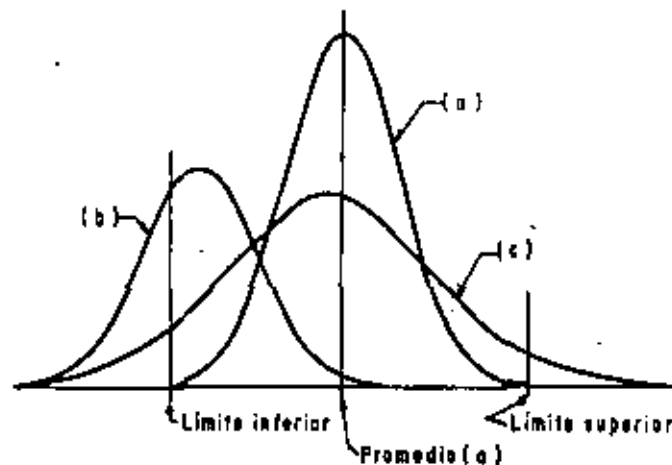


Figura 4. Posiciones de interés de una curva de distribución de datos respecto a límites de especificación.

1. Para establecer la confiabilidad de un material, proceso, método de prueba, etc., dados, con respecto a los requerimientos establecidos por las especificaciones.

2. Para comparar los requerimientos fijados por las especificaciones con la variabilidad de las operaciones reales típicas.

Este método de análisis permite visualizar las relaciones apropiadas entre las tolerancias de operación y los límites de las especificaciones y proporciona métodos lógicos para vislumbrar áreas que requieran estudio más detallado para determinar si hace falta mejorar el control o los métodos de administración o la necesidad de cambiar las especificaciones en uso.

Para asegurar la validez de un programa estadístico de control de calidad es preciso conocer y valuar de antemano, el error inherente al propio programa; para un cierto nivel de confianza, este error está dado por la expresión:

$$E_m = \frac{t \sigma}{\sqrt{n}}$$

donde, E_m es el error inherente al programa de control, σ y n tienen los sentidos ya discutidos y t es un factor que define el nivel de confianza con el que se desea trabajar la distribución de datos de que se disponga; con referencia a la Fig. 3, t valdría 1 si se desea garantizar un nivel de confianza de 68.2%, t valdría 2 si se desea garantizar un nivel de confianza de 95.5% ó, t valdría 3 si se desea garantizar un nivel de confianza en los resultados del análisis de 99.7%. Naturalmente podrían usarse valores intermedios, que

En la práctica el valor de t se fija a criterio de quien vaya a usar el programa de control.

Puede observarse que E_m disminuye cuando aumenta el número de datos de que se dispone (n). En realidad E_m es el error que inevitablemente debe esperarse en el manejo del problema que se estudia; no depende de lo humano, por así decirlo, sino que es debido al azar.

El valor de σ correspondiente a todo un programa de control se integra en realidad con los valores de σ correspondientes a cada operación de las que constituyen el programa. Habrá análisis de datos en lo que se refiere a materiales, muestreo, pruebas de laboratorio, compilaciones, etc. El valor de total puede obtenerse con una expresión del tipo:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2}$$

Si x es la variable que representa a los datos que se manejan y \bar{x} es la media de esos datos, tal como hasta ahora se ha considerado, conviene definir en muchas aplicaciones de la estadística al control de calidad un nuevo término.

$$z = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$$

De la ecuación anterior se deduce que:

$$x = \bar{x} + \sigma z$$

lo que hace ver que la recién definida z es simplemente una nueva variable -- introducida por un cambio de variable que sigue la ley (anterior). Sin embargo, el manejo de la ecuación de la variable normal estándar proporciona normas útiles. Supóngase que un conjunto de muestras de roca dieron una resistencia media de 240 kg/cm² en compresión simple y que los datos se distribuyeran de manera que su desviación estándar fuera de 24 kg/cm²; supóngase también que se deseara trabajar con resistencias de 210 kg/cm² como mínimo. Surge entonces la necesidad de saber que porcentaje de muestras debe de esperarse que tengan una resistencia de 210 kg/cm² o menor. Aplicando la expresión de la variable estándar se ve que:

$$z = \frac{x - \bar{x}}{\sigma} = \frac{210 - 240}{24} = -1.2$$

Se ve que 210 kg/cm² corresponde a una desviación respecto a la media que está a 1.2σ a la izquierda de dicha media. En las tablas de áreas bajo curvas de distribución normal correspondientes a distintas abscisas en función de σ , que existen en los tratados normales de estadística, puede verse que para $z = 1.2$, el 12% de los datos es el que queda fuera del intervalo $\bar{x} - \sigma$, o lo que es lo mismo, en el ejemplo que se ha venido manejando, sería de esperar que un 12% de los especímenes tuviesen un valor de resistencia menor que 210 kg/cm².

Las tablas de áreas bajo la curva normal a que se ha hecho referencia se desprenden de la propiedad de dichas curvas que se manejó en la Fig. 3 y figuran, generalmente en función de z y no de x (como podría ser) en los tratados de estadística.

Si el 12% de muestras con resistencia igual o menor que 210 kg/cm² se considerase excesivamente peligroso, cabrían dos posibilidades de acción. Se podría incrementar por algún procedimiento la resistencia o se podría reducir la desviación estándar de los datos. Esta última línea de acción no tiene mucho sentido en el ejemplo que se ha puesto, pero sí podría tenerlo pleno si los datos provinieron de un proceso de producción como un concreto o un proceso de compactación, en los que sí pueden tomarse medidas para reducir la dispersión de los resultados logrados.

Si se tiene una población cuyo valor promedio sea \bar{x}' y cuya desviación estándar sea σ' , si se toman muestras al azar de cualquier tamaño n , los promedios de las muestras (\bar{x}), cuya desviación estándar será σ , forman una distribución de frecuencias, que no coincide con la de la población. La dispersión de la distribución de frecuencias de los valores de \bar{x} parece depender no sólo de la dispersión de la población original, sino también del tamaño de la muestra n , de manera que cuanto mayor sea n , menor resulta la dispersión de los valores de \bar{x} .

A la larga, según crece n , número de elementos en cada muestra, el promedio de los valores \bar{x} tenderá a ser el mismo \bar{x}' y la desviación estándar de los valores \bar{x} (σ) será σ' / \sqrt{n} siendo σ' la desviación estándar de la población original. Por ejemplo, si $n = 4$, la desviación estándar de la distribución de frecuencia de los valores \bar{x} tiende a ser la mitad de la desviación estándar de la población original, pero si $n = 16$, la desviación estándar de los valores \bar{x} será solamente una cuarta parte de la de la población original.

Muchas veces se llama a σ el error estándar de los promedios \bar{x} .

Independientemente de la forma de la distribución de la población original, sea normal o no, es verdadero que la σ esperada es σ' / \sqrt{n} y que la \bar{x} esperada es la \bar{x}' . Si el universo original es normal, la estadística permite demostrar que la distribución de frecuencias esperada para los valores \bar{x} también es normal. Pero aún a partir de universos originales de forma rectangular o triangular, la distribución de los valores \bar{x} de las muestras es también aproximadamente normal.

En realidad, las afirmaciones anteriores sólo son válidas si n es grande ($n > 30$, en la práctica). Si n es pequeña, la discusión anterior sólo es -- aproximadamente correcta, pero puede considerarse como tal, en vista de que el error cometido no es de gran significación práctica.

III. MUESTREO CON FINES DE ESTABLECER UN PROGRAMA ESTADISTICO DE CONTROL.

Una operación de muestreo lógica debe considerarse un requisito esencial para el planteamiento de un programa de control de calidad razonable. Este muestreo debe tomar en consideración tres factores esenciales. En primer lugar, debe ser suficiente para cubrir los requerimientos del programa del control, pero no más. Un muestreo que vaya más lejos costará más de lo necesario y, frecuentemente, mucho más. En segundo lugar el muestreo debe estar acorde con la homogeneidad de lo que se muestrea; los materiales u operaciones que tengan tendencia natural a la dispersión deberán muestrearse más que los homogéneos, de manera que el número de muestras que se obtenga, por ejemplo, en un material para subrasante deberá probablemente ser mayor que el que se obtenga en un material triturado en planta para base. En tercer lugar el muestreo debe adaptarse a la importancia relativa dentro del conjunto de la obra del factor muestreado y a la repercusión técnica y económica de su aceptación o rechazo.

En un programa de construcción, las operaciones de muestreo se conducen generalmente en dos niveles. Primero, el total del material debe ser dividido en un cierto número de lotes de tamaño parecido, cada uno de ellos representativo de todo el conjunto; en la Ingeniería de carreteras, muchas veces ésta primera división se hace considerando tramos similares, zonas parecidas de bancos, etc. Después, cada uno de estos lotes debe muestrearse, para obtener las muestras que serán objeto de análisis, generalmente en un laboratorio. El tamaño de los lotes originales depende mucho del valor de los materiales y su constitución depende del concepto que se desea medir. Por ejemplo, cuando se muestrean materiales térreos para la construcción, si son de bajo costo, pueden considerarse como primeras muestras los diferentes almacenamientos que se hagan, a veces miles de metros cúbicos cada uno; en materiales más costosos, como los suelos estabilizados con cemento, por citar uno, es frecuente que la primera muestra sea mucho menor. El tamaño de las primeras muestras también podrá ser más grande cuando el material muestreado sea homogéneo. Lo importante será que las muestras seleccionadas, sean individualmente representativas de todo el conjunto del material que se vaya a usar en la obra. Para el caso de trabajos de compactación, la primera muestra sería un tramo de muestreo dentro del conjunto del camino.

El establecimiento del número de muestras de cada muestra inicial que ha de tomarse ya para hacer pruebas, también depende de la homogeneidad de lo probado, del costo del muestreo y de la representatividad que se pueda atribuir a cada muestra. Es una práctica común en la aplicación de métodos estadísticos de control que el número de muestras que se seleccionan para ser probadas sea lo suficientemente grande como para reflejar un rango de resultados que difiera de la media $\pm 3\sigma$, siendo σ la desviación estándar de la distri-

bución de dichos resultados. Esto significa (ver Fig. 3) trabajar con un nivel de confianza de 99.7%. Obviamente, cuanto mayor sea el número de muestras mayor será el rango de resultados, pero la media describirá mejor la verdadera situación promedio de la población que se muestree.

Los métodos de muestreo que se utilizan en la actualidad no siempre son razonables y no es difícil ver como se cometen errores fundamentales en este concepto. Un sencillo ejemplo puede ilustrar la afirmación anterior. Imagínese un cierto producto que sale de una planta en camiones, cada uno de los cuales lleva 100 unidades; imagínese también que se sabe que de ellas 10 son defectuosas. Un criterio de muestreo que no sería difícil ver hoy en uso sería el siguiente. Un inspector detiene cada camión y toma al azar una muestra de él (una unidad). Si la inspección es favorable, el camión pasa, pero si la muestra es defectuosa, el camión es rechazado. La lógica dice que nueve camiones pasarán y el décimo será objetado y, sin embargo, es evidente que todos los camiones están en igual condición. Un criterio de muestreo como el anterior no cumple la condición fundamental de aprobar lo que debe ser aprobado y rechazar lo que debe rechazarse.

El ejemplo anterior es elemental y un poco extremo, pero los conceptos que involucra sí son válidos. Al fin y al cabo, no se hace algo muy diferente cuando se muestrea un camión de agregado extrayendo una pequeña cantidad en un recipiente, un camión de concreto, uno de asfalto, un volumen de material en un banco, juzgando cada n metros cúbicos, por un metro cúbico analizado sistemáticamente, etc.

Un criterio de muestreo comúnmente empleado y que puede ser razonable, si se usa bien, es el denominado muestreo de aceptación. En este criterio se define un artículo como defectuoso cuando no se ajusta a las especificaciones previamente convenidas en una o más características de calidad. Según este criterio de muestreo se establece un plan de función de tres números, N es el número de elementos que existía en el lote o muestra original, de los que se va a extraer la muestra de prueba; n es el número de elementos extraídos del lote, que constituirá la muestra de prueba y c es el denominado número de aceptación de la muestra, que es el número máximo de elementos defectuosos o por debajo de una especificación que se permiten. Así, según este criterio, el muestreo está automáticamente ligado al criterio de rechazo, pues más de c elementos defectuosos en la muestra originarán el rechazo del lote o muestra original. En la gran mayoría de los procesos de control de calidad, tal como hoy se llevan a cabo, se utilizan procedimientos de muestreo según este criterio. Cuando se muestrean elementos discretos es muy común fijar un lote de 50, 100, etc. elementos y extraer de él, procurando llegar a una extracción al azar, un 10% de los elementos (5, 10, etc.) y estudiar esta muestra fijando un número c a criterio; muchas veces este número es cero, expresando la ilusión de que si la muestra en estudio es perfecta, el lote será perfecto y la población total a que ambos se refieren, también lo será. En trabajos de compactación, la aplicación del criterio anterior no es tan evidente, pero se hace; suele fijarse una determinada sección de muestreo de un cierto número de metros de longitud, cada determinado número de kilómetros o de metros y se acepta que los resultados de dicha sección representan al lote o tramo completo. Usualmente se mide grado de compactación y es frecuente, pero no debido,

que c sea igual a cero; es decir, que no se acepte ningún grado de compactación por abajo del valor especificado.

Al seguir un criterio como el que arriba se ha bosquejado se encontrará siempre una relación entre el porcentaje de los lotes analizados que serán aceptados (a lo que suele llamarse probabilidad de aceptación, P) y el porcentaje de los elementos defectuosos que contenga cada lote (p). Se suponen lotes de N elementos, de los que se tomarán sólo n para su estudio, con un número de aceptación c . Imagínese que se trata de lotes de 50 elementos, de los que se analizarán 5 con un número de aceptación = 0; imagínese también que un 4% (en promedio) de los elementos de cada lote son defectuosos; es decir, en cada lote de 50 hay en promedio dos elementos malos. Lo que expresa la relación entre la probabilidad de aceptación (porcentaje de lotes aprobados) y el porcentaje de elementos defectuosos en cada lote es el hecho de que al muestrear 5 de los 50 elementos no necesariamente se obtendrá uno de los cuatro malos, de manera que hay cierta probabilidad de que el lote pase por perfecto. La relación anterior se denomina curva característica de operación del proceso y muestra en definitiva, para cada fracción defectuosa en el lote, (p), cual es la probabilidad de aceptación del lote (P) al seguir el plan de muestreo. La Fig. 5 muestra la curva de operación característica correspondiente a $N = 50$, $n = 5$, $c = 0$.

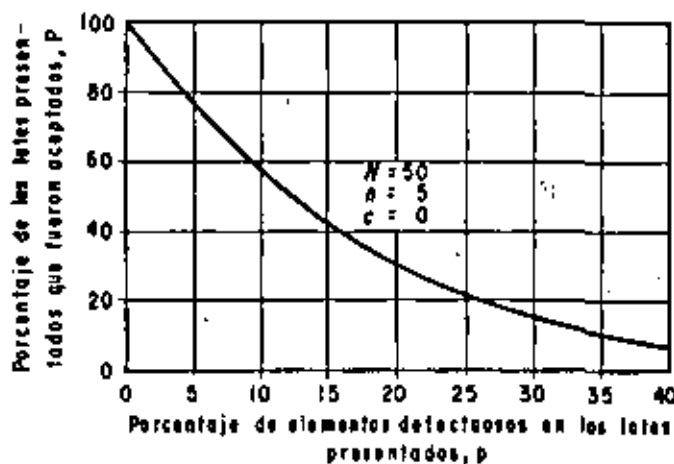


Figura 5. Curva de operación característica.

Es fácil ver como se obtienen los diferentes puntos que forman la curva. Supóngase por ejemplo que $p = 4\%$ es el porcentaje medio de elementos defectuosos en cada lote de 50 elementos ($N = 50$); supóngase también que de cada lote se toman 5 elementos para ser probados ($n = 5$) y, finalmente, supóngase que la población en estudio está formada por 1000 lotes de 50 elementos, es decir, por 50000 elementos. El estudio se hará con el criterio $c = 0$; es decir, basta que un elemento de la muestra de 5 sea defectuoso para que el lote correspondiente se rechace.

Si en el lote de 50 hay dos elementos malos (4%), habrá 48 buenos y la probabilidad de extraer un elemento bueno al formar la muestra de estudio será 48/50. Esta operación deberá repetirse 5 veces para que el lote sea aceptado, luego la probabilidad de aceptación será $(48/50)^5$, o sea 80% en números redondos, para 1000 lotes, que es la ordenada que aproximadamente se lee en la abscisa 4%, en la Fig. 5.

Un plan de muestreo como el anterior es rara vez cuestionado en la metodología actual de control de calidad y, sin embargo, debe de serlo. En el uso del criterio expuesto está incluida la ilusión de que la muestra perfecta representa al lote perfecto y a la población perfecta, lo que evidentemente no es cierto puesto que cierto número de elementos defectuosos están aleatoriamente mezclados con los buenos, en los lotes. Se ha supuesto que el promedio de elementos malos es 4% por lote, pero esto quiere decir que un lote puede tener 0% de elementos malos y otro un 6%.

En el criterio en uso está incluida además otra hipótesis; la de que la protección dada por un sistema de muestreo es constante, si la relación del tamaño de la muestra al tamaño del lote lo es también.

La Fig. 6 ilustra lo inexacto de esta última idea. En ella se comparan cuatro curvas de operación correspondientes a lotes en que se ha dividido a una población de 50000 elementos, de 50, 100, 200 y 1000 unidades. En todos los casos la muestra para estudio es el 10% del lote ($n = 5, 10$ y 100 elemen-

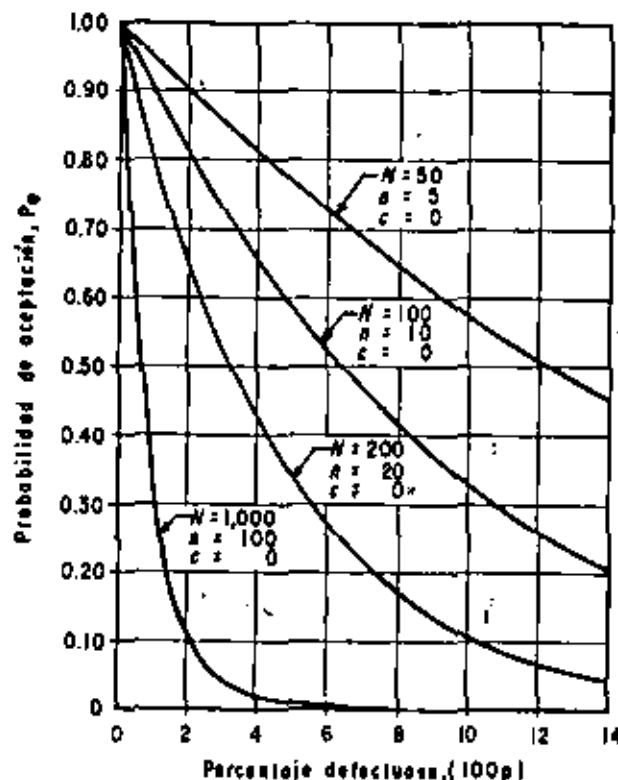


Figura 6. Comparación de curvas de operación característica de cuatro variantes de un plan de muestreo, con muestras de 10% del lote.

tos, supuestamente extraídos al azar).

Las diferencias en la protección de la calidad proporcionadas por este plan de muestreo son impresionantes. Se ve que los lotes que contienen un 4% de elementos defectuosos serán aceptados el 80% de las veces, cuando se usa una muestra de un 10% de un lote de 50; el 65% de veces cuando se use un lote de 100 elementos y menos del 2% de las veces cuando la muestra sea un 10% de 1000 elementos en cada lote. Se ve difícil confiar en un criterio de muestreo que conduce a tales variaciones simplemente por su tamaño, especialmente si se tiene en cuenta que las realidades de los procesos ingenieriles imponen constantemente cambios drásticos en los tamaños de las muestras, por problemas de disponibilidad o costo.

Otra manera interesante de interpretar las curvas de la Fig. 6 es la siguiente. Cabe preguntarse cuál será la calidad del lote que pasará un 50% de las veces en cada variante del plan de muestreo. Se ve en la figura que, con lotes de 50 elementos, un lote que contenga un 12% de elementos defectuosos será aceptado el 50% de las veces, pero si el lote es de 100 elementos ya sólo pasará la mitad de las veces un lote que contenga 6% de elementos defectuosos; este porcentaje pasa a 3 para lote de 200 y 0.65 para lotes de 1000. Nuevamente se pone de manifiesto la escasa consistencia del plan de muestreo.

En realidad, es mucho más importante el tamaño absoluto de la muestra tomada al azar que su valor relativo respecto al tamaño del lote. Este hecho, que se desprende fácilmente de la Fig. 6, se ve todavía con mayor claridad al considerar la información contenida en la Fig. 7. En ella se vuelven a presentar cuatro variantes del plan de muestreo que se comenta ($N = 50, 100, 200$ y 1000), pero extrayendo en todos los casos una muestra de $n = 20$ elementos.

Es de notar, en primer lugar, como las cuatro curvas se desarrollan ahora en forma similar, desapareciendo las grandes divergencias atrás analizadas.

Lo anterior lleva a conducir como criterio práctico que, un procedimiento de muestreo, como el que se ha venido discutiendo puede aplicarse en aquellos casos en que el número de elementos de la muestra por analizar sea constante en todos los casos, en tanto que conduce a una operación de control no protegida cuando se adopta el criterio de trabajar siempre con una fracción fija del número de elementos de los lotes muestreados. En vías terrestres hay casos en que es fácil trabajar con muestras de número fijo, como podría ocurrir en plantas de trituración, de asfalto o aun muchos trabajos de compactación, pero hay otros casos en que, por disponibilidad de elementos o por razones de costo, ha de trabajarse con muestra de diferente población. De todo lo anterior se sigue que, en el primer caso, el simple muestreo de aceptación puede conducir a condiciones de control razonables, pero en el segundo caso, la operación de muestreo ha de planearse con otras bases.

El número de aceptación (c) no necesita ser cero; si se observan las Figs. 6 y 7 se destacará el hecho de que una muestra perfecta no asegura un lote perfecto. Esta conclusión hace ver la falta de fundamento de las objeciones presnetadas al no permitir elementos defectuosos dentro de un lote.

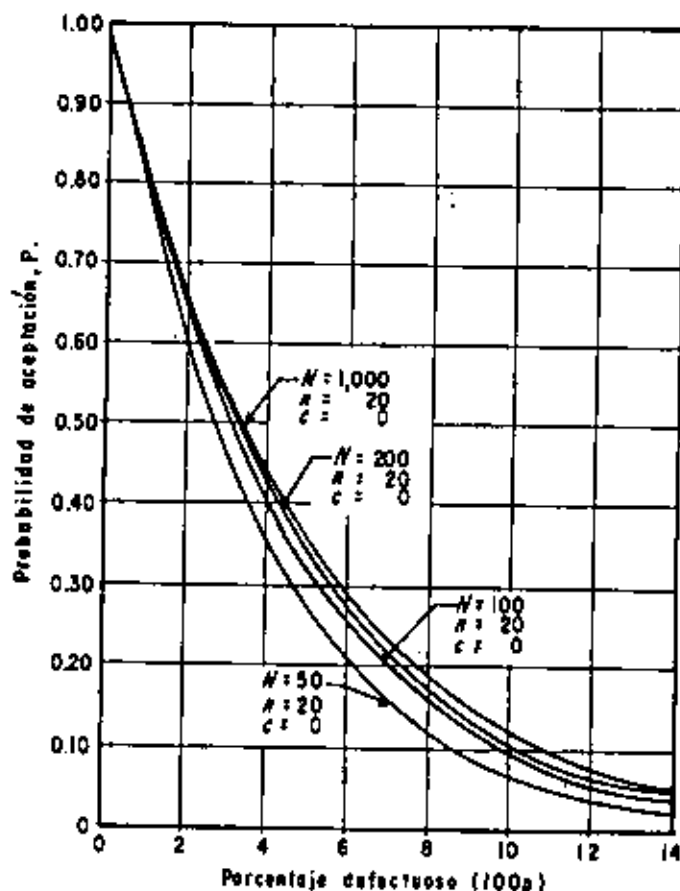


Figura 7. Comparación de curvas DC para cuatro variantes de un plan de muestreo con muestras de veinte elementos.

Lo anterior conduce a que la protección deseada, contra aceptación de lotes con elementos defectuosos, tomará en cuenta tamaños más grandes de muestras, ya que éstas tienen mayores posibilidades de discriminar entre lotes satisfactorios y no satisfactorios.

La Fig. 8 muestra tres variantes de muestreo; el primero para $N = 1000$, $n = 100$ y $c = 0$; el segundo para $N = 1000$, $n = 170$ y $c = 1$ y el tercero para $N = 100$, $n = 240$ y $c = 2$. Se notará de inmediato que las tres curvas consideradas, dan igual protección contra la aceptación de un lote con 2.2% de elementos defectuosos. Las variantes con $c = 1$ y $c = 2$, dan algo mejor protección contra el rechazo de lotes satisfactorios.

Los anteriores esquemas, se denominan de muestreo sencillo, puesto que el criterio para la aceptación o el rechazo de un lote representativo de una población se basa en el análisis de una muestra de dicho lote. No es frecuente, sobre todo en problemas de control de calidad industrial, el denominado muestreo doble, que implica la posibilidad de posponer la decisión de aceptación o rechazo del lote hasta haber analizado una segunda muestra. General-

mente el muestreo doble se implica aceptando de inmediato un lote cuya primera muestra haya sido muy buena y rechazándolo cuando haya sido muy mala. Si no ocurre ninguno de estos dos extremos, la decisión se basa en el análisis de la primera y la segunda muestra combinadas. Un plan de muestreo doble se esquematizaría por medio de los siguientes números, cuyo sentido se estima evidente. $N = 1000$, $n = 36$, $c_1 = 0$, $n_2 = 59$ y $c_2 = 3$. Puede interpretarse como sigue.

-Inspecciónese una primera muestra con 36 elementos de un lote que tiene una población de 1000.

-Acéptese el lote sobre la base de la primera muestra, si ésta tiene cero elementos defectuosos.

-Rechácese el lote, basado en la inspección de la primera muestra, si dicha muestra contiene más de 3 defectuosos.

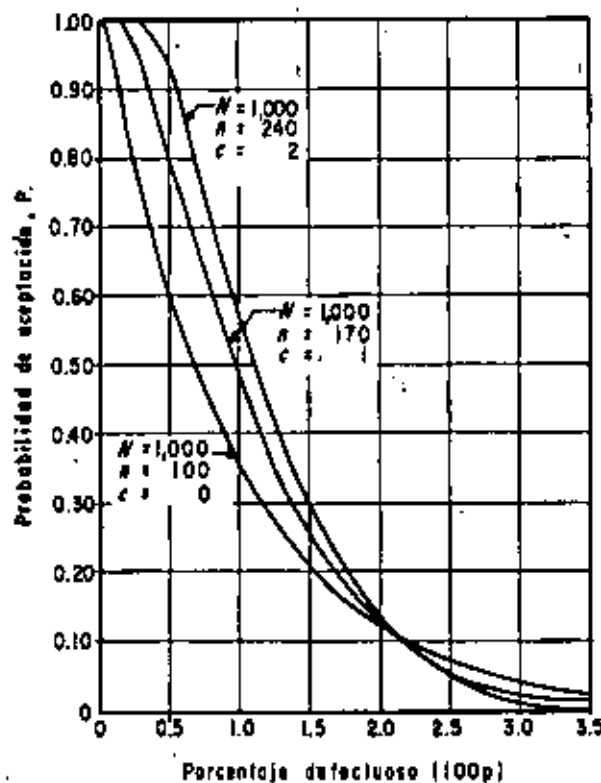


Figura 8. Curvas de operación para tres variantes de muestreo de aceptación con $P = 10\%$ de aceptación con $P = 22\%$ de elementos defectuosos.

-Inspecciónese una segunda muestra, de 59 elementos, si la primera muestra contiene 1, 2 ó 3 defectuosos.

-Acéptese el lote sobre la base de la muestra combinada de 95 elementos (36 + 59), si la muestra combinada contiene 3 defectuosos o menos.

-Rechácese el lote sobre la base de la muestra combinada si dicha muestra contiene más de 3 elementos defectuosos.

En la Fig. 9 se muestran 3 curvas de operación característica relacionadas con el análisis del plan de muestreo señalado. El resultado del proceso de muestreo debe ser alguno de los siguientes:

-Aceptación del lote después de la primera muestra, si en ésta no se encontró ningún elemento defectuoso.

-Rechácese el lote, si la primera muestra obtenida contiene más de 3 elementos defectuosos.

-Aceptar el lote después de inspeccionar la segunda muestra, si se obtienen 3 elementos defectuosos o menos en el total de 95, contenidos en ambas muestras.

-Rechazar el lote, si en la muestra combinada se obtienen más de 3 elementos defectuosos.

La curva A ($N = 1000$, $n = 36$, $c = 0$) de la Fig. 9 corresponde a las probabilidades de aceptación del lote con base en la primera muestra, para diferentes porcentajes de elementos defectuosos. La curva C ($N = 1000$, $n = 36$, $c = 3$) representa la probabilidad de que el lote no sea rechazado después del análisis de la primera muestra, en cuyo caso deberá procederse a la obtención de una segunda muestra. Las dos curvas mencionadas pueden ser trazadas de la manera que se discutió para el caso de muestreo sencillo. Para cualquier valor dado de porcentaje de elementos defectuosos en el lote, la diferencia de ordenadas entre las curvas A y C corresponde a la probabilidad de que se requiera obtener una segunda muestra. La curva B exhibe el comportamiento del plan de muestreo doble. Para determinar las ordenadas de los puntos de esta curva (las abscisas están determinadas por el porcentaje de elementos defectuosos), se requiere calcular la probabilidad de que el lote sea aceptado al obtener una segunda muestra, que en el caso que se ejemplifica puede ocurrir en cualquiera de las siguientes formas:

-Cero defectuosos en la primera muestra.

-Un defectuoso en la primera muestra y cero, uno o dos defectuosos en la segunda muestra.

-Dos defectuosos en la primera muestra y cero o un defectuoso en la segunda muestra.

-Tres defectuosos en la primera muestra y ningún defectuoso en la segunda muestra.

La probabilidad de aceptar el lote resulta ser la suma de las probabilidades de que ocurran por separado cada uno de los cuatro eventos arriba señalados. Dicho cálculo pertenece ya al dominio del análisis probabilístico y sale por completo de los límites asignados a este capítulo, que debe quedar íntegramente en el terreno conceptual. No debe olvidarse que el control de calidad es, como ya se dijo, un campo especial dentro de la tecnología de carreteras, con metodología propia, por cierto muy compleja, la cual debe ser dominada por ingenieros que actúen específicamente dentro del campo del control, pero cuyos detalles quedan fuera de la atención del ingeniero que atiende los aspectos a que se refiere esta obra.

La curva B de la Fig. 9 es el resultado del cálculo arriba mencionado y divide al espacio comprendido entre las curvas A y C en la forma que en la propia figura se señala.

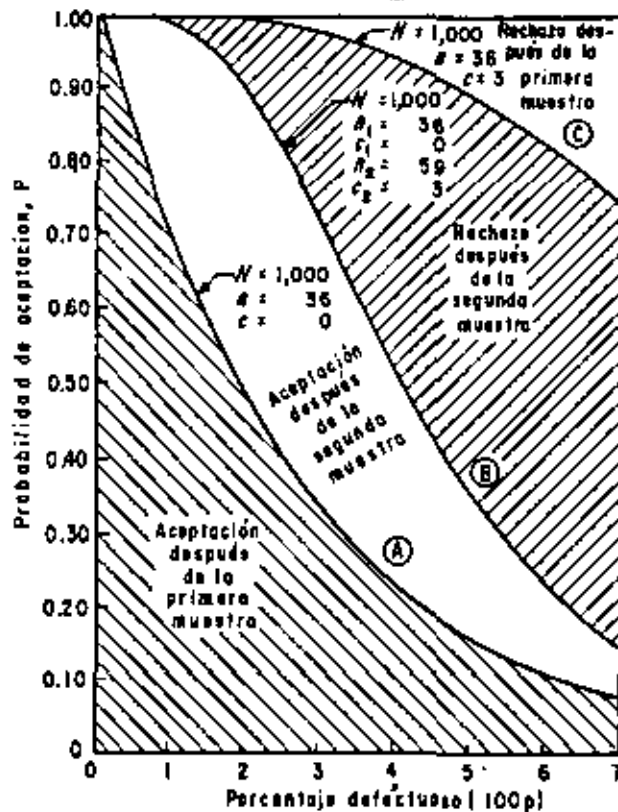


Figura 9. Curvas características de operación en un plan de muestreo doble.

Todavía existen planes de muestreo múltiple, en que la decisión de la aceptación o el rechazo se basa en el análisis de más de dos muestras.

Un hecho, sin embargo, parece no ser suficientemente reconocido por los métodos tradicionales de muestreo, aún por aquellos que van más allá de la to

ma simple de un porcentaje fijo de los elementos del lote muestreado y hacen uso de mejoras racionales, del estilo de las que más atrás se han discutido o de otras que existen. Este hecho es la variabilidad de los resultados de cualesquiera pruebas a que se sometan los elementos de las muestras individuales que se analizan. Esta variabilidad es debida, como se dijo, tanto a problemas derivados del procedimiento de prueba como a otros que amanan del material o de los propios procesos de muestreo. Todos estos factores son variables aleatorias y, por lo tanto, los valores que derivan de cualquier conjunto de pruebas lo son también, por lo que todo el proceso de muestreo ha de ser tratado, en sentido estricto, como un proceso estadístico. Esto requiere que la obtención de muestras se haga realmente al azar, siguiendo las reglas que la estadística científica ha desarrollado para el caso. Pruebas realizadas a partir de lo que, un inspector considere muestras buenas o malas o indicativas de la situación promedio, no pueden ser consideradas muestras al azar; sólo muestras obtenidas siguiendo las reglas estrictas de la estadística pueden dar una verdadera indicación de la calidad de los materiales o de los trabajos que se estén estudiando.

Es sabido que, en los trabajos conectados con el control de calidad de las vías terrestres, es muy común que la confrontación del resultado de una cierta actividad o de la calidad de un material con los límites previamente especificados haya de hacerse con base en unos cuantos valores probados. Generalmente, cuando no se usan métodos de control estadístico esto hace que se establezca un requerimiento de carácter absolutista, exigiendo que todos los valores encontrados satisfagan los límites especificados. Ya se comentaron algunos inconvenientes importantes de esta actitud. La alternativa es establecer criterios de aceptación que reconozcan que los valores de pruebas realizadas en muestras obtenidas al azar pueden variar. Un requerimiento absoluto puede necesitar, si ha de aspirar a tener algún sentido, un gran número de valores de control; por ejemplo, si se establece la norma de que el 95% de todos los valores probados satisfagan una cierta especificación y se toman 20 muestras de 100 elementos, lo cual es un número muy elevado, bastará que una prueba en las 20 falle para que se rechace todo el lote. El muestreo estadístico, en cambio puede proporcionar criterios razonables de aceptación en casos como el anterior con no más de 4 ó 5 pruebas.

Un plan de muestreo estadístico debe tener las siguientes características:

-Debe poseer un procedimiento objetivo para la selección de la muestra, fundado en el uso de una tabla de números aleatorios.

-Debe incluir un procedimiento claro para la estimación cuantitativa de las características de la muestra y del error estándar de dicha estimación. Si el resultado del análisis de la muestra se utiliza para un juicio de decisión, las reglas que rijan dicho juicio también deberán estar claramente incluidas. En muestreo para aceptación o rechazo, el plan deberá señalar muy claramente los niveles en que tales acciones se deberán ejercer.

III. MUESTREO CON BASE EN TABLAS DE NÚMEROS ALEATORIOS.

Una tabla de números aleatorios es una disposición estrictamente al azar de números de un cierto número prefijado de cifras. La tabla 2 es una de ellas, en este caso números de dos cifras. Pueden formarse introduciendo en una urna los nueve dígitos y el cero, sacándolos al azar de uno en uno, reintegrando de inmediato el número extraído y anotando cada una de las parejas como un número en la tabla.

Una vez formada la tabla puede funcionar como de mayor número de cifras. Por ejemplo, la tabla 2 como de números de cuatro cifras simplemente considerando dos columnas adyacentes en cada lectura. En vías terrestres es común en muchos casos referir los muestreos al kilometraje de una línea de trazo, para señalar el lugar donde se extraerá una muestra (se dice, por ejemplo, km 105+286 para señalar una estación). Este orden de muestreo puede señalarse dentro de un cierto tramo recorriendo la tabla desde el principio y seleccionando todos los números aleatorios que vayan surgiendo y que estén comprendidos dentro del tramo. La selección de las estaciones del muestreo ha de hacerse después de seleccionar a criterio el número de muestras que se desea tomar dentro del tramo.

Imagínese que en el tramo comprendido entre los kms 125+250 y 142+300 se desea señalar cinco estaciones para muestreo de compactación, eligiéndolas aleatoriamente. Se usará la tabla con tres columnas, puesto que se manejan seis cifras. Viendo la tabla, las estaciones de muestreo serían; 128+079, 125+507, 140+620, 131+165 y 135+462. Naturalmente, en un muestreo aleatorio las ubicaciones de las estaciones de muestreo no resultan equidistantes, ni su ubicación sigue ninguna de las leyes que son usuales en otros tipos de plan.

El procedimiento está basado en la utilización de la Tabla 3 que es otro ejemplo, de una tabla de números aleatorios. Para la determinación de las estaciones de muestreo se requiere seguir los siguientes puntos.

— Determinar la distancia promedio a que se desea tomar las muestras para su análisis; así, si se tiene un tramo de 5500 m y se desea una distancia promedio de 500 m, el número de muestras requerido resultará igual al 11.

Para seleccionar la columna correspondiente de la tabla de números aleatorios se requerirá colocar en una urna tarjetas numeradas del número 1 al número 28 y extraer una de ellas al azar. Debe observarse que este número de tarjetas es en realidad arbitrario y siempre estará en función del número de columnas con que se cuente en la tabla de números aleatorios. Para este caso son 28 las columnas.

Una vez que se ha seleccionado, por el procedimiento del punto anterior, una de las columnas de la tabla, deberá localizarse en la subcolumna A correspondiente, todos los números menores o iguales en el número de muestras requerido determinado en el primer punto. Considérese por ejemplo que se ha elegido aleatoriamente la columna No. 20 y que el número de muestras requerido será de 11. En la subcolumna B se encontrará el factor por el cual debe multiplicarse la longitud del tramo para determinar la distancia al origen de todas las estaciones de muestreo. Para el caso que se ejemplifica se tendrá:

T A B L A 2

Tabla de números aleatorios para localización longitudinal y transversal de puntos de muestreo.

Col. No. 1			Col. No. 2			Col. No. 3			Col. No. 4			Col. No. 5			Col. No. 6			Col. No. 7		
A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15	.033	.576	05	.048	.879	21	.013	.220	18	.089	.716	17	.024	.863	30	0.30	.901	12	0.29	.386
21	.101	.300	17	.074	.156	30	.036	.853	10	.102	.330	24	.060	.032	21	.096	.198	18	.112	.284
23	.129	.916	18	.102	.191	10	.052	.746	14	.111	.925	26	.074	.639	10	.100	.161	20	.114	.843
30	.163	.434	06	.105	.257	25	.061	.954	28	.127	.840	07	.167	.512	29	.133	.388	03	.121	.656
24	.177	.397	28	.179	.447	29	.062	.507	24	.132	.271	28	.194	.776	24	.138	.062	13	.178	.640
11	.202	.271	26	.179	.844	13	.037	.887	19	.285	.899	03	.219	.166	20	.168	.564	22	.209	.421
16	.204	.012	04	.183	.482	24	.105	.849	01	.326	.037	29	.264	.284	22	.232	.953	16	.221	.311
08	.208	.418	02	.208	.577	07	.139	.159	30	.334	.938	11	.282	.262	14	.259	.217	29	.235	.356
19	.211	.798	03	.214	.402	01	.175	.641	22	.405	.295	14	.379	.994	01	.275	.195	28	.264	.941
29	.233	.070	07	.245	.080	33	.196	.873	05	.421	.282	13	.394	.405	06	.277	.475	11	.287	.199
07	.260	.073	15	.248	.831	26	.240	.981	13	.451	.212	06	.410	.157	02	.296	.497	02	.336	.992
17	.262	.308	29	.261	.087	14	.255	.374	02	.461	.023	15	.438	.700	26	.311	.144	15	.393	.488
25	.271	.180	30	.302	.883	06	.310	.043	06	.487	.539	22	.453	.635	05	.351	.141	19	.437	.655
06	.302	.672	21	.318	.088	11	.316	.653	08	.497	.396	21	.472	.824	17	.370	.811	24	.466	.773
01	.409	.406	11	.376	.936	13	.324	.585	25	.503	.893	05	.488	.118	09	.388	.484	14	.531	.014
13	.507	.693	14	.430	.814	12	.351	.275	15	.594	.603	01	.525	.222	04	.410	.073	09	.562	.678
02	.575	.654	27	.438	.676	20	.371	.535	27	.620	.894	12	.561	.980	25	.471	.530	06	.601	.675
13	.591	.318	03	.467	.205	08	.409	.495	21	.629	.841	08	.652	.508	13	.486	.779	10	.612	.859
20	.610	.321	09	.474	.138	16	.445	.740	17	.691	.580	18	.668	.271	15	.515	.867	26	.673	.112
12	.631	.597	10	.492	.474	03	.494	.929	09	.708	.689	30	.736	.634	23	.567	.798	23	.738	.770
27	.651	.281	13	.499	.892	27	.543	.387	07	.709	.012	02	.763	.253	11	.618	.502	21	.753	.614
04	.661	.953	19	.511	.520	17	.625	.171	11	.714	.049	23	.804	.140	28	.636	.148	30	.758	.851
22	.692	.089	23	.591	.770	02	.699	.073	23	.720	.695	25	.828	.425	27	.650	.741	27	.765	.563
05	.779	.346	20	.604	.730	19	.702	.934	03	.748	.413	10	.843	.627	16	.711	.508	07	.780	.534
09	.787	.173	24	.654	.330	22	.816	.802	20	.781	.603	16	.858	.849	19	.778	.812	04	.818	.187
10	.818	.837	12	.728	.523	04	.838	.166	26	.830	.384	04	.903	.327	07	.804	.675	17	.837	.353
14	.895	.631	16	.753	.344	15	.904	.116	04	.843	.002	09	.912	.382	08	.806	.952	05	.854	.818
26	.912	.376	01	.806	.134	28	.969	.742	12	.884	.582	27	.935	.162	18	.841	.414	01	.867	.133
28	.920	.163	22	.878	.884	09	.974	.046	29	.926	.700	20	.970	.582	12	.918	.114	08	.915	.538
03	.945	.140	25	.939	.162	05	.977	.494	16	.951	.601	19	.975	.327	03	.992	.399	25	.975	.584

Col.No. 8			Col.No. 9			Col.No. 10			Col. No.11			Col.No. 12			Col. No. 13			Col.No. 14		
A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
09	.042	.071	14	.061	.935	26	.038	.023	27	.074	.779	16	.073	.987	03	.033	.091	26	.035	.175
17	.141	.411	02	.065	.097	30	.066	.371	06	.084	.396	23	.078	.056	07	.047	.391	17	.089	.363
02	.143	.221	03	.094	.228	27	.073	.876	24	-.98	.524	17	.096	.076	28	.064	.113	10	.149	.681
05	.162	.899	16	.122	.945	09	.095	.568	10	.133	.919	04	.153	.163	12	.066	.360	28	.238	.075
03	.285	.016	18	.158	.430	05	.180	.741	15	.187	.079	10	.254	.834	26	.076	.552	13	.244	.767
28	.291	0.34	25	.193	.469	12	.200	.851	17	.227	.767	06	.234	.623	30	.087	.101	24	.262	.366
08	.369	.557	24	.224	.572	13	.259	.327	20	.236	.571	12	.305	.616	02	.127	.187	08	.264	.651
01	.436	.386	10	.225	.223	21	.264	.681	01	.245	.988	25	.319	.901	06	.144	.068	18	.285	.311
20	.450	.289	09	.253	.838	17	.283	.645	04	.317	.291	01	.320	.212	25	.202	.674	02	.340	.131
18	.455	.789	20	.290	.120	23	.363	.063	29	.350	.911	08	.416	.372	01	.247	.025	29	.353	.478
23	.438	.715	01	.297	.242	20	.364	.366	26	.380	.104	13	.432	.556	23	.253	.323	06	.359	.270
14	.496	.276	11	.337	.760	16	.395	.363	28	.425	.864	02	.489	.827	24	.320	.651	20	.387	.248
15	.503	.342	19	.389	.064	02	.423	.540	22	.487	.526	29	.503	.787	10	.328	.365	14	.392	.694
04	.515	.693	13	.411	.474	08	.432	.736	05	.552	.511	15	.518	.717	27	.338	.412	03	.408	.077
16	.532	.112	20	.447	.893	10	.476	.468	14	.564	.357	28	.524	.998	13	.356	.991	27	.440	.280
22	.557	.357	22	.478	.321	03	.508	.774	11	.572	.306	03	.542	.352	16	.401	.792	22	.461	.830
11	.559	.620	29	.481	.993	01	.601	.417	21	.594	.197	19	.585	.462	17	.423	.117	16	.527	.003
12	.650	.216	27	.562	.403	22	.687	.917	09	.607	.524	05	.695	.111	21	.481	.838	30	.531	.486
21	.672	.320	04	.566	.179	29	.697	.862	19	.650	.572	07	.733	.838	08	.560	.401	25	.678	.360
13	.709	.273	08	.603	.753	11	.701	.605	18	.664	.101	11	.744	.948	19	.564	.190	21	.725	.014
07	.745	.687	15	.632	.927	07	.728	.498	25	.674	.428	18	.793	.748	05	.571	.054	05	.797	.595
30	.780	.285	06	.707	.107	14	.745	.679	02	.697	.674	27	.802	.967	18	.587	.584	15	.801	.927
19	.845	.097	28	.737	.161	24	.819	.444	03	.767	.928	21	.826	.487	15	.604	.145	12	.836	.294
26	.846	.366	17	.846	.130	15	.840	.823	16	.809	.529	24	.835	.832	11	.641	.298	04	.854	.982
29	.861	.307	07	.874	.491	25	.863	.568	30	.838	.294	26	.855	.142	22	.672	.156	11	.884	.928
25	.906	.874	05	.890	.828	06	.878	.215	13	.845	.470	14	.861	.462	20	.674	.887	19	.386	.832
24	.919	.809	23	.931	.659	18	.930	.601	08	.855	.524	20	.374	.625	14	.752	.881	07	.929	.932
10	.919	.809	26	.960	.365	04	.954	.827	07	.867	.718	30	.929	.056	09	.774	.560	09	.932	.206
06	.961	.504	21	.978	.194	28	.963	.004	12	.881	.722	09	.935	.582	29	.921	.752	01	.970	.692
27	.969	.811	12	.982	.183	19	.983	.020	23	.937	.872	22	.947	.797	04	.959	.099	23	.973	.082

Col. No. 15			Col. No. 16			Col. No. 17			Col. No. 18			Col. No. 19			Col. No. 20			Col. No. 21		
A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15	.023	.979	19	.062	.588	13	.045	.004	25	.027	.290	12	.052	.075	20	.030	.881	01	.010	.946
11	.118	.465	25	.080	.218	18	.086	.878	06	.057	.571	30	.075	.493	12	.034	.291	10	.014	.939
07	.134	.172	09	.131	.295	26	.126	.990	26	.059	.026	28	.120	.341	22	.043	.823	07	.032	.346
01	.139	.230	18	.136	.381	12	.128	.661	07	.105	.176	27	.145	.689	28	.143	.073	06	.093	.180
16	.145	.122	05	.147	.864	30	.146	.337	18	.107	.358	02	.209	.957	03	.150	.937	15	.151	.012
20	.165	.520	12	.158	.365	05	.169	.470	22	.128	.827	26	.272	.818	04	.154	.867	16	.185	.455
06	.185	.481	28	.214	.184	21	.244	.433	23	.156	.440	22	.299	.317	19	.158	.359	07	.227	.277
09	.211	.316	14	.215	.757	23	.270	.849	15	.171	.157	18	.306	.475	29	.304	.615	02	.304	.400
14	.248	.348	13	.224	.846	25	.274	.407	08	.220	.097	20	.311	.653	06	.369	.633	30	.316	.074
25	.249	.890	15	.227	.809	10	.290	.925	20	.252	.066	15	.348	.156	18	.390	.536	18	.328	.799
13	.252	.577	11	.280	.890	01	.323	.490	04	.268	.576	16	.381	.710	17	.403	.392	20	.352	.288
30	.273	.088	01	.331	.925	24	.352	.291	14	.275	.302	01	.411	.607	23	.404	.182	26	.371	.216
18	.277	.689	10	.399	.992	15	.361	.155	11	.297	.589	13	.417	.715	01	.415	.457	19	.448	.754
22	.372	.958	30	.417	.787	29	.374	.882	01	.358	.305	21	.472	.484	07	.437	.696	13	.487	.598
10	.461	.075	08	.439	.921	08	.432	.139	09	.412	.089	04	.478	.885	24	.446	.546	12	.546	.640
28	.519	.536	20	.472	.484	04	.467	.266	16	.429	.834	25	.479	.080	26	.435	.768	24	.550	.038
17	.520	.090	24	.498	.712	22	.508	.880	10	.491	.200	11	.566	.104	15	.511	.313	03	.604	.780
03	.523	.519	04	.516	.396	27	.632	.191	28	.542	.306	10	.576	.659	10	.517	.290	22	.621	.930
26	.573	.502	03	.548	.688	16	.661	.836	12	.563	.091	29	.665	.397	30	.556	.853	21	.629	.154
19	.634	.206	23	.597	.508	19	.675	.629	02	.593	.321	19	.739	.298	25	.561	.837	11	.634	.906
24	.635	.810	21	.641	.114	14	.680	.890	30	.692	.198	14	.749	.759	09	.574	.599	05	.696	.459
21	.679	.841	02	.739	.298	28	.714	.508	19	.705	.445	08	.756	.919	13	.613	.762	23	.710	.078
27	.712	.366	29	.792	.038	06	.719	.441	24	.709	.717	07	.793	.183	11	.698	.783	29	.726	.585
05	.780	.497	22	.829	.324	09	.735	.040	13	.820	.739	23	.834	.647	14	.715	.179	17	.749	.916
23	.861	.106	17	.834	.647	17	.741	.906	05	.848	.866	06	.837	.978	16	.770	.128	04	.802	.186
12	.865	.377	16	.909	.608	11	.747	.205	27	.867	.633	03	.849	.964	08	.815	.385	14	.835	.319
29	.882	.635	06	.914	.420	20	.850	.047	03	.883	.333	24	.851	.109	05	.872	.490	08	.870	.546
08	.902	.020	27	.958	.856	02	.859	.356	17	.900	.443	05	.859	.935	21	.885	.999	28	.871	.539
04	.951	.482	26	.981	.976	07	.870	.612	21	.914	.483	17	.863	.220	02	.958	.177	25	.971	.369
02	.977	.172	07	.983	.624	08	.916	.463	29	.950	.750	09	.863	.147	27	.961	.980	27	.984	.252

Col. No. 22			Col. No. 23			Col. No. 24			Col. No. 25			Col. No. 26			Col. No. 27			Col. No. 28		
A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
12	.051	.032	26	.051	.187	08	.015	.521	02	.039	.006	16	.026	.102	21	.050	.952	29	.042	.039
11	.068	.980	03	.053	.256	16	.068	.994	16	.061	.599	01	.033	.886	17	.085	.403	07	.105	.293
17	.089	.309	29	.100	.159	11	.118	.400	26	.068	.054	04	.088	.686	10	.141	.624	25	.115	.420
01	.091	.371	13	.102	.465	21	.124	.565	11	.073	.812	22	.090	.602	05	.154	.157	09	.126	.612
10	.100	.709	24	.110	.316	18	.153	.158	07	.123	.649	13	.114	.614	06	.164	.841	10	.205	.144
30	.121	.744	18	.114	.300	17	.190	.159	05	.126	.658	20	.136	.576	07	.197	.013	03	.210	.054
02	.166	.056	11	.123	.208	26	.192	.676	14	.161	.189	05	.138	.228	16	.215	.363	23	.234	.533
23	.179	.529	09	.138	.182	01	.237	.030	18	.166	.040	10	.216	.565	08	.222	.520	13	.266	.799
21	.187	.051	06	.194	.115	12	.283	.077	28	.243	.171	02	.233	.610	13	.269	.477	20	.305	.603
22	.205	.543	22	.234	.480	03	.236	.318	06	.255	.117	07	.278	.357	02	.288	.012	05	.372	.223
28	.230	.688	20	.274	.107	10	.317	.734	15	.261	.928	30	.405	.273	25	.333	.633	26	.385	.111
19	.243	.001	21	.331	.292	05	.337	.844	10	.301	.811	06	.421	.807	28	.348	.710	30	.422	.315
27	.267	.990	08	.346	.085	25	.441	.336	24	.363	.025	12	.426	.583	20	.362	.961	17	.453	.783
15	.283	.440	27	.382	.979	27	.469	.786	22	.378	.792	08	.471	.708	14	.511	.989	02	.460	.916
16	.352	.089	07	.387	.865	27	.469	.786	27	.379	.959	18	.473	.738	26	.540	.903	27	.461	.841
03	.377	.648	28	.411	.776	20	.475	.761	19	.420	.557	19	.510	.207	27	.587	.643	14	.483	.095
06	.397	.769	16	.444	.999	06	.557	.001	21	.467	.943	03	.512	.329	12	.603	.745	12	.507	.375
09	.409	.428	04	.515	.993	07	.610	.238	17	.494	.225	15	.640	.329	29	.619	.895	28	.509	.748
14	.465	.406	17	.518	.827	09	.617	.041	09	.620	.081	09	.665	.354	23	.623	.333	21	.583	.804
13	.499	.651	05	.539	.620	13	.641	.648	30	.623	.106	14	.680	.884	22	.624	.076	22	.587	.993
04	.539	.972	02	.623	.272	22	.664	.291	03	.625	.777	26	.703	.622	18	.670	.904	16	.689	.339
18	.560	.747	30	.637	.374	19	.717	.232	08	.651	.790	29	.739	.394	11	.711	.253	06	.727	.298
26	.575	.892	14	.714	.364	02	.776	.504	12	.715	.599	25	.759	.386	01	.790	.392	04	.731	.814
29	.756	.712	15	.730	.107	02	.775	.504	23	.782	.093	24	.803	.602	04	.813	.611	08	.807	.983
20	.760	.920	19	.771	.552	29	.777	.548	20	.810	.371	27	.842	.491	19	.843	.732	15	.833	.757
05	.847	.925	23	.780	.662	14	.823	.223	01	.841	.726	21	.870	.435	03	.844	.511	19	.896	.464
25	.872	.891	10	.924	.888	23	.848	.264	29	.862	.009	28	.906	.367	30	.858	.299	18	.916	.384
24	.874	.135	12	.929	.204	30	.892	.817	25	.891	.873	23	.948	.367	09	.929	.199	01	.948	.610
08	.911	.215	01	.937	.714	28	.943	.190	04	.917	.264	11	.956	.142	24	.931	.263	11	.976	.799
07	.946	.065	25	.974	.398	15	.975	.962	13	.958	.990	17	.993	.989	15	.939	.947	24	.978	.633

Para determinar la localización en el sentido del eje transversal del camino será necesario multiplicar el ancho total de la sección, por el coeficiente decimal de la subcolumna C del renglón correspondiente al número de cada una de las muestras; a este producto deberá restarse el semi-ancho de la sección; si esta diferencia resulta positiva, el punto de muestreo deberá situarse a la derecha del centro de línea del camino y si resulta negativa, este punto se situará a la izquierda. En el caso que se ejemplifica se considerará un ancho de la sección de 12 cm. (TABLA No. 4).

TABLA 3

Determinación de la posición de las estaciones y de muestreo en la sección transversal.

Número de Muestra	Factor	Distancia de Origen
01	0.415	$5500 \times 0.415 = 2 + 282.5$
02	0.958	$5500 \times 0.958 = 5 + 169.0$
03	0.150	$5500 \times 0.150 = 0 + 825.0$
04	0.154	$5500 \times 0.154 = 0 + 847.0$
05	0.872	$5500 \times 0.872 = 4 + 796.0$
06	0.369	$5500 \times 0.369 = 2 + 029.5$
07	0.437	$5500 \times 0.437 = 2 + 403.5$
08	0.815	$5500 \times 0.815 = 4 + 482.5$
09	0.574	$5500 \times 0.574 = 3 + 157.0$
10	0.517	$5500 \times 0.517 = 2 + 843.5$
11	0.698	$5500 \times 0.698 = 3 + 839.0$

En la figura 10 se ilustra el plan de muestreo para el ejemplo que se ha descrito.

El procedimiento que se ha presentado podría ser utilizado en el caso muy frecuente de determinación de un valor representativo de los parámetros de resistencia de subrasantes para el diseño de pavimentos; otra aplicación, podría encontrarse en la elaboración de un plan de muestreo para el control de compactación de las diferentes capas de suelo que constituyen la sección estructural de una vía terrestre.

Puede verse que la gran ventaja del muestreo aleatorio estriba en que todos los elementos de la población tienen la misma oportunidad de ser extraídos y probados. Cualquier otro procedimiento de muestreo tiene el riesgo de caer en algún "criterio" ejercido por el inspector, que haga diferente la oportunidad de los elementos de la población para ser probados. Por lo demás, al - -

TABLA 4

Determinación de la posición de las estaciones de muestreo según el eje longitudinal.

Número de muestra	Factor	Producto	Distancia del centro de línea
01	0.457	$12 \times 0.457 = 5.5$	0.5 Izquierda
02	0.177	$12 \times 0.177 = 2.1$	3.9 Izquierda
03	0.937	$12 \times 0.937 = 11.2$	5.2 Derecha
04	0.867	$12 \times 0.867 = 10.4$	4.4 Derecha
05	0.490	$12 \times 0.490 = 5.9$	0.1 Izquierda
06	0.633	$12 \times 0.633 = 7.6$	1.6 Derecha
07	0.696	$12 \times 0.696 = 8.4$	2.4 Derecha
08	0.385	$12 \times 0.385 = 4.6$	1.4 Izquierda
09	0.599	$12 \times 0.599 = 7.2$	1.2 Derecha
10	0.290	$12 \times 0.290 = 3.5$	2.5 Izquierda
11	0.783	$12 \times 0.783 = 9.4$	3.4 Derecha

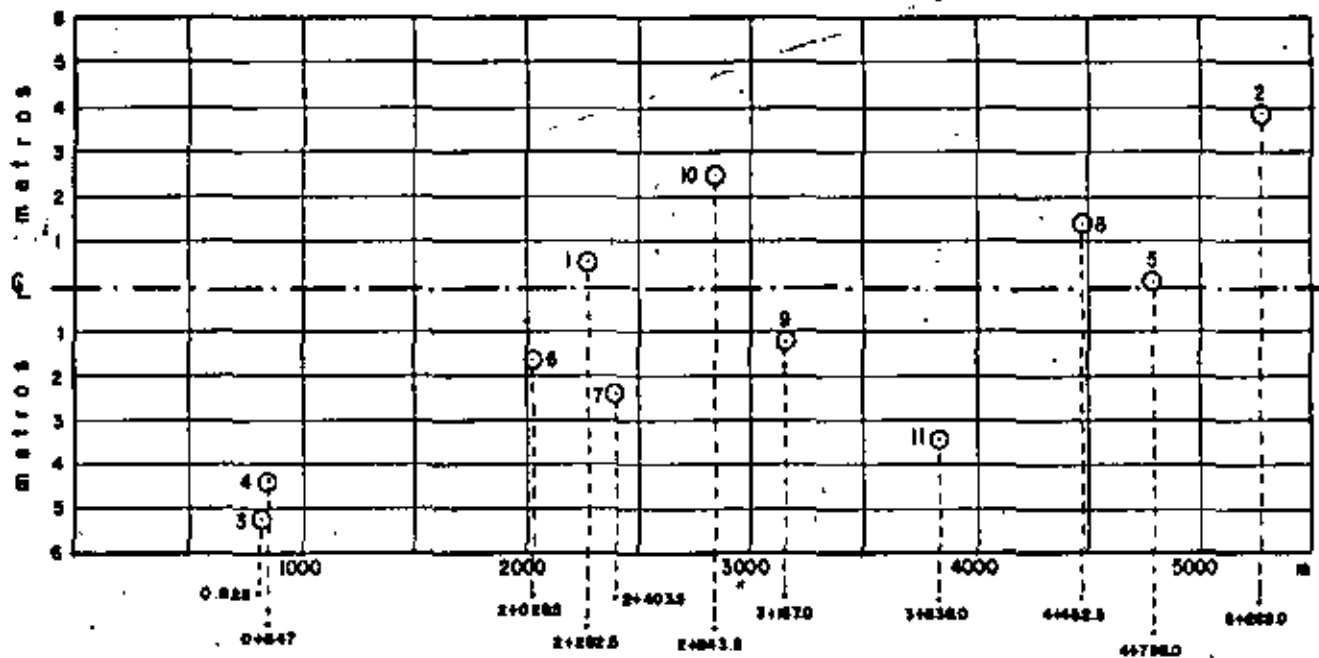


Figura 10. Localización de los puntos de muestreo obtenidos con la tabla 2 de números aleatorios.

muestreo aleatorio le son aplicables los principios básicos discutidos en - - otras partes de este párrafo, de manera que, por ejemplo, cuanto mayor sea el tamaño de la muestra que se pruebe a fin de cuentas, mayor será la probabilidad de que se detecte lo que debe ser rechazado o lo que es defectuoso.

IV. METODOS ESTADISTICOS DE CONTROL DE CALIDAD.

A) Métodos basados en el uso de gráficas de control.

A-1) Gráficas de control.

Imagínese que se tienen 20 estaciones con muestreo de compactación (peso volumétrico seco máximo) en un tramo de un camino, contando cada una de las - estaciones de 5 puntos distribuidos transversalmente. Supóngase que la tabla 5 resume los resultados de todas las medidas efectuadas.

Con los datos de la tabla 5 podría ocurrirse dibujar las dos gráficas - que se muestran en la Fig. 11. En la parte (a) de dicha figura aparecen las - mediciones individuales graficadas para cada muestra; también se señala el va - lor nominal o pretendido para el peso volumétrico seco máximo y los límites - de tolerancias superior e inferior que se suponen aceptables para el problema en estudio (en realidad, como se verá, estos límites no son arbitrarios, sino que quedan dados por las leyes de la estadística para un proceso de produc - ción dado. Es muy común que en prácticas viciosas se fijen arbitrariamente - por un criterio experimental o por cualquier otro, pero al hacer eso se vio - lan leyes de la estadística y el proceso de control deja de ser un proceso - realmente estadístico).

En la parte b de la figura 11 se han dibujado los promedios de las 5 me - didas en cada una de las 20 muestras.

Ambas gráficas pueden mostrar ciertas tendencias en los resultados obte - nidos y si éstos se salen o no de las tolerancias especificadas; sin embargo, como se verá, distan de ser gráficas útiles en un verdadero control de cali - dad.

La Fig. 12 muestra dos gráficas de control que es posible realizar a par - tir de los datos de la tabla 5. En la parte a de la figura se han dibujado - los promedios \bar{x} ; se trata de la misma gráfica 11b, pero con los límites supe - rior e inferior de aceptación y sin dibujar la línea quebrada que une los pun - tos anotados. En un proceso sujeto a control estadístico la posición de los - límites superior e inferior en la gráfica de las \bar{x} no es arbitraria; es decir, dada la población de los límites superior e inferior correspondientes a dicha población puede ser calculada por los propios métodos estadísticos o, lo que es lo mismo, a un cierto proceso de producción de datos o de medidas le corres - ponden unos límites superior e inferior de aceptación y rechazo, en lo que se refiere a las variaciones resultado del azar o inherentes al propio proceso - de producción, de manera que si ciertos datos de los graficados en las cartas de control se salen de unos límites estadísticamente seleccionados puede afir - marse que su variación es debida a razones externas a aquellas que son inheren

T A B L A 5

Medidas del peso volumétrico seco máximo en 20
estaciones de verificación de compactación
(kg/m³)

Muestra No.	Valor en cada punto sobre la sección transversal					Promedio (\bar{x})		Amplitud R
1	1800	1750	1700	1650	1600	1700	70.7	200
2	1550	1550	1700	1600	1500	1580	67.8	200
3	1500	1500	1600	1500	1600	1540	49.0	100
4	1600	1650	1650	1600	1750	1650	54.8	150
5	1600	1700	1850	1850	1750	1750	94.9	250
6	1600	1600	1550	1650	1650	1610	37.4	100
7	1650	1650	1800	1600	1550	1650	83.7	250
8	1150	1650	1800	1750	1800	1630	243.5	650
9	2150	1800	1750	1200	1550	1690	312.1	950
10	1800	1750	1800	2050	2050	1890	131.9	300
11	1700	1900	1750	1700	1900	1790	91.7	200
12	1800	1900	1950	1950	2000	1920	67.8	200
13	1800	2000	1750	1300	1650	1700	230.2	700
14	1800	1750	1850	1700	1650	1750	70.07	200
15	1500	1850	1650	1700	1750	1690	115.7	350
16	1400	1550	1650	1650	1650	1580	124.9	250
17	1650	1700	1700	1650	1750	1650	83.7	250
18	1350	1400	1450	1350	1500	1410	58.3	150
19	1750	1800	1450	1350	1600	1590	171.5	450
20	1650	1750	1750	1950	1800	1780	69.3	300

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} = 1677.5 \text{ kg/m}^3$$

$$\bar{R} = 111.48 \text{ kg/m}^3$$

$$\bar{R} = \frac{\sum R}{n} = 312.5 \text{ kg/m}^3$$

$$\sigma_{\bar{x}} = 115.15 \text{ kg/m}^3$$

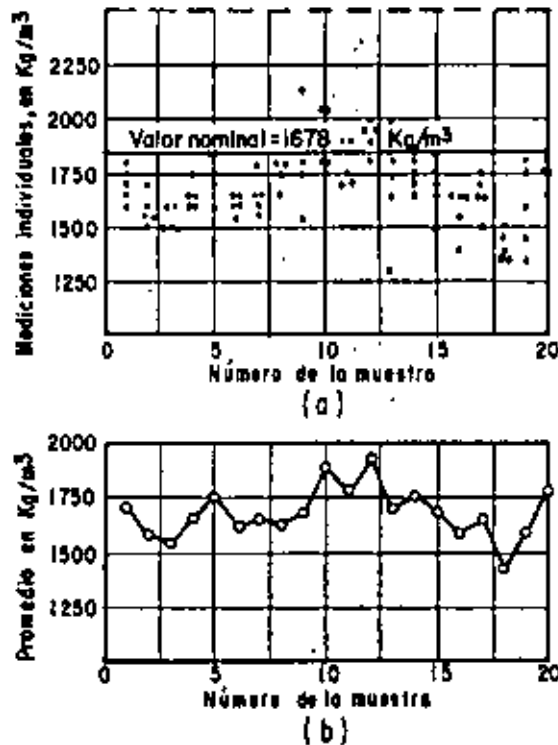


Figura 11. Gráficas de resultados de pruebas individuales y sus promedios de un proceso.

tes al proceso y, por ende, inevitables; estas segundas razones, debidas a causas ajenas al desarrollo del proceso pueden y deben ser corregidas. Este señalamiento es la información fundamental que una gráfica de control puede proporcionar y podría enunciarse diciendo que una gráfica de control estadísticamente construida permite diferenciar las variaciones inevitables de un proceso cualquiera de producción de medidas y datos, de aquellas que, por el contrario, podrían evitarse. Se señala así, por la simple presencia de estas últimas variaciones, en qué momento el proceso en estudio se sale de control y há de ser modificado o ajustado; además, las gráficas de control señalan cuántas y qué muestras presentan variaciones que deben ser objeto de corrección.

La parte (b) de la figura 12 muestra la gráfica de control construida con base en las amplitudes de cada muestra.

A-1.1 Gráficas de control de medias (\bar{x}).

Los límites de control pueden calcularse con base en diferentes parámetros.

A-1.1-a Con base en el promedio de las amplitudes.

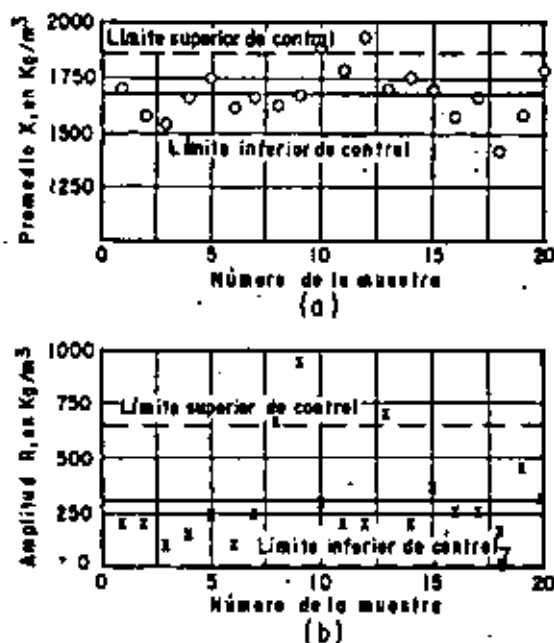


Figura 12. Gráficas de control de un proceso de compactación.
 a.- Gráfica de promedios.
 b.- Gráfica de amplitudes.

Las fórmulas a aplicar son las siguientes:

$$LS = \bar{\bar{x}} + A_2 \bar{R}$$

$$LI = \bar{\bar{x}} - A_2 \bar{R}$$

Donde LS y LI son los límites superior e inferior de control, \bar{R} es el promedio de las amplitudes que se tengan en cada muestra analizada \bar{x} es el promedio de las medias de las muestras analizadas y A_2 es un coeficiente que puede calcularse en la tabla 6.

Con referencia al ejemplo presentado en la Tabla 5, $\bar{\bar{x}}$ sería el promedio de todas las \bar{x} , obtenido dividiendo entre 20 la suma de todas ellas y \bar{R} sería el promedio de todas las R , calculado de la misma manera. En este caso:

$$\bar{\bar{x}} = 1677.5$$

$$\bar{R} = 312.5$$

Para $n = 5$, la Tabla 6 proporciona un valor $A_2 = 0.58$. Con todos estos datos resulta:

$$LS = 1858.9$$

$$LI = 1496.25$$

TABLA 6
Factores para determinar los límites de control a partir de R para gráficas \bar{x} y R

Número de observaciones en el subgrupo n	Factor para la gráfica \bar{x} A_2	Factores para la gráfica R	
		Límite inferior de control D_3	Límite superior de control D_4
2	1.88	0	3.27
3	1.02	0	2.57
4	0.73	0	2.28
5	0.58	0	2.11
6	0.48	0	2.00
7	0.42	0.08	1.92
8	0.37	0.14	1.86
9	0.34	0.18	1.82
10	0.31	0.22	1.78
11	0.29	0.26	1.74
12	0.27	0.28	1.72
13	0.25	0.31	1.69
14	0.24	0.33	1.67
15	0.22	0.35	1.65
16	0.21	0.36	1.64
17	0.20	0.38	1.62
18	0.19	0.39	1.61
19	0.19	0.40	1.60
20	0.18	0.41	1.59

Resultan los dos límites equidistantes de la media, uno por arriba y otro por abajo, y a una distancia de 181.3 de dicha media.

Estos límites están obtenidos supuesto que sea cual sea la distribución del universo original, todas las demás distribuciones que se manejan son normales (lo cual es sólo aproximadamente cierto, como se mencionó, a no ser que la distribución original del universo sea también normal). Además se han considerado en todas las distribuciones normales de niveles de aceptación de $\bar{x} \pm 3\sigma$, lo que corresponde a 99.7% del área bajo la curva de Gauss (Fig. 3).

A-1.1.b Con base en el promedio de desviaciones estándar.

Con esta técnica, se proponen las siguientes fórmulas.

$$LS = \bar{x} + A_1 \sigma$$

$$LI = \bar{x} - A_1 \sigma$$

Donde todas las letras tienen los sentidos ya señalados, \bar{x} es el promedio de las desviaciones estándar de las muestras que se manejan y A_1 es un factor que puede obtenerse de la Tabla 7 para diferentes tamaños de la muestra (n).

En el caso del ejemplo que se viene manejando (Tabla 5), $n = 5$ y $A_1 = 1.6$. El promedio de las resulta ser 111.48, por lo que:

$$LS = 1855.9$$

Los límites resultan en el cálculo arriba y abajo de la media (\bar{x}) y a una distancia 178.4 de ella.

A-1.1-c Con base en la media (\bar{x}') y la desviación estándar (σ') del universo original.

Las fórmulas en este caso son:

$$LS = \bar{x}' + A \sigma'$$

$$LI = \bar{x}' - A \sigma'$$

La aplicación de las fórmulas anteriores exige la estimación de \bar{x}' y de σ' , pero ya se vio que si la muestra es suficientemente grande:

$$\bar{x} = \bar{x}'$$

$$\sigma = \sigma' / \sqrt{n}$$

En la práctica frecuentemente n es pequeña, por lo que conviene afinar -- algo los cálculos anteriores. Resulta suficiente considerar $\bar{x} = \bar{x}'$ y:

$$\sigma' = \frac{\sigma}{c_2}$$

T A B L A 7

Factores para determinar los límites de control para gráficas de \bar{x} y σ a partir de $\bar{\bar{x}}$

Número de Observaciones en el subgrupo n	Factor para la gráfica \bar{x} A_1	Factor para la gráfica	
		Límite inferior de control B_3	Límite superior de control B_4
2	3.76	0	3.27
3	2.39	0	2.57
4	1.88	0	2.27
5	1.60	0	2.09
6	1.41	0.03	1.97
7	1.28	0.12	1.88
8	1.17	0.19	1.81
9	1.09	0.24	1.76
10	1.03	0.28	1.72
11	0.97	0.32	1.68
12	0.93	0.35	1.65
13	0.88	0.38	1.62
14	0.85	0.41	1.59
15	0.82	0.43	1.57
16	0.79	0.45	1.55
17	0.76	0.47	1.53
18	0.74	0.48	1.52
19	0.72	0.50	1.50
20	0.70	0.51	1.49
21	0.68	0.52	1.48
22	0.66	0.53	1.47
23	0.65	0.54	1.46
24	0.63	0.55	1.45
25	0.62	0.56	1.44
30	0.56	0.60	1.40
35	0.52	0.63	1.37
40	0.48	0.66	1.34
45	0.45	0.68	1.32
50	0.43	0.70	1.30
55	0.41	0.71	1.29
60	0.39	0.72	1.28
65	0.38	0.73	1.27
70	0.36	0.74	1.26
75	0.35	0.75	1.25
80	0.34	0.76	1.24
85	0.33	0.77	1.23
90	0.32	0.77	1.23
95	0.31	0.78	1.22
100	0.30	0.79	1.21

T A B L A 8
Factores para estimar σ^2 a partir
de \bar{R} o \bar{C}

Número de observaciones en el subgrupo.	Factore para estimar a partir de R	Factor para estimar a partir de
n	$d_2 = R/$	$c_2 = /$
2	1.128	0.5642
3	1.693	0.7236
4	2.059	0.7979
5	2.326	0.8407
6	2.534	0.8686
7	2.704	0.8882
8	2.847	0.9027
9	2.970	0.9139
10	3.078	0.9227
11	3.173	0.9300
12	3.258	0.9359
13	3.336	0.9410
14	3.407	0.9453
15	3.472	0.9490
16	3.532	0.9523
17	3.588	0.9551
18	3.640	0.9576
19	3.689	0.9599
20	3.735	0.9619
21	3.778	0.9638
22	3.819	0.9655
23	3.858	0.9670
24	3.895	0.9684
25	3.931	0.9696
30	4.086	0.9748
35	4.213	0.9784
40	4.322	0.9811
45	4.415	0.9832
50	4.498	0.9849
55	4.572	0.9863
60	4.639	0.9874
65	4.699	0.9884
70	4.755	0.9892
75	4.806	0.9900
80	4.854	0.9906
85	4.898	0.9912
90	4.939	0.9916
95	4.978	0.9921
100	5.015	0.9925

$$\sigma' = \frac{\bar{R}}{d_2}$$

El coeficiente c_2 permite valuar σ' en función de $\bar{\sigma}$, que es un dato más fácil de obtener que $\sigma_{\bar{x}}$.

Los factores c_2 y d_2 pueden obtenerse de la Tabla 8.

El coeficiente A de las fórmulas del párrafo A-1.1-c puede obtenerse de la Tabla 9. Se deja al lector la aplicación de las mismas fórmulas al ejemplo que se ha venido considerando.

La utilización de las fórmulas anteriores conduce a resultados similares y su uso es cuestión de preferencia o de comodidad.

A-1.2 Gráficas de control de amplitud (R).

En este caso los límites de control, quedan dados por las expresiones:

$$LS = D_4 \bar{R}$$

$$LI = D_3 \bar{R}$$

Los valores de los factores D_3 y D_4 pueden obtenerse de la Tabla 6.

En el caso del ejemplo contenido en la Tabla 5, se recordará que:

$$\bar{R} = 312.5$$

En la Tabla 6 se ve que para $n = 5$ resulta $D_3 = 0$ y $D_4 = 2.11$, por lo que aplicando las fórmulas del párrafo A-1.2 se llega a los límites:

$$LS = 659.38$$

$$LI = 0$$

Estos límites son los que se han dibujado en la parte b de la Fig. 12. Las amplitudes que queden dentro de los límites de control arriba obtenidos y marcados en dicha figura corresponden a variaciones inevitables, inherentes al proceso que se esté efectuando; si tales variaciones exceden los límites de tolerancia impuestos al proceso o éstos no son realistas, deben ser cambiados o el proceso en sí debe ajustarse o substituirse por otro que esté en po-

sibilidad de producir las desviaciones deseadas. Las desviaciones que se salgan de los límites de control obtenidos no son inevitables y el ingeniero puede emprender la tarea de intentar mejorar la aplicación de su proceso, para disminuirlas hasta los límites señalados por la gráfica de control.

Se da otra alternativa de cálculo de los límites de control en la gráfica de amplitudes, en función de la media y la desviación estándar del universo original (\bar{x} , σ); para ello deberán usarse las fórmulas:

$$LS = D_2 \bar{x}$$

$$LI = D_1 \bar{x}$$

En donde \bar{x} se obtiene como ya se indicó y D_1 y D_2 pueden obtenerse de la Tabla 9.

A-1.3 Gráficas de control de desviación estándar

En este caso, los límites de control, quedan dados por las expresiones:

$$LS = B_4 \bar{\sigma}$$

$$LI = B_3 \bar{\sigma}$$

Donde $\bar{\sigma}$ se obtiene como ya se ha indicado, a partir de los datos de la Tabla 5 ($\bar{\sigma} = \sum \sigma/n$) y los factores B_3 y B_4 salen de la Tabla 7.

En la Fig. 12 no se ha dibujado la gráfica de control para las desviaciones estándar de los datos de la Tabla 5; el lector podrá realizar esta tarea. Los límites de control a obtener son, considerando que, $\bar{\sigma} = 111.48$ en este caso:

$$LS = 2.09 \times 111.48 = 232.99$$

$$LI = 0$$

También se proporcionan fórmulas para el cálculo de estos límites de control en términos de los valores \bar{x} y σ , que son:

$$LS = B_1 \bar{x}$$

$$LI = B_2 \bar{x}$$

T A B L A 9

Factores para determinar límites de control de 3
para gráficas \bar{x} , R y s a partir de σ

Número de observaciones en el subgrupo n	Factor para la gráfica \bar{x} A	Factores para la gráfica R		Factores para la gráfica s	
		Límite inferior de control D_1	Límite superior de control D_2	Límite inferior de control B_1	Límite superior de control B_2
2	2.12	0	3.69	0	1.84
3	1.73	0	4.36	0	1.86
4	1.50	0	4.70	0	1.81
5	1.34	0	4.92	0	1.76
6	1.22	0	5.08	0.03	1.71
7	1.13	0.20	5.20	0.10	1.67
8	1.06	0.39	5.31	0.17	1.64
9	1.00	0.55	5.39	0.22	1.61
10	0.95	0.69	5.47	0.26	1.58
11	0.90	0.81	5.53	0.30	1.56
12	0.87	0.92	5.59	0.33	1.54
13	0.83	1.03	5.65	0.36	1.52
14	0.80	1.12	5.69	0.38	1.51
15	0.77	1.21	5.69	0.38	1.51
16	0.75	1.28	5.78	0.43	1.48
17	0.73	1.36	5.82	0.44	1.47
18	0.71	1.43	5.85	0.46	1.45
19	0.69	1.49	5.89	0.48	1.44
20	0.67	1.55	5.92	0.49	1.43
21	0.65			0.50	1.42
22	0.64			0.52	1.41
23	0.63			0.53	1.41
24	0.61			0.54	1.40
25	0.60			0.55	1.39
30	0.55			0.59	1.36
35	0.51			0.62	1.33
40	0.47			0.65	1.31
45	0.45			0.67	1.30
50	0.42			0.68	1.28
55	0.40			0.70	1.27
60	0.39			0.71	1.26
65	0.37			0.72	1.25
70	0.36			0.74	1.24
75	0.35			0.75	1.23
80	0.34			0.75	1.23
85	0.33			0.76	1.22
90	0.32			0.77	1.22
95	0.31			0.77	1.21
100	0.30			0.78	1.20

Los coeficientes B_1 y B_2 se obtienen de la Tabla 9.

Las fórmulas anteriores para los límites de control en las diferentes gráficas, no se han deducido detalladamente, por considerar que éste no es el lugar apropiado para ello; pueden consultarse en muchos tratados de estadística matemática que incluyan aplicaciones de control de calidad. Por otra parte, la deducción en cuestión resultaría muy sencilla con base en los conceptos -- que se han presentado en el párrafo 2 de este trabajo. Haciéndola se vería -- que los factores que se han manejado y que se obtienen de tablas no son sino la interrelación entre parámetros estadísticos ya mencionados, simple de plantear y comprender.

A-2 Comentarios en torno al uso de las gráficas de control.

Cuando se maneja un cierto proceso constructivo o se investiga la dispersión, con que un laboratorio o un conjunto de ellos realizan una cierta prueba, siempre es posible y fácil en la práctica llegar a plantear una tabla de valores como la 5. Igualmente fácil será calcular los promedios, las desviaciones estándar y las amplitudes de dichos valores. Como requisito previo, -- estos últimos deberán proceder de una operación de muestreo adecuado, bien -- sea con base en el uso de curvas características de operación o bien con base en plan aleatorio.

Una vez obtenida una tabla como la 5, resultará igualmente práctico y sencillo dibujar las gráficas de control de las medias, de las amplitudes y de las desviaciones estándar de los datos, así como calcular los límites de control de dichas gráficas. De esta manera, el ingeniero estará en una posibilidad definitivamente práctica de saber si los valores que está manejando tienen variaciones o dispersiones razonables (o inevitables) o sí, por el contrario, se le presentan algunas susceptibles de ser eliminadas.

La comparación de las tolerancias que el ingeniero considere deseables -- en su trabajo y los límites de control orientará su criterio acerca de lo realistas que sean dichas tolerancias o de lo apropiados que sean sus métodos de trabajo, en el sentido de que si las tolerancias resultan más estrechas que los límites de control, el recurso será ejecutar la tarea con un método de mayor precisión, a no ser que como probablemente sucedería en muchos casos de la tecnología usual de las vías terrestres, el ingeniero llegara a comprender que sin perjuicio para la obra, sus tolerancias, probablemente fijadas al arbitrio o a la experiencia, pudieran ampliarse hasta los límites de control del proceso.

También debe notarse que la metodología que se ha dado para el cálculo de los límites de control incluye un nivel de aceptación $\bar{x} + 3\sigma$, lo que representa un criterio muy rígido. En un control de calidad debidamente planeado, no debe ejercerse la misma exigencia en todos los tipos de vías terrestres o en todas las operaciones involucradas en la construcción de una de ellas. -- Resultaría muy simple para cualquier conocedor de estadística elemental transformar todas las fórmulas anteriores a un nivel de aceptación menos exigente, por ejemplo, $\bar{x} + 2\sigma$ (95%) o aún $\bar{x} + \sigma$ (68%). La selección de un criterio

particular está ligada no sólo a la importancia de la obra, sino también al riesgo de falla al costo de la operación que se estudie y a consideraciones de otra índole; por ejemplo, si en una carretera modesta se ha sido muy poco exigente en el uso de materiales, para evitar acarreos, seguramente habrá que ser mucho más exigentes en problemas relativos al drenaje. El balance de todos estos criterios define un buen control de calidad a base de gráficas de control y, en última instancia, un buen trabajo de equipo humano.

Podría decirse que un uso rutinario de las gráficas de control en cualquier proceso ingenieril indicaría en todo momento al ingeniero si su proceso se mantiene "bajo control"; esto ocurriría en tanto los valores auscultados se mantuvieran dentro de los límites de control. Una salida fuera de dichos límites indicaría un proceso que "se ha salido de control", señalando el momento en que el ingeniero ha de actuar sobre el proceso en estudio, para ajustarlo, mejorarlo o cambiarlo.

Las gráficas de control dicen pues cuando conviene revisar el proceso, pero no dicen donde. Aclaran que algo anda mal, pero no dicen que, aun cuando sea cierto que los ingenieros muy familiarizados con su uso lleguen a desarrollar una cierta sensibilidad para detectar las causas de los problemas que provocan las salidas de control.

Por otra parte, la estricta función del control de calidad quizá, no tenga que ir mucho más lejos de lo que las cartas de control van; señalada una falta en la calidad que se está obteniendo, corresponderá a los diferentes miembros del equipo de trabajo investigar el origen de la deficiencia y establecer las medidas para corregirlo.

B) Métodos basados en estimación estadística.

B-1) Métodos para la estimación de la media de una población.

Un procedimiento racional de afrontar los problemas de control de calidad, que podría conducir a resultados útiles sería el siguiente:

Se tiene una población original, constituida por los diferentes valores del concepto que se desea controlar. Esta población tendrá una media (\bar{x}) y una desviación estándar σ . En la práctica pueden presentarse dos casos, que conviene distinguir: en el primero, se conoce el valor de σ y en el segundo, no. Por un procedimiento de los ya analizados, por ejemplo el aleatorio, se extrae una muestra de la población original. La media y la desviación estándar de la muestra (\bar{x} y σ) pueden fácilmente calcularse con los métodos visto repetidamente en este trabajo.

La estimación inicial consistiría en establecer el intervalo de confianza para la media de la población, una vez fijado el nivel de confianza en que se desea trabajar. El enunciado anterior amerita una explicación que lo haga más inteligible. Ya se vio en el párrafo 2 de este trabajo, lo que representa el nivel de confianza en una estimación estadística; también se dijo que su valor (que define al factor t) se fija a criterio de quien ejerza el control. Obviamente, cuanto más alta sea t se tendrá una mayor probabilidad de

que la media de la población quede en cualquier intervalo prefijado, por lo que podría decirse que a menores valores de t se tienen controles más estrictos; cabe comentar que cuando t disminuye, también lo hace el error inherente a la operación estadística. El intervalo de confianza es la abertura en torno al valor "exacto" de la media de la población, en la que se tolera su fluctuación.

Así, la estimación inicial estadística a la que se está haciendo referencia se enunciaría en un caso concreto con una expresión tal como la que sigue: ¿Cuál es la probabilidad de que la media de la población se encuentre siempre entre los límites dados, escogidos simétricamente respecto a la media, bajo la curva de distribución de frecuencia? O bien, ¿Cuánto valen los límites de variación, simétricos respecto a la media, para que ésta se encuentre entre ellos con una probabilidad prefijada? Debe notarse que ambas preguntas son, en el fondo, equivalentes.

En lo que sigue se analizarán los métodos para responder las dos preguntas, o sea, para realizar lo que se ha llamado la estimación estadística inicial de la media de la población, distinguiendo el caso en que la desviación estándar de la población original es conocida, del que no lo es.

B-1.1. La desviación estándar de la población original es conocida.

En los problemas conectados con las vías terrestres seguramente este caso puede ser relativamente común, pues el valor de \bar{x} frecuentemente podrá estimarse de un modo suficientemente seguro, aún cuando no se conozca con exactitud.

Ya se vio que si se tiene un conjunto de muestras representativas de la población (tal como puede ser el caso de la Tabla 5) puede decirse que la media de las medias de cada muestra es igual a \bar{x} .

$$\bar{\bar{x}} = 1677.5 = \bar{x}$$

Se vio también que:

$$\sigma_{\bar{x}} = \frac{\sigma'}{N}$$

Donde N es el número de elementos en cada muestra y $\sigma_{\bar{x}}$ es la desviación estándar de las medias de las muestras, que en el caso de la Tabla 5 resulta ser:

$$\sigma_{\bar{x}} = \sqrt{\frac{\sum (\bar{x} - \bar{x})^2}{n}} = 115.15$$

Nótese que la n se refiere al número de renglones de la Tabla 5, o sea al número de muestras que se están manejando, en tanto que N es el número de elementos en cada una de esas muestras; en el caso de la Tabla 5, $N = 5$. Esta distinción debe tenerse siempre en mente para no caer en confusión en párrafos anteriores y subsiguientes.

En estas condiciones se permite demostrar que el intervalo de confianza para la media de la población original puede expresarse como:

$$\bar{x} \pm t \frac{\sigma'}{n}$$

Donde, \bar{x} es la media de cada muestra (renglones de la Tabla 5); t es el factor que define el nivel de confianza que se desee adoptar; σ' es la desviación estándar de la población original, que se supone conocida y N es el número de elementos de cada muestra manejada.

Teniendo en cuenta la expresión anterior, se deduce que el intervalo de confianza para la media de la población original también puede expresarse como:

$$\bar{x} \pm t \Delta \bar{x} = 150$$

El valor de t , como ya se dijo puede tabularse de una vez por todas, bajo el supuesto de que la distribución de \bar{x} es normal; la Tabla 10 es una de este estilo.

T A B L A 10

Valores de t para distintos niveles de confianza.

Nivel de confianza (%)	t
99.7	3
99.0	2.58
98.0	2.33
96.0	2.05
95.5	2.00
95.0	1.96
90.0	1.64
80.0	1.28
68.2	1.00
50.0	0.67

Como ejemplo pueden calcularse los límites en que debe esperarse que se mantenga la media de la población a partir de los datos obtenidos de la muestra No. 5 de la Tabla 5 (5o. renglón); se desea un nivel de confianza de 95%. El intervalo de confianza sería, utilizando la expresión anterior:

$$\begin{aligned} 1750 \pm 1.96 \times 115.15 &= \\ 1750 \pm 225.96 & \end{aligned}$$

Lo anterior quiere decir que, a partir de los datos de la muestra No. 5 de la Tabla 5, puede afirmarse que existe un 95% de probabilidades de que la media de la población original esté comprendida en el intervalo anterior. La fluctuación en ese intervalo es inherente a las cualidades aleatorias del proceso.

Otra utilización que podría hacerse de las ideas anteriores sería, como ya se vio, plantearse el siguiente problema:

A partir de los datos de la muestra No. 5 de la Tabla 5, estímesese la probabilidad de que la media de la población esté comprendida en el intervalo:

$$1750 \pm 150 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

Para resolver este problema se procederá como sigue:

De la expresión anterior se deduce que:

$$t \cdot \frac{\sigma}{\bar{x}} = 150$$

De donde, siendo $\frac{\sigma}{\bar{x}}$ igual a 115.15, como ya se calculó:

$$t = \frac{150}{115.15} = 1.3$$

Los valores de t correspondientes a todos los niveles de confianza figuran en la Tabla 11. En realidad esta tabla comprende a la 10 y es más completa que ella, yendo más allá de los valores más usuales en los cálculos prácticos. Se refiere a las áreas que ocurren bajo la curva de distribución normal entre el valor de la media y cualquier t ; el duplo de este valor dará, según ha quedado establecido (discusión en torno a la figura 3) la probabilidad de que un elemento de la distribución quede comprendido en el intervalo $0 \pm t$.

En la Tabla 11 se ve que para $t = 1.3$, la probabilidad resulta de 80.64%, menor que el 95% del ejemplo anterior por ser menor el intervalo de fluctuación que ahora se seleccionó.

La Fig. 13 muestra los intervalos de fluctuación de la media de la población original en los dos ejemplos anteriores.

Cuando la desviación estándar de la población original σ no es conocida puede entonces estimarse con bastante seguridad a partir de la desviación estándar de la distribución de las medias de las muestras ($\frac{\sigma}{\sqrt{n}}$) la cual si podrá conocerse, de manera que la mayor parte de los problemas de estimación de orden práctico caen dentro de la categoría de aquellos en que se dispone de σ . No es, sin embargo, imposible encontrar algún problema práctico en que no se conozca el multicitado valor σ , debiéndose manejar entonces el problema como se ilustra en el siguiente párrafo.

B-1.2 La desviación estándar de la población original es desconocida.

En algunos problemas prácticos la desviación estándar de la población original no se conoce y la mejor aproximación que puede tenerse para su valor es s , la desviación estándar de la muestra. En este caso, el procedimiento para establecer el intervalo de confianza para la media de la población original, una vez fijado el nivel de confianza en que se desea trabajar, es similar al del caso anterior, pero la distribución de las muestras ya no es normal, sino del tipo denominado de Student en las ciencias estadísticas, por lo que el problema ha de resolverse manejando una tabla de tal distribución. La fórmula que proporciona el intervalo de confianza es:

$$\bar{x} \pm t \frac{s}{\sqrt{N}}$$

Donde, \bar{x} es la media de la muestra, N el tamaño de dicha muestra y t el factor correspondiente al nivel de confianza adoptado, calculado para $N - 1$, tal como de muestra en los tratados de estadística que se han señalado previamente como referencia. Finalmente, s es la desviación estándar de la muestra.

Intuitivamente se ve que si la estimación de σ está basada en una muestra pequeña se tendrá un resultado menos confiable que si se usa una muestra grande.

La Tabla 12 proporciona la distribución de Student.

Como ejemplo de aplicación imagínese una muestra tomada de entre las infinitas resistencias a la compresión simple, que podrían ser determinadas para un cierto suelo en un laboratorio. Los valores se dan en Ton/m².

T A B L A 12

Valores de t en la distribución de Student.

N-1	t .995	t .99	t .975	t .95	t .90	t .80	t .75	t .70	t .60	t .55
1	63.66	31.82	12.71	6.31	3.07	1.376	1.000	.727	.325	1.58
2	9.92	6.96	4.30	2.92	1.89	1.061	.816	.617	.289	.142
3	5.84	4.54	3.18	2.35	1.64	.978	.765	.584	.275	.138
4	4.60	3.75	2.78	2.13	1.53	.941	.741	.569	.271	.134
5	4.04	3.36	2.58	2.02	1.48	.920	.727	.560	.267	.132
6	3.71	3.14	2.45	1.94	1.44	.906	.718	.553	.265	.131
7	3.50	3.00	2.36	1.91	1.43	.896	.711	.549	.263	.130
8	3.36	2.90	2.31	1.86	1.40	.889	.706	.546	.262	.130
9	3.25	2.82	2.62	1.83	1.38	.883	.703	.543	.261	.129
10	3.17	2.76	2.23	1.81	1.37	.879	.700	.542	.260	.129
11	3.11	2.72	2.20	1.80	1.36	.876	.697	.540	.260	.129
12	3.06	2.68	2.18	1.78	1.36	.873	.695	.539	.259	.128
13	3.01	2.65	2.16	1.77	1.36	.871	.694	.538	.259	.128
14	2.98	2.62	2.14	1.76	1.34	.868	.693	.537	.258	.128
15	2.95	2.61	2.13	1.75	1.34	.866	.691	.536	.258	.128
16	2.92	2.58	2.12	1.75	1.34	.865	.690	.535	.258	.128
17	2.90	2.57	2.11	1.74	1.33	.863	.689	.534	.257	.128
18	2.88	2.55	2.10	1.73	1.33	.862	.688	.534	.257	.128
19	2.87	2.54	2.09	1.73	1.33	.861	.688	.533	.257	.127
20	2.84	1.53	2.09	1.72	1.32	.860	.687	.533	.257	.127
21	2.83	2.52	2.08	1.72	1.32	.859	.686	.532	.256	.127
22	2.82	2.51	2.07	1.72	1.32	.858	.686	.532	.256	.127
23	2.81	2.50	2.07	1.71	1.32	.858	.685	.532	.256	.127
24	2.80	2.49	2.06	1.71	1.32	.857	.685	.531	.256	.127
25	2.79	2.248	2.06	1.71	1.32	.856	.684	.531	.256	.127
26	2.78	2.248	2.05	1.71	1.32	.856	.684	.531	.256	.127
27	2.77	2.47	2.05	1.71	1.31	.855	.683	.531	.256	.127
28	2.76	2.47	2.05	1.70	1.31	.855	.683	.530	.256	.127
29	2.76	2.46	2.04	1.70	1.31	.854	.683	.530	.256	.127
30	2.75	2.46	2.04	1.70	1.30	.853	.683	.530	.256	.127
40	2.70	2.43	2.02	1.68	1.30	.853	.683	.530	.256	.126
60	2.66	2.39	2.00	1.67	1.30	.848	.679	.528	.254	.126
120	2.62	2.36	1.98	1.66	1.29	.845	.677	.526	.254	.126
	2.58	2.33	1.96	1.645	1.28	.842	.674	.524	.253	.126

T A B L A 13
Valores de q_u de un suelo, (Ton/m²).

15.96	12.32	17.28
15.63	12.40	16.96
17.60	17.64	14.56

cuya media es $\bar{x} = 15.53 \text{ Ton/m}^2$ y cuya desviación estándar es $\sigma = 1.98 \text{ Ton/m}^2$.

Se aceptará un nivel de confianza de 95% y se desea saber el intervalo de confianza de la media de la población original, para dicho nivel de confianza. Dicho intervalo será:

$$\bar{x} \pm t \frac{\sigma}{\sqrt{N}}$$

substituyendo:

$$15.53 \pm 2.31 \frac{1.98}{\sqrt{9}} = 15.53 \pm 1.53$$

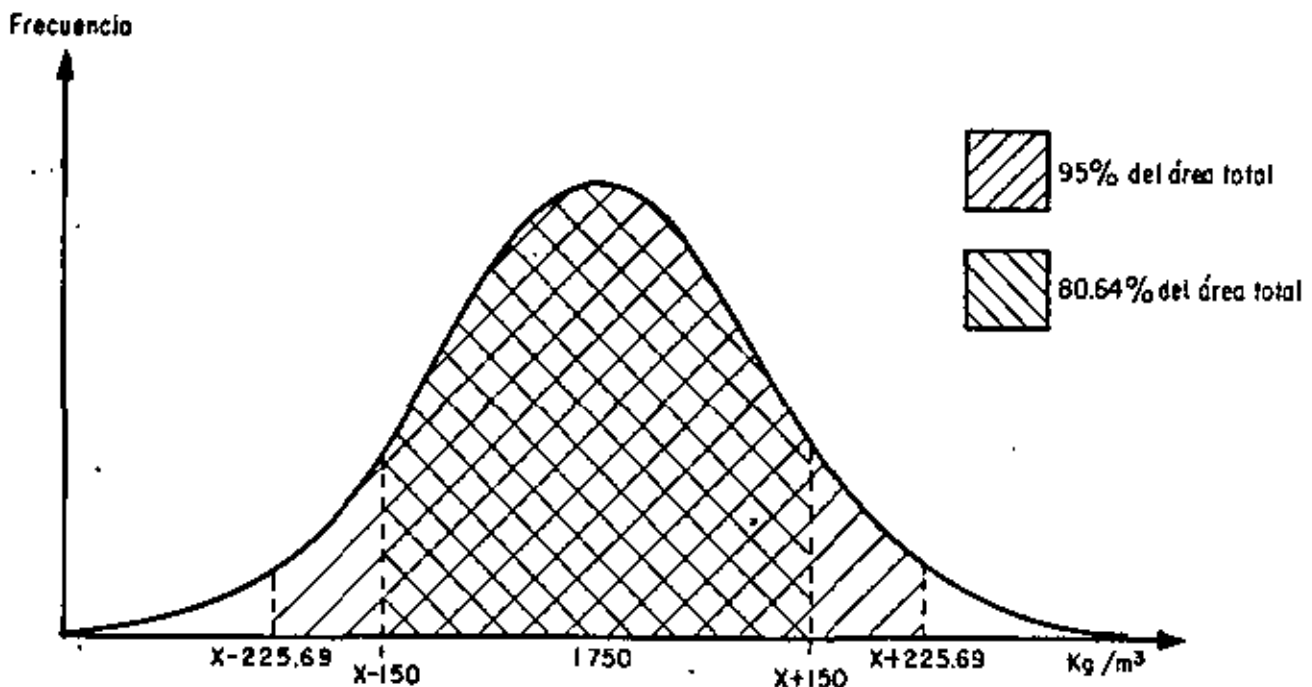


Figura 13. Representación gráfica de intervalos de confianza para la media de una población.

O lo que es lo mismo, hay en la población sujeta a muestreo, un 95% de probabilidades de que la media esté en el intervalo ± 1.53 en torno a la media de la muestra.

El valor 2.31 en los cálculos anteriores se obtuvo de la tabla 12 en el renglón 8 (correspondiente a $N - 1$, en este caso, por ser $N = 9$ y bajo la columna $t_{0.975}$; la razón es que para $t_{0.975}$ quedaría a la derecha una cola bajo la distribución de Student es simétrica, quedará otra cola del lado izquierdo, también de 0.025, con un total fuera del intervalo $\pm t_{0.975}$ de 0.05, de manera que al factor $t_{0.975}$ corresponde un área bajo la curva de 95%, como se desea. Es fácil ver que el valor de t con el que se sitúa la columna de la Tabla 12 que debe leerse, queda dado por la expresión:

$$\frac{100 + \text{nivel de confianza}}{2}$$

Otro cálculo que podría hacerse es el siguiente. Para la misma muestra utilizada ¿qué probabilidad hay de que la media de la población original quede comprendida en el intervalo:

$$15.53 \pm 0.92?$$

Ahora habría que plantear el intervalo de confianza como sigue:

$$15.53 \pm t \frac{1.98}{3}$$

Se tiene:

$$t \frac{1.98}{3} = 0.92$$

De donde:

$$t = \frac{3 \times 0.92}{1.98} = 1.39$$

En la Tabla 12 se ve que, para $N - 1 = 8$, que es el caso, resulta $t_{90} = 1.40$, suficientemente próximo a 1.39. t_{90} deja una cola de 10% de cada lado bajo la curva, o sea que corresponde a un nivel de confianza de 80%, que es la respuesta a la pregunta realizada.

B - 2 Pruebas de hipótesis para la media de una población.

B - 2.1 Pruebas de hipótesis para el caso en que la desviación estándar de la población original (σ') es conocida.

Como se vio, cuando se tiene un número de muestras grande (como podría -

ser el caso de la Tabla 5) se puede trabajar sobre la hipótesis de que la desviación estándar de la población original (σ'), es conocida, puesto que puede estimarse a partir de $\sqrt{\frac{s^2}{n}}$, que siempre podrá valorarse.

En rigor, un resultado análogo se tiene cuando se trabaja con una sola muestra, pero muy grande. Si la muestra tuviera tantos elementos como la población original, obviamente $\sigma = \sigma'$; si la muestra es grande, σ puede ser una buena aproximación, a σ' y puede trabajarse sobre la hipótesis σ' conocida, estimándola a partir de σ . En la práctica suele aceptarse esta segunda posibilidad de conocer σ' con tal de que $N \gg 30$.

Para convertir una simple estimación estadística en un programa de control de calidad se hace preciso introducir el concepto de pruebas de hipótesis, también llamadas reglas de decisión.

Lo anterior establece una distinción entre el concepto de estimación estadística y el de existencia de un control con base en tal estimación. Ya se dijo que una estimación estadística permite simplemente establecer cual es la probabilidad de que en un cierto proceso, un cierto concepto (en los anteriores análisis, la media) se encuentre entre unos límites dados. Al dar respuesta a esta pregunta, los métodos estadísticos toman en cuenta automáticamente la naturaleza y variabilidad del proceso en estudio. Cuando un proceso está sujeto a control se va un poco más lejos y no sólo se indican los límites en que inevitablemente varía un cierto concepto, bajo un cierto nivel de confianza, sino que se dice también que significa dicha variación dentro del proceso en estudio, señalándose se la variación que se observe en un momento dado queda dentro del error inherente al proceso (inevitable de acuerdo con las leyes de la estadística) o se sale de él, con una desviación que, de acuerdo con dichas leyes puede evitarse (por lo menos parcialmente) y que debe corregirse, buscando su causa, lo que, en principio, ya no es un problema de control de calidad.

Las reglas de decisión constituyen el ingrediente necesario para convertir una estimación estadística en una regla de control.

Una prueba de hipótesis o regla de decisión es cualquier procedimiento que permita fundar la decisión que se haga con base en estudios estadísticos sobre muestras de un proceso cualquiera. La manera de establecer la validez de una decisión es estudiar dos cursos de acción posibles; el primero denominado hipótesis bajo prueba o hipótesis nula consiste en establecer, por ejemplo, la igualdad de dos conceptos ($c_1 = c_2$); el segundo, denominado hipótesis alterna, consiste necesariamente en una de las siguientes posibilidades:

$$c_1 > c_2$$

$$c_1 < c_2$$

$$c_1 \neq c_2$$

Se dice que se comete un error de juicio del tipo I cuando se rechaza una

hipótesis que debió haber sido aceptada. Cuando se acepta una hipótesis que debió haber sido rechazada, se dice que se comete un error del tipo II.

Al probar una cierta hipótesis existe siempre un cierto riesgo de cometer un error del tipo I. Se denomina nivel de significancia de la prueba que se haga, la máxima probabilidad que se acepta de cometer un error de tipo I. Así, si al realizar una prueba de hipótesis se escoge un nivel de significancia de 5%, se está expresando que se aceptan 5 posibilidades en cada 100 de rechazar la hipótesis, deviendo aceptarla. El complemento a 100 del nivel de significancia se denomina nivel de confianza. En el ejemplo anterior se tendría un 95% de confianza de aceptar la hipótesis que debió ser aceptada. En rigor, el concepto de nivel de confianza que se acaba de definir coincide exactamente con el nivel de confianza que se ha venido manejando en páginas anteriores.

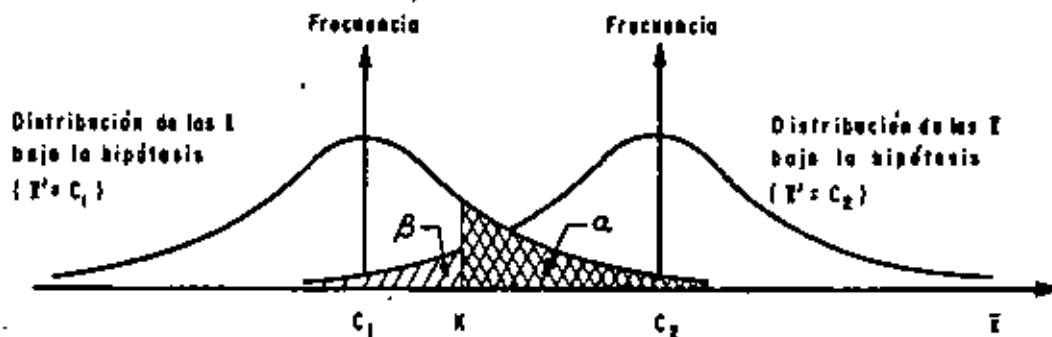


Figura 14. Probabilidad de los errores tipos I y II en pruebas de hipótesis.

Supóngase que se trata ahora de probar la hipótesis de que la media de una población (\bar{x}) es igual al valor c_1 , contra la hipótesis alterna de que dicha media sea igual al valor c_2 , donde $c_2 > c_1$; si se supone que \bar{x} (la media de las muestras de que se disponga) tiene una distribución normal, la Fig. 13 muestra en forma gráfica la relación entre los errores de juicio tipo I y Tipo II correspondientes al caso. La Figura muestra dos curvas de Gauss que se tendrían para el caso en que la distribución de las \bar{x} fuera normal y su media ($\bar{x} = \bar{x}$, según ya se vio) fuese c_1 y para el caso análogo, en que valiera c_2 . Obviamente ambas curvas deben de ser iguales, pues representan la misma distribución, por hipótesis; únicamente estarán desplazadas el segmento $c_2 - c_1$.

La regla de decisión para aceptar o rechazar la hipótesis bajo prueba propuesta sería la siguiente:

Si la hipótesis $\bar{x}' = c_1$ es aceptable, la curva de la izquierda de la Fig. 14 representaría la verdadera distribución de las \bar{x} ; obviamente esa curva se extiende desde el $-\infty$ a $+\infty$ del eje de las \bar{x} , por lo que en principio cualquier \bar{x} que se obtuviera de una muestra real podría ser abscisa de un punto de dicha curva y no se podría tener ningún criterio discriminativo para saber si la hipótesis bajo prueba se está cumpliendo o no; por así decirlo, cualquier \bar{x} que se obtuviera de una muestra podría asignarse a cualquier distribución.

Imagínese que se adopta un parámetro k , sobre el eje de las \bar{x} (Fig. 14), comprendido entre c_1 y c_2 . Podría establecerse el siguiente criterio como razonable. Si \bar{x} procedente de una muestra de la población es menor que k podría considerarse aceptable la hipótesis de que c_1 es la media de la distribución; por el contrario, si la media de la muestra resultara mayor que k , podría decirse que la hipótesis es rechazable. Al hacer esto se cometería un error -- del tipo I en todos los casos en que \bar{x} fuese mayor que k , pues se estaría rechazando la hipótesis de prueba ($\bar{x}' = c_1$), a pesar de que la media de la muestra se sigue moviendo bajo puntos sobre la curva normal de la izquierda. De acuerdo con ideas ya expuestas con anterioridad, el área α de la Fig. 14 está señalando automáticamente la probabilidad de cometer un error del tipo I -- si se sigue el criterio de decisión que se ha señalado.

Si $\bar{x} > k$, la hipótesis bajo prueba debe rechazarse y, dentro de las reglas de juego de este método, la hipótesis alterna ($\bar{x}' = c_2$) debe aceptarse. En este caso la curva normal de la derecha en la Fig. 14 se tomaría como la que realmente representa la distribución de las \bar{x} . Este hipótesis alterna se aceptará en tanto $\bar{x} > k$, pero si $\bar{x} < k$ se habrá aceptado una hipótesis que en realidad debió haberse rechazado, o lo que es lo mismo, se habrá cometido un error del tipo II. Luego el área β de la Fig. 14 representa la probabilidad de cometer un error del tipo II cuando se sigue la secuela de decisión arriba descrita.

Puede observarse en la Fig. 14 que al aumentar el valor de k se reduce el área α y, como consecuencia disminuye la probabilidad de cometer un error del tipo I, pero se incrementa el área β , aumentando la probabilidad de cometer un error del tipo II. En muchos tratados se establece como principio de toda prueba de hipótesis que se aplique al control de calidad, que entre todas las pruebas que posean la misma probabilidad de cometer un error del tipo I, debe elegirse aquella que tenga más pequeña la probabilidad de cometer un error del tipo II.

A continuación se detallan los pasos con los que se aplicaría en un caso dado una prueba de hipótesis, de acuerdo con la secuela propuesta.

1. Establézcanse la hipótesis bajo prueba y la alterna. El criterio para ello deberá de salir de un manejo razonable de la información previa de que se disponga para el problema de que se trate.

2. Selecciónese el nivel de significancia α en que se desea trabajar.

3. Selecciónese el tipo de distribución que se considerará para las medias de las muestras (\bar{x}) en el problema. Siendo conocida σ como es el caso que ahora se estudia, será razonable pensar que la distribución de las \bar{x} es normal.
4. Encuéntrese la región crítica, fijando el valor del parámetro k . Esto ha de hacerse en términos del problema específico que se tenga entre manos.
5. Determinése la región de aceptación y la de rechazo. La región de rechazo es el área α de la Fig. 14.

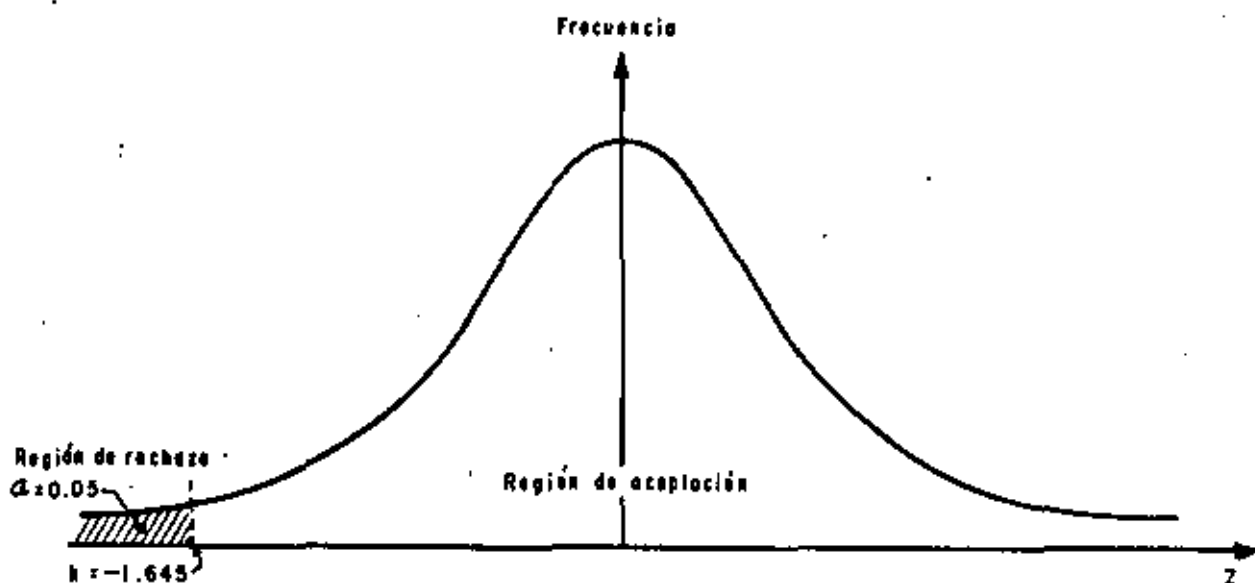


Figura 15. Determinación de la región crítica por medio del valor de en una prueba de hipótesis a un extremo.

6. Selecciónese una muestra aleatoria de N elementos. Determinése el parámetro k_0 , con base en la distribución supuesta en el punto 3, que servirá de base de comparación con el valor de k previamente elegido, para aceptar o rechazar la hipótesis bajo prueba.

Como ejemplo de ilustración, considérese la muestra constituida por el quinto renglón de la Tabla 5. La media de esa muestra es de 1750 kg/m³ (\bar{x}). Se supondrá conocida la desviación estándar de la población original (σ'), igual a σ/\sqrt{N} . La hipótesis bajo prueba consistirá en la siguiente aseveración: La media de la población original (\bar{x}'), vale 1677.5 kg/m³.

Como hipótesis alterna se adoptará la siguiente:

La media de la población original (\bar{x}') es menor que 1677.5 kg/m³.

Se desea trabajar con un nivel de confianza de 95%. Por lo tanto el nivel de significación de la prueba de hipótesis será $0.05 = \alpha$.

Los enunciados anteriores cubren los puntos 1 y 2 de la secuela de aplicación que más arriba se ha escrito.

3. Se considerará normal la distribución de la media de la muestra (\bar{x}).

4. Para elegir k se razonará como sigue, con base en la Fig. 15. Puesto que la distribución de \bar{X} es normal, podrá dibujarse la curva de Gauss correspondiente. El valor de α es 0.05, lo que quiere decir que el área α debe incluir al 5% de las posibilidades de x .

En la fórmula anterior se vio un mecanismo de cambio de variable frecuente en cálculos estadísticos y al cual es conveniente recurrir, entre otras cosas por que las tablas de áreas bajo la curva normal disponibles en la literatura suelen estar en términos de la nueva variable z :

$$z = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$$

En la fórmula anterior se deseaba el cambio de la variable x , con media \bar{x} y desviación estándar σ a z . Correspondientemente, ahora se cambiará la variable \bar{X} , con media \bar{x}' y con desviación estándar σ' / \sqrt{N} , tal como se vio, a z , resultando esta última:

$$z = \frac{\bar{x}' - \bar{x}}{\sigma' / \sqrt{N}}$$

Con base en la variable "normalizada" puede verse en la Tabla 11, para el nivel de confianza de 95% (nivel de significación 0.05), cual es el valor de la abscisa z tal que un área 0.05 de la total quede a la izquierda. Se debe reflexionar como sigue. En este caso, la prueba de hipótesis consiste sólo en juzgar si la media de la población original es igual o menor que 1677.5 kg/m³; es decir, interesa analizar sólo un área α a la izquierda de la curva normal e igual al nivel de significación. La semi-área de la derecha de la curva normal vale 0.5, pero a la izquierda sólo se tendrá un área igual a 0.45 del total, siendo α el 0.05 restante. En la Tabla 11 se ve que para un área 0.45 el valor de $z = t$ resulta ser -1.645 (el signo negativo se debe a que está a la izquierda de la media), el cual se obtiene interpolando entre las áreas 0.4495 y 0.4505, que sí están en la Tabla. Así, en el caso que se analiza, resulta $z = -1.645$. Ese es el valor de k que debe elegirse en el caso.

5. La región de aceptación será toda el área bajo la curva normal a la derecha de k y la de rechazo será el área bajo la curva normal a la izquierda de k .

6. El valor de k_0 será el valor particular de z correspondiente a los datos de la muestra obtenida; es decir, se obtendrá con la aplicación de la fórmula anterior.

$$z = k_0 = \frac{\bar{x} - \bar{x}}{\sigma' / \sqrt{N}} = \frac{1750.0 - 1677.5}{115.15}$$

Debe recordarse (Tabla 5) que:

$$\frac{\sigma'}{\sqrt{N}} = \sigma_{\bar{x}} = 115.15$$

De lo anterior resulta:

$$z = k_0 = \frac{72.50}{115.15} = 0.63$$

Simplemente al ver que el resultado dio con signo positivo, ya se puede afirmar que k_0 resultó en la región de aceptación de la Fig. 15; es decir, puede afirmarse, con 95% de confianza que la media de la población original correspondiente a la muestra estudiada es igual a 1677.5 kg/m³.

La potencia de un cálculo como el anterior en un problema práctico de control de calidad es evidente. Imagínese que se tiene que controlar la compactación de un gran tramo de camino y que en un subtramo del mismo se toman las medidas de control que forman la Tabla 5. Con estos valores podrá conocerse la $\sigma_{\bar{x}}$ y con este dato, más el cálculo anterior, podrá estimarse la media de la compactación obtenida en todos los demás subtramos del camino, con base en un muestreo mucho más sencillo, rápido y económico y al nivel de confianza que se desee. Naturalmente que para extender a los demás subtramos el análisis estadístico hecho en uno sólo deberán conservarse las mismas características de materiales, equipo de compactación, etc. Si en estas condiciones, en un subtramo se encontrara que, bajo una prueba de hipótesis con el mismo nivel de confianza, la media de la población se dispersa, saliéndose de la región de aceptación, podrá afirmarse que en ese subtramo el proceso de compactación se fue de control por alguna causa ajena al proceso mismo, que deberá ser investigada por la metodología normal.

El ejemplo anterior se denomina en estadística prueba de un extremo y se tiene cuando la hipótesis alterna expresa únicamente una condición de "mayor que". Pueden, sin embargo, plantearse otras pruebas de hipótesis, tal como podría ser la del ejemplo siguiente, representativo de una prueba de dos extremos:

Como hipótesis bajo prueba se aceptará el siguiente enunciado: la media de la población original (Tabla 5) vale 1677.5 kg/m³.

La hipótesis alterna será: la media de la población original es diferente que 1677.5 kg/m³.

El nivel de confianza en que se desea trabajar es 95% (nivel de significación, $\alpha = 0.05$). Se considerará como muestra de la población al vigésimo renglón de la Tabla 5, cuya media es 1780 kg/m³.

Otra vez, los enunciados anteriores cubren los pasos 1 y 2 de la secuela de la prueba de hipótesis, por lo que se comenzará a partir del paso 3.

3. Se aceptará una distribución normal para la media de la muestra (\bar{x}).

4. El valor de k resultará de la Tabla 11, considerando que ahora el valor de z se puede apartar de la media por la derecha o por la izquierda. Como la probabilidad de que la media de la población original se vaya a un lado u otro del valor prefijado es la misma, el nivel de significación se dividirá en dos áreas simétricamente situadas respecto a la media de la distribución normal (Fig. 16); habría dos áreas de 0.025, una a cada lado. En la Tabla 11 se ve que para un área de la mitad de la curva normal de 0.475 (que es $0.5 - 0.025$) se obtiene $t = k = + 1.96$.

5. La región de aceptación de la hipótesis será toda el área bajo la curva normal entre las dos áreas rayadas de la Fig. 16 y, correspondientemente, la región de rechazo estará formada por las dos áreas aludidas.

6. El valor de k_0 será:

$$z = k_0 = \frac{\bar{x} - \bar{x}}{\sigma' / \sqrt{N}} = \frac{1780.0 - 1677.5}{115.15} = \frac{102.5}{115.15} = 0.89$$

Como se ve, la hipótesis propuesta debe aceptarse; es decir, con 95% de confianza la hipótesis es aceptable, de modo que de cada 100 veces, el aceptarla no conducirá a errores en 95 ocasiones, teniéndose un error del tipo I en 5.

Caben los mismos comentarios de aplicación práctica hechos anteriormente.

B - 2.2. Pruebas de hipótesis para el caso en que la desviación estándar de la población original (σ) sea desconocida.

En este caso, la media de la población debe ser estimada a partir de la media de la muestra, pero por lo demás, tal como se vio en el apartado B 1.2 de este mismo párrafo, los métodos estadísticos de trabajo son similares al caso anterior. Desde luego, la distribución de las medias de las muestras ya no es normal, sino del tipo Student (Tabla 12).

La variable normalizada, equivalente a la z anterior es:

$$t = \frac{\bar{x} - \bar{x}'}{\sigma / \sqrt{N}}$$

Con base en esa variable normalizada t y usando la Tabla 12 es posible encontrar el valor concreto de t que corresponda al nivel de significación -- con el que se haga la prueba de hipótesis (este es el valor de k antes mencionado, que define la región de rechazo). El valor de k a comparar para efectuar la prueba será dado por la misma fórmula anterior, introduciendo en ella los valores correspondientes a la muestra de que se disponga.

A modo de ejemplo y considerando como muestra los valores de q_u dados en la Tabla 13 ($\bar{x} = 15.53 \text{ Ton/m}^2$; $\sigma = 1.98 \text{ Ton/m}^2$), se efectuará una prueba de hipótesis con la siguiente hipótesis bajo prueba: "la media de la población original vale 16 Ton/m²" y la siguiente hipótesis alterna: "la media de la población original es menor que 16 Ton/m²".

Se desea un nivel de significación de 0.05, equivalente a un nivel de confianza de 95%.

En la Tabla 12 se ve que para una prueba de un solo extremo, como es la propuesta y en el renglón $N - 1 = 8$, se obtiene $t_{0.95} = \pm 1.86$.

El valor de k_0 resultará:

$$t = k_0 = \frac{15.53 - 16.00}{1.98 / \sqrt{9}} = \frac{-3 \times 0.47}{1.98} = -0.71$$

- 0.71 es menor que - 1.86 (como se trata de una prueba "menor que" se toma el valor de k a la izquierda de la media, o sea - 1.86). De lo anterior se deduce que la hipótesis debe ser aceptada o, lo que es lo mismo, la media de la población original es 16.0 Ton/m² con 95% de probabilidades de no cometer un error de tipo I.

El anterior es un ejemplo de una prueba de un extremo y también ahora cabe hacer una prueba a dos extremos, tal como podría ser la que sigue.

Hipótesis bajo prueba: la media de la población de la cual los valores de la Tabla 13 son una muestra, vale 25.5 Ton/m².

La hipótesis alterna será que la media de la población es diferente que 25.5 Ton/m².

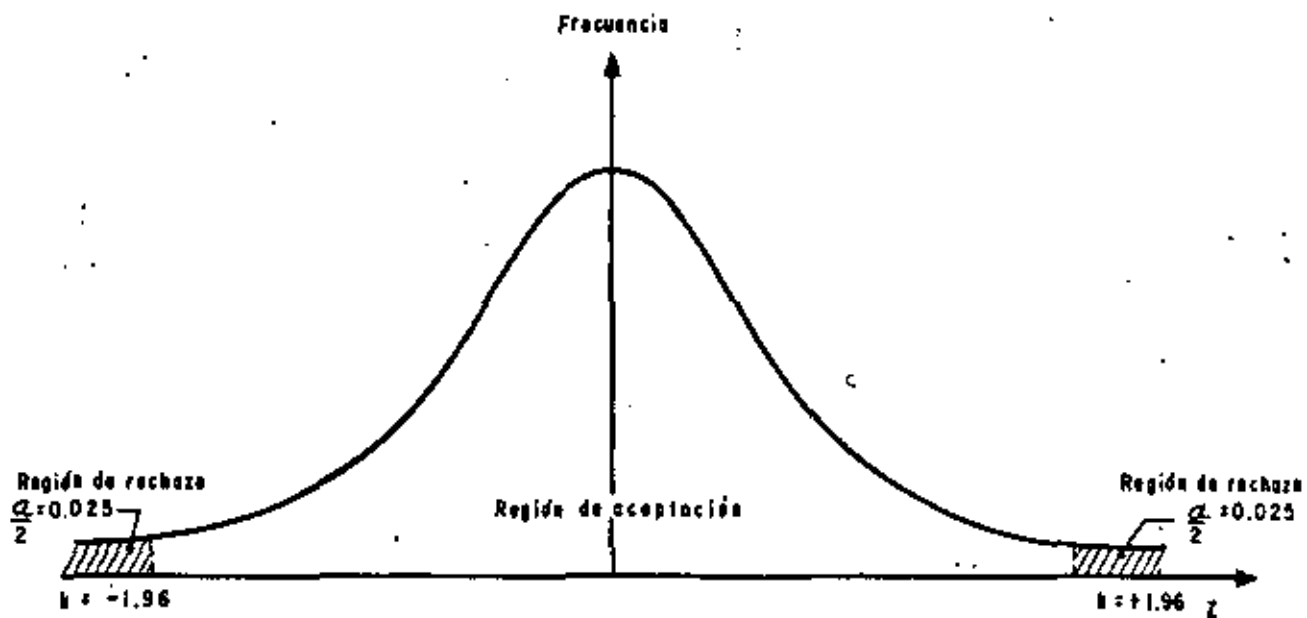


Figura 16. Determinación de la región crítica por medio de una prueba de hipótesis a dos extremos.

Se desea trabajar con un nivel de significación de 0.1 (nivel de confianza, 90%).

En la búsqueda en la Tabla 12 debe tenerse ahora en cuenta que en una prueba de dos extremos, con nivel de confianza de 90% debe quedar un área de 0.05 a cada lado de la distribución de Student, pero como la Tabla da valores de t correspondientes a áreas de un sólo lado, deberá buscarse el coeficiente bajo la columna $t_{0.95}$; opcionalmente podrá usarse la regla anterior para conocer el índice de t bajo el cual ha de buscarse el coeficiente, en el renglón $N - 1$. En este caso para $N - 1 = 8$ y $t_{0.95}$ se tiene $k = 1.86$.

El valor k_0 resultará ahora de la expresión:

$$k_0 = \frac{15.53 - 25.50}{1.98 / \sqrt{9}} = - \frac{3 \times 9.97}{1.98} = - 15.1$$

B L A 14

Valores de χ^2 en la distribución del mismo nombre

N-1	$\chi^2_{.995}$	$\chi^2_{.99}$	$\chi^2_{.975}$	$\chi^2_{.95}$	$\chi^2_{.90}$	$\chi^2_{.75}$	$\chi^2_{.50}$	$\chi^2_{.25}$	$\chi^2_{.10}$	$\chi^2_{.05}$	$\chi^2_{.025}$	$\chi^2_{.01}$	$\chi^2_{.005}$
1	7.88	6.63	5.02	3.84	2.71	1.32	.455	.102	.016	.0039	.0010	.0002	.0000
2	10.6	9.21	7.38	5.99	4.61	2.77	1.39	.575	.211	.103	.0506	.0201	.0100
3	12.8	11.3	9.35	7.81	6.25	4.11	2.37	1.21	.584	.352	.216	.115	.072
4	14.9	13.3	11.1	9.49	7.76	5.39	3.36	1.92	1.06	.711	.483	.297	.207
5	16.7	15.2	12.8	11.15	9.2	6.63	4.35	2.67	1.61	1.15	.831	.554	.413
6	18.5	16.8	14.4	12.6	10.6	7.84	5.35	3.45	2.20	1.64	1.24	.872	.676
7	20.3	18.5	16.0	14.1	12.0	9.04	6.35	4.25	2.83	2.18	1.69	1.24	.989
8	22.0	20.1	17.5	15.5	13.4	10.2	7.34	5.07	3.49	2.73	2.18	1.65	1.34
9	23.6	21.7	19.0	16.9	14.7	11.4	8.34	5.90	4.17	3.33	2.70	2.09	1.73
10	25.2	23.2	20.5	18.3	16.0	12.5	9.34	6.74	4.87	3.94	3.25	2.56	2.16
11	26.8	24.7	21.9	19.7	17.3	13.7	10.35	7.57	5.58	4.57	3.82	3.05	2.60
12	28.3	26.2	23.2	21.0	18.5	14.8	11.3	8.44	6.30	5.23	4.40	3.57	3.07
13	29.8	27.7	24.7	22.4	19.8	16.0	12.3	9.30	7.04	5.89	5.01	4.11	3.57
14	31.3	29.1	26.1	23.7	21.1	17.2	13.3	10.2	7.79	6.57	5.63	4.66	4.07
15	32.7	30.6	27.5	25.1	22.3	18.2	14.3	11.0	8.55	7.26	6.25	5.22	4.60
16	34.3	32.0	28.8	26.3	23.5	19.4	15.3	11.9	9.31	7.96	6.91	5.81	5.14
17	35.7	33.4	30.2	27.6	24.8	20.5	16.3	12.8	10.1	8.67	7.56	6.41	5.70
18	37.2	34.8	31.5	28.9	26.0	21.6	17.3	13.7	10.9	9.39	8.23	7.01	6.26
19	38.6	36.2	32.9	30.1	27.2	22.7	18.3	14.6	11.73	10.1	8.91	7.63	6.84
20	40.0	37.6	34.2	31.4	28.45	23.8	19.3	15.5	12.4	10.9	9.59	8.29	7.43
21	41.4	38.8	35.6	32.7	29.6	24.9	20.3	16.3	13.2	11.6	10.3	8.90	8.02
22	42.8	40.3	36.8	33.9	30.8	26.0	21.3	17.2	14.0	12.3	11.0	9.54	8.64
23	44.2	41.6	38.1	35.2	32.0	27.1	22.3	18.1	14.8	13.1	11.7	10.2	9.26
24	45.6	43.0	39.4	36.4	33.2	28.2	23.2	19.0	15.7	13.8	12.4	10.9	9.89
25	46.9	44.3	40.6	37.7	34.4	29.03	24.3	19.9	16.5	14.6	13.15	11.5	10.5
26	48.3	45.6	41.9	38.9	35.6	30.4	25.3	20.8	17.3	15.4	13.8	12.2	11.2
27	49.6	47.0	43.2	40.1	36.7	31.5	26.3	21.7	18.1	16.2	14.6	12.9	11.8
28	51.0	48.3	44.5	41.3	37.9	32.6	27.3	22.7	18.9	16.9	15.3	13.6	12.5
29	52.3	49.6	45.7	42.5	39.1	33.7	28.3	23.6	19.8	17.7	16.0	14.3	13.1
30	53.7	50.9	47.0	43.8	40.3	34.8	29.3	24.5	20.6	18.5	16.8	15.0	13.8
40	66.8	63.7	59.3	55.8	51.8	45.7	39.3	33.7	29.1	26.5	24.4	22.2	20.7
50	79.5	76.2	71.4	67.5	63.2	56.3	49.3	43.0	37.7	34.8	32.4	29.7	28.0
60	92.0	88.4	83.3	79.1	74.4	67.0	59.3	52.3	46.5	43.2	40.5	37.5	35.5
70	104.2	100.4	95.0	90.5	85.5	77.6	69.3	61.7	55.3	51.7	48.8	45.4	43.3
80	116.3	112.3	106.6	101.9	96.6	88.1	79.3	71.1	64.3	60.4	57.2	53.5	51.2
90	128.3	124.1	118.1	113.1	107.6	98.6	89.3	80.6	73.3	69.1	65.6	61.8	59.2
100	140.2	135.8	129.6	124.3	118.5	109.1	99.3	90.12	82.4	77.9	74.2	70.1	67.3

Obviamente - 15.1 se sale del intervalo de aceptación, limitado por los valores ± 1.86 , de manera que la hipótesis bajo prueba debe ser rechazada y - 25.5 no representa a la media de la población en el nivel de confianza establecido.

Una prueba como la anterior, independientemente de que se han usado valores muy disparados, cuya significación se ve a simple vista, podría servir para calibración de un equipo de laboratorio o para saber cuando se sale de control un proceso que implique la determinación continua de la resistencia a la compresión simple de un mismo material durante un cierto lapso de tiempo. En cualquier caso se tendría una serie de datos previos que podrían tomarse muy apropiadamente como la media y la desviación estándar de la muestra. Un día determinado la máquina de prueba da para el mismo material una serie de valores cuyo promedio se aparta sospechosamente de la media usual. Una prueba de hipótesis como la anterior podría indicar a un ingeniero si esa desviación es inherente al proceso o representa un efecto fuera de control, porque la máquina haya perdido calibración o por que haya habido error de prueba, por ejemplo por influencia de un nuevo operador (desde luego, se considera que no hay cambio de material).

B - 3 Métodos para la estimación de la desviación estándar de una población.

La estimación estadística consiste, al igual que en el caso de la media (apartado B - 1), en establecer el intervalo de confianza para la desviación estándar de la población, después de fijar el nivel de confianza de trabajo.

En los textos de estadística, el intervalo de confianza de la desviación estándar se establece más bien a través del concepto de variancia (σ^2), que fue mencionado en el párrafo 2 de este trabajo. También se demuestra en aquellas fuentes que la distribución de la variancia de una distribución normal no es normal, sino del tipo conocido con el nombre de distribución χ^2 (Tabla 14).

La fórmula que limita el intervalo de confianza de la variancia en este caso es como sigue:

$$\frac{N \sigma^2}{\chi_c^2} < \sigma^2 < \frac{N \sigma^2}{\chi_c'^2}$$

Donde:

N, es el número de elementos de la muestra representativa de la población.

σ , es la desviación estándar de dicha muestra. El cuadrado de ese valor es la variancia correspondiente.

σ' , es la desviación estándar de la población original, cuyo valor se está estimando.

χ^2_c y χ^2_c , son los límites de la variable de distribución ahora en uso. Si se trabaja con nivel de confianza cualquiera, por ejemplo, 90%, en la Tabla 14 pueden obtenerse ambos valores. El área bajo la curva es como siempre igual a la unidad. Los límites χ^2_c y χ^2_c , deben ser tales que dividan el área con tres porciones, una central de valor igual al nivel de confianza elegida y dos laterales, respectivamente iguales a la mitad del complemento a uno del nivel de confianza. Se éste vale 90% como se dijo, los valores deberán buscarse en las columnas $\chi^2_{0.05}$ y $\chi^2_{0.95}$ en el renglón N-1.

A modo de ejemplo supóngase la muestra dada por los valores de la Tabla 13; cuya media es 15.53 Ton/m² y cuya desviación estándar es de 1.98 Ton/m².

La pregunta que podría hacerse es en que intervalo de valores se encontrará la desviación estándar de la población, con un 90% de probabilidad (nivel de confianza), a partir de la desviación estándar de la muestra.

Para el caso $N = 9$, $\sigma^2 = 1.98^2 = 3.92$ $\chi^2_c = 15.5$ $\chi^2_c = 2.73$; por consiguiente:

$$\frac{9 \times 3.92}{15.5} < \sigma^2 < \frac{9 \times 3.92}{2.73}$$

Obteniéndose el intervalo:

$$2.28 < \sigma^2 < 12.92$$

Por lo tanto la desviación estándar de la población estará comprendida en el intervalo.

$$1.51 < \sigma < 3.59$$

Lo anterior quiere decir que, con base en los datos de la muestra manejada puede decirse con un 90% de confianza, que la desviación estándar de la población a la que la muestra pertenece está comprendida entre los límites señalados.

Si se hace crecer el nivel de confianza, crecerá correspondientemente el intervalo obtenido.

La fórmula anterior se presta también para resolver otra variante del problema, que consistiría en conocer cual es la probabilidad de que la desvia

ción estándar de la población original se encuentre entre unos límites prefijados. A modo de ejemplo, se calculará la probabilidad de que la desviación estándar en cuestión quede comprendida entre los límites 2.0 y 3.0. La expresión anterior podrá escribirse ahora como:

$$4.0 = \frac{N \sigma^2}{\chi_c^2} < \sigma^2 < \frac{N \sigma^2}{\chi_c^2}$$

De donde:

$$\chi_c^2 = \frac{9 \times 3.92}{4} = 8.82 \text{ y } \chi_c^2 = \frac{9 \times 3.92}{9.0} = 3.92$$

En la Tabla 14 se ve que dichos límites corresponden a $(N - 1 = 8) \chi_{0.65}^2$ y a $\chi_{0.15}^2$. Lo anterior quiere decir que a un lado de la distribución χ^2 queda un área de 0.35 y al otro, otra de 0.15, por lo que en total, el intervalo de confianza queda correspondiendo a un área de $1.0 - (0.35 + 0.15) = 0.50$. - Así pues, existe un 50% de probabilidades de que la desviación estándar de la población original se encuentre entre los límites prefijados, de 2.0 y 3.0. - La situación se representa en la Fig. 17 en la que además puede apreciarse la forma típica de la distribución χ^2 .

Cabe el comentario de que una distribución χ^2 se va pareciendo más y más a una normal, a medida que N crece.

B - 4 Prueba de hipótesis para la desviación estándar de una población.

El mecanismo de estas pruebas de hipótesis es enteramente igual al comentado para el caso de la media de la población. La distribución a aplicar ahora es sistemáticamente la χ^2 , que es la distribución teórica de la variancia.

En el caso que se analiza puede haber también pruebas de uno o dos extremos.

$$\chi^2 = \frac{N \sigma^2}{\sigma_0^2}$$

que será la fórmula a considerar en este caso para establecer el valor de k_0 .

A modo de ilustración y con base en los datos de la Tabla 5, se hará la siguiente hipótesis bajo prueba; la desviación estándar de la población original vale 258 kg/m³. La hipótesis alterna será: la desviación estándar de la

población original es menor que 258 kg/m^3 .

Se considera como muestra bajo estudio al renglón No. 13 de la Tabla 5.- Se desea trabajar con un nivel de confianza de 95% (nivel de significación igual a 0.05).

El valor de k se establece con la Tabla 14. Puesto que la prueba es a un sólo extremo y se desea separar los valores de la desviación menores que el propuesto, el área α quedará ahora a la izquierda de la distribución χ^2 , limitada por el valor $\chi^2_{0.05}$, que en la tabla resulta ($N - 1 = 4$) 0.711.

El valor de k_0 se obtendrá aplicando la fórmula:

$$\chi^2 = k_0 = \frac{5 \times 230^2}{258}$$

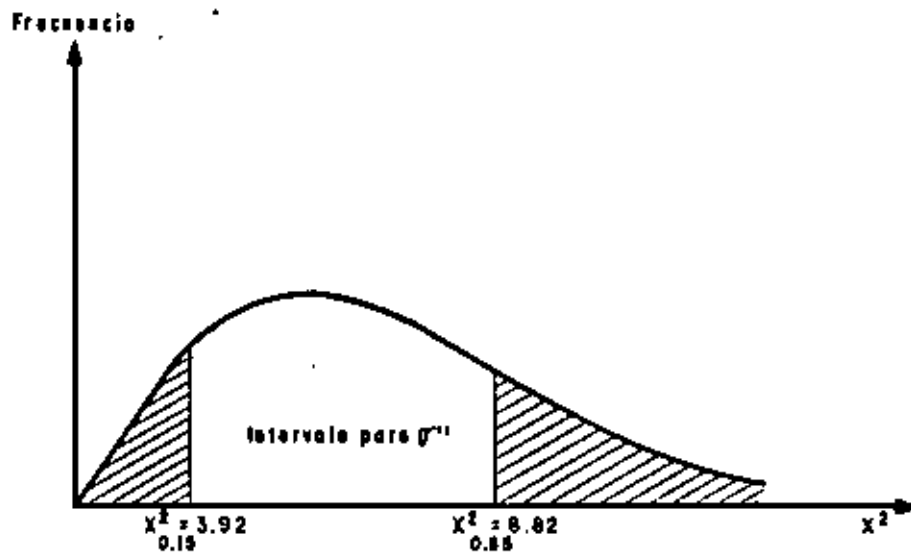


Figura 17. Cálculo de la probabilidad de que esté en un intervalo prefijado.

En la Tabla 5 (Décimo tercer renglón) se ve que la desviación estándar de la muestra σ es 230.2 kg/m^3 . El valor $\sigma' = 258 \text{ kg/m}^3$ es la hipótesis - bajo prueba.

Resulta:

$$k_0 = 3.98$$

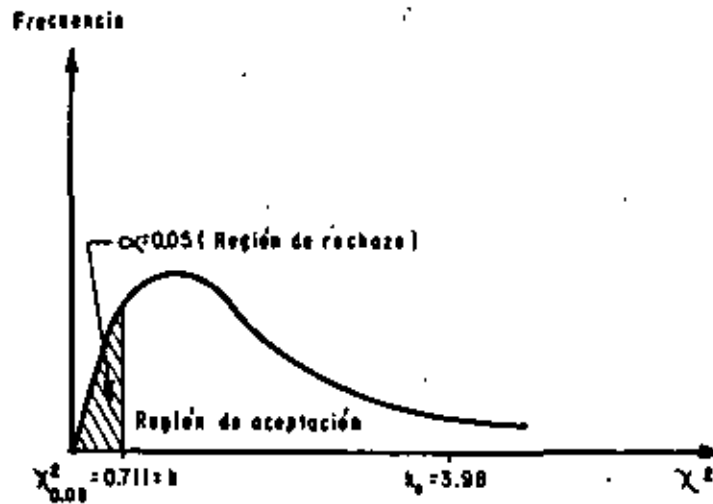


Figura 18. Prueba de hipótesis a un solo extremo, para la variancia.

$3.98 > 0.711$, por lo que cae en la región de aceptación, lo que indica que la hipótesis debe ser aceptada con 95% de confianza y con 5% de probabilidad de cometer un error del tipo I. La Fig. 18 muestra la situación a que se ha llegado.

Un ejemplo de una prueba de hipótesis con los extremos sería el siguiente:

Hipótesis bajo prueba: la desviación estándar de la población original es igual a 258 kg/m³. La hipótesis alterna: la desviación estándar de la población original es diferente de 258 kg/m³.

Ahora, si se trabaja con el mismo nivel de significación que antes se usó, deberá quedar bajo la distribución χ^2 un área de rechazo a la izquierda igual a 0.025 y un área de rechazo a la derecha, del mismo valor.

Los correspondientes valores de k se obtienen de la Tabla 14 y son:

$$\chi^2_{0.025} = 0.483$$

$$\chi^2_{0.975} = 11.1$$

El valor de k_0 sería el mismo calculado en el ejemplo anterior, igual a 3.98.

Se observa que 3.98 queda dentro del intervalo de aceptación, por lo que la hipótesis bajo prueba es aceptable con 95% de probabilidades. La Fig.19 ilustra este ejemplo.

Las pruebas de hipótesis para la variancia o para la desviación estándar, que automáticamente queda también involucrada, tienen aplicación práctica en los problemas en que se controle la variabilidad de un proceso sujeto a control. Si se viene midiendo un cierto concepto, se conoce su desviación estándar durante el lapso de medición; si por cualquier razón, en una nueva muestra aparece un valor de la desviación estándar diferente del usual, una prueba como las anteriores puede hacer ver si el cambio corresponde a características propias de la aleatoriedad del proceso y, por ende, inevitables o si, por el contrario, se debe a factores extraños al proceso que pueden y deben corregirse.

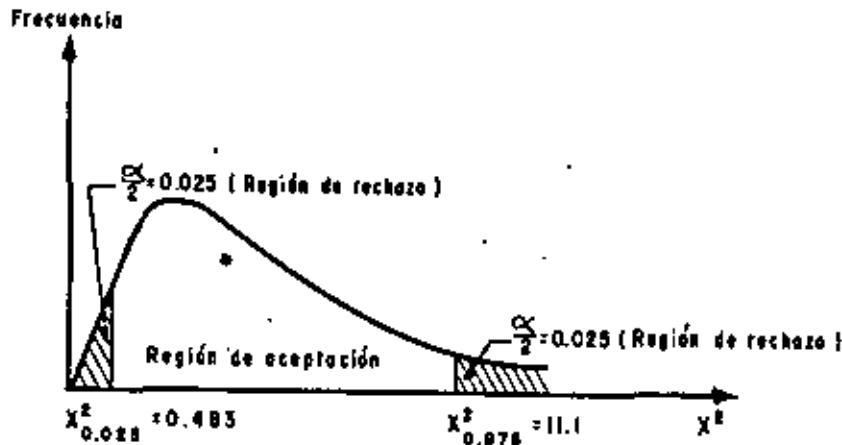


Figura 19. Prueba de hipótesis a dos extremos, para la variancia.

B - 5 Comparación de dos medias.

En muchas ocasiones surge la conveniencia de establecer si existen o no diferencias significativas entre las medias de dos muestras de un mismo concepto bajo control. Generalmente las dos muestras corresponden a la misma población, pero en principio, los métodos que ahora se establecen podrían servir para comparar las medias de dos poblaciones diferentes. También, con frecuencia, el objeto de estos análisis es determinar si las dos muestras pueden considerarse de la misma población, quizá para decidir si el proceso que produjo una de ellas es o no superior al que produjo la otra. Por ejemplo, podría querer dilucidarse si un laboratorio trabaja mejor que otro al hacer una cierta prueba o si dentro del mismo laboratorio un cierto detalle, añadido a la metodología de una prueba, es o no significativo.

La técnica de la comparación incluye la realización de una prueba de hipótesis, en la que la hipótesis bajo prueba es:

$$\bar{x}_A = \bar{x}_B$$

Es decir, se establece la igualdad de las medias de las poblaciones A y B.

La hipótesis alterna puede tener una de las tres formas siguientes:

$$- x'_a \neq x'_b$$

$$- x'_a > x'_b$$

$$- x'_a < x'_b$$

La prueba en sí se realiza exactamente igual que otras ya estudiadas, rechazándose la hipótesis bajo prueba cuando el valor estadístico de la prueba caiga fuera de la región de aceptación. La primera de las tres hipótesis alternas conduce a una prueba en dos extremos, en tanto que las dos siguientes dan lugar a pruebas en un extremo.

Puesto que la distribución de las muestras está afectada por la desviación estándar de la población original es necesario para efectuar las pruebas de hipótesis conocer este último valor o determinarlo por algún procedimiento. En este caso caben tres posibilidades en torno a este problema.

σ'_A y σ'_B son conocidas

- Las magnitudes de σ'_A y σ'_B no son conocidas, pero se sabe o se supone que son iguales.

- Las magnitudes de σ'_A y σ'_B no se conocen y no se sabe si son iguales o diferentes.

De las posibilidades anteriores, la primera es poco frecuente en la práctica, en tanto que la segunda es, con mucho, la que más se presenta; la tercera posibilidad no es rara y debe acogerse a ella el análisis cuando exista motivo fehaciente para pensar que efectivamente σ'_A y σ'_B son distintas.

Existen pruebas que pueden ayudar a dilucidar si las desviaciones estándar σ'_A y σ'_B son en realidad iguales o distintas.

A continuación se analizarán por separado los procedimientos para la realización de las pruebas de hipótesis en cada uno de los tres casos arriba mencionados.

B - 5.1 σ_A y σ_B son conocidas.

En este caso el proceso estadístico puede tratarse como un proceso compuesto, con la variable $x_A - x_B$ jugando el papel que usualmente se asigna a x . La variable normalizada puede obtenerse siguiendo la regla dada por la fórmula anterior, si bien expresada en la fórmula que aparece en la hoja 69, puesto que el interés del análisis se centra en la comparación de los valores medios de la variable y no en ésta misma.

La desviación estándar del proceso compuesto deberá calcularse con la expresión que aparece en primer término en la hoja 17. Tomando en cuenta todo lo anterior, la variable normalizada será:

$$z = \frac{(\bar{x}_A - \bar{x}_B) - (\bar{x}'_A - \bar{x}'_B)}{\sqrt{\frac{\sigma_A'^2}{N_A} + \frac{\sigma_B'^2}{N_B}}}$$

Esta variable tendrá una distribución normal.

Habrà ahora que establecer el nivel de confianza en el que se desea trabajar, obteniéndose de la Tabla 11 el valor de z correspondiente a dicho nivel k ; este valor deberá compararse con el obtenido de la misma ecuación anterior, calculando particularizándolo para las condiciones del problema (k_0).

A modo de ejemplo imagínese que se tienen muestreados dos tramos de un cierto camino, en lo que se refiere a trabajos de compactación. Ambas muestras podrían ser similares a la Tabla 5.

Supóngase también que los valores muestrales resultaron ser:

$$\bar{x}_A = 1722.3 \text{ kg/m}^3 \quad \bar{x}_B = 1689.5 \text{ kg/m}^3$$

$$N_A = 100 \quad N_B = 81$$

$$\sigma_A = 110.4 \text{ kg/m}^3 \quad \sigma_B = 112.6 \text{ kg/m}^3$$

Se desea saber si, estadísticamente hablando, hay o no diferencias significativas entre ambas poblaciones, en referencia a sus valores medios. Se desea establecer la conclusión con un nivel de confianza de 95%. En otras palabras, se desea saber con 95% de confianza, si el trabajo de compactación en los dos tramos es equivalente, supuesto que se han utilizado "aparentemente" los mismos materiales.

Se planteará la siguiente prueba de hipótesis:

Hipótesis bajo prueba:

$$\bar{x}'_A = \bar{x}'_B$$

Como hipótesis alterna se adoptará la de que

$$\bar{x}'_A \neq \bar{x}'_B$$

El valor de k podrá obtenerse de la Tabla 11. Puesto que es una prueba en dos extremos, habrá que buscar el valor del área igual a 0.0475, obteniéndose $t = + 1.96$.

Nótese que también hubiera podido utilizarse la Tabla 10, por estar 95% incluido en ella.

El valor de k_0 puede obtenerse de la expresión anotada en primer lugar en la hoja 74:

$$\begin{aligned} z = k_0 &= \frac{1722.3 - 1689.5}{\sqrt{\frac{110.4^2}{100} + \frac{112.6^2}{81}}} \\ &= \frac{32.8}{\sqrt{121.88 + 156.53}} \\ &= \frac{32.8}{16.7} = 1.96 \end{aligned}$$

Por casualidad el valor de k_0 resultó igual al límite superior de aceptación (1.96), por lo que podría adoptarse el criterio de aceptar la hipótesis y considerar que el trabajo de compactación hecho en los dos tramos en estudio es equivalente.

Lo anterior amerita algunas reflexiones. En primer lugar el método propuesto parece una forma muy racional de establecer una base de decisión para muchas disyuntivas de las que usualmente se presentan en trabajos de residencia y construcción, conectados con las obras viales. Sería muy útil normar la decisión en la disyuntiva con un criterio como el arriba expuesto, sin duda mejor que el simple sentimiento personal.

En segundo lugar, destaca en el ejemplo la superioridad de los métodos estadísticos de control, respecto a los meramente observacionales. Podría imaginarse que la población A tuviese el grado de compactación de 100%; es decir, que 1722.3 kg/m³ fuese el peso volumétrico seco máximo obtenido en la prueba de control en uso. En tal caso, el valor de 1689.5 kg/m³, obtenido como media de la muestra B representaría el 98% de grado de compactación. Si se tratase de una obra con grado de compactación especificado de 100%, el tramo B sería rechazado por un inspector rigorista (o, mejor dicho, justo); sin embargo, el tramo no merece el rechazo. Naturalmente que en el ejemplo anterior los valores resultaron muy próximos y la discusión que se hace podría resultar un poco académica, pero frecuentemente se plantean situaciones conceptualmente similares con valores bastante más desviados. Lo importante es que el juicio por sentimiento, por mejor respaldado que esté en una sólida experiencia precedente, no puede aspirar a diversificar a ojo los errores inherentes a un proceso aleatorio, de aquellos que emanan de una manipulación defectuosa y que pueden corregirse.

La Fig. 20 muestra en croquis gráfico la situación del ejemplo.

B - 5.2 σ'_A y σ'_B no son conocidas, pero se sabe o se supone que son iguales.

El proceso estadístico debe tratarse en este caso también como un proceso compuesto, teniendo en cuenta, además, que la distribución de las medias de las muestras no es normal, sino del tipo de Student, que ya ha sido mencionado. La variable normalizada tiene la expresión correspondiente a la fórmula anterior y, para el caso presente, puede escribirse:

$$t = \frac{(\bar{x}_A - \bar{x}_B) - (\bar{x}'_A - \bar{x}'_B)}{s \left(\frac{1}{N_A} + \frac{1}{N_B} \right)^{1/2}}$$

Una discusión de los casos en que el uso de la distribución de Student conduce a soluciones matemáticamente exactas o a soluciones únicamente aproximadas y del grado de aproximación en éstas soluciones.

En la expresión anterior:

$$s = \left(\frac{N_A \sigma_A^2 + N_B \sigma_B^2}{N_A + N_B - 2} \right)^{1/2}$$

El mecanismo de la prueba de hipótesis es, por otra parte, similar a todas las demás que se han descrito. Habrá que fijar un nivel de confianza α - criterio y, con base en él, obtener en la Tabla 12 los valores de t que correspondan, tomando en cuenta si la prueba es de uno o dos extremos y calculándolo en el renglón correspondiente a $N_A + N_B - 2$.

Después habrá de calcular un valor de k_0 con base en la expresión anterior y compararlo con el de k , para definir si cae en la región de aceptación o en la de rechazo.

Como ejemplo imagínese que un cierto laboratorio rinde los resultados proporcionados por la Tabla 13 ($N_A = 9$, $\sigma_A = 1.98$ Ton/m² y $\bar{x}_A = 15.53$ Ton/m²). Por su parte, otro laboratorio rinde resultados por una muestra análoga, cuya medida es $x_B = 17.0$ Ton/m², cuya desviación estándar es $\sigma_B = 1.82$ Ton/m² y constituida por 12 elementos ($N_B = 12$).

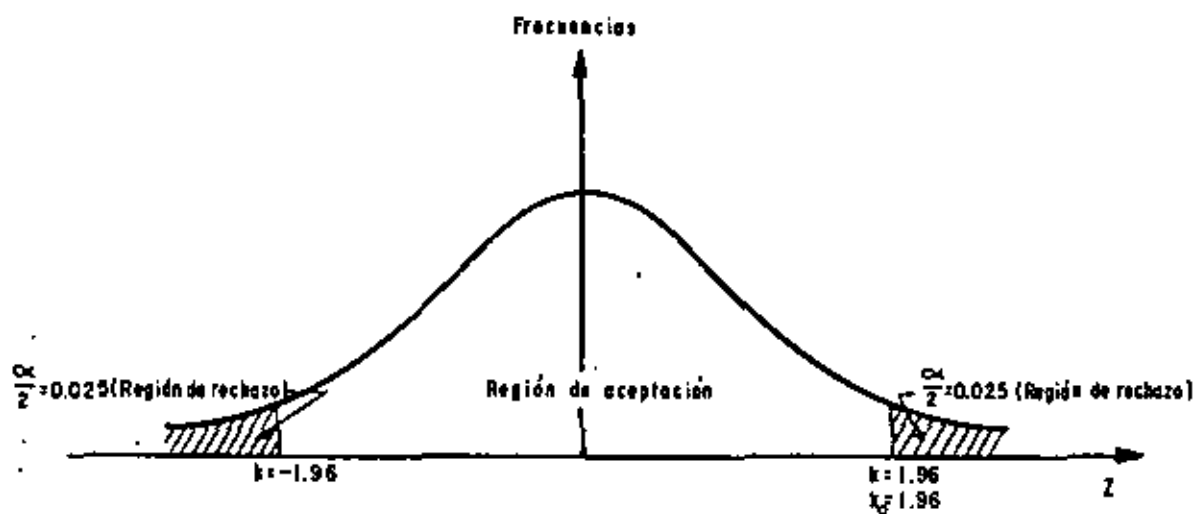


Figura 20. Determinación de la región de aceptación y rechazo para prueba de hipótesis de comparación de medias de dos poblaciones.

Se desea saber si los resultados de ambos laboratorios son estadísticamente concordantes o si entre ellos hay alguna diferencia significativa. Se desea trabajar con un nivel de confianza de 90%.

Como hipótesis bajo prueba se adoptará la de que $\bar{x}_A = \bar{x}'_B$ y como hipótesis alterna $\bar{x}'_A < \bar{x}'_B$, con lo que definirá una prueba en un solo extremo.

En la Tabla 12 puede verse que el valor de $k = t_{90} = -1.33$ (calculado en el renglón $N_A + N_B - 2 = 19$).

El valor de k_0 resulta ser:

$$s = \left(\frac{15.53 \times 1.98^2 + 17.0 \times 1.82^2}{19} \right)^{1/2} = \\ = \left(\frac{60.88 + 56.27}{19} \right)^{1/2} = (6.16)^{1/2} = 2.48$$

Con el valor de s se aplicará la fórmula que aparece en primer término en la página 76.:

$$t = k_0 = \frac{15.53 - 17.00}{2.48 \left(\frac{1}{9} + \frac{1}{12} \right)^{1/2}} = - \frac{1.47}{\frac{2.65}{6} \cdot 2.48} \\ = - \frac{8.82}{6.57} = -1.34$$

Como quiera que -1.34 es menor que -1.33 la hipótesis bajo prueba debe rechazarse, concluyéndose que las variaciones obtenidas entre ambos laboratorios obedecen a causas que rebasan el error inherente a la prueba efectuada y que deben ser revisadas.

La figura 21 es un croquis de la situación.

B - 5.3 σ'_A y σ'_B no se conocen y no se sabe si son iguales o diferentes.

De nuevo el procedimiento para este caso es análogo a los anteriores, -- empleándose la distribución de Student para las medias de las muestras y las siguientes expresiones:

$$t = \frac{(x_A - x_B) - (x'_A - x'_B)}{\left(\frac{\sigma_A^2}{N_A} + \frac{\sigma_B^2}{N_B} \right)^{1/2}}$$

El renglón de la Tabla 12 con el que ha de entrarse para encontrar el valor de k , queda dado por la expresión:

$$r = \frac{1}{\frac{c^2}{N_A - 1} + \frac{(1 - c)^2}{N_B - 1}}$$

donde:

$$c = \frac{\frac{\sigma_A^2}{N_A}}{\frac{\sigma_A^2}{N_A} + \frac{\sigma_B^2}{N_B}}$$

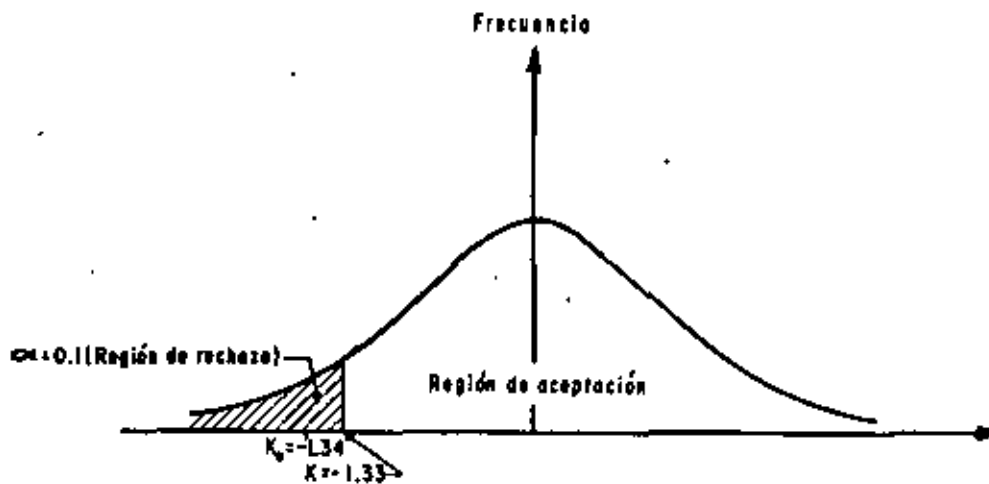


Figura 21. Determinación de la región de aceptación y de rechazo para una prueba de hipótesis de comparación entre dos medias de población, utilizando la distribución de Student.

C - Uso de los métodos estadísticos de control.

En la Ingeniería Civil no se han usado los métodos estadísticos de control en forma intensa y sistemática que empieza a ser común en otras muchas operaciones industriales. Esta es sin duda, una grave limitación de las técnicas de construcción de obra pesada. En el caso particular de las vías te -

restres es menor aún la utilización que se hace de los conceptos estadísticos en problemas de control de calidad o de valuación de riesgos, un aspecto importante y poco utilizado de aquella actividad.

Es un lugar común decir que los métodos estadísticos de control de calidad resultan en una metodología un tanto idealista, fuera de las posibilidades reales de un ingeniero común. La afirmación anterior merece ser rebatida desde más de un punto de vista. En primer lugar es un hecho que podrá comprobarse fácilmente que el control estadístico de calidad es más económico que métodos más tradicionales, en el sentido de que requiere menos muestreo y menos trabajo de laboratorio; además la interpretación del trabajo de control es limpia e inmediata, en tanto que métodos más tradicionales, en los que se llega a conclusiones a base de acumulación de pruebas, presentan el inconveniente adicional de que nadie encuentra el tiempo suficiente para interpretar racionalmente tanta información difusa.

En segundo lugar, tal como el autor de este trabajo espera que el lector haya concluido a partir de lo hasta aquí leído, los métodos estadísticos de control ofrecen una garantía lógica, a la que será muy difícil llegar por la simple acumulación de observaciones. También se espera que haya surgido la conclusión de que, por lo menos en su esquema general, los métodos son prácticos, económicos y fácilmente aplicables, sobre todo teniendo en cuenta que los trabajos de control están a cargo de equipos especializados.

Las cartas de control pudieran ser quizá el enfoque más prometedor de los problemas de control en lo que respecta a trabajo de rutina, completándolas con análisis de inferencia y planteamiento de pruebas de hipótesis, para análisis de disyuntivas. De cualquier manera, no cabe duda de que existe una amplia gama en el espectro de las posibles organizaciones convenientes de los trabajos, lo que hace a estos métodos muy apropiados para las vías terrestres, pues pueden adaptarse muy fácilmente a las diversas jerarquías de obra.

Un excelente complemento de un estudio estadístico para control de calidad es la posibilidad de analizar el riesgo de falla en diferentes etapas y aspectos de la obra, así como la oportunidad que proporcionan para adquirir una idea objetiva de cual debe ser el intervalo de tolerancia a permitir en diferentes aspectos de los trabajos.

En la Fig. 22 se muestran dos distribuciones de lo que a fin de cuentas podría considerarse un mismo evento, si bien contemplado desde dos puntos de vista bien diferentes. La curva llena podría denominarse el evento resistente y representa la respuesta del sistema estructural a una causa o sollicitación externa; la distribución punteada es la del evento motor, o sea la del factor que actúa sobre la estructura y que puede producir su falla. Es natural que la respuesta estructural esté desplazada hacia la derecha, puesto que el ingeniero siempre buscará que la respuesta de la estructura en un concepto cualquiera, susceptible de producir falla, tenga valores más grandes que aquellos con los que el concepto amaga a la estructura. La distancia horizontal entre ambas distribuciones estadísticas proporcionaría un enfoque estadístico del concepto factor de seguridad.

En la Fig. 22 se reconoce que cualquier concepto susceptible de producir falla se va a presentar a lo largo del tiempo como una variable con distribución aleatoria y que la respuesta estructural a dicho concepto presentará también esas mismas características aleatorias. Por ejemplo, el momento motor que compromete la estabilidad de un talud no es una constante fija y predeterminada, como tampoco lo es el resistente que protege a la estructura; ambos dependen de una serie de factores de clima, flujo de agua, desarrollo de vegetación, trabajos de conservación, etc., que los hacen aleatoriamente variables.

Para un determinado nivel de confianza, previamente elegido, aparece el riesgo de falla cuando la distribución estadística del momento motor invade la distribución que se anticipa para la respuesta de la estructura. El punto donde ambas distribuciones se cruzan representa el equilibrio de ocurrencia de los estados crítico y no crítico. El área extrema bajo la zona de cruzamiento (rayada) representa el límite superior de la probabilidad de falla por causa del concepto bajo análisis. En este caso, "falla" representa la deficiencia de respuesta de la estructura para alcanzar el nivel de confianza que se haya fijado; desde luego, "falla" no quiere decir colapso estructural ahora y si la probabilidad de falla bajo los dos sistemas (o sea, bajo las dos curvas de distribución) se mantiene menor que la probabilidad de falla contemplada en el proyecto, el estado crítico no desembocará en ningún problema de obra; en caso contrario, sí podrá decirse que la respuesta estructural a la acción bajo análisis no es adecuada para soportarla, dentro del nivel de confianza propuesto.

Si este último es el caso, deberán tomarse providencias para reducir el área bajo ambas distribuciones (parte b de la Fig. 22), lo que podrá lograrse aumentando la media de la distribución de respuesta, reduciendo el coeficiente de variación de ésta o haciendo ambas cosas; se supone como es usual, que el ingeniero tiene poca esperanza de poder influir en como se le presente el evento motor y en su distribución.

Las acciones anteriores elevan los costos y aumentan el trabajo de inspección, todo lo cual deberá compararse con un trabajo constructivo menos cujadoso, pero con base en un proyecto más conservador, que automáticamente trasladará la distribución de la respuesta hacia la derecha, para escoger aquella línea operativa que produzca menor costo y mayor flexibilidad programática.

Evidentemente las ideas anteriores pocas veces podrán llevarse a una cuantificación precisa en un trabajo real conectado con la construcción de vías terrestres y ello quizá por razones de disidia o tradición negativa, que por las verdaderas dificultades del problema, pero de todas formas la discusión anterior parece útil para el señalamiento de líneas de acción y la formulación de criterios adecuados.

Otro aspecto importante que pondrá de manifiesto la formulación de un programa de control de calidad con bases estadísticas es la verdadera rela --

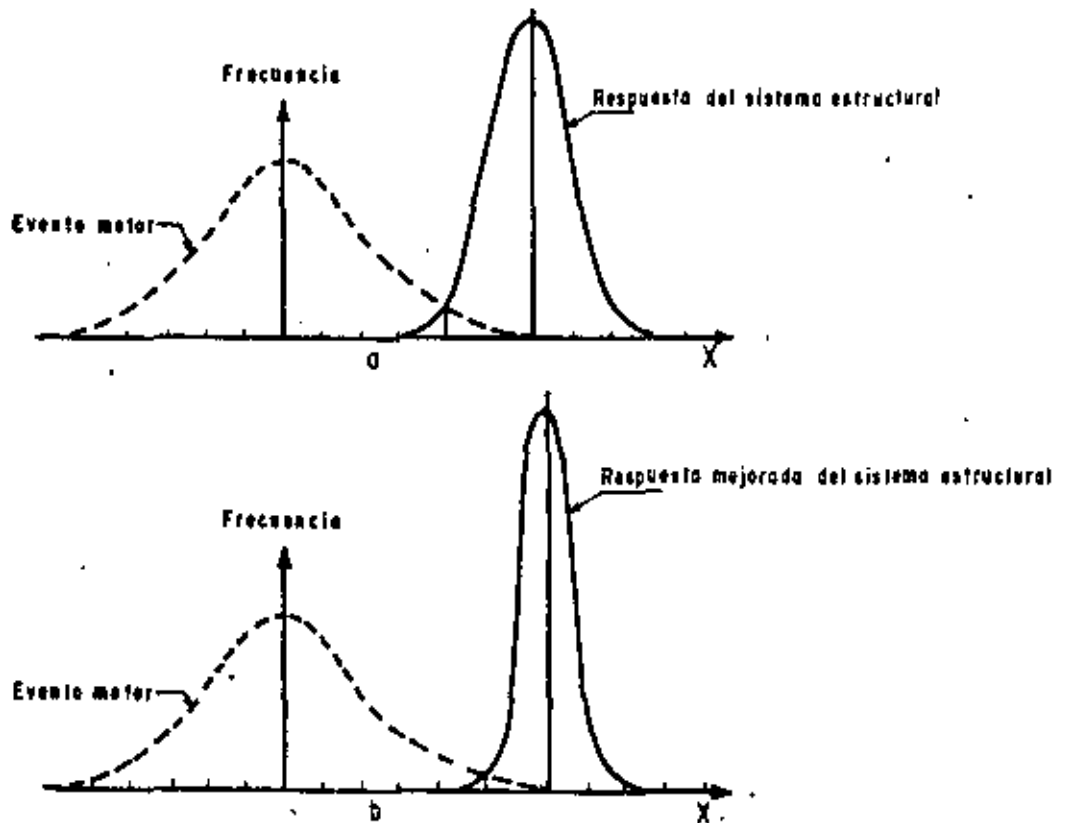


Figura 22. Interacción estadística de un evento mayor y la respuesta estructural.

ción que puede existir entre los coeficientes de variación de los diferentes materiales involucrados. A modo de ejemplo del tipo de la información que puede obtenerse en estos aspectos se presenta la Fig. 23, que expresa la correlación de las variaciones del grado de compactación y de la resistencia a la compresión simple de una subrasante, en un caso real, por cierto bastante representativo de lo que suele ser una situación general.

Debe observarse que cambios proporcionalmente pequeños en el grado de compactación implican cambios muy importantes en la resistencia de la subrasante.

La conclusión a extraer no es, por supuesto, que convenga la compactación a ultranza de dicha capa del pavimento, pues como se sabe una capa no debe compactarse más allá de lo que sea permanente en el tiempo, en vista de la acción del agua, o de lo que toleren las características de expansibilidad,

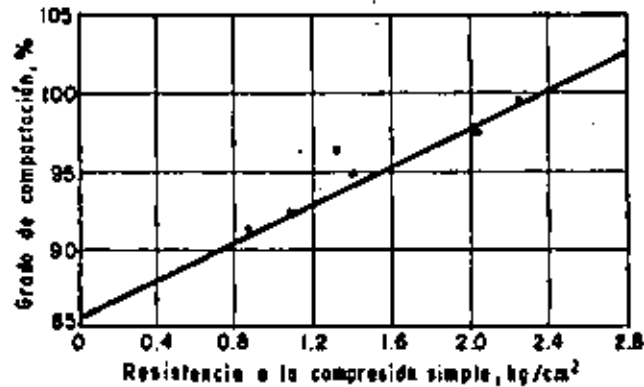


Figura 23. Correlación entre las variaciones estadísticas de un proyecto real del grado de compactación y la resistencia a la compresión simple de una subrasante.

resiliencia, etc. de los suelos o, simplemente de la demanda de resistencia que se presente el proyecto. Lo que se hace ver la figura es el tipo de relación entre ambos conceptos y lo que la variación de uno de ellos representa respecto al otro, para extraer de tales hechos los criterios particulares de cada caso.

**12. ALGUNAS IDEAS
RELATIVAS AL
DISEÑO DE
SECCIONES
ESTRUCTURALES
EN CARRETERAS
Y AEROPISTAS.**

ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ.

I. ALGUNAS IDEAS RELATIVAS AL DISEÑO DE SECCIONES ESTRUCTURALES EN CARRETERAS Y AERÓPISTAS.

I.a Concepto de Sección Estructural

Actualmente se considera que un pavimento flexible es el conjunto de una subbase, una base y una carpeta. En los últimos años, muchos ingenieros de la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes han empezado a incorporar a este esquema una subrasante.

El terreno de cimentación y la terracería quedan fuera del esquema.

La experiencia demuestra que el trabajo de un pavimento es, sin duda, el resultado de la colaboración de todos los elementos, desde el terreno de cimentación hasta la carpeta.

Urge introducir en la S.C.T. el concepto de Sección Estructural de la Carretera (Terreno de cimentación, terracería, subrasante, subbase, base y carpeta, en general).

Dejando a un lado aspectos teóricos en que después se abundará, consideréanse algunos aspectos prácticos.

1. El ingeniero especialista en pavimentos se preocupa de subbase, base y carpeta y, cuando mucho, de la subrasante.

El terreno de cimentación y la terracería quedan al cuidado del especialista en geotecnia o no se toman en cuenta. El paso de los años ha hecho que ambos cuerpos de especialistas desarrollen filosofías distintas y basen su preparación en cosas diferentes.

¿Que se diría de un puente cuya subestructura la diseñará un cuerpo de especialistas y la superestructura otro?

¿Que se diría de un edificio de 40 pisos, en que 30 fueran diseñados por un cuerpo de especialistas y 10 por otro? Sobre todo si la filosofía técnica de ambos grupos no coincidiera. ¿Cuál sería el comportamiento sísmico del edificio, por decir algo?

- PRIMERA CONCLUSION PRACTICA

En la SCT el grupo de hombres que tiene que ver con terreno de cimentación, terracería y pavimento debe ser el mismo y dar a todos los elementos el mismo interés.

2. Actualmente se pierde capacidad de opción.

En un estudio geotécnico se contempla la terracería que debe usarse y el terreno de cimentación con que debe trabajarse, sin saber que pavimento irá arriba.

La mayoría de los estudios de pavimentos se hacen sobre terracerías construidas. Estas no se toman en cuenta con ningún criterio que se refiera a deformabilidad, resistencia y estabilidad volumétrica. Sólo se prohíbe el uso de suelos finos con límite líquido mayor que 100% o de turbas.

- SEGUNDA CONCLUSION PRACTICA

En el momento de colocar un pavimento, lo que hay abajo puede ser de calidad tal que, póngase lo que se ponga arriba, fracasará. Un pavimento de gruesas planchas de acero sobre arcilla --blanda, se distorsionará hasta hacerse intransitable en breve tiempo.

La SCT deberá conceder atención a los materiales de terracería, especialmente en deformabilidad y estabilidad volumétrica.

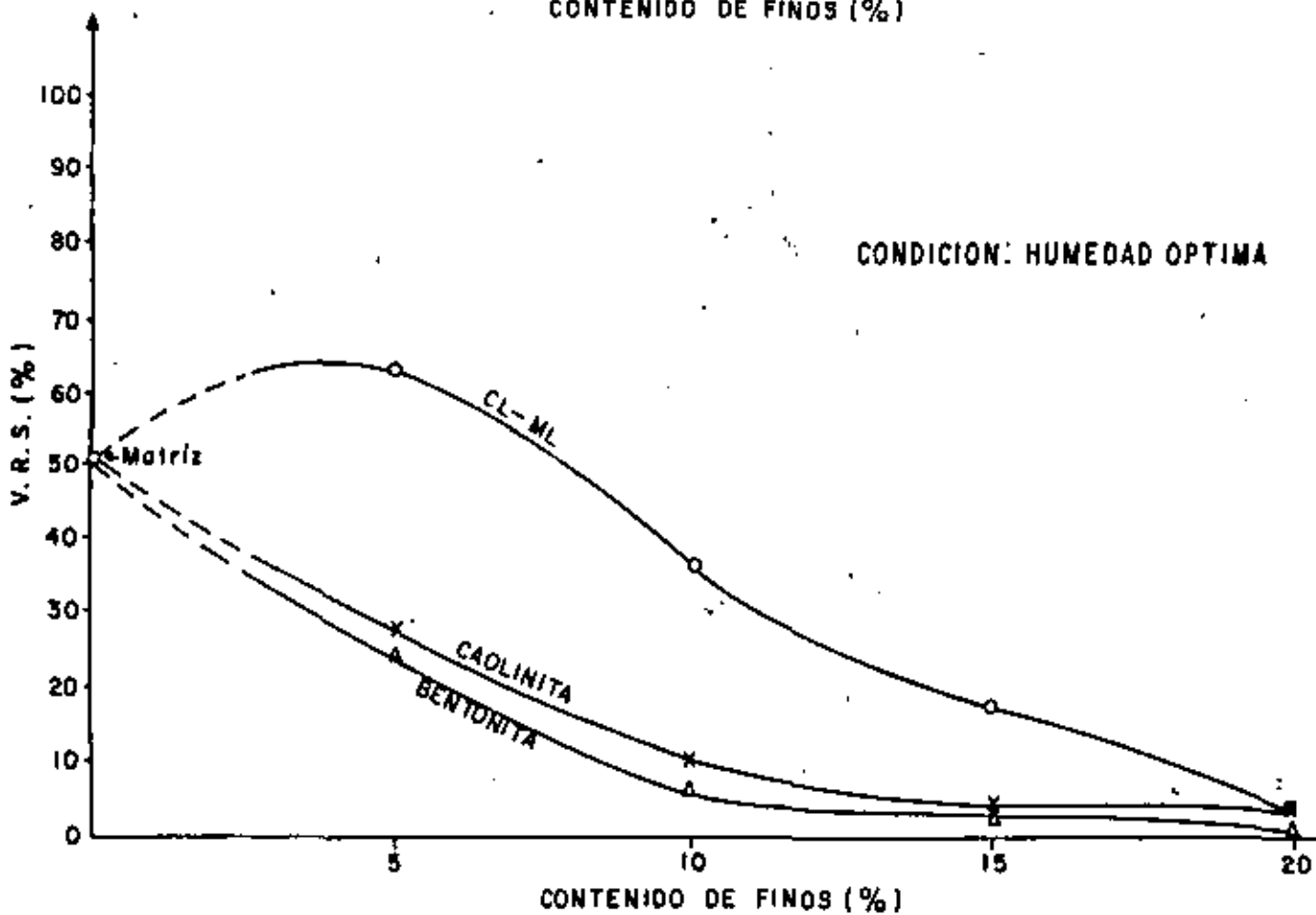
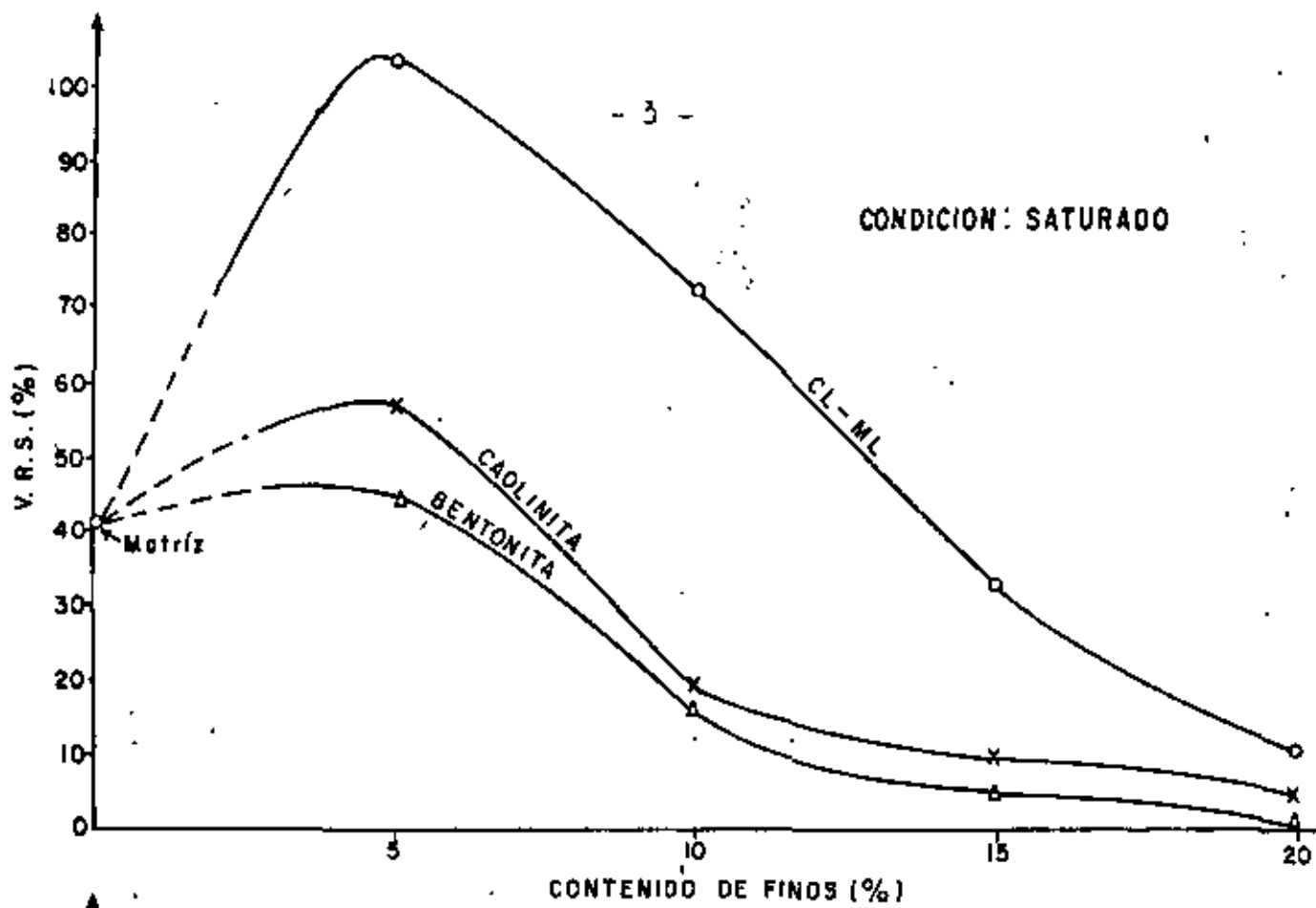
El valor límite líquido igual a 100% no es ninguna frontera --trascendente.

Todas las opciones de diseño y comparaciones integrales de costo que resultan de confrontar un buen material de terracería, --con un pavimento delgado y con ciertos materiales, contra un --material de terracería peor, con un pavimento más importante, --se toman hoy muy poco en cuenta, con lo que se pierden muchas --oportunidades de optimización técnica y económica.

3. La subrasante se receta, sin otro requisito que una compacta --ción fija (que puede ser buena para unos materiales, poca para otros y excesiva para otros más) y la exigencia de un VRS mínimo de 5% (saturado) y una expansión máxima de 5%, cuando la investigación en todas partes, incluyendo la SCT, ha demostrado --que el VRS es un índice que no matiza la calidad de los materiales en suelos saturados, de manera que prácticamente todos los suelos finos tienen un VRS saturado muy análogo. Además, se --exige a la subrasante un límite líquido menor que 100%.

- TERCERA CONCLUSION PRACTICA

Urge incorporar a las normas de calidad de las subrasantes criterios de plasticidad, que permitan estimar su estabilidad volumétrica.



CURVAS V.R.S. CONTENIDO DE FINOS EN (%)
COMPACTACION AASHTO ESTANDAR.

- ARBITRARIEDAD ACTUAL

Las especificaciones dicen que en subrasante no debe usarse ningún material con límite líquido mayor de 100% y excluyen también los materiales OH₁, con límite líquido entre 50 y 100%, pero no excluyen los materiales MH₁. El Sistema Unificado no establece entre los materiales OH y MH otra diferencia que la apreciación visual del contenido de materia orgánica. Es OH el que lo tenga apreciable. Si en el campo esa diferenciación la hiciera Arturo Casagrande, quizá condujera a algo útil, pero si la hace el autor de este escrito, la distinción ya no sería tan confiable y conduciría a una separación arbitraria en la que se aceptarían materiales peores que otros que se desecharían.

1.b Efecto y Papel del Agua en los Pavimentos

El agua en los pavimentos flexibles proviene de tres fuentes:

1. La que asciende de lo profundo por capilaridad
2. La que se infiltra por arriba de la carretera, con origen pluvial. Su vía de acceso más frecuente son las grietas en la superficie de rodamiento.
3. La que llega a la carretera por flujo interno, a través de cortes y terreno de apoyo.

Es sabido que en los suelos compactados que contengan material fino, el aumento en el contenido de agua produce:

- Pérdida de resistencia
- Aumento de deformabilidad
- Expansiones

Si el contenido de agua baja posteriormente, la resistencia aumenta (a no ser que haya agrietamiento, en cuyo caso disminuirá la resistencia masiva), la deformabilidad disminuye y el suelo con finos se contrae. Este juego de expansión y contracción es la inestabilidad volumétrica.

Las arenas y las gravas no cambian sus características mecánicas por variación en el contenido de agua. Los suelos finos, sí.

En general, los fenómenos anteriores se entienden bien con la mente, pero frecuentemente se actúa olvidándolos.

Sin embargo, hay un punto en donde parece haber un mal entendido, con repercusiones prácticas. Es en lo referente al efecto del clima. Se dice que las zonas lluviosas son difíciles y las secas fáciles. Esto es fácilmente falso.

En las zonas muy secas, los suelos finos están muy contraídos por evaporación. Al colocar un camino se interrumpe la evaporación local, que con la ascensión capilar y la escasa lluvia, conformaba el equilibrio hidráulico zonal; como consecuencia, el contenido de agua bajo el camino aumenta y los suelos finos, muy contraídos anteriormente, se expanden mucho. En zonas muy lluviosas, los suelos finos están muy poco contraídos previamente y, aunque su contenido de agua crezca, su comportamiento se modifica poco respecto al original. Por eso en zonas secas los suelos finos tampoco suelen ser confiables.

En vez de ligar el comportamiento general de los pavimentos flexibles al clima de una región, parece más conveniente ligarlo a la topografía de un lugar. Caminos en zonas altas o en parteaguas estarán en condición más favorable que camino en zonas de valle, hacia donde tienden a ir las aguas y a acumularse los suelos finos.

El agua tiene otro efecto que rara vez se contempla en los pavimentos flexibles, que es el bombeo a través del agrietamiento en la carpeta, cuando ésta se deprime bajo la carga y se expande al pasar ésta; si hay agua en la base, ésta es expulsada a través de la grieta por la succión producida. Si en la base hay finos, el agua los arrastra y bajo la grieta se crea vacío, que es un bache futuro.

1.c Efectos de Fatiga

La fatiga es la falla de una estructura bajo la continuada repetición de un esfuerzo, que aplicado una sola vez no la produciría.

Ese es el enemigo de un pavimento. Nadie esperaría que un pavimento falle por el paso de un camión, pero nadie podría considerar el pavimento un éxito por el hecho de que el camión pasara una sola vez sin daño.

Cuando pasa la carga, el pavimento baja y sube. Este efecto es principal en la superficie y se atenúa con la profundidad. Una entidad flexible se adapta muy bien al ir y venir, sin daño, pero un elemento rígido fácilmente se agrieta con este proceso de deformación continuada.

Se ha visto que la fatiga tiene un umbral. Un esfuerzo muy pequeño puede aplicarse muchas veces sin daño, pero uno mayor causa la ruptura con mucho menor número de aplicaciones. Por ello, si un elemento rígido está sujeto a aplicación repetida de un esfuerzo, sólo podrá aguantar a base de gran flexibilidad o gran resistencia, de

manera que el esfuerzo reiteradamente aplicado le resulte muy pequeño.

En general, el umbral de fatiga se expresa como un porcentaje de la resistencia máxima, que es la que hace fallar al material con una sola aplicación.

Es usual que los umbrales de fatiga anden por el 50% de dicha resistencia máxima; así, en una capa de la sección estructural de una carretera, el umbral de fatiga depende de la resistencia máxima, el tránsito ocasionará esfuerzos comparativamente pequeños, quizá hasta por abajo del umbral de fatiga o, en todo caso, esfuerzos que puedan ser resistidos sin falla un gran número de veces.

De esta manera, las secciones muy resistentes aguantan bien la fatiga. Sabido es que, en el otro extremo, las secciones sumamente flexibles también la aguantan bien, pues absorben sin daño los vaivenes de la deformación.

En un pavimento los elementos rígidos suelen ser los superficiales. Desgraciadamente se necesita colocar lo rígido donde el riesgo de fatiga es mayor; ésta es una idea fundamental.

- CONCLUSIONES

1. Los pavimentos fallan por fatiga.
 2. El riesgo de la fatiga depende de la intensidad del esfuerzo reiteradamente aplicado, en comparación con la resistencia máxima del elemento.
 3. La flexibilidad ayuda a soportar fatiga.
 4. La rigidez hace una pésima combinación con la fatiga.
 5. En un pavimento, el riesgo de fatiga es máximo en la superficie y disminuye con la profundidad.
 6. Desdichadamente los elementos más rígidos han de colocarse en la superficie.
 7. La defensa de la superficie de un pavimento será entonces la flexibilidad o una resistencia tan grande que haga los esfuerzos aplicados pequeños en comparación con la resistencia máxima del elemento.
- 1.d Tipo de Resistencia Requerido en los Diferentes Niveles de un Pavimento.

Las cargas actúan en la superficie y los esfuerzos disminuyen con la profundidad. Luego el requerimiento de resistencia será máxi-

mo en la superficie y disminuirá con la profundidad. La experiencia ha probado que los materiales de tipo grava y arena limpias, cuando están bien compactados y cuando tienen confinamiento, aunque sea pequeño, ofrecen mayor resistencia que los suelos finos - del tipo de los limos y las arcillas; además, dicha resistencia, una vez obtenida es en los suelos gruesos mucho más perdurable y depende menos del agua. Por esta razón, el arte ordena el empleo de materiales friccionantes en las capas superficiales. La excepción es la carpeta, pues las gravas y las arenas naturales no tienen resistencia a la dispersión, por lo que a la carpeta hay que darle un aglutinante que le dé coherencia; más abajo, esto ya no importa, pues el confinamiento da a las gravas y las arenas mucha estabilidad.

El mismo arte impone el uso de suelos más finos en las capas inferiores, donde el requerimiento de resistencia es bajo y ello porque los materiales con finos abundan más y, por ello, su adquisición es más barata. Pero los materiales finos, amén de poco resistentes, tienen la cualidad de que cualquier resistencia inicial - que se les dé es poco perdurable ante el ambate del agua. Frecuentemente la resistencia cae más cuando más se compacten, es decir, cuanto mayor sea su resistencia inicial.

Además, los suelos finos son mucho más deformables. En consecuencia, el enemigo de las capas inferiores de un pavimento es la deformabilidad y la inestabilidad volumétrica.

La verdad es que los requerimientos de resistencia arriba se dan con relativa facilidad y son permanentes, en tanto que si no se quiere caer en costos excesivos como rutina, los requerimientos de deformabilidad y estabilidad volumétrica abajo son mucho más difíciles de lograr y de garantizar.

En un camino de alto tránsito el efecto de las cargas de éste será muy importante y, por ello, lo será el riesgo de fatiga en las capas superiores de la sección estructural, que son más rígidas. En un camino de tránsito bajo, por el contrario, el principal efecto destructivo será la inestabilidad volumétrica de capas más profundas, en el nivel de la subrasante o de la terracería.

Por ello, debe aceptarse que en algo como el 70% de la red nacional de carreteras, el éxito de un camino estará en proporcionar materiales volumétricamente estables en presencia de agua en terracerías y sobrasantes, en tanto que en el otro 30% de la red, la fatiga causada por el tránsito en las capas superiores debe ya verse en México como el enemigo principal, sin olvidar, naturalmente, que en estos últimos caminos la inestabilidad volumétrica en capas inferiores no puede tolerarse.

También es obvio que los criterios no pueden repartirse atendién- dose a simples porcentajes y que hay muchos matices a considerar. Por ejemplo, los caminos que teniendo hoy un volumen de tránsito relativamente bajo, tengan una previsión de crecimiento muy acele- rada.

Hoy la SCT diseña sus pavimentos por resistencia, supuesto que el VRS sea un índice que la mida, lo que es muy discutible, pero se olvida en gran medida de la deformabilidad de todo el conjunto -- (en comparación a la rigidez de las carpetas y al nivel de los re- fuerzos aplicados) y de la estabilidad volumétrica de las capas - inferiores.

- CUARTA CONCLUSION PRACTICA

Es un grave error de concepto que tiene que pagarse caro, indepen- dientemente de todo lo que se diga para defenderlo, añadir mate- riales finos a las -ases de los pavimentos flexibles, pues con -- ello se disminuye su resistencia, se aumenta su deformabilidad y - se compromete la permanencia de las propiedades iniciales, es -- decir, se violan todos los principios en que se basa el arte de - la construcción de los pavimentos flexibles. Las investigaciones hechas en la SCT hacen ver que el límite generalmente aceptado - de 18% de finos, en áreas de favorecer la compactación de las ba- ses, es muy elevado y jamás debería exceder de algo en el orden - del 8%, lo que equivale prácticamente a no añadir finos, pues esa cantidad la dan los polvos de trituración, las contaminaciones -- naturales y los efectos posteriores de ruptura de partículas, - - principalmente durante la compactación.

- CONCLUSIONES

1. Las capas superiores de un pavimento exigen resistencia fric- cionante. El arte y la economía llevan esta idea hasta la -- subbase inclusive.
2. Las capas inferiores llevan por economía materiales finos, lo que trae un problema de deformabilidad e inestabilidad volumé- tricas.
3. La carpeta es un elemento especial que exige un aglutinante, - que siempre aumenta su rigidez, haciéndola susceptible a la - fatiga. Este es un elemento fundamental a considerar, pues - si la carpeta se agrieta empieza a entrar el agua y las cosas empezarán a ir mal, sobre todo si la base y la subbase tie- nen finos o no tienen la suficiente capacidad drenante o no - están suficientemente bien ligadas con los elementos drenan -

tes, para garantizar que el agua que se infiltra no afecte la estabilidad volumétrica de lo que hay más abajo.

4. La carpeta sólo se defenderá de la fatiga si es muy gruesa o si, - paradójicamente, es muy flexible (muy delgada), lo que sólo podrá lograrse en caminos de bajo tránsito.

En lo que respecta a resistencia aún conviene mencionar un par de aspectos de carácter general.

1. El futuro de una base a subbase bien formadas por material friccionante y bajo las cargas repetidas, será densificarse y aumentar su resistencia. Si esas capas tienen finos, su futuro será impredecible, por el efecto del agua.
2. La importancia del espesor de las capas superiores, cuando están bien formadas y bien apoyadas, tiene que ser pequeña y probablemente menor que lo que hoy se estima, por lo que una buena terracería y una buena subrasante han de repercutir en ahorros importantes en las capas más caras. En capas inferiores el efecto del espesor -- hay que matizarlo. Si son de buena calidad relativa, es importante, pues ahorrará espesor más costoso arriba, pero si la subrasante es de mala calidad, un gran espesor puede ser hasta contraproducente, pues incrementa la deformación volumétrica y la deformabilidad del conjunto.
3. El viejo pleito entre los diferentes métodos de diseño hay que verlo a la luz de estos hechos. Difícilmente de un método a otro habrá una variación de más de 3 ó 4 cm, por capa, si ambos se aplican a materiales con las mismas condiciones de compactación, contenido de agua, etc. Esto no es significativo en comparación con -- las características de los materiales en cada capa y como éstas se adecúan a la filosofía general de trabajo de un pavimento y de todo esto nada dicen los métodos de diseño.

Por ejemplo, en un diseño con VRS las gráficas dicen, al aplicarlo a una subrasante, que espesor hay que colocarle encima para protegerla, pero no dicen que hay que colocar, lo que queda a juicio -- del proyectista. Aparece así una infinita gama de posibilidades -- de diseño, de los que unas cumplirán los requerimientos esenciales de fatiga, deformabilidad, estabilidad volumétrica y otras no, --- aunque cumplan con los mandatos de las gráficas. Aparece así una fuerte componente de arte de ingeniero y la experiencia en otros -- campos de la ingeniería parece indicar que el arte de ingeniero es una cualidad difícil de adquirir, que pocos tienen. Esto pudiera justificar la siguiente.

.....

- QUINTA CONCLUSION PRACTICA

Dado que el número de pavimentos que la SCT proyecta cada año es pequeño, probablemente es buena política que todos sean diseñados por el grupo de ingenieros en que realmente se pueda confiar, sin olvidar la necesidad de realizar diseños integrales de toda la sección estructural.

1.e Colapso de un Pavimento Flexible.

Desgraciadamente, los ingenieros mexicanos estamos familiarizados con el colapso de los pavimentos flexibles. El hecho de que muchos colegas de otros países también lo estén, no es un consuelo admisible.

El colapso puede ser atribuible a las siguientes razones:

1. Agrietamiento en la carpeta por fatiga. Por las grietas entre el agua. En la práctica SCT, el daño que causa el agua se favorece por los finos en las bases y por la pobre liga de éstas con elementos de drenaje.
2. Mala calidad de materiales en subrasantes y terracerías. Al ser este conjunto muy deformable e inestable, actúa la fatiga, se agrieta la carpeta, penetra el agua hasta las capas susceptibles y la destrucción progresa en forma incontrolable.
3. Falta de compactación, sobre todo en torno a obras de drenaje. Falta de subdrenaje en las zonas de corte o balcón en que se necesita.
4. Defectos constructivos, sobre todo en juntas de construcción en la carpeta, en la construcción de carpetas con finos, por heterogeneidad en la distribución del asfalto, por construir en época de lluvias, etc.
5. Uso de materiales con rebote elástico en subrasante y terracería. Se mencionan por separado porque la SCT no tiene ninguna prueba de calidad para detectarlos. (Muchas veces son de baja plasticidad y alto VRS).
6. Agrietamiento longitudinal.

Puede verse que todas las causas llegan a lo mismo. Agua en una sección estructural que en algún eslabón reacciona con aumento de deformabilidad, inestabilidad volumétrica y deja indefensa ante los efectos de la fatiga a la carpeta, la que se agrieta progresivamente y deja entrar aún más agua.

- SEXTA CONCLUSION PRACTICA

Parece conveniente dar la máxima atención a que las carpetas no empleen a agrietarse.

1.f Subdrenaje

No se juzga necesario insistir en su importancia, después de todo lo dicho. Para poder prescindir de él habría que usar materiales sin -- susceptibilidad al agua en toda la sección estructural, lo que conduciría a que la propia sección fuera una obra de subdrenaje en sí misma, pero cuyo costo sería aberrante. Usando subdrenaje muchos mate- riales económicos pueden trabajar perfectamente.

1.g Criterios de Falla en los Pavimentos Flexibles.

Los métodos de diseño que la SCT utiliza hoy adolecen del defecto de no contemplar ningún criterio de falla. En la tecnología SCT falla -- de pavimento significa destrucción del mismo, lo que no es un criterio ingenieril. Un criterio de falla es algo que debe manejarse para que la destrucción no se produzca. El trabajar sin un criterio de falla implica no poder seguir la evolución de un pavimento hasta el fin de -- su vida útil (falla funcional) y, por lo tanto, impide adquirir expe- riencia personal o institucional sobre el comportamiento de los pavi- mentos. Implica simplemente hacer algo y esperar que el pavimento --- dure; la destrucción anticipada del mismo es siempre una sorpresa desa- gradable.

Actualmente están en uso dos criterios de falla en la práctica muncial:

- Se fija una deformación permanente máxima en un cierto porcentaje de la superficie del pavimento. Por ejemplo una pulgada es el 25% del -- área construida.
- Se fija un nivel de deflexión máxima tolerable, medida por cualquier método (Viga Benkelman, Dynaflect, etc.). La deflexión especificada es función del espesor de la carpeta y del tránsito.

Es evidente que los criterios anteriores pueden y deben mejorarse, en -- sí mismos y en sus detalles, pero seguirlos tiene la ventaja de compr- meterse con la evolución de la estructura. Por lo demás, puede verse -- que los dos criterios van un poco a lo mismo, que es evitar el agrieta- miento en las carpetas y garantizar que lo que hay debajo no sea defor- mable en exceso. Un criterio se fija en como se acumula la deformación y el otro en como se produce bajo la carga transitoria. En ambos se -- ve una marcada preocupación por la fatiga y por la deformabilidad, muy poco tomadas en cuenta por la actual práctica SCT.

- CONCLUSIONES

1. Investigar para llegar a un criterio de falla de los pavimentos -- mejor que los que hoy existen, es deseable.

2. Debe haber una adecuación correcta entre la rigidez de todas las capas de la sección estructural de un camino, en comparación al nivel de esfuerzos que actúa en la capa.
3. Dados los materiales que la Secretaría utiliza usualmente en terracerías y subrasantes, el uso universal de sobrecarpetas en la conservación es un error, que viola el principio de homogeneidad y tiene que conducir a destrucción rápida de los pavimentos corregidos, que, de hecho, quedan en peor situación después del refuerzo.
4. Se enfrenta un serio problema al futuro por dos razones:
 - Aumento previsto de cargas legales
 - Falta la compactación en una gran parte de la red, construida de antiguo, que posee una sección estructural deformable.

Las combinaciones de estos dos factores hacen que la práctica de sobrecarpetas haya de verse con el mayor recelo. Esta es una práctica de uso mundial, pero los países en que tiene éxito, la utilizan sobre secciones no deformables, construidas con buenos materiales. Este es un caso típico de una falla de concepto en la adaptación de tecnologías externas.

- SEPTIMA CONCLUSION PRACTICA

Se ve el aparente error que se comete con los métodos de diseño hoy en boga. Estos proyectan los pavimentos de abajo a arriba, cuando debería de ser al revés. Por tránsito, podrá definirse que tipo de carpeta requiere el camino y estimar su susceptibilidad a la fatiga. Todo el resto de la sección estructural deberá conformarse a este hecho y a evitar una inestabilidad volumétrica importante. Los espesores de las diferentes capas, dentro de lo que dicten las reglas del arte, son un asunto secundario, aunque haya de dárseles consideración.

Utilización de Materiales Indeseables.

El no tener normas de plasticidad en las terracerías, el aceptar malos materiales en las subrasantes y el contaminar subbases y bases, produce errores que afectan a los pavimentos flexibles en forma difícilmente reparable. No hay que olvidar que, en algunos casos, el terreno de cimentación deberá ser objeto de atención especial, por su mala calidad.

La ausencia de subdrenaje contribuye a hacer que los materiales malos se comporten en forma incontrolable.

La compactación debe entenderse con cuidado. En materiales friccionantes no susceptibles al agua, como arenas, gravas y enrocamientos, siempre es buena y cuanto mayor, mejor, pues da resistencia y quita deformabilidad. En cambio, en capas con suelos finos (más de 8 - 10 - 12%, según la actividad de los finos) el efecto de aumentarla puede ser poco eficiente, irrelevante o, frecuentemente contraproducente, por la reconocida capacidad de expansión y contracción que adquieren los materiales finos compactados.

La contaminación de bases con finos es un error grave, que debe prohibirse. Si los finos son plásticos nada hay ya que decir. Cuando se usan finos no plásticos siempre bajan la resistencia de la capa y aumentan su deformabilidad, aunque en menor grado (se gastó dinero al incorporarlos, para tener un resultado más pobre); además, frecuentemente los finos "no plásticos" incorporados aumentan las características de rebote elástico y, por ende, la susceptibilidad a la fatiga. En la tecnología actual no hay un método serio de control para garantizar que se incorporen a las bases finos "no plásticos" y, mucho menos, no resilientes; en un banco de finos es usual que cambios importantes de plasticidad ocurran de metro a metro, como no sea en una playa o algo así de excepcional. La mayor parte de las rocas que al alterarse no producen arcillas (rocas claras) tienen contenidos importantes de mica, muy proclive al rebote elástico.

De este criterio se exceptúa el de estabilización mecánica en caminos alimentadores de muy bajo tránsito, en el que seguramente es tolerable la inclusión de un porcentaje de finos no plásticos, no superior al 20%, en revestimiento, la condición de que éstos se coloquen sobre una subrasante aceptable por lo menos.

RECOMENDACIONES GENERALES PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

1. Recomendaciones de calidad para el cuerpo de terraplén

Se propone establecer especificaciones mínimas para los materiales de terracerías. Tendrán que salir de investigación realizada por la propia SCT, pero con carácter tentativo y en tanto no estén disponibles las definitivas, podrían adoptarse unas del tenor que sigue:

- Terraplenes de suelo

Límite líquido < 60%

Índice plástico < 25%

.....

CBR > 3% (Compactación dinámica 95% AASHTO estándar con el contenido de agua natural que el suelo tenga a 1.5m de profundidad, en el momento de hacer el estudio)

- Expansión máxima medida en CBR < 3%
- Terraplenes de suelo con fragmentos

El tamaño máximo del fragmento no será mayor que la mitad del espesor del cuerpo del terraplén, con máximo de 1 m y el metro superior de dicho cuerpo se construirá con suelo. (tamaño máximo 7.5 cm) con no más de un 20% de fragmentos chicos (tamaño máximo 20 cm).

- Pedraplenes

Deberán adoptarse las recomendaciones producidas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Deberá existir una capa de transición de 60 cm de reza sobre el enrocamiento y otra de 50 cm de terraplén de suelo, con las especificaciones arriba señaladas.

2. Recomendaciones de calidad para capa subrasante

Límite líquido < 40%

Índice plástico < 10%

CBR > 5% (Compactación dinámica al 100% AASHTO estándar, con contenido de agua óptimo de la prueba)

Expansión (medida en CBR) < 1%

Porcentaje que pasa malla No. 200 < 25%

El espesor de la subrasante deberá definirse en un análisis de diseño y no especificarse a priori. Para efectos de proyecto geométrico podrán considerarse 40 cm.

El grado de compactación deberá ser 100% AASHTO estándar.

3. La subbase merece algún comentario, en el sentido de que con buena

terracería y subrasante puede ser más económica que lo que hoy se especifica. Parece suficiente garantizar CBR mínimo de 30% y un equivalente de arena de 30%.

Las normas granulométricas actuales son aceptables, haciendo énfasis en que la capa no necesariamente ha de caer en la zona actual. Debe ser un material francamente friccional, con no más de 15% de finos menores que la malla No. 200, con límite líquido menor o igual a 30% e índice de plasticidad menor o igual que 6%.

Los actuales requerimientos de contracción lineal y valor cementante no tienen sentido correlacionable.

Como se vé, se busca una subbase friccional, con excelente estabilidad volumétrica y baja deformabilidad, aunque el requerimiento de resistencia, medido por el CBR, resulte menor que lo que hoy se exige. El espesor de esta capa seguramente no debe ser menor de 15 cm.

4. En lo que se refiere a bases y carpetas, parecen aceptables las normas actuales, excepto en lo ya comentado referente a la inclusión de finos y a los valores de contracción lineal y valor cementante. El equivalente de arena de la base no deberá ser menor de 40%. Unas mejores normas para materiales de base podrían ser:

- Si la granulometría se desarrolla en la zona I y el equivalente de arena es mayor de 50%, el material es aceptable sin más.

- Si la curva granulométrica se desarrolla en la zona II, el equivalente de arena es mayor de 40% y el CBR es mayor de 80%, el material es aceptable para caminos de bajo tránsito y en los caminos de tránsito alto, las normas anteriores deberán aplicarse con CBR mayor que 100%. En los caminos de tránsito excepcionalmente alto, este material no debe utilizarse.

- Los materiales cuya curva granulométrica se desarrolla en la zona III, no deben usarse en bases.

5. En lo relativo a compactación, debe considerarse lo ya anteriormente dicho. En materiales friccionales, no susceptibles a la acción del agua, aumentar la compactación siempre es bueno pues hace ganar resistencia y disminuye deformabilidad. En materiales con contenido apreciable de finos menores que la malla No. 200, la compactación debe manejarse con prudencia, especialmente si no se prodiga el subdrenaje.
6. Deberá eliminarse la práctica de incorporar finos a las bases para "cementarlas".

7. Debe fomentarse el uso de carpetas muy delgadas (riegos) sobre secciones estructurales poco deformables. El pavimento queda así preparado para su desarrollo futuro.
8. En los pavimentos construidos de antiguo o en los pavimentos con sección estructural deformable o volumétricamente inestable, deberá restringirse con toda severidad el uso de sobrecarpetas en conservación o mejoramiento. Estas secciones sólo pueden mejorarse con tratamientos de más fondo, que penetren más en profundidad y eliminen la deformabilidad de la sección.
9. Deberá tenderse a construir carreteras en época de secas.
10. Deberá establecerse un control de calidad estadístico. El fundamentado en el uso de cartas de control probablemente representa el nivel adecuado para la construcción de carreteras.
11. Conviene cambiar el criterio de proyecto, buscando los máximos factores de seguridad en las capas inferiores de los pavimentos, donde ello es seguramente más económico y aceptar los mayores riesgos en las superiores, donde es seguramente más fácil corregir las fallas o colocar refuerzos.
12. Conviene también modificar la filosofía del diseño en forma correspondiente, proyectando por fatiga y deformabilidad, incluso antes que por resistencia.
13. Conviene fomentar el uso de soluciones especiales en los casos especiales; por ejemplo, tomando muy en cuenta al terreno de cimentación cuando sea blando y compresible, recurriendo al subdrenaje adecuado, a normas de proyecto geométrico que ayuden al buen funcionamiento del pavimento, etc.
14. Convendrá realizar un serio esfuerzo de investigación hasta dotar a la Secretaría de una tecnología de laboratorio y de unas normas de construcción realmente adecuadas a las políticas SCT.

Especificaciones tentativas

A efecto de preparar unas especificaciones tentativas para los materiales de la sección estructural de carreteras conviene establecer tres niveles de terracerías, denominadas deseables, adecuadas y tolerables. Estas mismas denominaciones se extienden a subrasantes y subbases y materiales para revestimiento. En el caso de las bases, parece más adecuado distinguir sólo dos categorías diferentes con los nombres de deseables y adecuadas.

Estas categorías o clases de materiales deberán combinarse con cuatro tipos de carreteras:

.....

- Tipo I - Autopistas y carreteras con capa de rodamiento de concreto asfáltico o concreto hidráulico. También aeropistas principales.
- Tipo II - Carreteras con superficie de rodamiento que no incluye -- concreto asfáltico o hidráulico, pero que por su desarrollo lo requerirán a corto plazo. Aeropistas con las mismas características.
- Tipo III - Carreteras con tratamiento asfáltico superficial previsible para toda su vida útil.
- Tipo IV - Carreteras revestidas.

Para los caminos tipo I se estima un tránsito comprendido entre 3 y 40,000 vehículos en ambos sentidos. Para los de tipo II entre 500 y 3,000. Para los de tipo III entre 100 y 500.

En general, los caminos tipo I requerirán una sección estructural en nivel deseable; los tipo II o deseable o adecuada; en los tipo III -- podrán utilizarse capas de nivel tolerable y los del tipo IV utilizarán éstas últimas calidades.

La combinación de los niveles de calidad de los materiales y de los tipos de camino podría desembocar con mucha facilidad en un catálogo de proyectos que resultará útil por lo menos para los casos que no -- presentarán problemas especiales de naturaleza realmente difícil, que siempre requerirán consideración individual.

No es fácil definirse en favor o en contra del uso de catálogos para proyectos. Mucho puede decirse en favor y en contra. La actual tendencia hacia la desconcentración de la Secretaría, que debe verse como irreversible y deseable, junto con los problemas de tipo técnico relativos a personal, que han de preverse en los Centros SCT, si se ven las cosas con criterio realista, parecen aconsejar la implantación de algún tipo de catálogo, a nivel tentativo y hecha en forma cuidadosa y acompañada de un sistema de verificación de resultados.

Es posible que algunas de las condiciones anteriores o de los criterios expuestos puedan parecer utópicos a la luz de las condiciones actuales, pero personalmente estoy convencido de su necesidad imperiosa. El tránsito que se está desarrollando en el país y que se seguirá desarrollando, afortunadamente, en todo el futuro previsible es incompatible con nuestras actuales especificaciones de materiales, elaboradas hace más de 40 años, para el México de aquel entonces.

Requerimientos de investigación.

Es un hecho conocido que la moderna Ingeniería Civil no ofrece una --

TABLA I
TERRACERIA

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	76	1500 ó 0.5 espesor de capa	2000 ó 0.5 espesor de capa
% < malla N° 200	30 máx.	----	----
W_L (%)	40 máx.	50 máx.	60 máx.
I.P. (%)	---	---	25 máx.
AASHTO Estandar (%)	95 mín.	90 ± 2 ó Bandedado	90 ± 2 ó Bandedado
CBR (%)	5 mín.	5 mín.	3 mín.
Expansión (%)	---	---	3

TABLA II
SUB-RASANTE

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	75	75	75
% < malla N° 200	25 máx.	35 máx.	----
W_L (%)	30 máx.	40 máx.	50 máx.
I. P. (%)	10 máx.	20 máx.	25 máx.
AASHTO Estandar (%)	100 mín.	100 ± 2	100 ± 2
CBR (%)	20 mín.	15 mín.	15 mín.

TABLA III
SUB-BASES Y REVESTIMIENTO

CARACTERISTICA	DESEABLE	TOLERABLE	REVESTIMIENTO
Tamaño máx. (mm)	75	75	75
% < malla N° 200	15 máx.	25 máx.	10 - 25
Zona granulométrica	1 y 2	1 a 3	-----
W_L (%)	25 máx.	30 máx.	35 máx.
I. P. (%)	6 máx.	10 máx.	4 - 10
E. A. (%)	40 mín.	30 mín.	-----
* AASHTO. Modif. (%)	100 mín.	100 mín.	100 mín. (AASHTO. Estandar)
CBR. (%)	40 mín.	30 mín.	30 mín.

* AASHTO T 180-78

TABLA IV
BASES

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA
Tamaño máx. (mm)	76	76
% malla N° 200	10 máx.	15 máx.
Zona granulométrica	1 y 2	1, 2 y 3
W_L (%)	25 max.	30 máx.
I. P. (%)	6 máx.	6 máx.
E. A. (%)	50 mín.	40 mín.
* AASHTO. Modf. (%)	100 mín.	100 mín.
CBR (%)	100 mín.	80 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx.	40 máx.

* AASHTO T180-78

solución teórica inapelable al problema del diseño de la sección estructural de una vía terrestre. No hay un paquete de ecuaciones que el ingeniero pueda alimentar con parámetros obtenibles, para llegar a una solución precisa.

De esta manera el ingeniero ha de buscar otras armas, que encuentra en la experimentación propia, en el uso de conclusiones experimentales obtenidas por otros y en la aplicación de su conocimiento general y experiencia precedente, conjunto al que ha dado en llamarse el "criterio del proyectista".

La información experimental obtenida se utiliza hoy principalmente de tres formas. Se utiliza para la obtención de parámetros del comportamiento de los materiales, que introducidos en una teoría previamente elaborada, permiten efectuar cálculos útiles para la resolución de un problema específico. Una segunda utilización estriba en ir obteniendo conocimiento sobre los fenómenos estudiados, sobre el que puedan ir obteniéndose conclusiones de carácter general; de esta manera, la información experimental puede llegar a ser fuente de teoría.

Existe además, una tercera manera de utilizar la información experimental que el ingeniero va adquiriendo y que, por cierto, es de uso extraordinariamente frecuente en la Ingeniería actual. Se trata de correlacionar el comportamiento experimental referido a una cierta tecnología de laboratorio, con el comportamiento observado y supuestamente satisfactorio de estructuras construidas, de manera que un cierto valor específico obtenido al aplicar la tecnología de laboratorio se intenta correlacionar inclusive con el nivel de excelencia del comportamiento de la estructura real.

La ingeniería del presente está llena de ejemplos de correlaciones del estilo anterior. Las bondades de un concreto en una amplia gama de usos estructurales se intentan correlacionar con valores específicos de f'_c , obtenidos sometiendo al concreto a una cierta manipulación de laboratorio. El comportamiento de una capa de suelo dentro de un pavimento se intenta correlacionar con el valor de una cierta manipulación de laboratorio, sea una prueba de penetración especial (V.R.S.), sea una prueba de placa hecha en ciertas condiciones prefijadas, sea con el resultado de un cierto tipo de prueba triaxial, etc. Los ejemplos de este tipo de intentos son tan abundantes, que puede afirmarse que éste es el origen de una gran parte de las tecnologías de valuación y diseño que hoy se utilizan.

Es evidente que la metodología implícita en las correlaciones antes mencionadas no puede considerarse científica; vale decir, general o, lo que es lo mismo, independiente del caso particular, del lugar y de otros factores circunstanciales que concurren en cada situación específica.

En primer lugar, la validez de la correlación estará fuertemente afectada por la representatividad de la prueba o manipulación de laborato

rio a que se somete el material. Es dudoso que pueda aspirarse a una correlación adecuada entre el resultado de una prueba de laboratorio y el comportamiento de una estructura en el campo, si la prueba no maneja y relaciona convenientemente los factores esenciales de que vaya a depender el comportamiento de la obra. Claro está, que cuando se piensa en lo complejo que es el estudio del comportamiento de cualquier estructura en el campo y la enorme cantidad de factores que lo definen, seguramente no todos perfectamente justipreciados, se comprende que es tarea imposible encontrar una sola prueba de laboratorio -- que los refleje razonablemente a todos. De esta manera, la correlación intentada tiene que estar condenada desde un principio, desde el punto de vista científico - teórico.

La base de una correlación como las mencionadas tendrá entonces que ser experimental y ahora el adjetivo experimental se toma en el sentido de la experiencia personal de quien o quienes intenten establecer la correlación. Si un grupo de personas que trabaje intensa y ordenadamente en un cierto campo de la Ingeniería, adquiere auténtica experiencia en dicho campo; es decir, llega a valuar subjetiva, pero racionalmente, cual es el comportamiento que se obtiene en obras reales en diferentes condiciones y con la gama de materiales que el arte del ingeniero juzgue utilizables para el caso y si ese mismo grupo utiliza como discriminador de criterio una prueba de laboratorio o un conjunto de ellas, será posible concebir que se llegue a desarrollar una sensibilidad a cual es el nivel de comportamiento que puede esperarse que correspondan distintos valores concretos de la prueba o pruebas -- que se estén utilizando como discriminador. En este sentido, dicho discriminador se habrá convertido en un verdadero índice experimental, a cada uno de cuyos valores corresponde un nivel de comportamiento de campo. Es en este sentido en el que un grupo de ingenieros puede decir, por ejemplo que un cierto material, cuyo V.R.S. resultó de un -- determinado valor, ha de colocarse con un espesor de un cierto número de centímetros, para que esa capa funcione adecuadamente como subrasante, por decir algo, en un camino de determinadas características de tránsito y sujeto a una acción climática conocida.

Para que esta correlación pueda establecerse en forma confiable, parece que han de cumplirse las siguientes condiciones:

1. La prueba o pruebas que se utilicen como índice de experiencia han de ser representativas del comportamiento estructural cuya calidad se desea garantizar. En otras palabras, han de manejar en sus debidas proporciones los parámetros de que realmente depende el comportamiento estructural. Quizá deba comentarse que esta condición no siempre se cumple adecuadamente en las correlaciones de este estilo que los ingenieros tenemos actualmente en uso.

.....

2. Que la experiencia del grupo que formula la correlación sea válida. Para ello no bastará una experiencia acogida al sentimiento, que tanto engaña, sino la que es producto de mediciones y comprobaciones de campo, bien interpretadas y analizadas discriminando cuidadosamente las circunstancias ambientales en que ocurre el comportamiento de la estructura.
3. Que la correlación sólo se use dentro de la situación específica en la que se obtuvo. Por ejemplo, si se han estudiado los comportamientos de estructuras reales en ciertas circunstancias, la correlación sólo será válida para estructuras en las que pueda garantizarse que concurren circunstancias análogas y, cuando haya diferencias, en las que puede garantizarse que esas diferencias no significan cambios esenciales. La homologación de la correlación deberá también garantizarse en la prueba de laboratorio que se use como índice experimental; es decir, cuando dicha prueba se utilice para aplicar la correlación a un caso nuevo, deberá de hacerse exactamente de la misma manera en que se ejecutó cuando la correlación fue establecida.

Es evidente que métodos de diseño que se fundan en las consideraciones anteriores han de estar fuertemente teñidos de sabor local. Quien actúa en unas determinadas condiciones sociales, económicas y, quizá sobre todo, ambientales, tendrá que llegar a una experiencia propia y a una correlación entre un cierto tipo de material y su comportamiento totalmente diferentes a las que puede llegar otro hombre que actúe en condiciones distintas.

De esta manera la solución de los problemas propios en el campo que se analiza requiere en cualquier caso investigación institucional. Si la institución se conforma con la utilización de tecnologías creadas por otros, habrá de hacer investigación para adaptarlas a su medio o a sus diversos medios nacionales. En este proceso, cierto número de individuos de la institución irán desarrollando una sensibilidad y un conocimiento del problema que los inducirán a la búsqueda de métodos tecnológicos propios, nacidos por incitación de las condiciones propias y en los que podrá aspirarse a una mejor congruencia con las necesidades institucionales que la que proporcionaría la mejor adaptación. Así, la institución se encontrará, casi sin querer, haciendo tecnología propia. Por cierto, este es el único camino que me parece posible para lograr tal tecnología propia.

Frecuentemente se olvida que el necesario proceso de adaptación de tecnología extranjera exige prácticamente el mismo nivel en el personal técnico nacional que el que exigiría el desarrollo de tecnologías propias. A veces se piensa que adaptar tecnología es algo sencillo que no requiere una formación técnica de alto nivel, pero de esta forma no se adapta tecnología; se copia, con todos los matices que trai-

ga de origen y se cometen errores fundamentales que restan eficiencia o tornan catastrófica la implantación de una tecnología, que quizá --- hubiera resultado útil de tomar en cuenta las condiciones locales.

Otras veces, los problemas de adaptación de tecnología se tiñen de -- patriotismo, grave riesgo al que indiscutiblemente estos problemas son proclives. No hay que decir que una tecnología útil para un país es buena y deseable independientemente de donde se haya producido. -- La meta por alcanzar no parece estar en el desarrollo de una tecnología hecha en casa, que cubra todas las necesidades. Esta es una meta inalcanzable y, además, probablemente indeseable por la posición filosófica de aislamiento nacionalista que implica. Más bien parece que se trata de formar una tecnología nacional, bien adaptada a las necesidades, peculiaridades y gustos de la nación de que se trate. El -- lugar último de origen de tal tecnología es secundario. Es importante conservar la capacidad de decisión, hacer lo que se deba y como se deba para el bien del país únicamente. Pero el uso de una tecnología con tales fines exige un conocimiento profundo y matizado de la misma, que sólo será posible con su conocimiento total. Adaptar bien exige -- conocer, comprender y manejar del todo.

Más que nunca, hoy la tecnología está ligada a la Ciencia. No puede -- aspirar a un conocimiento tecnológico serio quien no posea una formación científica adecuada. Este es un hecho fundamental a tener en -- cuenta en programas de educación superior y capacitación.

En resumen, la adaptación de la tecnología no es empresa ligera, sino ponderación de factores múltiples, en un crisol que comprenda el conocimiento de muchas realidades nacionales y su comparación con las del lugar de origen.

Obviamente, esta no es tarea para el "Sentimiento" de nadie, por versado que sea y sí lo es para la investigación y la reflexión cuidadosas. No adaptaremos racionalmente tecnologías extrañas, en tanto no tengamos esos centros de investigación y pensamiento y el día que los tengamos, en el número y con el apoyo requeridos, no solo adaptaremos lo que convenga, sino que y ello inexorablemente, produciremos tecnología propia.

El problema de la adaptación de tecnología tiene ciertos ribetes de -- artificial. Imagínese un niño que por vez primera recibe un mecano. -- Tendrá que ceñirse al cuaderno de modelos, limitándose a hacer lo que en él se enseñe, paso por paso; pero al cabo de un tiempo, si el niño es inteligente, dominará al mecano, arrumbará el cuaderno de instrucciones y utilizará el juguete según su imaginación y su gusto le dicten. Así es la adaptación de tecnologías. El que no tiene adecuado --

nivel tecnológico ha de copiar, siguiendo un libro de instrucciones y si algo cambia, lo más probable es que sea para cometer un error. El que tiene alto nivel tecnológico, capaz de comprender a fondo y analizar la tecnología que le cae en la mano, la podrá utilizar para su beneficio con todas las variantes lícitas necesarias para obtener de ella el máximo provecho y esta operación será para él natural y ni tan siquiera concebirá que se le aplauda por estar resolviendo un grave problema. Para un gremio del nivel apropiado adaptar tecnología es tan natural como respirar.

Por ello, es mi opinión que el ataque último a la necesidad de adaptación de tecnología está en la capacitación y en la investigación. Cuando toda gran institución técnica gubernamental o privada posea Centros de Capacitación seria para su personal, de actualización de conocimiento para el mismo y de investigación tecnológica de sus propios problemas, adquirirá ineludiblemente el nivel en que la adaptación de tecnología foránea a su quehacer resulte tan natural como la más dominada de las acciones que haya de emprender.

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CURSO "DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS 1"
LLEVADO A CABO DEL 15 AL 19 DE AGOSTO DE 1983.

- 1.- BARRERA PLIEGO EDUARDO J.
SECRETARIA DE COMUNICACIONES
Y TRANSPORTES
INGENIERO DE ESTUDIOS GEOTECNICOS
AV. UNIVERSIDAD Y XOLA
COL. VERTIZ MARVARTE
XITLE No. 69
COL. PEDREGAL
DELEGACION ALVARO OBREGON
C.P. 01900
TEL. 568-75-31
- 2.- BENITEZ GUZMAN MARIA LEA
S. C. T.
DIRECCION GRAL. DE CARRET. COOP.
PROYECTISTA
AV. XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
COL. MARVARTE
530-43-15
DILIGENCIAS No. 49-7
COL. SAN PEDRO MARTIR
DELEGACION TLALPAN
- 3.- CONTRERAS CASTAÑEDA GERARDO
IASA
JEFE DE FRETE B.
MINERIA No. 145
COL. ESCANDON
1o. DE MAYO No. 137
ACAMBARO, GTO.
- 4.- MARQUEZ LOPEZ EFRAIN
S. C. T.
- 5.- GONZALEZ HERNANDEZ LOUIS
JUNTA LOCAL DE CAMINOS DEL EDO. DE ZAC.
RESIDENTE DE CONSTRUCCION
AV. QUEVRADILLA No. 114
ZACATECAS, ZAC.
2-01-03
CALLE 5 DE MAYO 315
VICTOR ROSALES
ZACATECAS, ZAC.
5-01-36
- 6.- GARCIA ROMERO ETELBERTO REY
S. C. T.
ESPECIALISTA DE ESTUDIOS GEOTECNICOS
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
COL. MARVARTE
519-69-84
VICTORIA No. 315-1
COL. CENTRO
- 7.- ORTIZ HERRERA JUAN IGNACIO
CARRETERAS FEDERALES
JEFE DE SECCION DE PAVIMENTOS
AV. UNIVERSIDAD Y XOLA
COL. MARVARTE
DELEGACION BENITO JUAREZ
530-30-00 EXT. 388
DUNAS No. 32
COL. RESID. ACUEDUCTO GPE.
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
519-07-30
- 8.- QUEI DZIB GILBERTO
JUNTA LOCAL DE CAMINOS
JEFE DE LABORATORIO
AGUSTIN MELGAR S/N
COL. BUENAVISTA
CAMPECHE, CAM.
CALLE 105 No. 14-B
COL. STA. LUCIA
CAMPECHE, CAM.
24020

- 9.- RAMIREZ CALZADA SALVADOR
INGENIEROS Y ARQUITECTOS
JEFE DE OBRA
MINERIA No. 145
COL. ESCANDON
516-04-60
AV. CAMELINAS No. 2311
MORELIA, MICH.
4-42-80
- 10.- YARGAS DIAZ JOSE
INGENIEROS Y ARQUITECTOS
SUPERINTENDENTE
MINERIA No. 145
COL. ESCANDON
516-04-60
LOPEZ COTILLA No. 1852-201
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
- 11.- VILLARREAL AGUILAR GERARDO
U. B. DE SANTIAGO SEC. I EDIF. K NO. 403
COL. IZTACALCO
08840
579-27-87
- 12.- BURGOS LOPEZ CARLOS SAMUEL
S. C. T.
AUXILIAR DE SUPERVISOR
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
COL. NARVARTE
519-92-93
GABINO BARREDA No. 30-11
COL. CUAUHTEMOC
06470
- 13.- ESPINDOLA BENITEZ JOSE
INGENIERIA Y PROCESAMIENTO
ELECTRONICO, S.A.
- 14.- GOMEZ BALLINAS OSCAR
CONSTRUCCIONES CONDUCCIONES Y
PAVIMENTOS, S.A.
SUPERINTENDENTE
MINERIA No. 145
516-04-60
NORTE 76 A No. 5817
COL. FAJA DE ORO
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO
07500
- 15.- LOPEZ VICENTE JORGE
S. C. T.
JEFE DE LABORATORIO
MATAMOROS No. 65
COL. TLALNEPANTLA
ESTADO DE MEXICO
565-79-72
CALLE 1 No. 46-7
COL. A. PANTITLAN
DELEGACION IZTACALCO
08100 MEXICO, D.F.
- 16.- NORIEGA D. FERMIN
S. C. T.
JEFE DE SECCION
CHIAPAS No. 121
COL. ROMA
CALLE CAMARON MANZANA 29 LOTE 6
COL. DEL MAR
- 17.- SANCHEZ IBARRA JOSE ANTONIO
S. C. T.
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA
- 18.- ZARAZUA ORTEGA MARIO ALBERTO
DESP. ARQ. R. DE LEON R.
JEFE DE DIBUJO Y DISEÑO
ALLENDE No. 354
COL. CENTRO
MORELIA, MICH.
2-02-15
ORDENANZAS No. 182
COL. FRAC. MORELOS
MORELIA, MICH.
254-26

- 19.- ROCHA CHIU LUIS ANTONIO
UNIVERSIDAD AUT. METROPOLITANA
SUPERVISOR DE OBRAS
JOSELILLO No. 6-A P.B.
COL. DEL PARQUE
DELEGACION NAUCALPAN
395-39-06
- MAR BLANCO No. 31-3
COL. POPOPOTLA
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
C.P. 11400
399-85-34
- 20.- OSORIO CORTINA ANGEL MANUEL
DIREC. DE COMUNICACIONES SAHOPEP
JEFE DEL DEPT. DE CONTROL CALIDAD
3 PTE. No. 716-1er. PISO
PUEBLA, PUE.
46-70-40-27
- 30 OTE No. 23 -1
COL. MARTIRES DEL TRABAJO
PUEBLA, PUE.
41-87-40
- 21.- OCHOA VENTURA GABRIEL
JUNTA LOCAL DE CAMINOS
AUX. RESIDENTE CONSTRUCCION
HIDALGO No. 60 OTE.
C.P. 63000
2-34-98
- MANUEL ACUÑA No. 21
COL. FRACC. AMADO NERVO
63000
- 22.- OCAMPO RODRIGUEZ MANUEL
CONTRATISTA
BLVD. JUAREZ No. 204-3
2-56-38
- JUAREZ No. 204-3
COL. CENTRO
CUERNAVACA, MOR.
62000
- 23.- IZAGUIRRE GARCIA LUIS FERNANDO
UNIVERSIDAD AUTONOMA METROP.
SUPERVISOR DE OBRAS
JOSELILLO No. 6-A P.B.
COL. DEL PARQUE
NAUCALPAN
395-39-02
- INSURGENTES NOTE No. 142-A
STA. MA. LA RIBERA
DELEGACION CUAUHTEMOC
395-39-06
- 24.- JAIMES NUÑEZ FCO. JAVIER
DEUR, S.A. DE C.V.
SUPERINTENDENTE DE OBRA
RICARDO CASTRO No. 54
COL. GUADALUPE InN
550-94-44
- RETORNO 66 No. 20
COL. AVANTE
DELEGACION COYOACAN
677-95-19
- 25.- MATOS FUENTES MAXIMO DANIEL
ICA CONSTRUCCIONES Y PAVIMENTOS
SUPERINTENDENTE
MINERIA No. 145
COL. ESCANDON
516-04-60
- CALLE YOBAIN MANZ 249 LOTE 9
COL. TORRES DE PADIERNA
TLALPAN
568-23-24
- 26.- MEDINA RANGEL MIGUEL
COVITUR
TECNICO EN VIALIDAD
AV. UNIVERSIDAD No. 800-3er. PISO
COL. STA. CRUZ ATOYAC
DELEGACION BENITO JUAREZ
688-44-15
- CAÑAVERALES No. 70 CASA 34
COL. RINCONADA COAPA
14330

- 27.- HERNANDEZ SERRANO FRANCISCO
S. C. T.
- 26.- GUERRERO GUTIERREZ CARLOS S.
U. A. M.
SUPERVISOR DE OBRAS
JOSELILLO No. 6-A P.B.
COL. DEL PARQUE
NAUCALPAN DE MEXICO
- 29.- GIREAU LEAL FIDEL
DIREC. GRAL. DE OBRAS
RESIDENTE DE OBRAS EXTERIORES
AV. REVOLUCION
655-13-44
- 30.- GALVAN GARCIA EDUARDO
I. M. P.
PROFESIONAL ASOCIADO
LAZARO CARDENAS No. 152
567-66-00 EXT. 2657
- 31.- FIERROS LOPEZ MIGUEL A.
S. C. T.
- 32.- ESTRADA MORALES JOSE ANTONIO
CONSTRUCCIONES CONDUCCIONES Y
PAVIMENTOS, S.A.
SUPERINTENDENTE
MINERIA No. 145
COL. ESCANDON
11800
516-04-60
- 33.- ESPINOZA BENITEZ JOSE
IPESA
JEFE DE PROYECTOS
SAN LORENZO No. 153-60. PISO
COL. DEL VALLE
DELEGACION BENITO JUAREZ
559-87-44
- 34.- CRUZ PEREZ ANTONIO
U. A. DE PUEBLA
DOCENTE EN LABORATORIO
CIUDAD UNIVERSITARIA
- 35.- COSTA AIZCORBE ELISA
S. O. P. DEL ESTADO
ANALISTA EN PLANEACION
AV. CENTRAL No. 45
TUXTLA GUTIERREZ, CHIS.
213-17
- 36.- ARISTA SILVA TEOBLADO C.
ICA INDUSTRIAL INGENIERIA
SUPERVISOR DE INGENIERIA CIVIL
VIADUCTO No. 81
COL. TACUBAYA
277-85-99 y 277-34-31 EXT. 242
- MECANOGRAFOS No. 72
COL. EL SIFON
DELEGACION IZTAPALAPA
670-03-80
- CERRO DEL CHIQUIHUIE No. 179
COL. CAMPESTRE CHURUBUSCO
DELEGACION COYOACAN
04200
544-93-65
- BOSQUES DE AUSTRIA No. 73
COL. BOSQUES DE AUSTRIA
CD. NETZAHUALCOYOTL
- CALLE II No. 5
COL. UNION
TLALNEPANTLA, EDO. DE MEXICO
391-09-53
- AV. ERMITA IXTAPALAPA No. 328-1
COL. CACAMA
DELEGACION IZTAPALAPA
587-20-02
- 34 PTE No. 702-A
COL. STA. MARIA
41-38-40
- URUGUAY Y ARGENTINA
COL. EL RETIRO
TUXTLA GUTIERREZ, CHIS.
266-17
- SERRANIA No. 6
COL. PASTORES
NAUCALPAN DE JUAREZ
560-89-28

37.- ALVAREZ MUÑOZ JAVIER
CONSTRUCCIONES CONDUCCIONES
Y PAVIMENTOS
SUPERINTENDENTE
MINERIA No. 145
COL. ESCANDON
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
11800
516-04-70

ORIENTE 162 No. 183
DEL. VENUSTIANO CARRANZA
15500

IRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO DISEÑO Y CONSTRUCCION

DE PAVIMENTOS I AGOSTO 1983.

1. **ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA**
Gerente
GEOSOL Y GEOFIMEX, S.A.
Antigua Taxqueña No. 174
Coyoacán
México 21, D.F.
544 66 03 y 02

2. **ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO**
Director General
Grupo Ingeniería Integral, S.A.
Adolfo Prieto No. 430
Col. del Valle
B. Juárez
03100 México, D.F.
536 03 29 y 523 71 54

3. **ING. PEDRO LUIS BENITEZ ESPARZA**
Gerente de Ingeniería de Ventas
Compacto, S.A. de C.V.
Gustavo Baz No. 4881
Barrientos
México, D.F.
565 21 54, 565 26 20, 565 46 38

4. **ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO**
Director Técnico de la Revista Ingeniería
Director Administrativo de la Academia de Música
Facultad de Ingeniería
U N A M
Altos de la Biblioteca Jaime Dovalí
México, D.F.
548 0253 y 550 52 15 Ext.5715 5213668

5. **ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA (Coordinador)**
Vicepresidente Ejecutivo
ICA Internacional
Minería 145 Entrada 1 Edif. 2-3° Piso
Col. Escandón
11800 México, D.F.
5160460 Ext.320

6. **ING. JUAN OROZCO**
Director de Estudios
Dirección General de Servicios Técnicos
Secretaría de Comunicaciones y Transportes
Xola y Ave. Universidad Cuerpo C 1° Piso
Col. Narvarte
B. Juárez
03028 México, D.F.
519 14 97

7. ING. ALFONSO GRACIA SAINZ RICO
COORDINADOR DE CONTROL DE CALIDAD
COVITUR, D.D.F.
AV. UNIVERSIDAD NO. 800
TEL. 559.72.73

8. ING. ALFREDO GUERRA GUAJARDO
PRESIDENTE
GUERRA, S.A.
GENERAL MENDEZ NO. 19
COL. DANIEL GARZA
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
11830 MEXICO, D.F.
TEL. 271.24.00

9. ING. LUDWIG LINDER STRAUSS
DIRECTOR GENERAL
CONSTRUCTORA BAU, S.A. DE C.V.
ALCANFOROS NO.49-8 COL. LAS AGUILAS
01710 MEXICO, D.F.
TEL. 593.86.62
593.87.35

10. ING. ROBERTO PASQUEL LUJAN
GERENTE TECNICO
GUERRA, S.A.
GENERAL MENDEZ NO. 19- PISO 2
11830 MEXICO D.F.
TEL. 271. 24. 00

11. ING. MIGUEL QUINTERO NAREZ
JEFE DEL DEPARTAMENTO DE DISEÑO
DE LA SUBDIRECCION DE GEOTECNIA
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD CENTRO SCOP CUERPO C P.B.
COL. NARVARTE, DELEG. BENITO JUAREZ 03020 MEXICO,D.F.
TEL. 530. 30. 60 EXT. 387
560. 37. 76

12. ING. FERNANDO RODARTE LAZO
GERENTE GENERAL DE CONSERVACION Y MANTENIMIENTO
AEROPUERTOS Y SERVICIOS AUXILIARES
AV. 602 NO. 161 COL. SAN JUAN DE ARAGON
DELEGACION GUSTAVO A. MADERO 15620 MEXICO,D.F.
571. 80. 76

13. ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ
DIRECTOR GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
CENTRO SCOP XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
03020 MEXICO, D.F.
TEL. 519. 20. 55
14. M. EN C. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ
SUBDIRECTOR EQUIPO Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE RECURSOS MATERIALES
Y SERVICIOS GENERALES
DIRECCION DE SERVICIOS GENERALES, SEDUE
VERTIZ 800 PISO 5, 03020 MEXICO, D.F.
TEL. 579.25.03
530.30.00 EXT. 318
15. ING. MANUEL ZARATE AQUINO
GERENTE DE GEOTECNIA
GEOSOL, S.A.
ANTIGUA TAXQUENA NO. 174
MEXICO, D.F.
TEL. 544. 66.02

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

①

CURSO:

FECHA:

	DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA				
1. ING. ALBERTO CUMMA CUSTARDO				
2. ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO				
3. ING. EMILIO GIL VALDIVIA				
4. ING. ROBERTO PASQUEL LUJAN				
5. ING. LUDWIG LEONNER STRAUSS				
6. ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO				
7. ING. DANIEL DIAZ DIAZ				
8. ING. ROBERTO SOSA GARRIDO				
9. ING. CARLOS FERNANDEZ LOATZA				
ESCALA DE EVALUACION : 1 a 10				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

(2)

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
Introducción				
Papel de la Méc. de suelos en la ..				
Materiales para pavimentos.				
Importancia de las terracerías				
Diseño de Pavimentos en carreteras				
Evaluación del comportamiento en ..				
Taller de diseño de pavimentos en				
Diseño y Evaluación de Pavimentos..				
Producción de agregados.				
Base y Sub-bases.				

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

(2)

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
Compactación en el campo.				
Carpetas de riesgo				
Carpeta de mezclas				
Selección de equipo de compactación.				
Control de calidad				
Procedimientos de construcción de.				
Plazamiento de los trabajos de const.				
Control de producción				
Consideraciones sobre el diseño de secciones estructurales en ...				
Nuevas cargas legales y sus efectos en los costos de const., conservación y operación de carreteras.				

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

TEMA	ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
Panorama tecnológico de la modernización de la red de carreteras en.				
Efecto del tránsito pesado recientemente en desarrollo, en la acción				
Uso de pavimentos reforzados y de los estabilizados en la modernización.				

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

EVALUACION DEL CURSO

③

	CONCEPTO	EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR ANUNCIO TITULADO DI VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DI VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELERA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIERCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 A 18 H.	O T R O

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10. Otras sugerencias:



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

Primera Parte

COORDINADOR ACADEMICO:

Ing. Fernando Favela Lozoya

JULIO DE 1983.

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 Loaiza

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

I. GENERALIDADES
DE
MECANICA
DE
SUELOS

Ing. Alfonso Rico Rodriguez

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 caber 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 mineralógica, la estructuración del suelo, la cantidad y estado del agua contenida y su modo de fluir, hasta toda una agrupación de factores ajenos al concepto tradicional de suelo, pero que definen en el tiempo su comportamiento, tales como los factores climáticos, los económicos, los que se refieren al "uso de la tierra" en actividades que poco o nada tienen que ver con la tecnología de las vías terrestres, etc. Sin embargo, ha sido hasta épocas mucho más recientes cuando los ingenieros han comprendido que el uso de los materiales, que se ofrecen en general en amplia variedad en la naturaleza, dentro del cuerpo de la estructura, no es indiferente o arbitrario, sino selectivo, y que aun utilizando los mismos materiales para producir una sección dada, pueden obtenerse secciones estructuralmente muy distintas según el uso que se haga de los materiales dentro de la sección, tanto en lo que se refiere a su posición en ella, como a las condiciones en que se coloquen y a los tratamientos mecánicos o aun químicos que se les dé.

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

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

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 estructura 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.

1-3 RELACIONES GRAVIMÉTRICAS Y VOLUMÉTRICAS 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 afectan a los suelos.

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

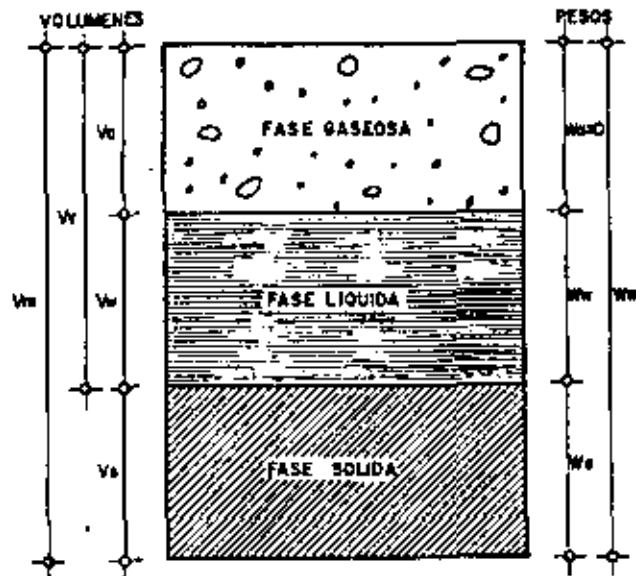


Figura I. Esquema de una muestra de suelo en la que se acotan los pesos y volúmenes usados.

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

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

llamado el peso volumétrico de la masa;

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

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

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

Nótese que la expresión anterior puede ponerse:

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

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:

$$e = w S_s$$

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

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

$$e G_w = w S_s$$

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

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

$$S'_s = S_s - 1$$

y el peso volumétrico sumergido de los sólidos:

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

Es decir, un metro cúbico de suelo sólido desaloja un metro cúbico de agua; luego 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 CARACTERÍSTICAS 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, 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 compactación. Terzaghi ha propuesto el concepto de compactación relativa para medir tal condición. La compactación 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 compactación, se acepta que influye en el comportamiento mecánico de un suelo grueso la angulosidad de sus granos (a misma compactación, 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 mucho 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 floculenta.

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 sufrir 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 paneles 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

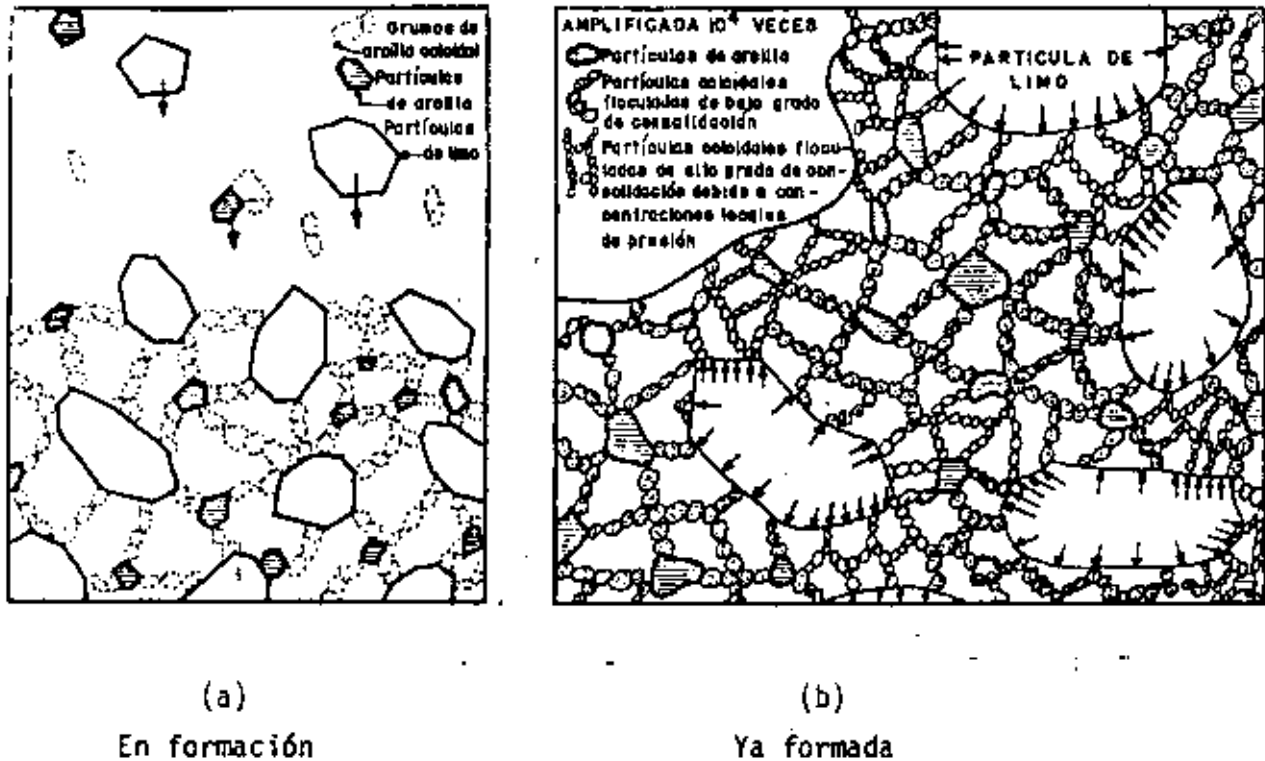


Figura 4. Una estructura compuesta (según A. Casagrande).

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 flocculadas 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.

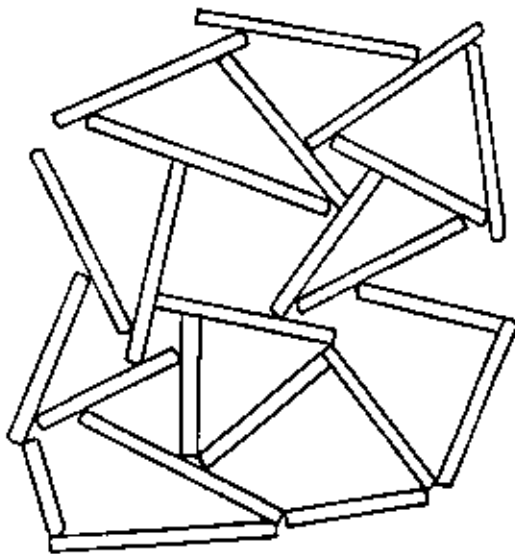


Figura 5. Estructura en "castillo de naipes"

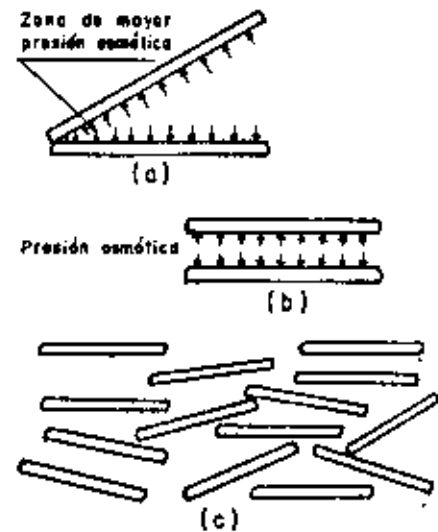


Figura 6. Estructura dispersa.

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 material para la construcción de vías terrestres contengan preceptos granulométricos en mayor o menor grado. Esta situación ha de verse como indeseable pues, debe insistirse, no es casi nunca el tamaño de las partículas de un suelo fino el que define su comportamiento mecánico, y una norma de aceptación o rechazo basada en tal criterio corre el riesgo de aceptar lo malo y rechazar lo que sería mejor. Por ejemplo, una arcilla 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

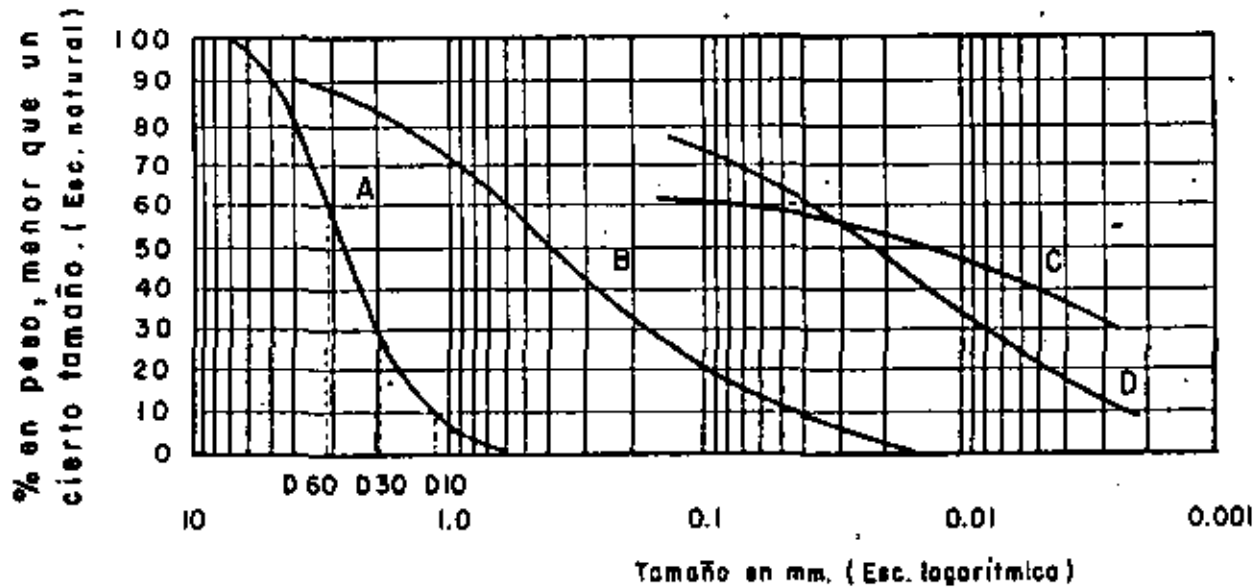


Figura 7. Curvas granulométricas de algunos suelos. A) Arena muy uniforme de Ciudad Cuauhtémoc, México. B) Suelo bien graduado, Puebla, México. C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro). D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

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

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

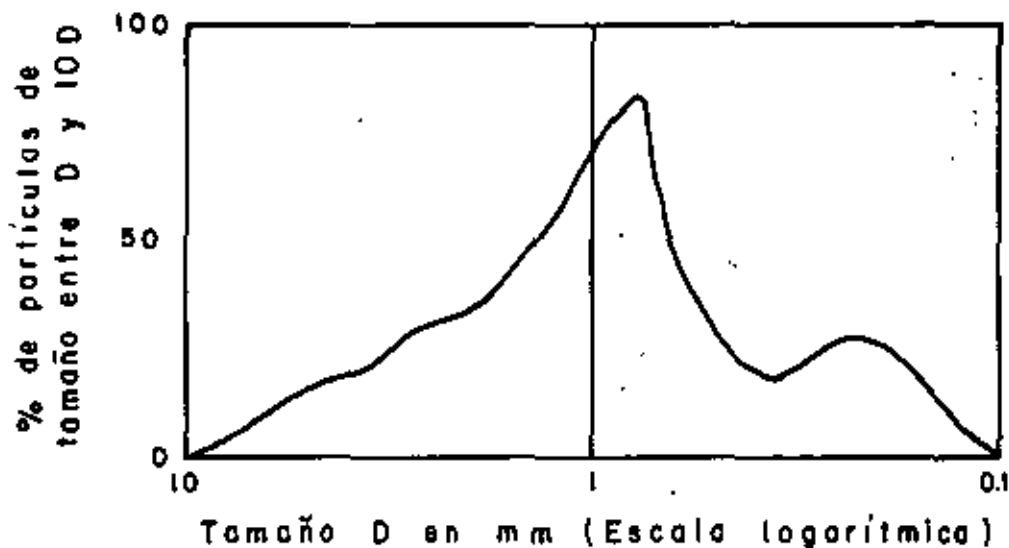


Figura 8. Histograma de un suelo.

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

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

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 tamí

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

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

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

I-6 PLASTICIDAD

La plasticidad y el uso extenso que de ella hace el especialista en Mecánica de Suelos, constituyen una de las cuestiones más difíciles de comprender para el ingeniero ajeno a la especialidad. Y, sin embargo, el concepto que se halla debajo de la utilización de las ideas de plasticidad es ampliamente familiar en nuestra vida cotidiana. Es común que en la naturaleza -- existan magnitudes imposibles de medir en sí mismas o magnitudes cuya medición directa sea difícil o costosa; en tal caso, el intentar una medición indirecta constituye una técnica común a muchos campos de la actividad científica. Se trata de buscar una magnitud, diferente de la que se desea medir, que sea fácilmente 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

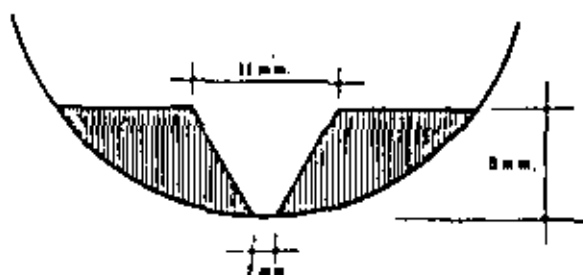


Figura 9. Dimensión de la ranura en la Copa de Casagrande.

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

ticamente en forma instantánea en toda la superficie de la muestra indica que, estadísticamente hablando, todos los canaliculos 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...

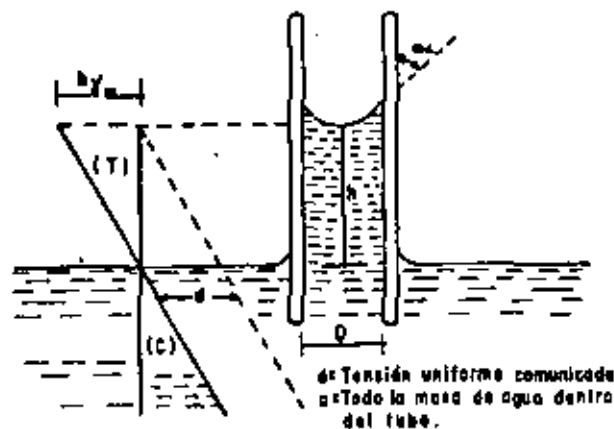


Figura 10. Distribución de esfuerzos en un tubo capilar vertical.

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

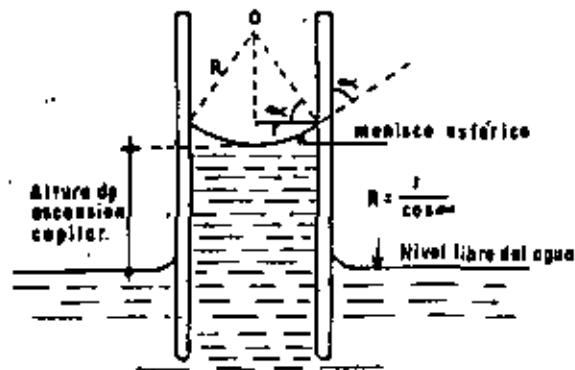


Figura 11. Relación entre el radio del con-
ducto capilar.

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

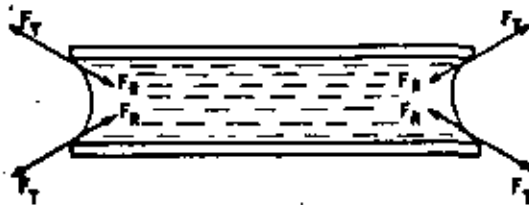


Figura 12. Esquema que ilustra la genera-
ción de presiones capilares en
un tubo capilar.

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

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

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 cm³ de contracción volumétrica.

1-8 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

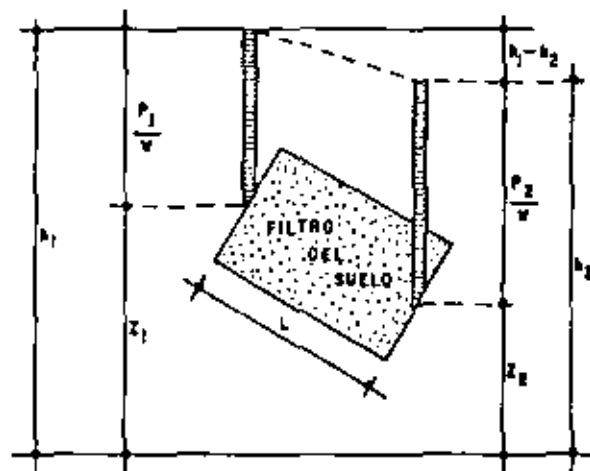


Figura 13. Esquema del dispositivo experimental de Darcy.

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

$$Q = k i A$$

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, resulta de inmediato que puede escribirse

$$v = ki$$

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

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

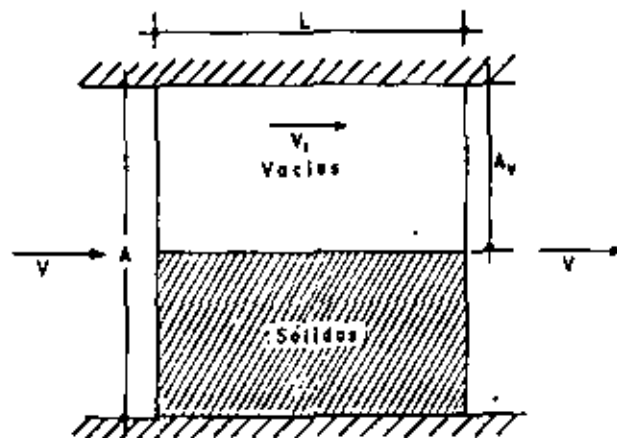


Figura 14. Esquema que ilustra la distinción entre la velocidad de descarga y la de filtración.

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

$$A_v v_1 = Av$$

de donde

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

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

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

de donde

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

y

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

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

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

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

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

La permeabilidad de los suelos es uno de los valores que admiten mayores variaciones, según el tipo de material de que se trate. Varía entre límites tan amplios como 10^0 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 obtiene es floculada o dispersa, según el procedimiento de compactación que se emplee.

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

I-9 LOS CONCEPTOS DE ESFUERZO EFECTIVO Y ESFUERZO NEUTRAL

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

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

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

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

La forma irregular y variable de las partículas hace imposible definir exactamente cómo se reparte la carga entre ellas y cuál pueda ser el esfuerzo en cada uno de sus puntos, pero es evidente que estos esfuerzos serán muy elevados en los puntos de contacto y mucho menores en puntos intermedios o aun en puntos inferiores de las partículas. Como quiera que resulta imposible trabajar con los esfuerzos "verdaderos" que sufren los granos, en Mecánica de Suelos - se ha acostumbrado definir un esfuerzo ficticio como el que 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 -

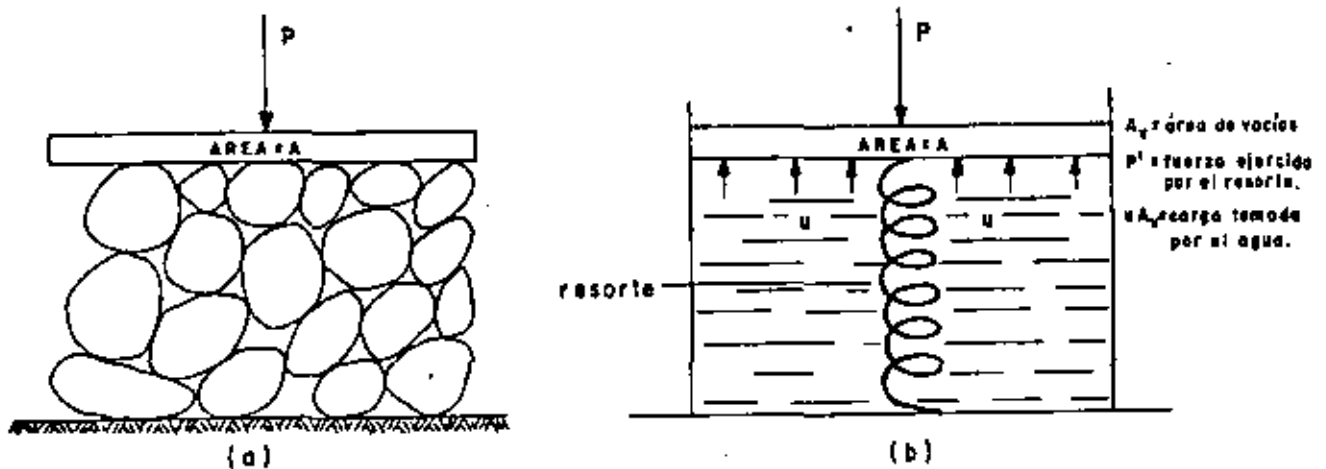


Figura 15. Distribución de los efectos de una carga exterior en una masa de suelo.

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 esfuerzos efectivo y presión de poro, respectivamente. El primero representa la parte del esfuerzo total que es tomada por la fase sólida del suelo, transmitiéndose entre los granos de la misma. La segunda representa la presión a que está sometida el agua en los vacíos del suelo; a causa de la incapacidad del agua para tomar esfuerzos cortantes, la presión u se denomina frecuentemente presión neutral.

En la fórmula anterior aparece también la relación

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

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

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

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

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

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

I-10 RELACIONES ESFUERZO-DEFORMACION

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

La prueba de consolidación fue originalmente desarrollada por Terzaghi.

3. Prueba triaxial. Es la más común y versátil de las pruebas que se realizan para conocer las relaciones esfuerzo-deformación de los suelos. -- también es la prueba más útil del laboratorio para conocer su resistencia, - por lo 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 espé-- cimen 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 hacerse en la cámara triaxial. Es análoga a la prueba de compresión-- hecha en cilindros de concreto.

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

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

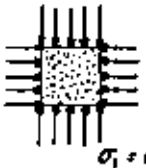


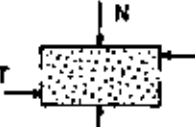
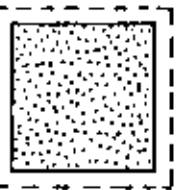
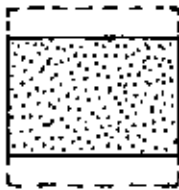
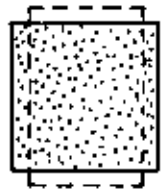

PRUEBA	COMPRESION ISOTROPA	COMPRESION CONFINADA (consolidómetro)	COMPRESION TRIAXIAL	PRUEBA DIRECTA
CONDICIONES BASICAS	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 NO HAY MOVIMIENTO HORIZONTAL	 P_c σ_c CONSTANTE CUANDO SE APLICA P_c	 N T N CONSTANTE CUANDO SE APLICA T.
TIPO DE DEFORMACION	VOLUMETRICA 	PRINCIPALMENTE VOLUMETRICA, 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 dá al espécimen carga vertical sobre la cara superior del dispositivo, para producir un esfuerzo normal vertical conocido. La falla se produce aplicando una fuerza rasante al marco superior móvil, de manera que se obliga a la falla del espécimen en el plano que define la unión entre las partes fija y móvil del dispositivo.

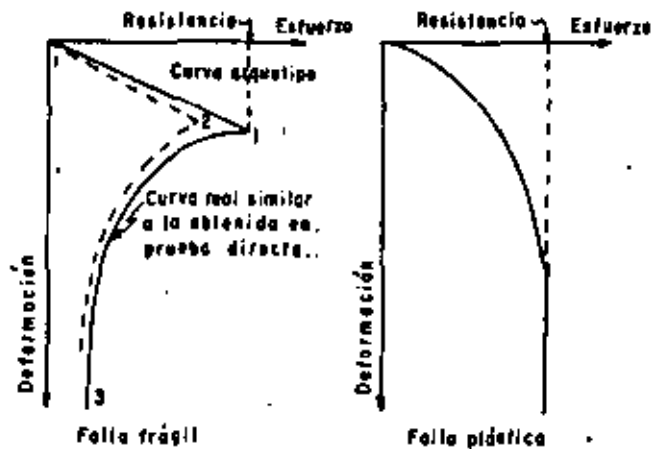


Figura 17. Tipos de falla considerados en los suelos.

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

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

La curva llena de la parte a) de la figura es representativa de los materiales llamados de "falla frágil", cuyo comportamiento esfuerzo-deformación se caracteriza porque después de llegar el esfuerzo a un máximo bien definido, hasta el cual se llegó en forma aproximadamente lineal, decrece rápidamente al aumentar la deformación. Los materiales con éste tipo de falla resisten a los esfuerzos con pequeñas deformaciones, hasta llegar al esfuerzo máximo (resistencia máxima), a partir de cuyo límite su capacidad de resistencia descende 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 logicamente 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

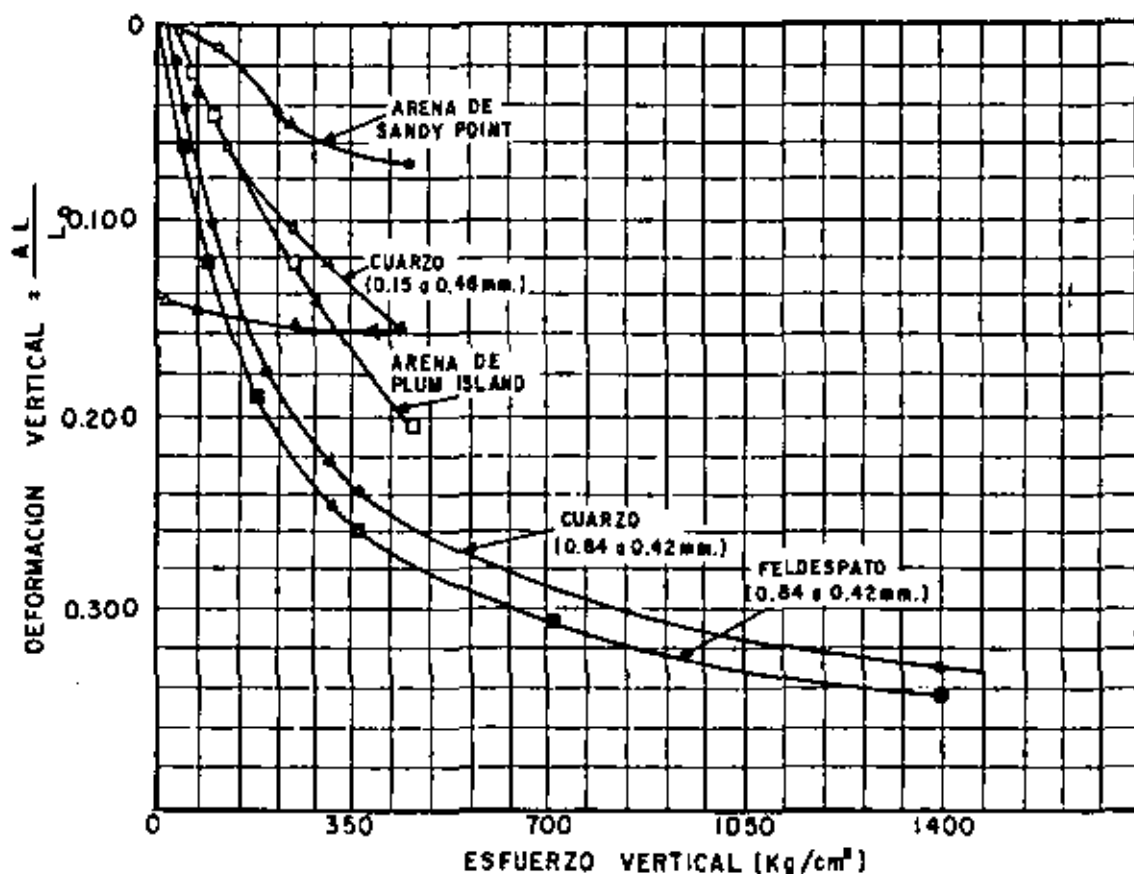


Figura 18. Compresibilidad en pruebas de compresión confinada de varias arenas sujetas a muy altos niveles de esfuerzo.

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 cangenciales de consideración en los puntos de contacto entre ellas. Sin embargo, éstas fuerzas se neutralizan prácticamente en cualquier plano que corte a un conjunto de puntos de contacto, de manera que el esfuerzo cortante en cualquier plano puede ser cero y, a pesar de ello, están actuando fuerzas de contacto muy grandes en los contactos individuales.

B Compresibilidad en compresión confinada.

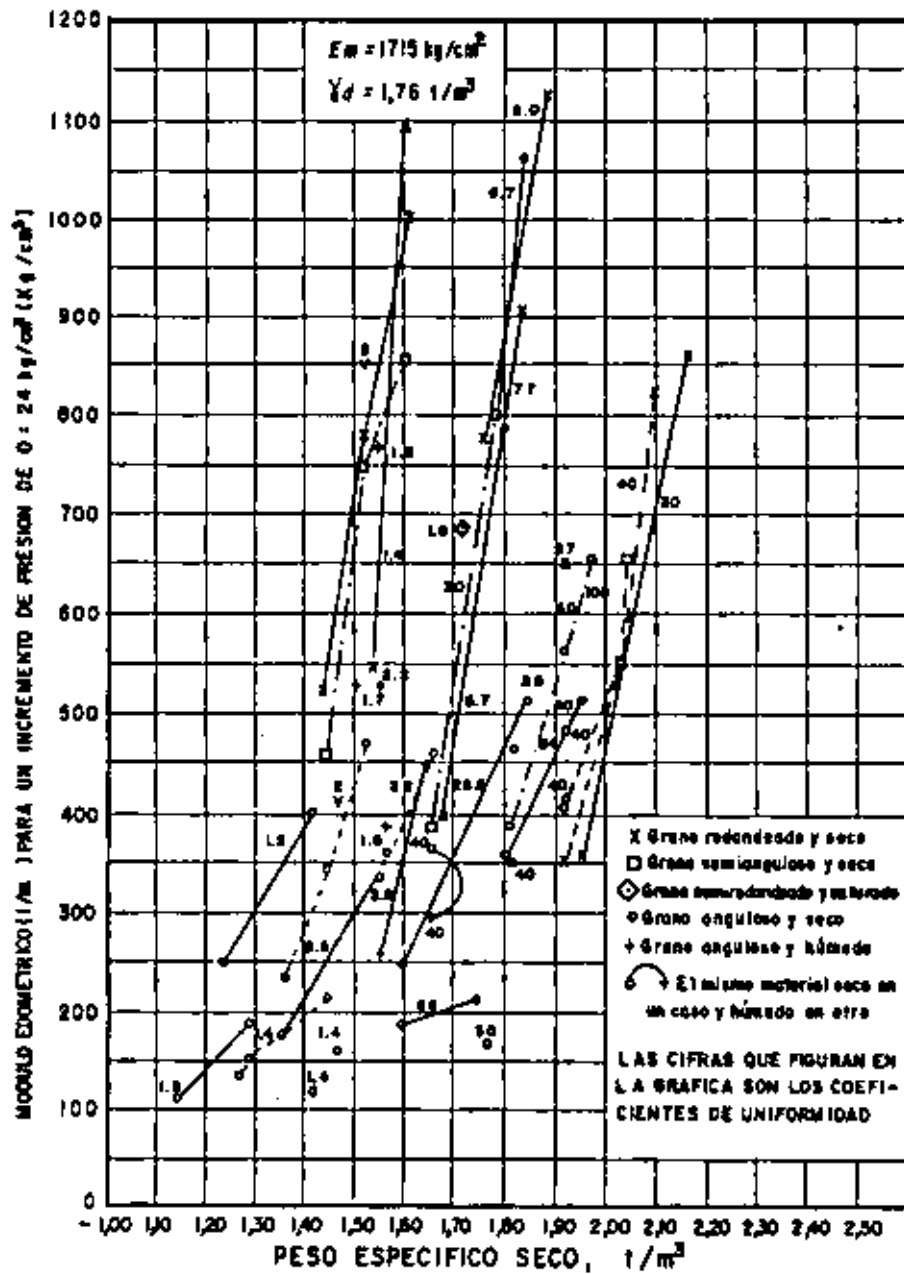
La compresibilidad de los suelos granulares y sus características esfuerzo de formación en compresión confinada (ver sección I-10) tienen gran importancia, puesto que ésta condición representa una situación que probablemente es común en la práctica, por ejemplo cuando se somete al suelo a cargas verticales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

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

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

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

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



La Fig. 19 presenta una relación entre las características de compresibilidad de varios materiales granulares, representadas por lo que el ponente de 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 diver sos grados de compactación.

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

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

C. Compresibilidad en compresión triaxial.

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

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

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

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

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

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

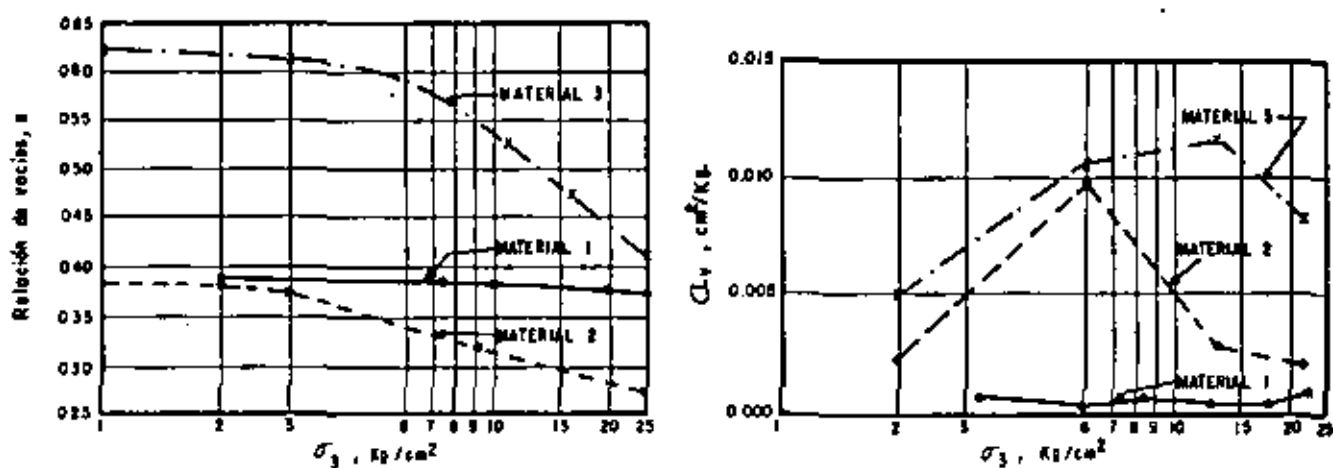


Figura 20. Datos de compresibilidad para tres materiales de enrocamiento.

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

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

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

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

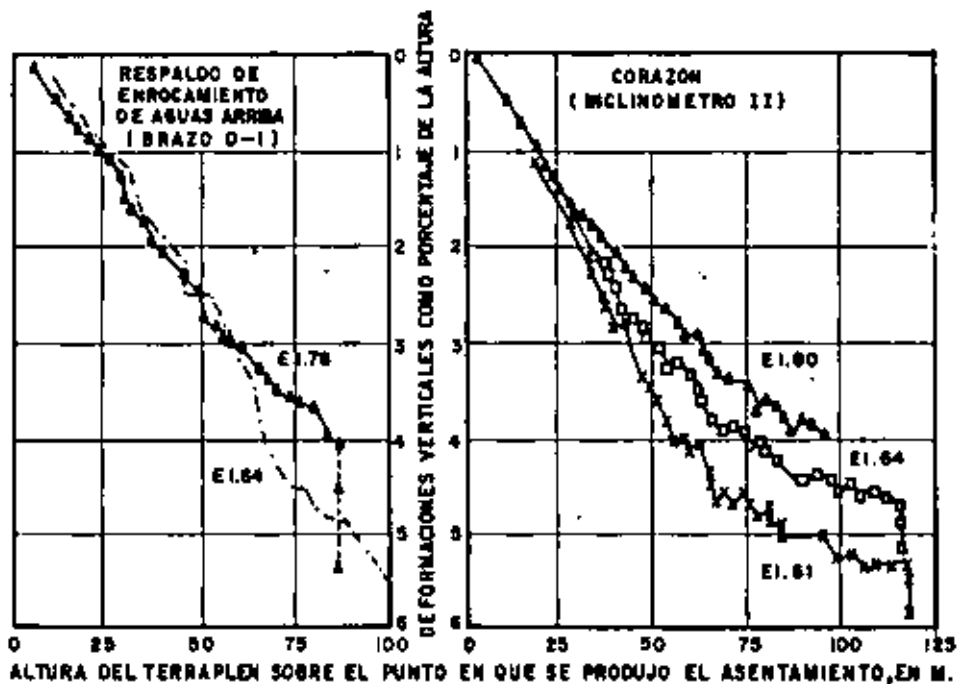


Figura 21. Asentamiento en la presa de El Infiernillo.

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

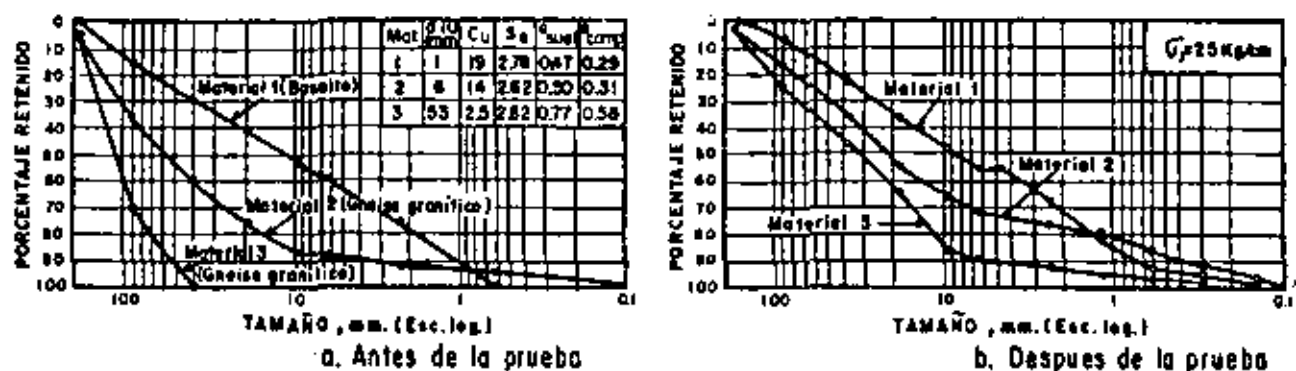


Figura 22. Curvas granulométricas de tres materiales de enrocamiento.

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/cm².

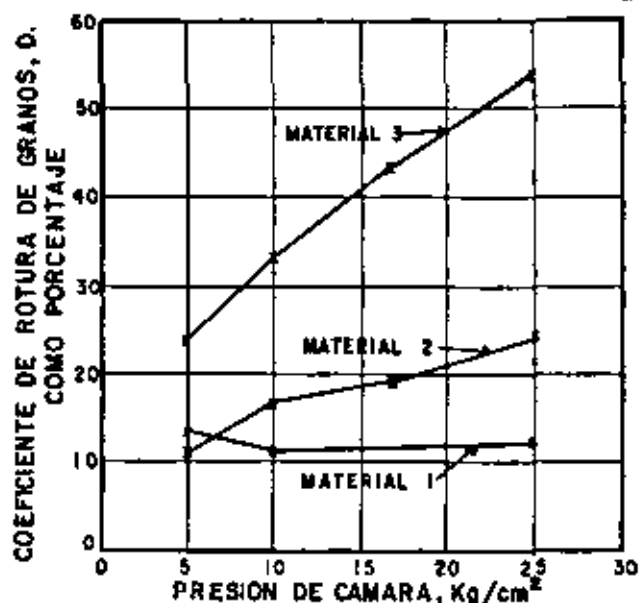


Figura 23. Rotura de granos en pruebas triaxiales.

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

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

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

I-12 COMPRESIBILIDAD DE SUELOS COHESIVOS

A Consolidación.

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

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

Los procesos de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocados por la actuación de 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

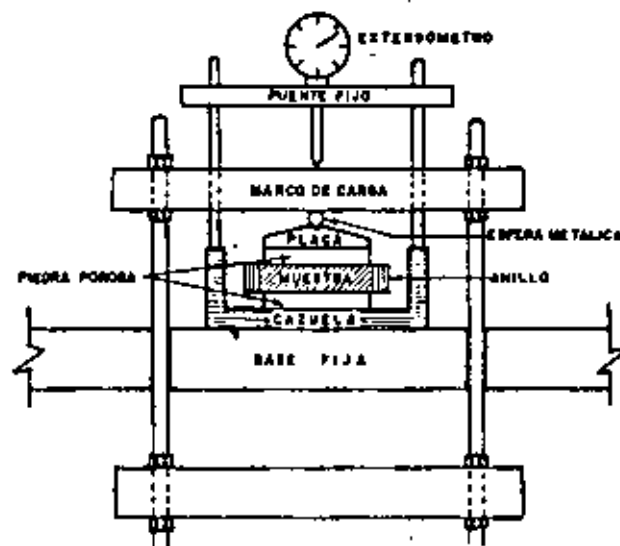


Figura 24. Detalle de la colocación de la muestra en el consolidómetro de anillo - flotante.

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

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

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

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

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

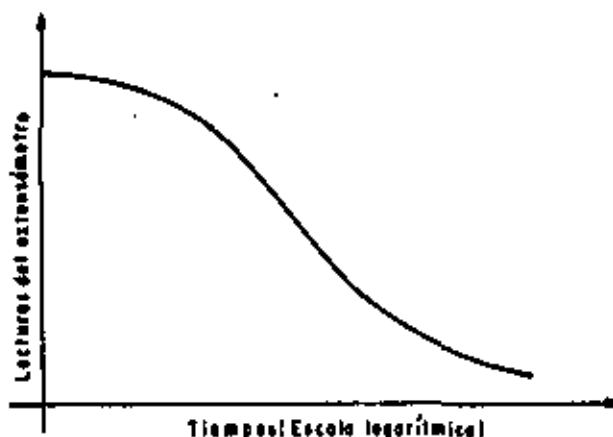


Figura 25. Forma típica de la curva de consolidación en arcillas (fuera de escala).

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

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

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

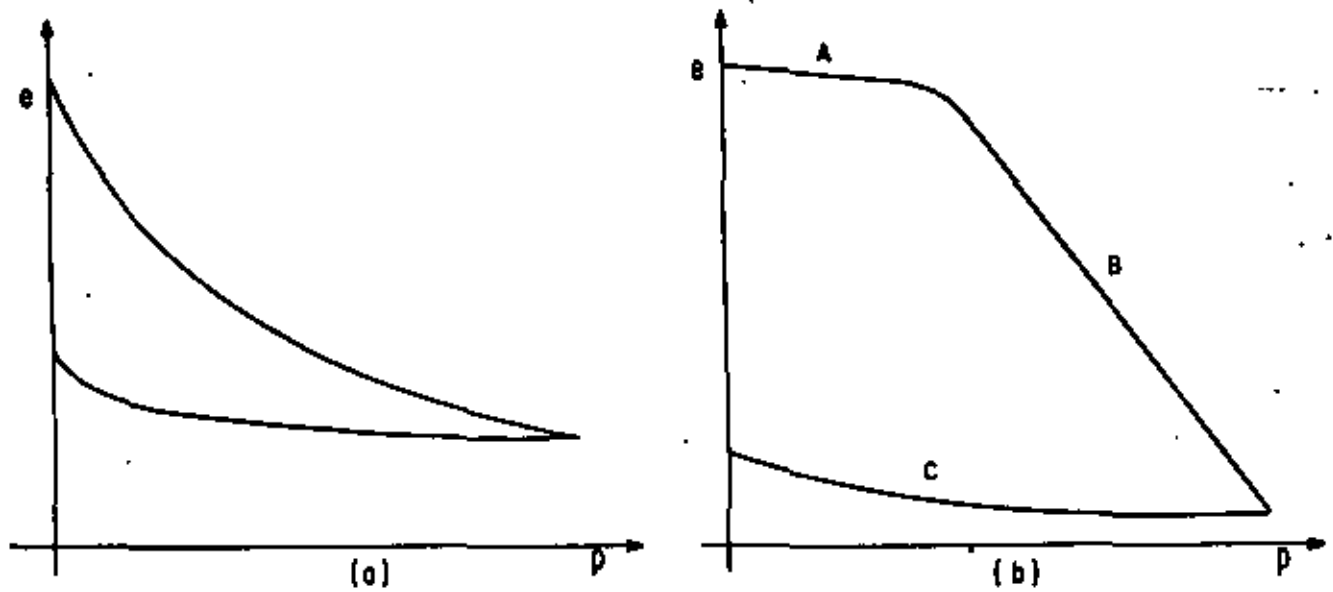


Figura 26. Forma típica de compresibilidad en suelos compresibles. a) Representación aritmética. b) Representación semilogarítmica.

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

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

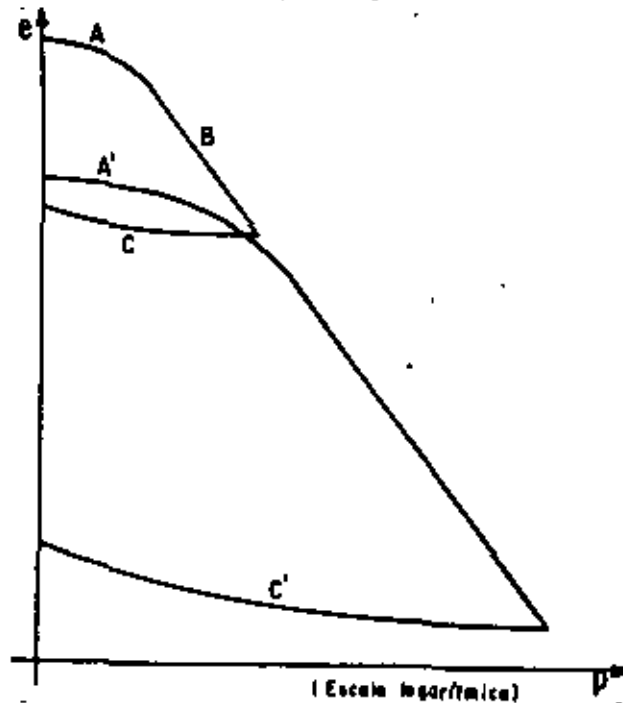


Figura 27. Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.

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 $p = 0$.

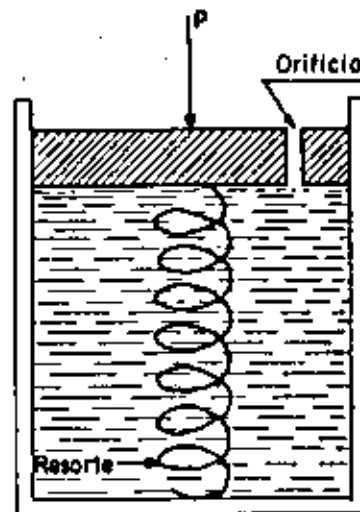


Figura 28. Esquema del modelo mecánico de Terzaghi para la compresión de la consolidación de suelos finos.

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.

Considere 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 , manteniéndolo el orificio cerrado, es evidente que el resorte no puede deformarse en nada y, así, toda la carga P estará soportada por el fluido.

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

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

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

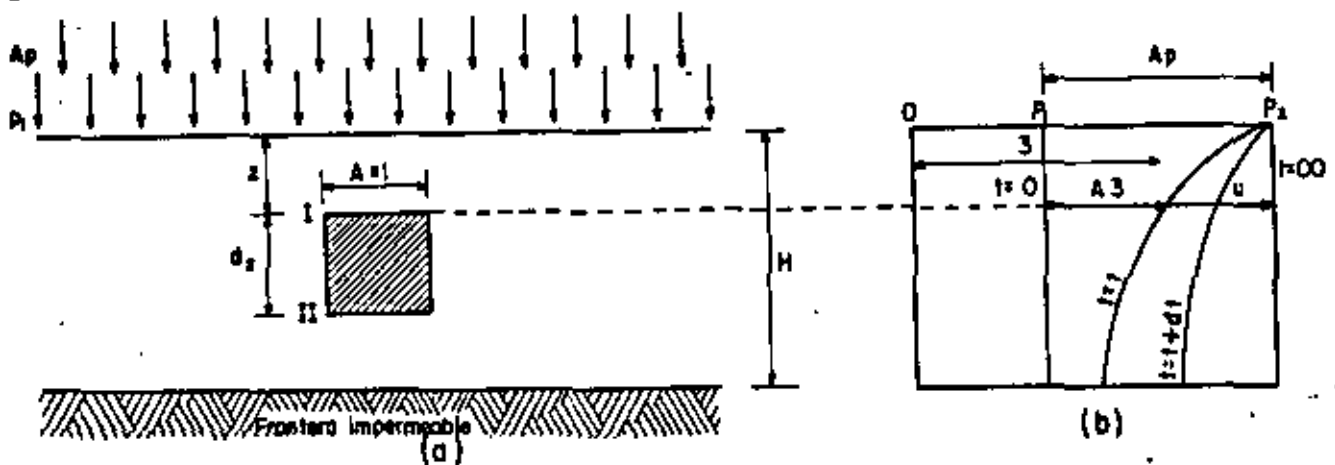


Figura 30. Estado de suelo de extensión infinita sometido a un proceso de consolidación unidimensional.

tica (a lo largo de todo el espesor H), igual a p , 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 ($p = \bar{p} + u$, 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,

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

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:

$$u = \Delta \bar{p} \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n+1)^2} 3en \left[\frac{(2n+1)}{2} \frac{z}{H} \right] E - \frac{(2n+1)^2}{4H^2} C_v t \right\}$$

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

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

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:

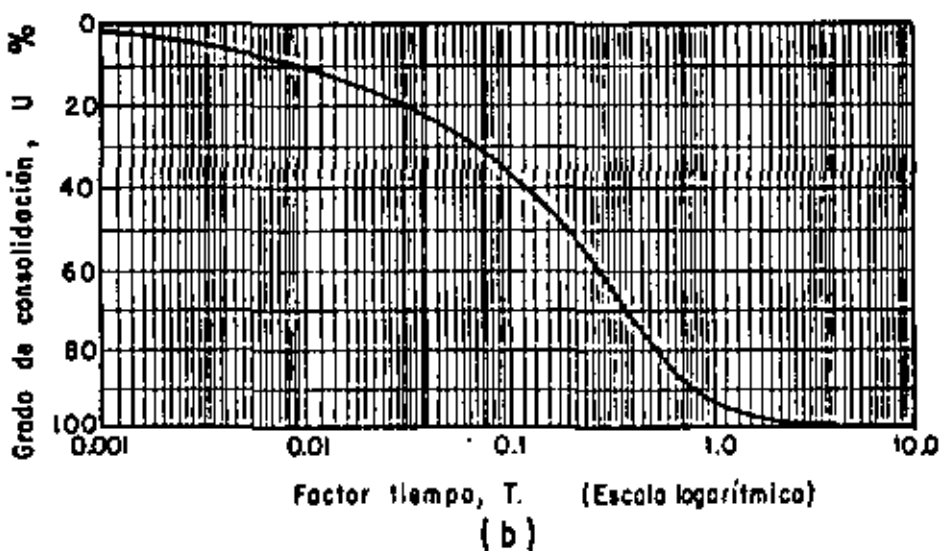
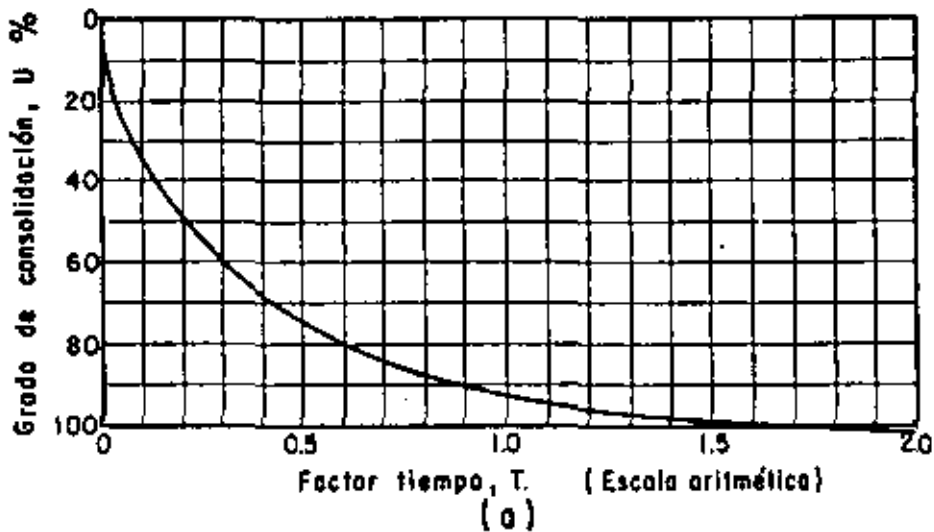


Figura 31. Curvas teóricas de consolidación. a) Trazado aritmético. b) Trazado semilogarítmico.

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

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 períodos t_1 y t_2 necesarios para que cada estrato alcance un cierto grado de consolidación, están relacionados como sigue:

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

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

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

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

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

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

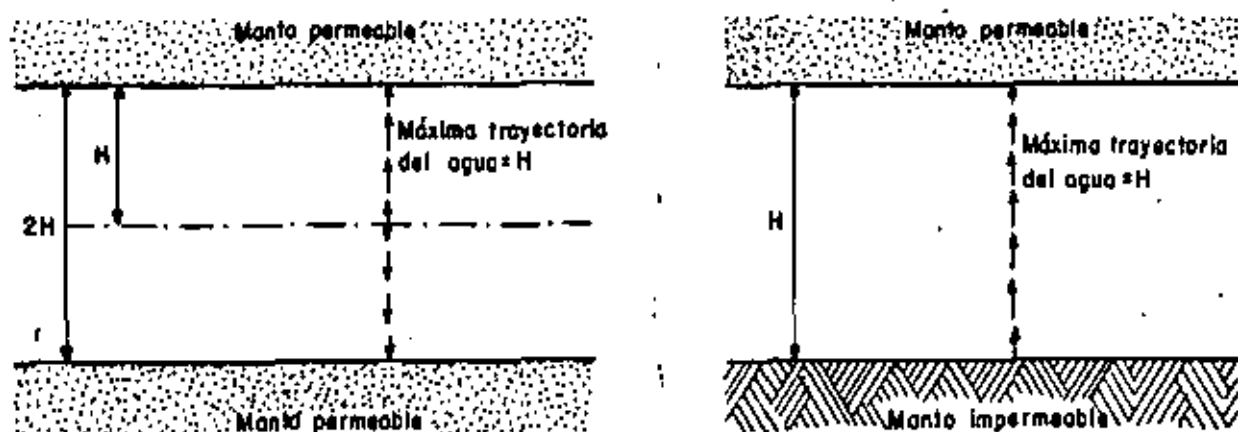


Figura 32. Esquemas que ilustran el concepto de espesor efectivo que gobierna el tiempo de consolidación.

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

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

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

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

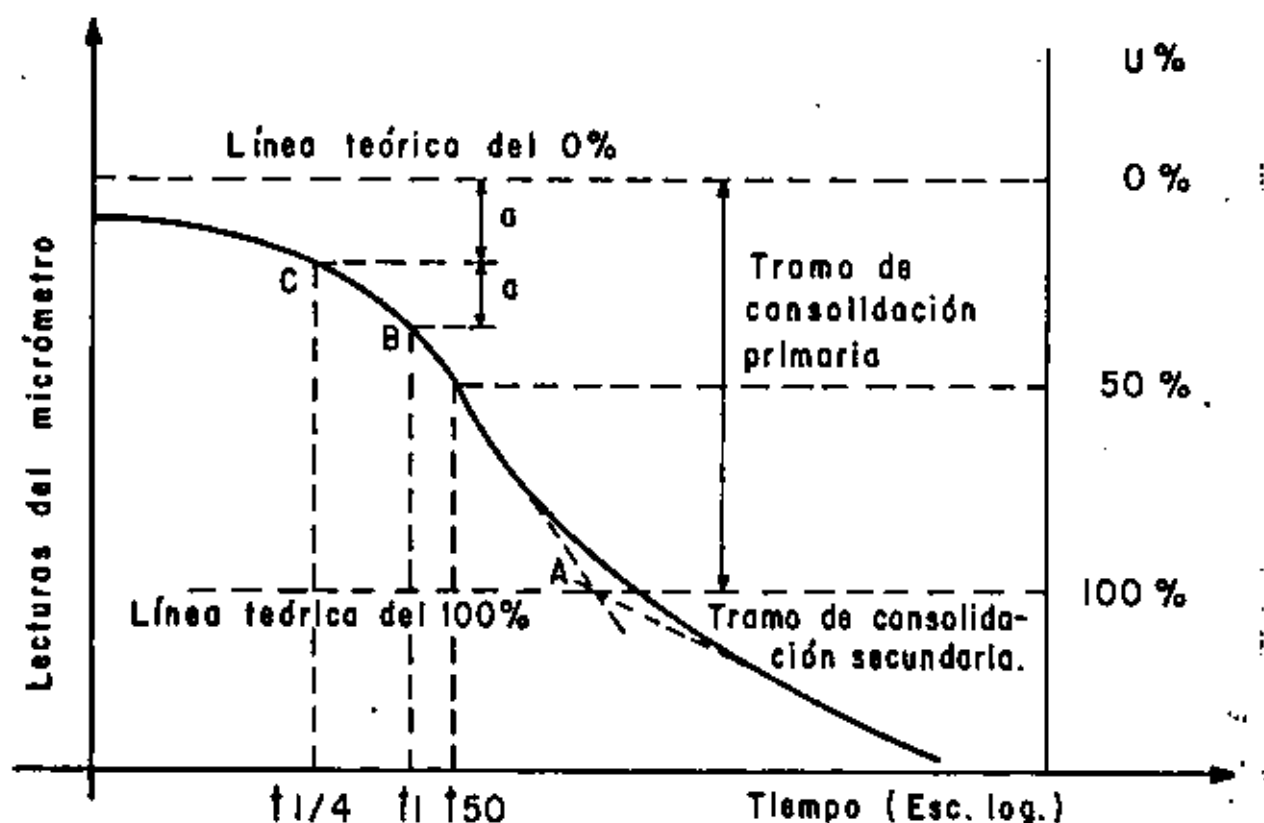


Figura 33. Determinación de % y del 100% de consolidación primaria en una curva de consolidación.

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

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

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

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

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

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

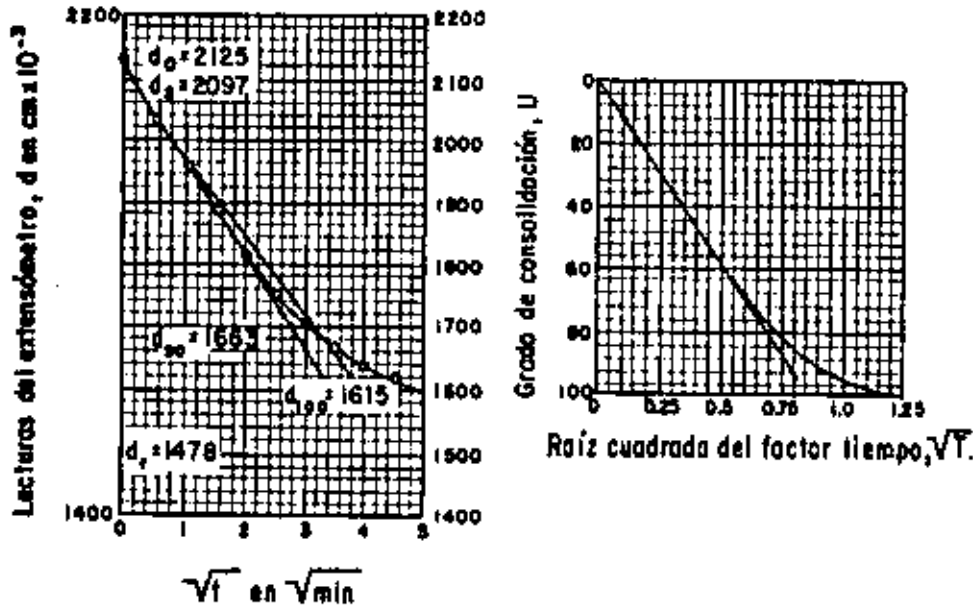


Figura 34. Método de Taylor para el cálculo de los valores de C_v .

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

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

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

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

Nótese que toda la construcción anterior depende, en principio, de que puede situarse la escala U (%) en las diferentes curvas de consolidación, o sea de poder determinar en éstas el 0 y el 100% de consolidación primaria. Esto, a su vez, depende de que la forma de la curva de consolidación se 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 inapropiada para efectuar las debidas construcciones. D. W. Taylor ha desarrollado un método alternativo para el cálculo de los coeficientes de consolidación que da buen resultado en muchos casos en que falla el anteriormente descrito.

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

T (Figura 34.a).

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

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

Usando esta construcción conviene calcular el C_v con la expresión

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

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

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

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

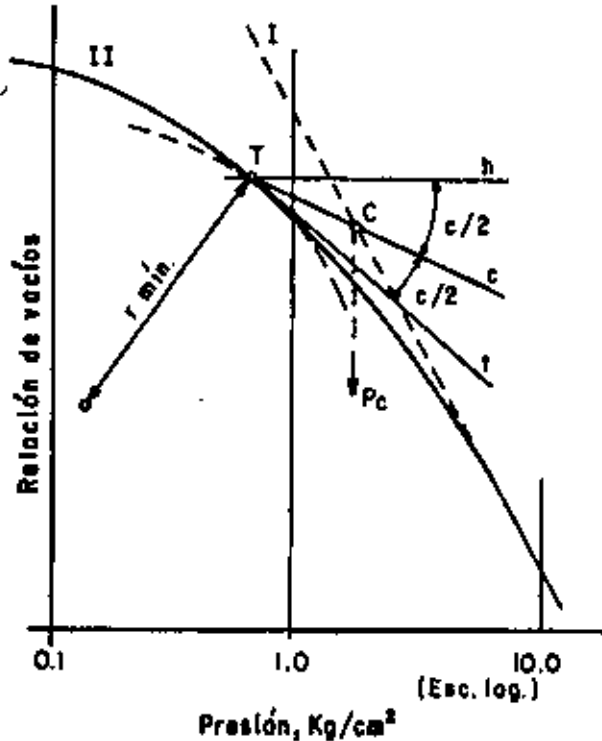


Figura 35. Determinación de la carga de preconsolidación.

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

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

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

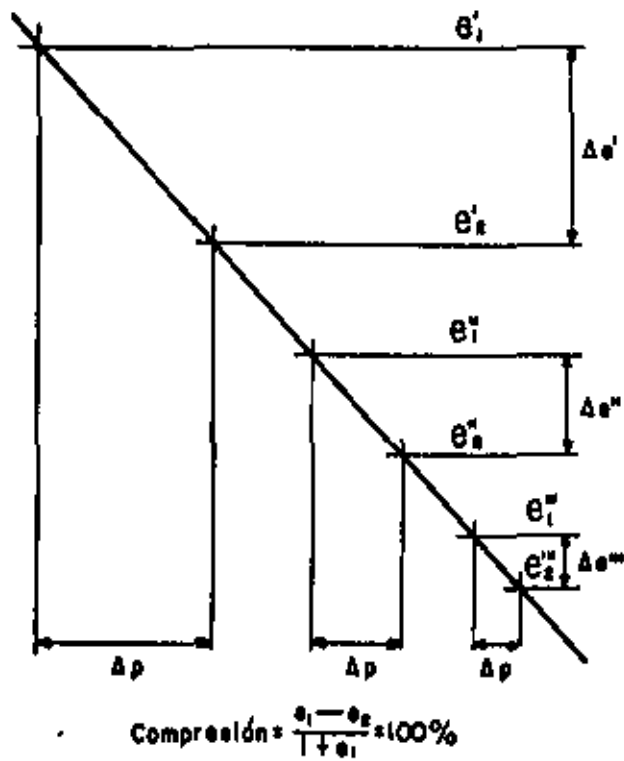


Figura 36. Esquema que muestra la disminución del asentamiento a mayor P_1 inicial.

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

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

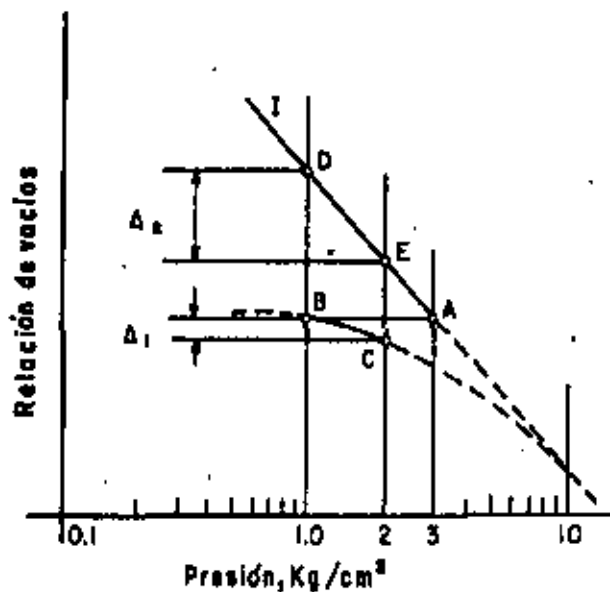


Figura 37. Influencia de la carga de preconsolidación en el cálculo de asentamientos.

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

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

B Asentamientos y expansiones.

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

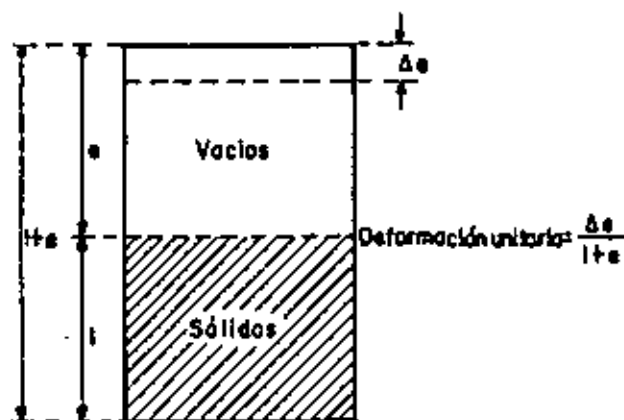


Figura 38. Esquema que ilustra la obtención del asentamiento total de un estrato de suelo.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

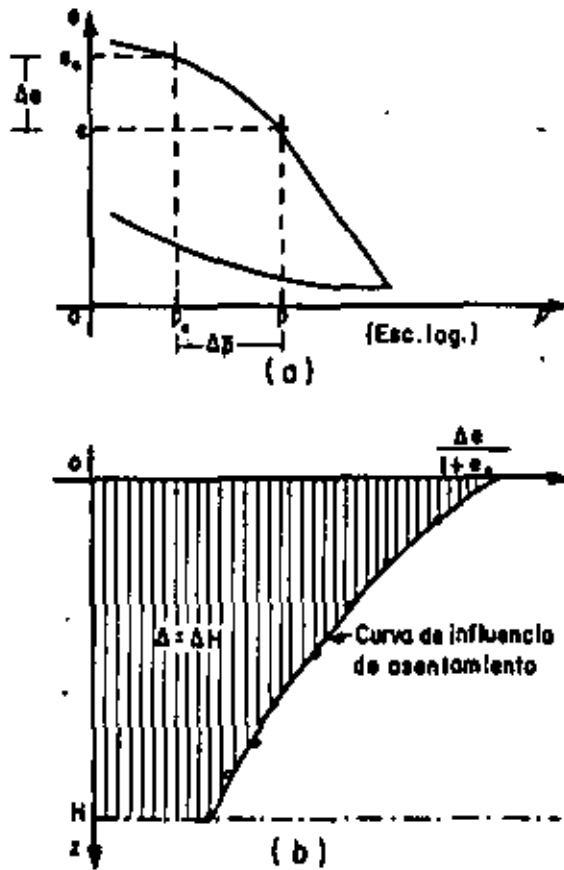


Figura 39. Métodos para la obtención de la curva de influencia de los asentamientos.

Entonces,

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

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

Obtenido el C_v del suelo, la ecuación

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

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

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

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

Debe notarse que, por ser la excavación de extensión infinita y por ser la nueva ley de presiones en el agua lineal y paralela a la original, esta nueva distribución de presión es hidrostática y, por lo tanto, de equilibrio, por lo que el agua no fluirá en ninguna dirección; por ello, el anterior estado de presiones neutrales, efectivas y totales se 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.

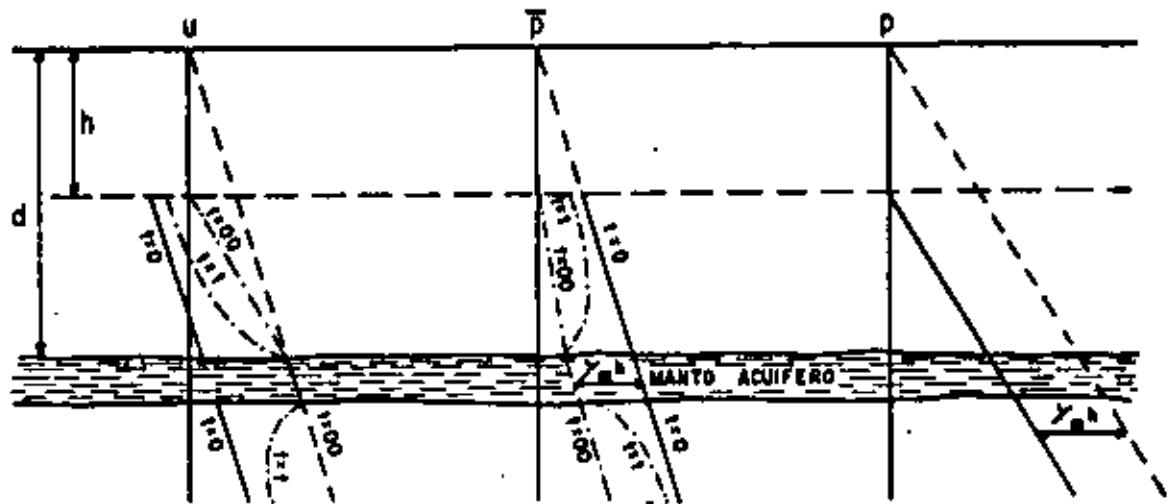


Figura 41. Distribución de esfuerzos verticales bajo el fondo de una excavación de extensión infinita, con un manto acuífero.

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.

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

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

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

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

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

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

En la Fig. 41 se ha supuesto $h < h_{crft}$ y en este caso, a partir del instante de la excavación ($t = 0$) se inicia un proceso de expansión tanto en el estrato arcillosos sobre el acuífero, como en la masa de arcilla subyacente; este proceso es producido por el flujo del agua que entra en la arcilla procedente del acuífero. Este proceso de expansión aumenta las presiones neutrales en los estratos arcillosos, disminuyendo, correspondientemente, las presiones efectivas. En la Fig. 41 se han dibujado isócronas correspondientes a $t = t$, un instante intermedio del proceso; el final de las presiones en el estrato superior de arcilla dependerá de las condiciones de frontera en el fondo de la excavación; si se supone que toda el agua que aflora en el fondo de la excavación se drena conforme brota, el estado final estará dado por las líneas $t = \infty$. En el estrato inferior, por ser 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 bufamiento del fondo de la excavación en un tiempo t tiene dos componentes: el bufamiento ocurrido en el estrato de arcilla de espesor finito que sobreyace al acuífero y el que corresponde a la masa seminfinita situada debajo. En primer lugar se discutirá el proceso de expansión del estrato finito.

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 intercepte el flujo horizontal. Como quiera que estas excavaciones normalmente son provisionales y se construyen para existir durante un tiempo relativamente breve, se logra así que en ese tiempo la expansión no alcance valores de consideración.

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

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

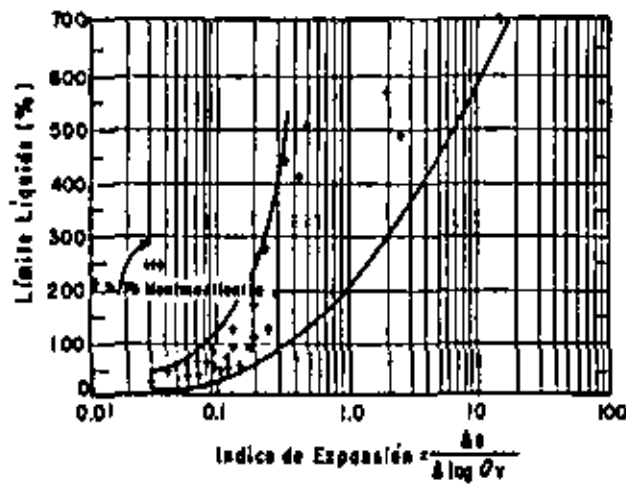


Figura 43. Correlación entre el índice de expansión y el límite líquido en suelos finos.

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

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

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

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

Los índices de expansión pueden tener valores tan altos como 2.5 para la montmorillonita sódica, con límite líquido de 500%; pero en suelos naturales sus valores son mucho más bajos (por ejemplo 0.09 para la arcilla azul de Boston, en el período de descarga de 1 a 0.1 kg/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 reacomodo de partículas minerales, para adaptarse a la nueva estructura más cerrada. Este proceso recibe el nombre de consolidación secundaria y no es tomado en cuenta para nada en la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi.

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

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

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

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

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

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

A Generalidades y teoría de falla.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

donde

τ_f = esfuerzo cortante actuante, final o de falla.

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

σ = esfuerzo normal actuante en el plano de falla.

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

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

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

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

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

La teoría de falla de Mohr-Coulomb permite, en general, llegar a resultados bastante satisfactorios en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a los problemas prácticos, pero indudablemente no es una teoría perfecta en el sentido de que no permite predecir todas las fallas observadas ni explica toda la evidencia experimental disponible. Quizá la explicación de estas deficiencias 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.

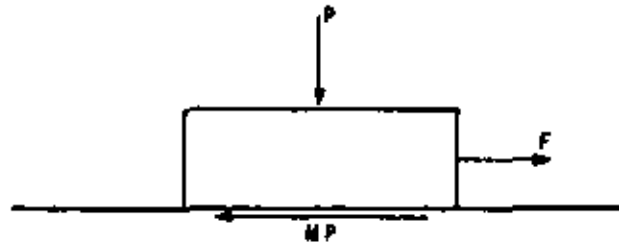


Figura 44. Concepto mecánico de la fricción.

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, τ_f puede relacionarse con $\bar{\sigma}$ por una expresión del tipo

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

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 vera) sería una línea recta pasando por el origen, y el ángulo ϕ sería constante, como precisamente estableció Coulomb. Sin embargo, esto no sucede y lo normal es que la representación -- de la ley de resistencia muestre una línea curva (si bien generalmente no muy alejada de la recta); esto es debido al efecto sobre la resistencia del acomodamiento 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 acomodamiento 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 acomodamiento. Por ello, en una representación -- , según -- va siendo mayor, se va teniendo menor ϕ , y la ley de resistencia se va haciendo más horizontal.

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

En resumen, los suelos granulares se consideran materiales friccionantes, pero con desviaciones del comportamiento puramente friccional por efectos de acomodamiento 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 debe ocurrir muy frecuentemente.

Es un hecho experimental universalmente aceptado que el agua intersticial influye en la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas, de manera que ésta disminuye si aquélla aumenta. Una explicación posible 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

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

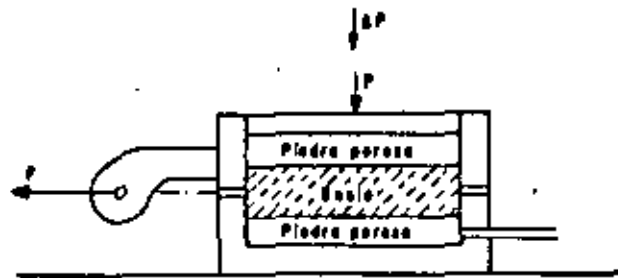


Figura 45. Esquema para ilustrar la influencia de diversos factores sobre la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo "cohésivo".

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

que producía la σ_1 , la arcilla tenderá a expandirse; como la muestra no puede tomar instantáneamente el agua necesaria para ello, aun en el supuesto de que existiese en el exterior disponible, el agua intersticial quedará sometida a un estado de tensión tal que proporcione a las partículas minerales una presión suficiente para mantener 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 hechar mano, en última instancia, para aplicar 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 laminar, 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 resistencia suficientemente claro para las aplicaciones de la Mecánica de Suelos a las vías terrestres, a condición de tomar cuidadosamente en cuenta las consideraciones 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 residual, 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 condición en que el suelo presenta grandes deformaciones para esfuerzo prácticamente 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 relativamente sueltas. Esta resistencia, denominada última o residual, fue estudiada 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 antes del proceso de deformación por cortante, y la deformación tiene lugar a volumen constante. La influencia del acomodo de las partículas es mínima, aunque hay evidencia de que aun juega un cierto papel, a pesar de las grandes deformaciones que han tenido lugar. En las arcillas, la resistencia residual es independiente de la historia previa de esfuerzos, como lo demuestra el hecho de que tiene igual valor para suelos naturales y remoldeados. La caída de resistencia 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 partículas se disponen con sus caras paralelas.

Los mecanismos de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos parcialmente saturados (tan importantes para el ingeniero de las vías terrestres por el amplio uso que hace de los suelos compactados, que generalmente 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 esfuerzos 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.

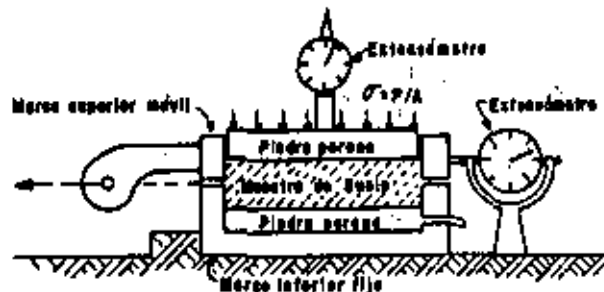


Figura I-46. Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

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 laborato-

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

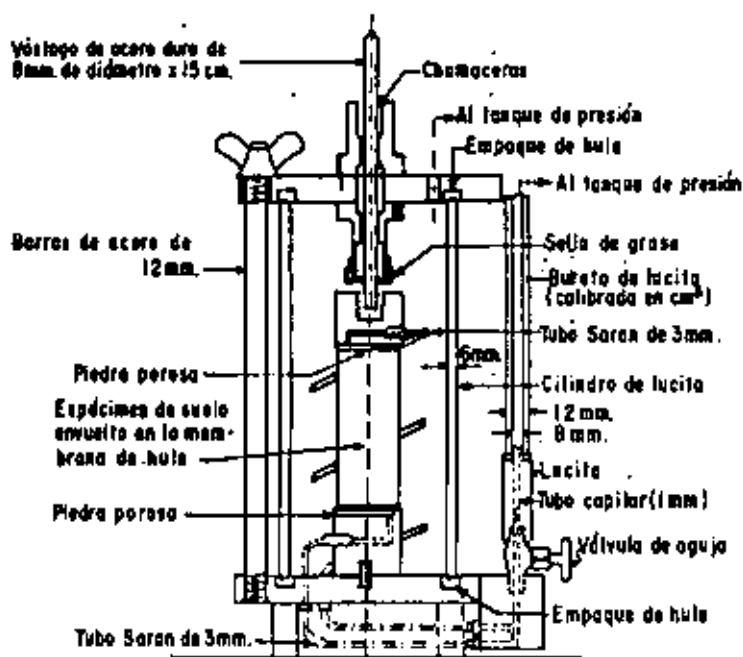


Figura I-47. Cámara de compresión triaxial.

completa. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son igualmente cilíndricos y están sometidos a presiones laterales de un líquido, por lo general agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas (Fig. - - I-47). En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo saran). 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 es ta 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 falla aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua, en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

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

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

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

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

Prueba rápida (símbolo R). Sin drenaje.

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

Prueba de compresión simple (símbolo C_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 haciendo disminuir el lateral dado por el agua o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo simultáneamente la lateral. La más común de las pruebas de este último tipo es aquella en que cada incremento de presión axial sobre la muestra es el doble del decremento de presión lateral, de modo que el promedio aritmético de los esfuerzos normales principales se mantiene constante.

Análogamente existen las variantes correspondientes para las pruebas de extensión.

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

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

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

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

En los aparatos de corte simple el espécimen se deforma también de un modo análogo a como se hace en un aparato de corte directo, pero de tal manera que en la deformación todas las secciones horizontales de la muestra permanecen invariables; existen principalmente dos, que se describen detalladamente. Se admite que los aparatos de corte simple son más apropiados que los de corte directo para el estudio de las deformaciones de los suelos, por abarcar la zona deformada prácticamente a todo el espécimen, en lugar de una estrecha franja del mismo, lo que produce incertidumbres en el análisis de las deformaciones. Los aparatos de corte simple a que se ha hecho referencia, producen 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 hincarse en el estrato en el cual van a realizarse las determinaciones y esta operación ejerce siempre influencia negativa. La prueba guarda cierta similitud, desde

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

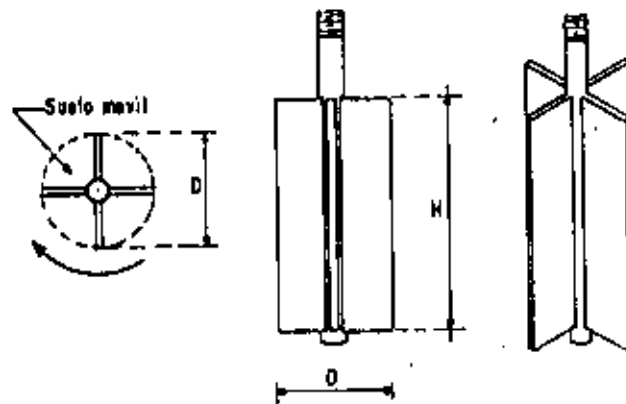


Figura 48. Aparato de veleta para determinaciones de resistencia al esfuerzo cortante.

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

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

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

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

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

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 ($M_{\text{máx}}$):

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

y:

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

De donde

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

efecto de cementación antes que cualquier clase de cohesión.

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

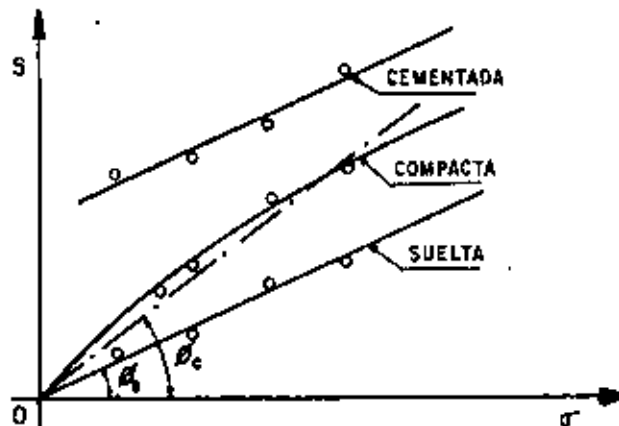


Figura 49. Líneas de resistencia para una arena en estado suelto, compacto y cementado.

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

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

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

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

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

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

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

Si la presión neutral aumenta lo suficiente, la diferencia $-\sigma - u$ 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 expe

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

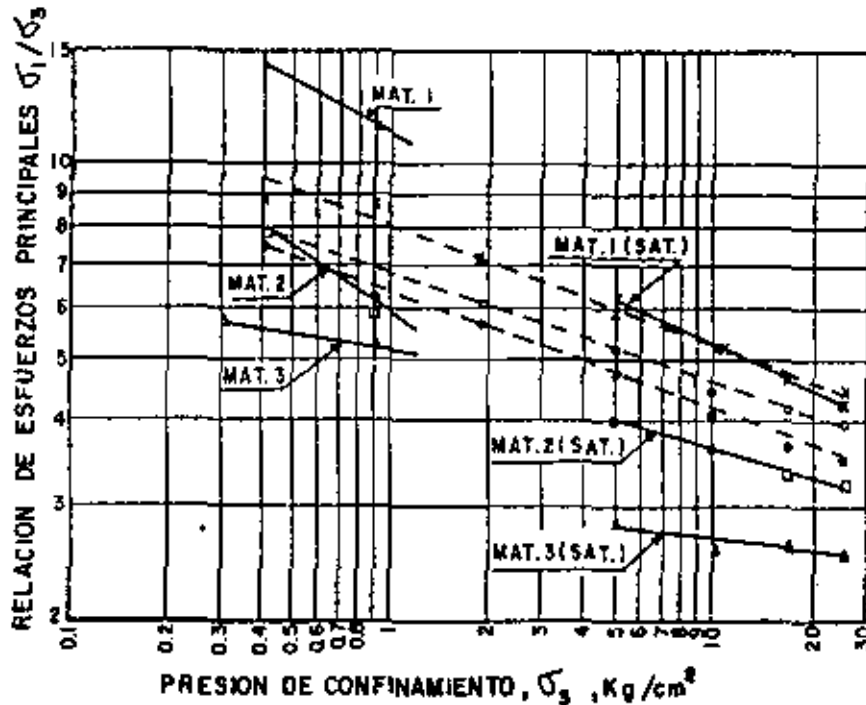


Figura 50. Relación entre el cociente σ_1/σ_3 en la falla y σ_3 para tres materiales.

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

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

Las pruebas de la izquierda se hicieron sobre especímenes secos, en tanto que las de la derecha sobre los especímenes saturados; el cambio de inclinación y tendencia de las líneas obtenidas indica el efecto de la saturación sobre la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos granulares (para ver esto, téngase en cuenta que la escala en que se ha dibujado σ_3 es logarítmica). La relación de vacíos inicial o la 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 compacidad 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-

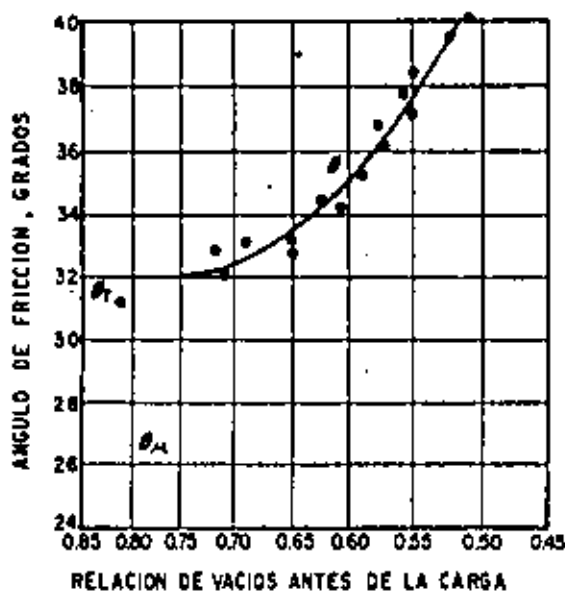


Figura 51. Ángulo de fricción interna en función de la relación de vacíos inicial de una arena media a fina.

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.

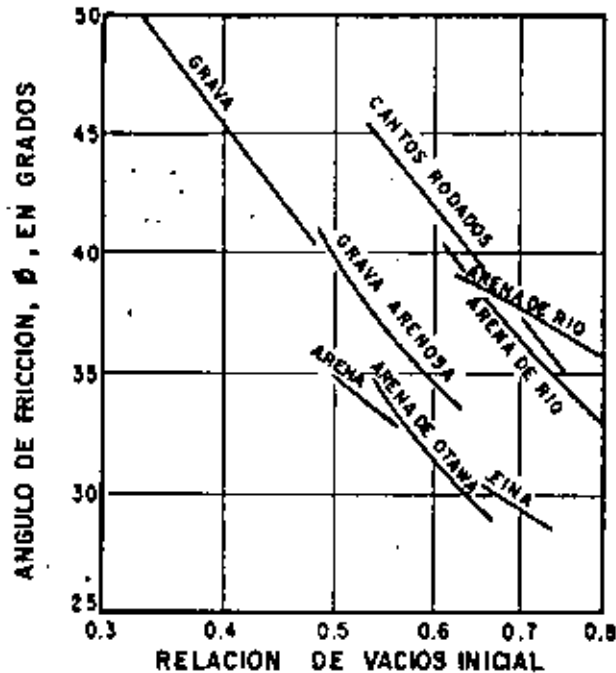


Figura 52. Valores del ángulo ϕ vs. relación de vacíos inicial en varios suelos granulares.

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/cm², y llegó a la conclusión de que son alrededor de dos millones de veces mayores en el enrocamiento que en la arena común,

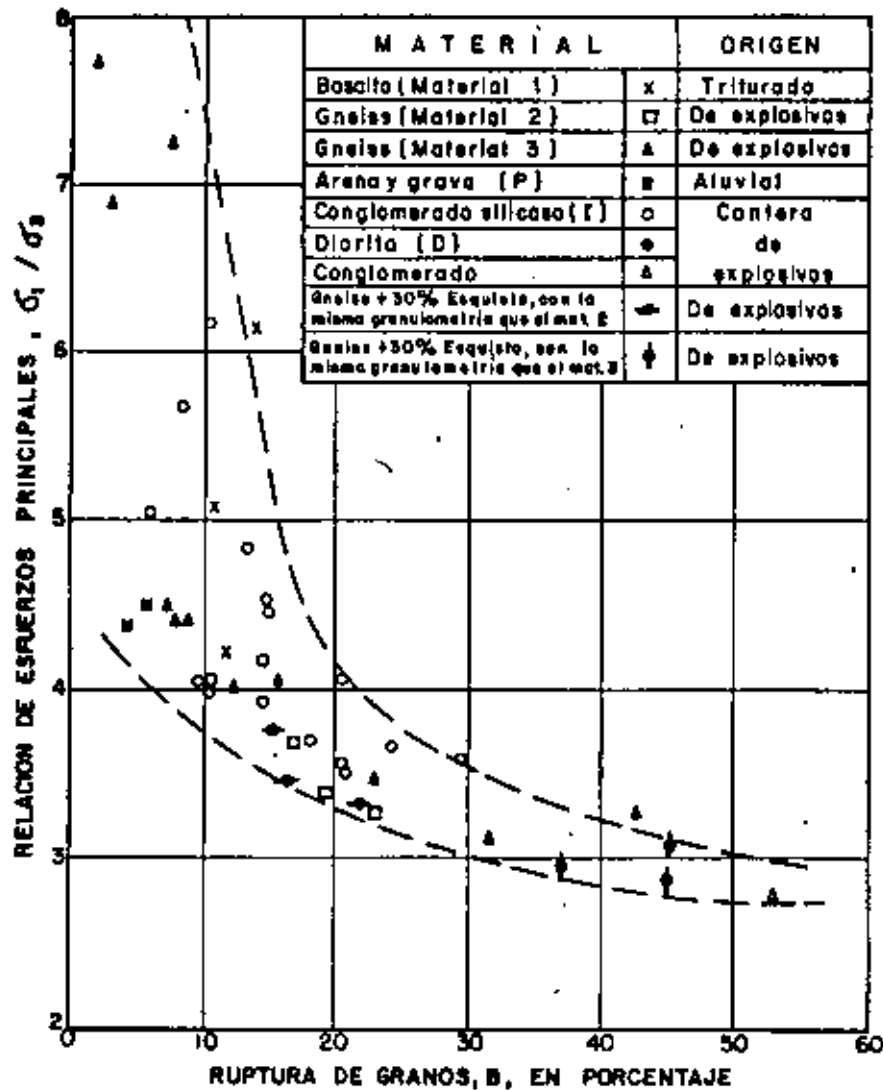


Figura 53. Correlación de la razón σ_1/σ_3 en la falla y la ruptura de los granos.

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

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

A Suelos saturados

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

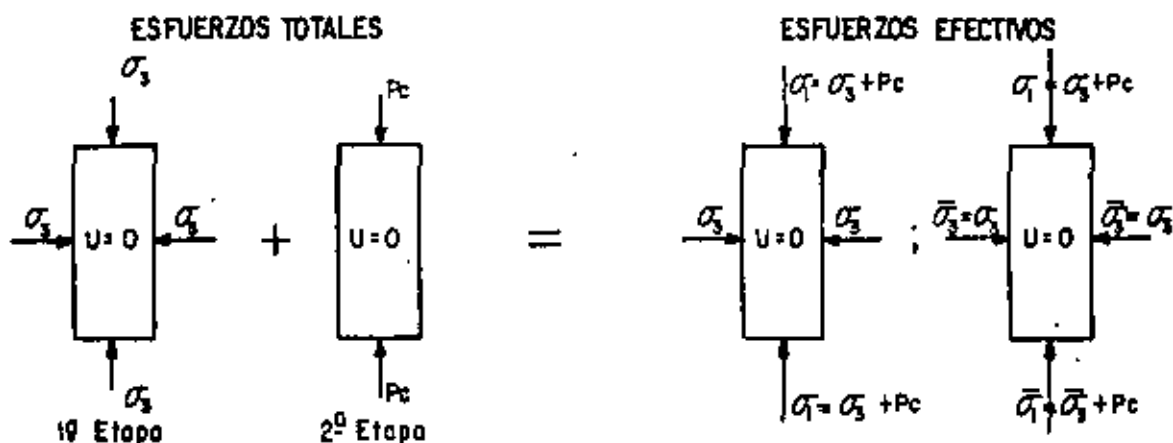


Figura 54. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial lenta.

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

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

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

Se denomina trayectoria de los esfuerzos actuantes sobre un cierto plano

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

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

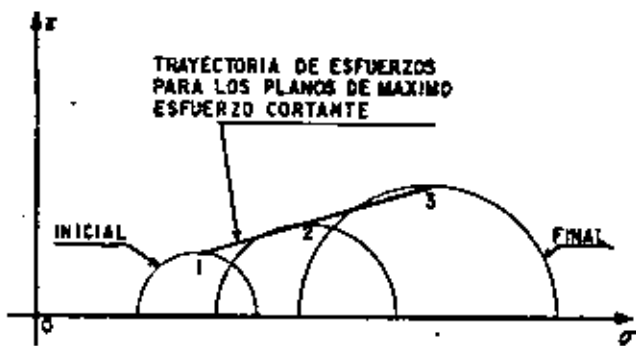


Fig. 55. Círculos de Mohr y trayectoria de esfuerzos en la prueba de consolidación unidimensional.

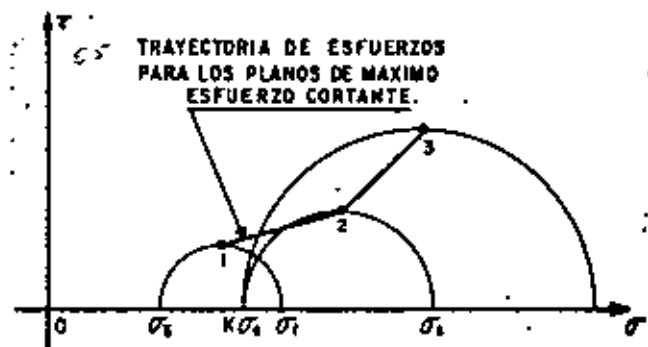


Fig. 56. Trayectoria de esfuerzos en una prueba drenada.

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

Las pruebas de la Fig. 56 se hicieron aplicando al espécimen un esfuerzo σ_3 con agua y un esfuerzo normal σ_1 , mayor que σ_3 , lo que equivale a producir en la primera etapa una consolidación anisótropa ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$), - lo cual también es práctica común en los laboratorios. A continuación se aplicó al espécimen un esfuerzo desviador τ_c , igual a la carga de preconsolidación del suelo, variando la presión de la cámara a un valor $K\tau_c$ 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 $\sigma_3 = K\tau_c$, se pasó a la segunda etapa de la prueba, aplicando al suelo un esfuerzo vertical, por el vástago, σ , para obtener el círculo 3.

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

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

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

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

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

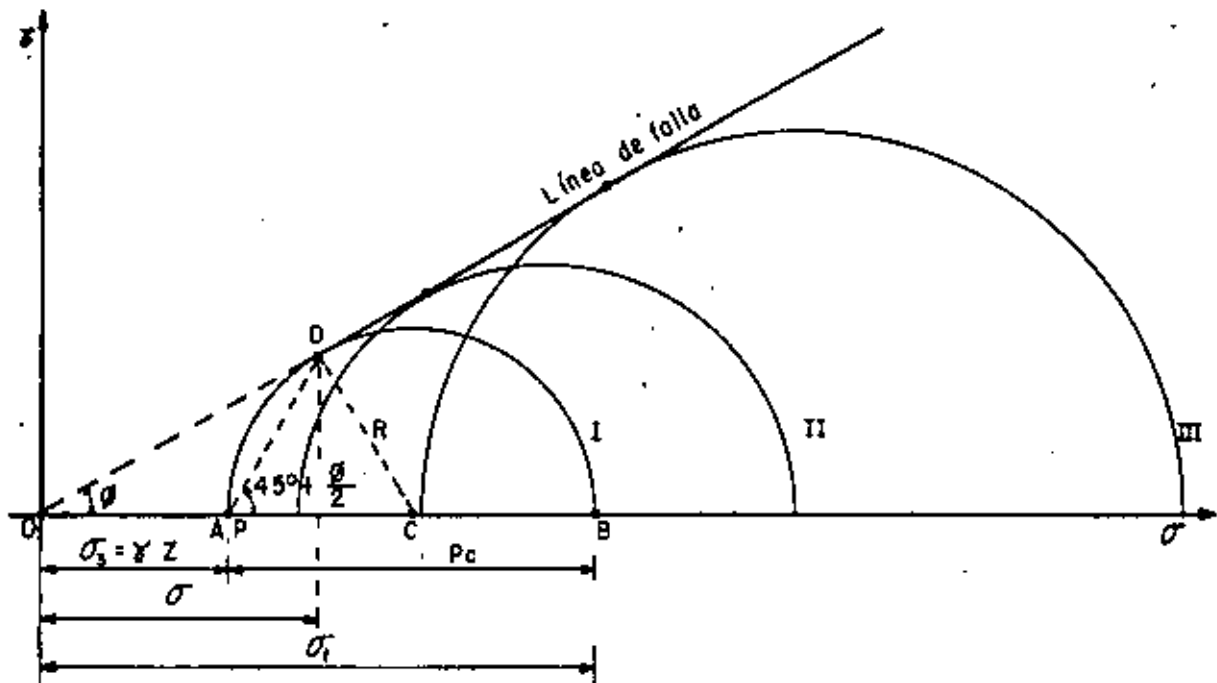


Figura 57. Línea de falla de arcillas saturadas y normalmente consolidadas en prueba lenta.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ticos que apartan su comportamiento del puramente elástico; las pérdidas de 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.

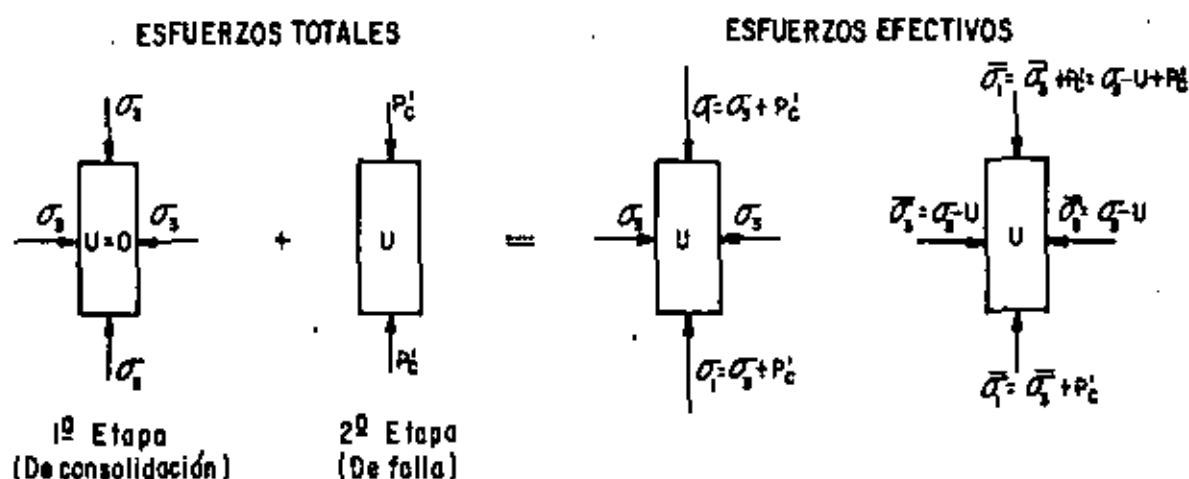


Figura 58. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida-consolidada.

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 se puede estimar por métodos teóricos, o en pruebas en que se mida la presión neutral directamente en la cámara triaxial. La Fig. 59 muestra las envolventes obtenidas en ambos casos. Razonando igual que en el caso de la prueba drenada, puede comprenderse la razón por la que las envolventes son rectas por arriba de la carga de preconsolidación, σ_c , abajo de la cual, el suelo exhibe una resistencia algo mayor que la correspondiente a la envolvente recta.

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

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

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

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

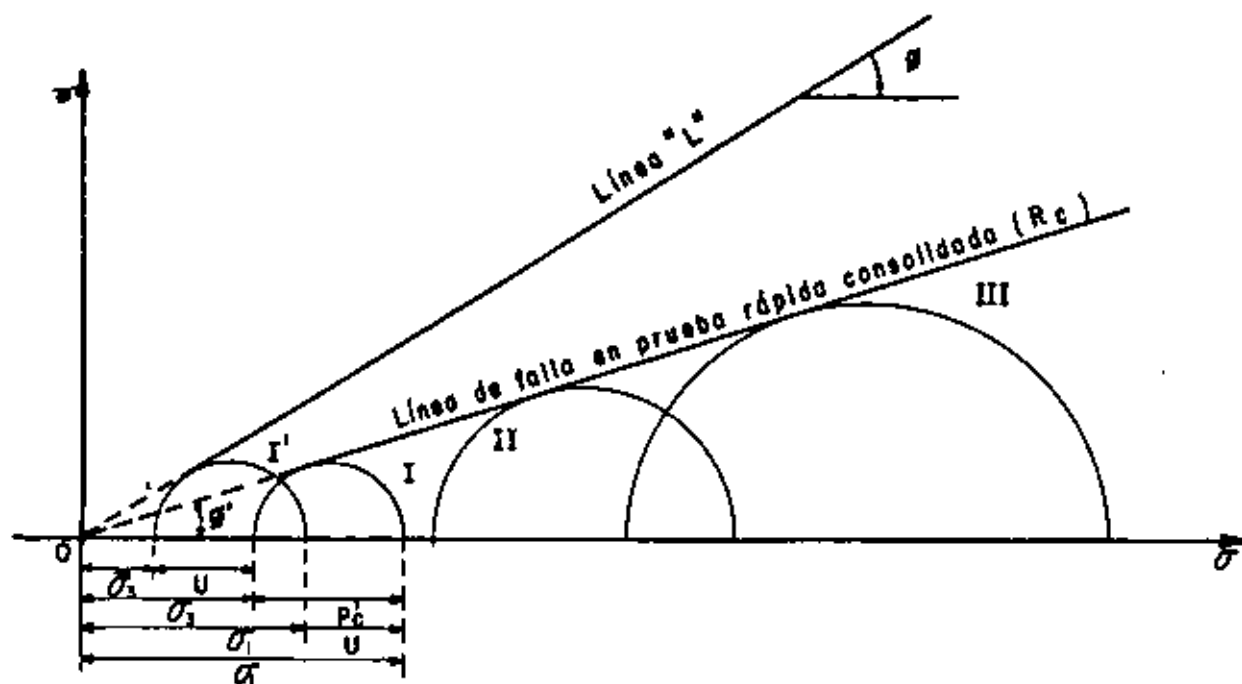


Figura 59. Línea de falla en prueba rápida-consolidada, en suelos saturados y normalmente consolidados.

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

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

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

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

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

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

3. Prueba rápida.-Condición no drenada.

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

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

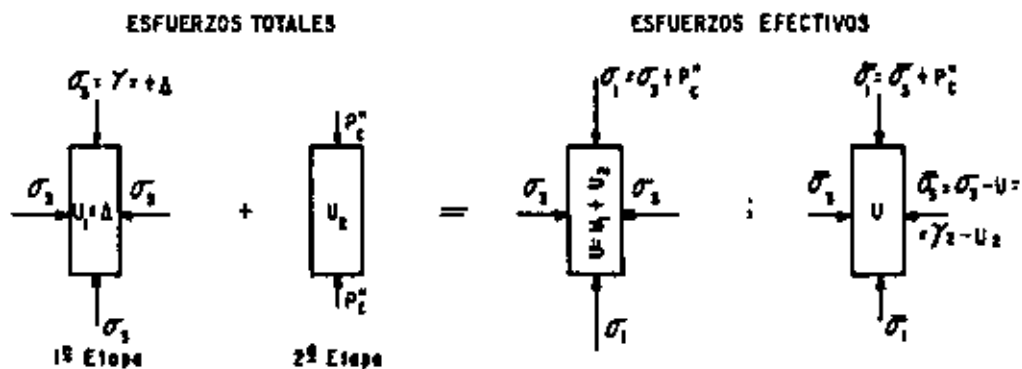


Figura 60. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión triaxial rápida.

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

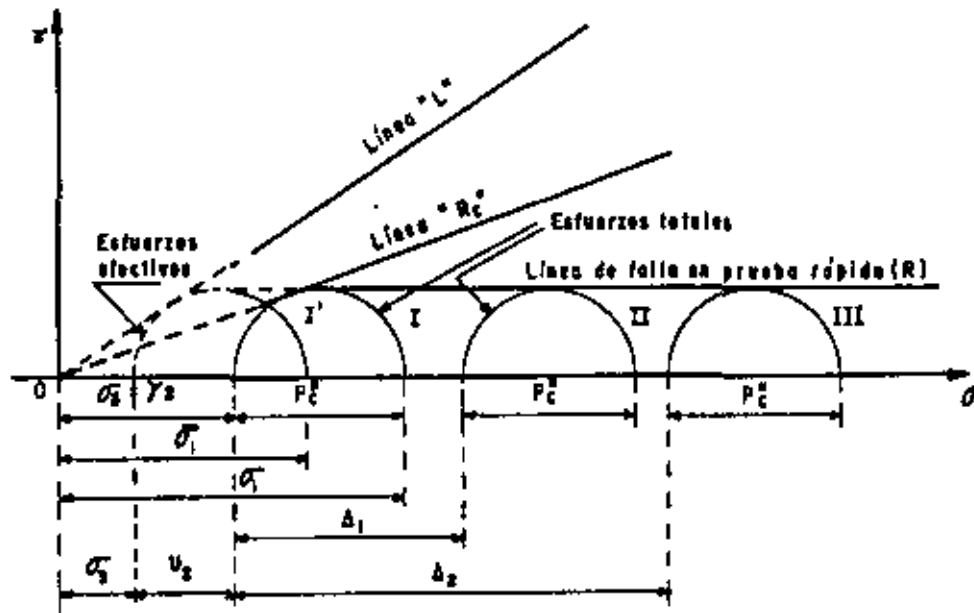


Figura 61. Línea de falla en prueba triaxial rápida.

-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 .

$$\bar{\sigma}_3 = \sigma_3 - u = \sigma_3 - (u_1 + u_2) = (\gamma_s + \Delta) - p_c = \sigma_3 + p_c - u_2 + p_c$$

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

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

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

$$s = c$$

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

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

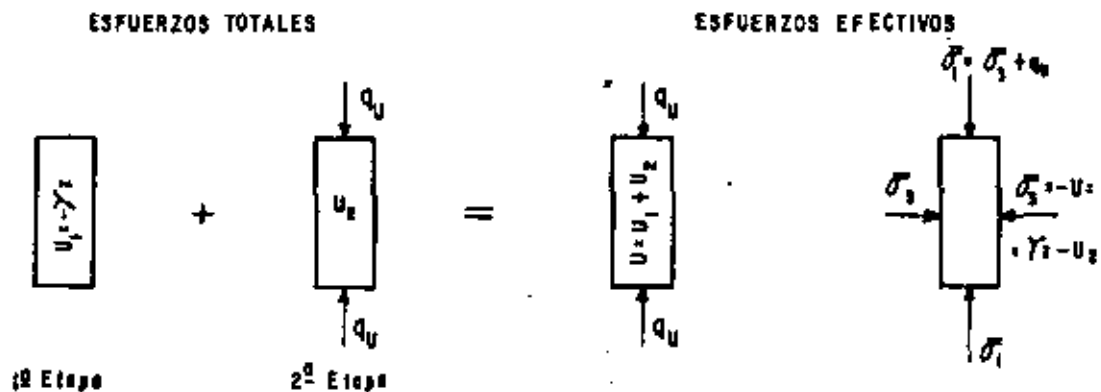


Figura 62. Distribución de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

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

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

4. Prueba de compresión simple.

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

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

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

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

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

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

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

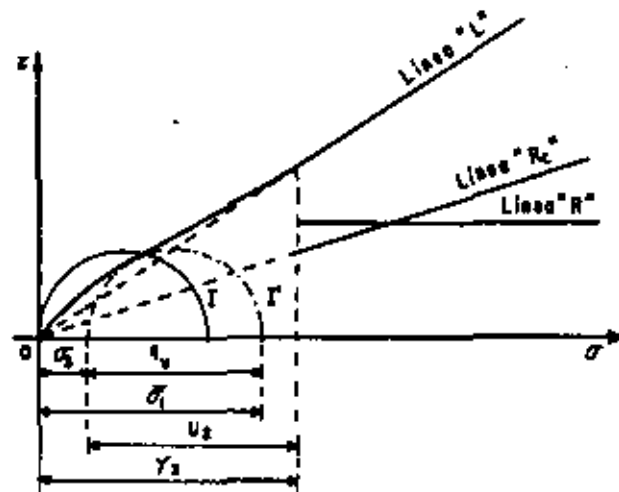


Figura 63. Círculos de esfuerzos totales y efectivos en prueba de compresión simple.

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

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

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 un cambio de esfuerzo $\Delta\sigma$ han sido estudiados por Bishop y Eldin y por Skemton. 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

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

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

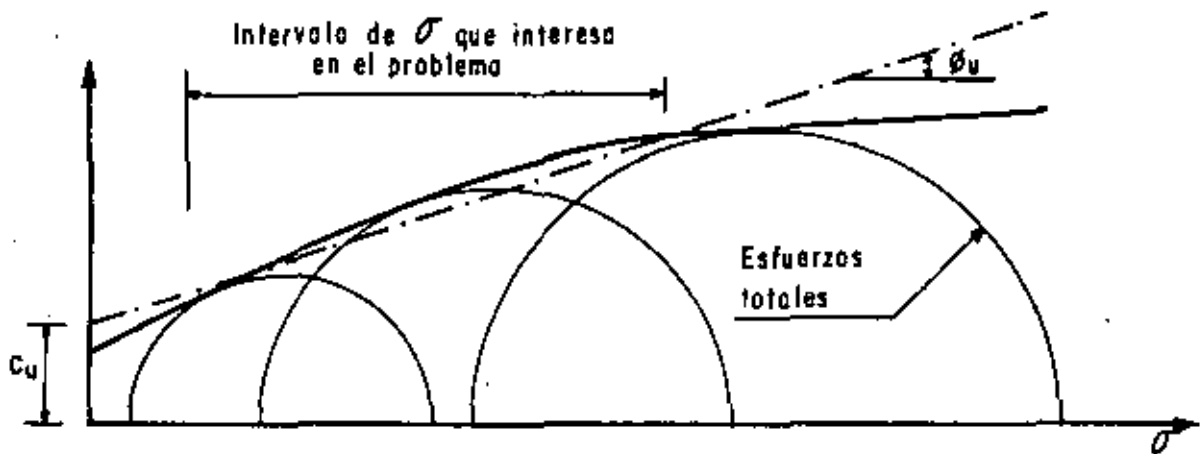


Figura 64. Prueba triaxial sin drenaje en un suelo parcialmente saturado.

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 $\sigma' = \sigma - u$ y la resistencia del elemento será simplemente la ordenada de la línea L correspondiente a tal σ' .

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 alicio y posibilidades que la presa de tierra, no es arriesgado afirmar que los futuros progresos de la Mecánica de Suelos harán que el criterio de los esfuerzos efectivos esté destinado a ser el más ampliamente usado, por ser el más racional y el que hace un uso más adecuado de las ideas básicas que rigen en el campo de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

2) El criterio de los esfuerzos totales.

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

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

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

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

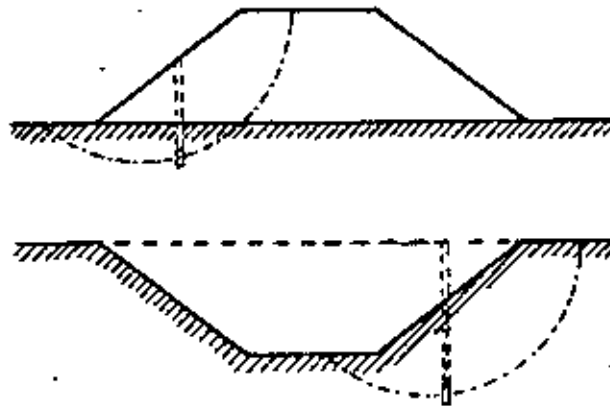


Figura 66. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante en un corte y un terraplén en el mismo suelo arcilloso.

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

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

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 sometiéndolos a la interpretación moderna. En este sentido han de ser también interpretados los símbolos c y ϕ cuando aparezcan en las páginas subsiguientes de este trabajo. Como quiera que las pruebas triaxiales actualmente usadas representan circunstancias extremas para el suelo en estudio, algunos especialistas en estas materias, cuando se enfrentan a un caso real gobernado por circunstancias intermedias entre las adoptadas para las pruebas, prefieren dibujar sus propias envolventes simplemente interpolando entre las dos representativas de comportamientos extremos. Este proceder ha de estar siempre respaldado por amplia experiencia, pero en ese caso conduce a la obtención de datos más realistas que ninguna prueba por separado.

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

En la parte (b) de la misma figura se han trazado las envolventes de f_a - lla obtenidas llevando los resultados de diferentes pruebas a un plano de e_s - fuerzas normales efectivos sobre el plano de falla contra las resistencias máximas y residuales obtenidas en esas pruebas. Puede observarse que dichas envolventes 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 invariablemente c_r es muy pequeña, pudiendo por ello desprejarse. 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 arcillas 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; considere 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 PÉTREOS 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 triturado, 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 despulme 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 cuáles fueron empleados, sus volúmenes, características físicas de los materiales, tratamientos utilizados, empleo, problemas que se presentaron durante su explotación, comportamiento en la obra, etc.

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

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

C Diferentes tipos de bancos de materiales

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

a) Playones de ríos

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

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

b) Depósitos.

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

c) Mantos de roca.

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

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

d) Conglomerados.

Los conglomerados son formaciones de origen sedimentario y están consti-

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

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

e) Aglomerados.

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

f) Zonas de pepena.

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

D Inventario de bancos.

a) Ideas generales para su formulación.

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

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

b) Información básica.

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

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

cular, ejidal, nacional, etc.

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

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

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

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

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

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

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

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

c) Utilidad y aplicación.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Los materiales sometidos a trituración total y cribado, como las rocas procedentes de mantos, depósitos, pepena, etc., se emplean principalmente en bases hidráulicas, pero en ocasiones, debido a la escasez de otros materiales más económicos como las gravas-arenas, los conglomerados, etc., se emplean también en sub-bases; en ambos casos dichos materiales se usan solos cuando cumplen con los requisitos especificados, como sucede con las calizas, pero en ocasiones es necesario incorporarles algún otro material, con ciertas características que complementen o mejoren las que tiene el material triturado como es el caso por ejemplo del basalto.

Los tipos de materiales antes señalados, son los que se emplean con mayor frecuencia, pero también se usan otros materiales de tipo especial, los cuales se tratan por separado en el inciso I-5.

b) Materiales de uso probable en bases estabilizadas.

Cuando por razones generales de índole económica se requiere emplear, en bases de pavimentos, materiales de la localidad que por sí solos no reúnen características físicas satisfactorias para estos fines, se recurre a tratar dichos materiales adicionándoles algún producto elaborado para modificar sus propiedades originales, haciendo que alcancen los valores establecidos respecto a las normas vigentes.

Generalmente los materiales de uso probable en bases estabilizadas pueden ser los mismos que los de sub-bases o bases hidráulicas, cuando dichos materiales no cumplen con las especificaciones de calidad correspondientes; en este caso se procede a la estabilización, lo cual puede ser a base de productos asfálticos, cemento Portland, mezclas de cemento Portland y puzolana, cal hidratada, mezclas de cal hidratada y puzolana, y mezclas de cal hidratada y cemento Portland.

Los materiales empleados en estabilizaciones deberán llenar los requisitos que se indican en las Especificaciones Generales de Construcción en los incisos 91-03.3, 91-03.4 y 91-03.5. Asimismo deberán cumplir con lo indicado en dichos incisos una vez que hayan sido estabilizados.

1. Bases estabilizadas con cemento hidráulico, cal hidratada y/o puzolanas.

En las estabilizaciones con cemento hidráulico y/o cal hidratada y/o puzolanas, los casos más comunes los constituyen materiales que están excedidos de plasticidad y/o presentan bajo valor soporte, dentro de ciertos límites razonables. Mediante el empleo de pequeñas cantidades del producto estabilizante, que varían generalmente de 2 a 4% en peso del suelo seco, es posible neutralizar o reducir la actividad de la arcilla, por acciones físico-químicas, obteniéndose un descenso en el índice plástico y un aumento en la resistencia del suelo tratado. El empleo más efectivo de estos estabilizantes, se tiene para las gravas arcillosas, gravas cementadas, caliches, rocas alteradas y suelos similares.

Como un caso especial se cita el de los materiales que aún cumpliendo con las especificaciones correspondientes, conviene incrementar su calidad con el empleo de alguno de los estabilizantes antes señalados, por diversos requisitos de diseño; tal es el caso de los materiales utilizados en la base hidráulica del tramo El Toreo-Satélite de la autopista México-Querétaro, donde por el elevado volumen de tránsito previsto, se le adicionó al material triturado el 3% en peso de cemento Portland, con resultados satisfactorios.

2. Bases estabilizadas con asfalto.

Aunque las bases asfálticas resultan en general más caras que las bases estabilizadas con cemento hidráulico, cal hidratada o puzolanas, su empleo se ha difundido mucho en nuestro país, debido sin duda a las ventajas que presentan respecto a las citadas en segundo término.

La función del asfalto en este caso, estriba fundamentalmente en aglomerar las partículas del suelo, proporcionando a éste suficiente cohesión y resistencia una vez compactado. Tratándose de materiales con cierto contenido de arcilla, la función del asfalto debe consistir además, en impermeabilizar las partículas de arcilla, para contrarrestar su actividad en presencia del agua. Por lo tanto, en cualquier caso donde el asfalto se utilice como producto estabilizante de un suelo, la condición primordial para su buen funcionamiento, es que quede uniformemente distribuido y dé lugar a la formación de una película que cubra y se adhiera firmemente a las partículas del suelo.

Por razones obvias, los materiales pétreos más indicados para la construcción de bases asfálticas, son las gravas arenosas, aglomerados, arenas limosas y arenas limpias, aunque también puede ser conveniente, por diversos requisitos de diseño, emplear material producto de la trituración de rocas. Por otra parte, no deben utilizarse materiales pétreos de baja sanidad, susceptibles de fraccionarse una vez cubiertos por el asfalto o bajo los efectos del tránsito, ni tampoco materiales con grumos o terrones que no puedan disgregarse antes de la incorporación del asfalto.

c) Materiales de uso probable en mezclas asfálticas y tratamientos superficiales.

Los materiales que se emplean con más frecuencia en mezclas asfálticas son las gravas-arenas, los aglomerados, conglomerados, rocas de mantos de depósitos o de pepena, y algunos otros materiales que pueden considerarse como especiales.

En general, los materiales como las gravas-arenas, los aglomerados y conglomerados, para su empleo de mezclas asfálticas, es necesario someterlos a un tratamiento de trituración parcial y cribado, aunque con frecuencia, en el caso de los conglomerados y aglomerados, es necesario el lavado; las rocas procedentes de mantos, depósitos o pepena, se someten a trituración total y cribado, siendo también necesario, en ciertos casos lavarlos, para eliminar las partículas arcillosas que se encuentren adheridas al pétreo. En algunas ocasiones, a los materiales señalados anteriormente, se les incorpora otro material pétreo, con objeto de mejorar algunas características físicas del material principal, como granulometría, plasticidad, etc., pues cualesquiera de los materiales pétreos que se pretendan emplear en mezclas asfálticas, es necesario que cumplan con las normas de calidad establecidas en las Especificaciones Generales de Construcción.

Para emplearse en tratamientos superficiales, generalmente se utilizan gravas y rocas de mantos, de depósito y de pepena y solamente en casos muy especiales, se llegan a emplear aglomerados o conglomerados cuando éstos se presentan limpios de arcilla y con una fuerte proporción de fragmentos triturables. En ocasiones es necesario someter a lavado a los materiales antes señalados, para eliminar las partículas arcillosas o bien, el polvo, el cual en este caso es muy perjudicial, pues dificulta la adherencia del asfalto con el pétreo, como sucede frecuentemente con materiales procedentes de mantos de roca caliza.

d) Materiales de uso probable en pavimentos de concreto hidráulico.

Los materiales que tienen mayores probabilidades de emplearse en pavimentos de concreto hidráulico son las gravas-arenas procedentes de ríos, las cuales para su empleo generalmente se someten a tratamiento de cribado con el fin de eliminar los tamaños mayores al máximo que se necesita en la grava, y separar ésta de la arena.

En ocasiones debido a las características propias de la región no hay gravas-arenas, contándose solamente con boleos que tienen cantidades inapreciables de grava y arena, o con arenas con cantidades insignificantes de grava, por lo cual en estos casos, para la obtención de los agregados, se recurre a un tratamiento de trituración total o cribado, según sea el caso.

Las rocas sanas también pueden emplearse como materiales de pavimento de concreto hidráulico, sobre todo cuando hay escasez o no se cuenta con grava-arena de río; para el objeto, dichas rocas se deben someter a tratamiento de trituración total y cribado con el fin de obtener la grava y la arena, y en ocasiones, es necesario llegar hasta la molienda para producir el último material indicado.

Cuando no se cuenta con los materiales antes señalados, pueden emplearse los aglomerados y conglomerados; en estos casos, el tratamiento que generalmente se requiere para su empleo es el de trituración parcial y cribado, y también por lo común, es necesario el lavado.

Para la construcción de pavimentos de concreto hidráulico, en general, será más económico utilizar agragados pétreos procedentes de gravas-arenas de río que los obtenidos por trituración de rocas, aglomerados y conglomerados, por lo que es recomendable su uso, cuando se dispone de ellas en la región.

1-3 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 acarrees y evitar el ataque de bancos que se encuentren en las condiciones señaladas, pero esto debe definirse mediante un estudio económico.

Por otra parte, en los trabajos de construcción en general el programa de obras es determinante en el aspecto de ejecución de los mismos, ya que en base a él se tiene en cuenta los volúmenes de obra por ejecutar, las necesidades de los equipos de extracción, acarreo y compactación, así como el tratamiento de materiales no perdiendo de vista el aspecto de tiempo de ejecución. Para poder cumplir un programa de tiempo-volúmenes, las empresas contratistas que ejecuten los trabajos, ya sea con otorgamiento directo o mediante la celebración de concursos, tienen que tomar en cuenta sus equipos disponibles, recurriendo, si es necesario a la compra directa del equipo faltante o a la renta del mismo; sin embargo, es frecuente que en el aspecto de equipo por usar en el tratamiento de materiales para pavimentación, por no disponer el constructor de determinados implementos, se obligue a proponer el uso de otros bancos, que pueda atacar con el equipo que tiene disponible, aun cuando tenga que absorber los acarrees excedentes que resulten y por consiguiente se tenga un panorama aparentemente antieconómico para el contratista.

Es conveniente señalar que cuando por causas imprevisibles es necesario acortar el tiempo de ejecución de una obra, los tratamientos de los materiales empleados para la pavimentación pueden sufrir variaciones con el objeto de lograr mayor rapidez en su procesamiento, sustituyéndose algunos bancos por otros que requieran tratamientos más sencillos, como por ejemplo una trituración parcial y cribado en vez de trituración total, resultando generalmente un incremento en el costo de la fase de la obra de que se trate, por haberse aumentado la distancia de acarreo, y/o el costo de la desviación, y/o el espesor de despalme del banco, etc.

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 despalme o limpieza del banco, extracción del material, la cual puede ser a base de tractor y cargador o equipo de draga si el nivel de agua freática es tal que no sea operable el cargador y después de llevar directamente el material mediante camiones al camino, acamellonamiento del mismo con motoconformadora para facilitar la pepena de los fragmentos de tamaño mayor que el especificado. Esta última operación de pepena también se ejecuta durante el mezclado previo al tendido del material.

b) Disgregado de materiales.

La operación de disgregado generalmente se hace en materiales del tipo de conglomerados calichosos no muy cementados, areniscas cementadas, o rocas alteradas, los que se utilizan en las etapas de revestimiento provisional o sub-base, para lo cual se emplea equipo a base de pata de cabra y/o hyster, jalados generalmente con tractor. Este tratamiento se combina con el procedimiento anterior de eliminar a base de pepena el desperdicio que ya no es posible disgregar a tamaños menores. Este procedimiento frecuentemente se aplica en construcciones de carreteras, donde el pavimento en operación se encuentra constituido por una base hidráulica y una carpeta de mezcla asfáltica, las que se escarifican procediéndose después a llevar a cabo un disgregado mediante el cual se rompen los pedazos de pavimento a un tamaño no mayor de dos pulgadas, utilizándose el equipo descrito, que se combina con motoconformador para facilitar la operación de pepena y darle uniformidad al material.

c) Cribado de materiales.

La operación o tratamiento de cribar exclusivamente materiales para su uso en pavimentación, se aplica para aquéllos poco o nada cohesivos, cuyo porcentaje de desperdicio, pueda fluctuar de un 5 a un 25 de fragmentos con tamaño mayor que el especificado y en general es aplicable a materiales destinados para revestimientos provisionales, sub-bases, bases de tipo hidráulico y en casos muy especiales en la obtención de pétreos para carpetas de uno o dos riegos y en mezclas asfálticas en el lugar.

Dependiendo de la etapa de pavimentación y del tipo de material se efectúa la operación de cribado, la cual puede llevarse a cabo utilizando una criba de gravedad, que consiste en una instalación simple formada por una malla de abertura cuyo tamaño es la máxima medida aceptada para dicho material, 3" (7.62 cm) en revestimiento provisional, 2" (5.08 cm) para sub-base y 1 1/2" (3.81 cm) para base hidráulica, con una inclinación variable del orden de 30° y una tolva de entrada formada por tablonces 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 rejas 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 rejas 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.

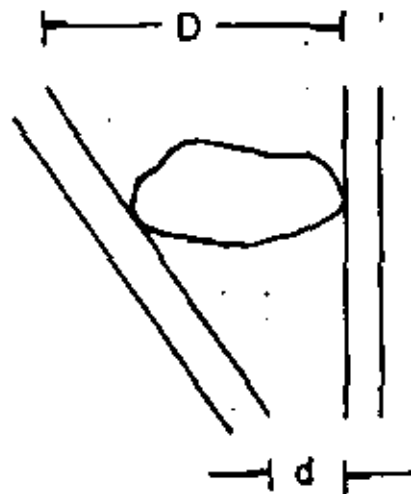
Los equipos de trituración utilizan diversos métodos de reducción dependiendo de su tipo, así se tiene que las quebradoras de martillos emplean el impacto, desgaste y corte; las de rodillos, impacto, corte y compresión; las giratorias, el impacto y la compresión, lo mismo que las quebradoras de quijadas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



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

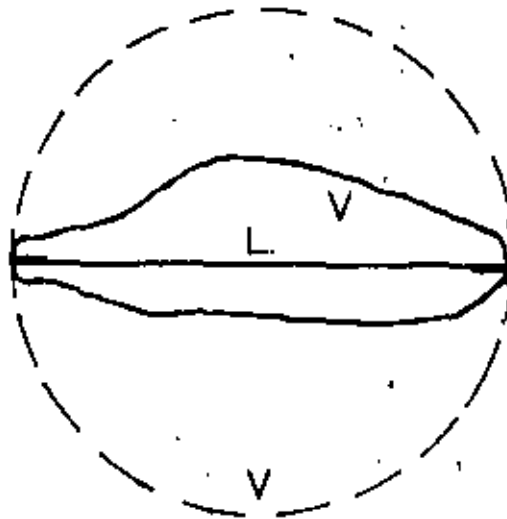
IR = Índice de reducción.

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	$\frac{2}{\pi\sqrt{3}}$	1
Cúbico	*	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 toggle 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 valvén por medio de una biela excéntrica. Este equipo es adecuado para instalaciones pequeñas y medianas que utilizan depósitos de río.

Alimentador vibratorio con rejilla (Grizzly) de precribado.

Se usan en instalaciones medianas y elevadas producciones teniendo la ventaja de que precriban el material pequeño que tiene el material en graña, mandando sólo a la quebradora primaria el material que requiere trituración.

Las características deseables para seleccionar un equipo de trituración pueden resumirse como sigue:

Que se admitan los tamaños grandes que se reciban.

Que resista mejor el desgaste por abrasión.

Que tenga capacidad para absorber cargas máximas.

Que produzca el tamaño deseado a la salida.

Que la máquina ceda con seguridad al hallar material no reducible.

Que no se obture.

Que tenga la menor demanda de energía por tonelada de producto terminado.

Que requiera un mínimo de supervisión.

Que funcione económicamente con un mantenimiento mínimo.

Que tenga una mayor vida útil.

A continuación se incluye una tabla en la que se recomienda en forma general el tipo de trituradora más adecuado para materiales de diversas características. Esta tabla aparece en el libro "Movimiento de Tierras" editado por el Colegio de Ingenieros Civiles de México, A. C., Edición 1967. (Ver Tabla No.1).

e) Lavado de materiales.

Este tratamiento forma parte en algunas ocasiones de la operación de trituración y cribado de materiales para pavimentación, principalmente en la producción de pétreos utilizados en carpetas asfálticas y concretos hidráulicos. La operación de lavado se aplica en aquellos materiales que por sus características naturales presentan problemas de contaminación con arcilla, materia orgánica y/o polvo, originando que no se puedan emplear como se encuentran, por lo tanto, en el tratamiento ya sea de cribado o trituración y cribado, se requiere adaptar equipos de lavado, entre los cuales se citan los siguientes:

1. Gusanos lavadores.

Se componen de un recipiente de placas metálicas, cuya parte inferior por lo general se ensancha para formar un tanque de clasificación, con un vertedor para arrojar el agua excedente con los limos y arcillas disueltos en ella. En el interior del cuerpo o recipiente, gira lentamente una espiral longitudinal accionada en su extremidad superior por un motor eléctrico con reductor de velocidad, la cual sirve para extraer el material ya lavado.

2. Tambores desenlodadores o "Scribbers".

En el caso que se tenga necesidad de llevar a cabo un lavado más enérgico de materiales fuertemente contaminados con arcillas, se utilizan los tambores desenlodadores, que constan de un cilindro de placa de acero en cuyo interior se montan espas o paletas metálicas que nueven el material. Existe un dispositivo de riego de agua a presión para realizar en el interior del tambor el lavado del material. A la salida, el agua sucia se escurre por los orificios del cilindro de evacuación. Generalmente se usan tambores de los diámetros siguientes: 60, 72, 84, 96 y 114 pulgadas.

3. Cribas con chiflones.

Es una instalación para producción limitada que consiste en pasar el material por una serie de cribas vibratorias a distintos niveles, con un sistema de una o varias barrras de chiflones de agua, para separar los finos y arrastrarlos al fondo de un recipiente metálico de donde salen por gravedad para su decantación.

En este caso se lava y clasifica en distintos tamaños el material.

f) Dosificación en planta.

Se tienen entre los diversos tratamientos para materiales de sub-base y base, la dosificación en planta, procedimiento que se ha estado usando con mayor frecuencia en los trabajos de construcción de carreteras, principalmente por el hecho de tenerse cada vez más, la necesidad de contar con mejores pavimentos, en armonía con el tránsito cada vez mayor en número y tonelaje. Los

TABLA No. 1

TABLA GENERAL DE APLICACIONES DE EQUIPO DE TRITURACION.

MATERIAL	MUY DURO A DURO	QUEBRADIZO Y DESMENUZABLE	BLANDO	PEGAJOSO Y HUMEDO	FIBROSO
Pizarras y esquistos	Quijadas Conos	Quijadas Conos Martillo Cilindros	Martillos Cilindros	Martillos no atascables Cilindros no atascables	
Calizas	Martillos Granuladora	Granuladora Martillos Cilindros	Granuladora Martillos Cilindros	Martillos no atascables Cilindros no atascables	
Piedra (1) Mineral	Quijadas Conos Barra Bolas	Quijadas Conos Granuladora Martillos Cilindros	Martillos Cilindros	Martillos no atascables Cilindros no atascables	Martillos Cilindros
Productos Químicos	Quijadas Conos	Quijadas Conos Granuladora Cilindros	Granuladora Martillos Cilindros	Martillos no atascables Cilindros no atascables	Martillos Cilindros

(1).- Se considera que dentro de esta clasificación se incluyen los fragmentos de rocas como basaltos, granitos, dioritas, andesitas, etc., así como boleas y gravas de río.

materiales procedentes de bancos y sometidos a diversos tratamientos, principalmente trituraciones parciales, totales y cribados, con frecuencia adolecen de deficiencias como por ejemplo las contaminaciones con arcilla, que originan que presenten una plasticidad fuera de especificaciones; en otros casos se tienen problemas de deficiencias en ciertos tamaños, en menos o en más, o bien, el material presenta un valor cementante casi nulo, siendo ésto bastante común en las gravas de río utilizadas en bases de pavimento, originándose problemas para lograr la compactación requerida.

Con el objeto de corregir las características señaladas, se recurre a separar en 2 ó 3 tamaños el producto triturado, operación que se lleva a cabo al procesar el material en la instalación que se tenga, pudiendo mediante bandas transportadoras descargarlo directamente en las tolvas de la planta dosificadora, o efectuar esta operación mediante el empleo de cargadores. Para la dosificación se usa un equipo que está constituido principalmente por un cuerpo formado por 2, 3 ó 4 tolvas horizontales, que descargan sobre una banda rotatoria horizontal, la cual, mediante un elevador de cangilones, transporta los materiales a un recipiente metálico, donde se le incorpora el agua necesaria. Una vez dosificados, mediante un sistema de paletas accionadas por un motor eléctrico, se produce el mezclado de los materiales para descargarlos a los camiones de volteo mediante una banda transportadora. Este equipo de dosificación se utiliza como se ha indicado, para mezclar materiales que garanticen tanto una granulometría adecuada como la incorporación del material de mejoramiento que se requiera, así como para disminuir el empleo de motoconformadoras, ya que los materiales con su humedad adecuada llegan al camino exclusivamente para ser tendidos mediante la citada motoconformadora o utilizando extendedoras, garantizándose así una buena sucesión granulométrica, calidad y uniformidad, aumentando por consiguiente el buen acabado de las bases hidráulicas. Por otra parte, este procedimiento de dosificación es el indicado para caminos que se localizan en zonas montañosas de alta precipitación pluvial, donde las maniobras de mezclado y tendido de los materiales se dificultan considerablemente.

I-5 CASOS ESPECIALES.

En ocasiones, para la ejecución de los trabajos de pavimentación no se dispone en la localidad de los materiales que tradicionalmente se utilizan en este tipo de obras, resultando más conveniente emplear materiales de tipo especial que no se usan comúnmente y que en algunos casos no llenan los requisitos especificados, pero que por su buen comportamiento en pavimentos 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. Tezontle.

Es un material derivado del basalto, el cual puede considerarse como un producto piroclástico que presenta una estructura cavernosa y que es un material ligero porque es poroso; es altamente friccionante y generalmente de color rojo oscuro o negro, siendo variable el tamaño de los fragmentos. Otro producto piroclástico derivado del basalto, es el "lapilli", que está formado por fragmentos de tezontle de tamaño no mayor de 2 ó 3 centímetros.

El uso de estos materiales en sub-bases o bases hidráulicas ha tenido éxito siempre que se cumplan las siguientes condiciones:

- a) Calidad adecuada, principalmente en lo que se refiere a su susceptibilidad para degradarse bajo los efectos del tránsito.
- b) Cementación correcta, mediante la mezcla con otro material apropiado, para evitar los reacomodos originados por las vibraciones del tránsito de los vehículos.
- c) Protección suficiente cuando se emplea como base hidráulica, proporcionada tanto por el riego de impregnación, como por la carpeta asfáltica, la cual debe ser cuando menos de dos riegos en caminos de tránsito ligero y de mezcla asfáltica, en caminos de tránsito medio o pesado.

2. Sascab.

El material "sascab" que abunda en la Península de Yucatán, consiste en una formación caliza, comúnmente con alto contenido de finos, baja plasticidad y elevado valor soporte, debido este último principalmente a su buena fricción interna.

Tomando en cuenta los ensayos de control de laboratorio efectuados durante la construcción de diversos caminos en la región, se puede apreciar una variación muy considerable en las características físicas de este material, habiéndose encontrado cerca de 40 tipos diferentes de "sascab". Salvo muy raras excepciones, puede decirse que ninguno de los tipos de "sascab" conocidos hasta la fecha, cumple con las especificaciones para base de pavimento, por lo que no es recomendable su empleo para tal objeto.

El criterio que se ha seguido, con buenos resultados, en la pavimentación de las carreteras principales de la Península de Yucatán, consiste en emplear para la capa subrasante, "sascab" procedente de bancos seleccionados, de la mejor calidad disponible en la región, dentro de un criterio económico de acarreos (2 a 3 kilómetros de promedio), con lo cual la subrasante, por su calidad, viene a desempeñar también la función de sub-base y naturalmente el espesor de la base de pavimento se reduce generalmente al mínimo que permiten las especificaciones.

3. Yeso.

A principios del año 1967, se planteó el problema referente al posible

aprovechamiento de diversos macizos rocosos de yeso tipo alabastro, para la construcción de la base de pavimento de la carretera Escárcega-Chetumal, mediante un proceso de trituración total a tamaño máximo de $1\frac{1}{2}$ ". 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

1. 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 cabe 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 forma 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 sirven 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 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.

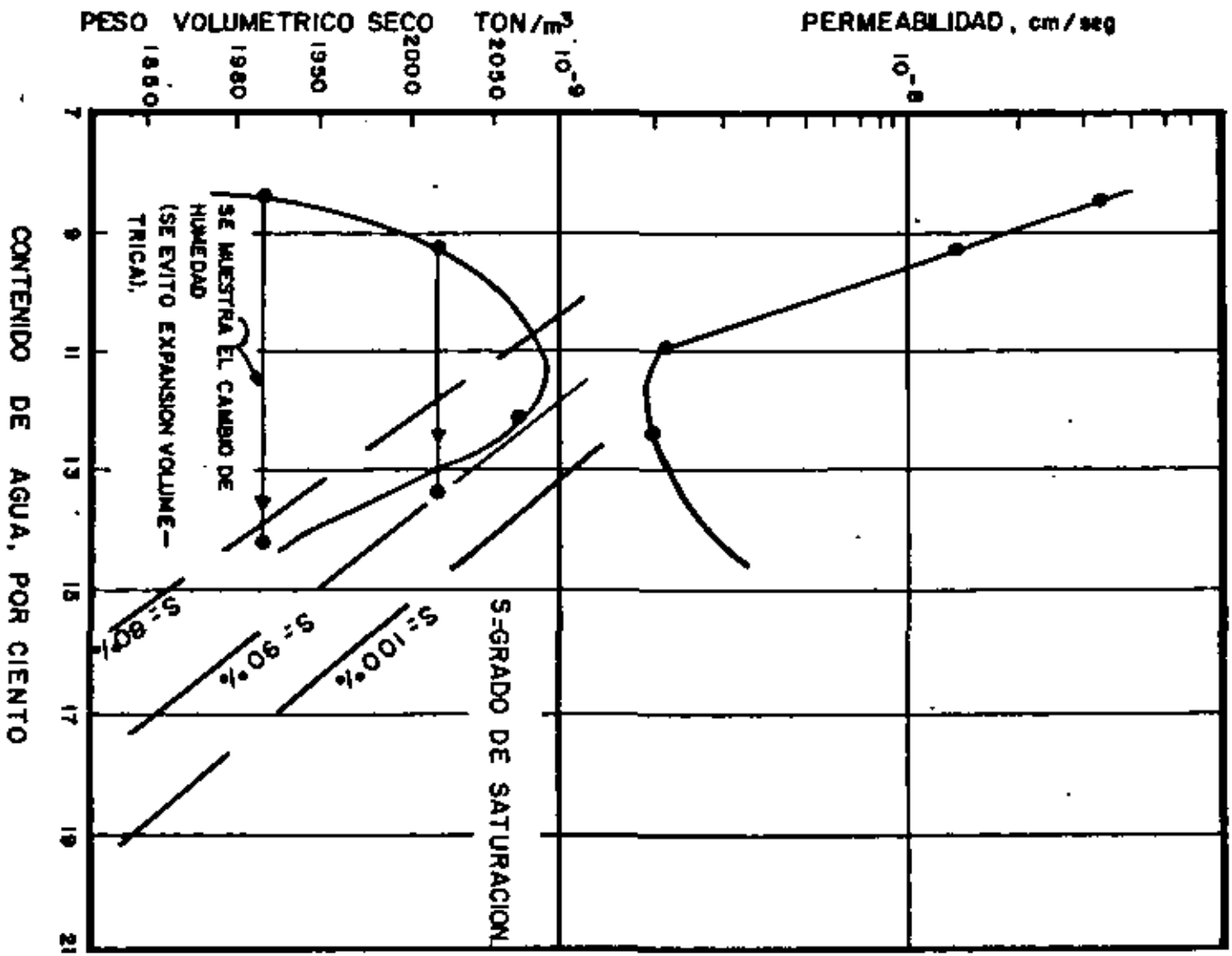


Fig. 1. Pruebas de compactación y permeabilidad en arcillas de Siburua.

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 remodelar 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

drfa esperarse que éstos presentaran estudios de productos que no represen - tan y menos aún indicar comparativamente las desventajas de sus propios pro - ductos. sino que las ocultan amparadas bajo las ventajas más sobresalientes que descubran.

En el presente trabajo se muestran algunos de los procedimientos más co - munes de estabilización e indicados por Instituciones o Empresas que presen - tan a los productos utilizados.

La elección del método de estabilización deberá quedar a cargo del inge - niero 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 an - tes haber llevado a cabo un estudio racional y detallado de la variación en las características del suelo con la aplicación de la estabilización propues - ta. 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 esta - bilización de los suelos mediante la modificación de su granulometría o bien a la adición de agentes estabilizantes, ya que los procedimientos de estabi - lización eléctricos, térmicos, de vibroflotación, de precarga y drenaje tie - nen 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 pre - senta problemas muy serios que ordinariamente no se encuentran en otros mate - riales de construcción. Con el objeto de minimizar estos problemas y obte - ner una economía adecuada en el diseño y utilización de los suelos estabi - lizados, es necesario tener un conocimiento teórico práctico de los principa - les tipos de suelos naturales y sus propiedades. Generalmente, se ha enmar - cado a los suelos como gravas, arenas y arcillas o limos. Los primeros in - tentos 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 varie - dad 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 carre - teras 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>SIMBOLO</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 al

GRUPO	MINERALES	TAMAÑO PROMEDIO	CARACTERISTICAS FISICAS PRINCIPALES.
Arena muy fina	Cuarzo	$>1 \mu$	Abrasiva, sin cohesión.
Mica	Muscovita, biotita	$>1 \mu$	Sin cohesión, se intertemperiza 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 húmedo 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.

- 14 -

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 ó 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 te -- niendo 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 pa -- ra las arenas y cal para las arcillas. Esta norma tiene bastante validez pe -- ro 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 estabiliza -- ción 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 razo -- nes 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. Proba -- blemente el factor más importante de éstos, es el diferente grado de satura -- ción que puede tener un suelo.

El hecho de que un suelo se encuentra sin saturar o saturado, tiene im -- portantes 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 al -- ta a media, especialmente las salinas, presentan graves problemas pa -- ra la homogeneización de la humedad óptima y además tienden a secarse en forma no uniforme.
- Estabilización química de suelos saturados. Los asfaltos y las emul -- siones asfálticas pueden no penetrar o no romper, y la adición de ce -- mento Portland manifestará resistencias menores que en el caso de uti -- lizar un suelo más seco.
- Estabilización química de suelos no saturados. Los productos estabi -- lizantes pueden requerir agua para que se produzca su reacción, (la -- cal y el cemento presentarán una reacción pobre, a menos que se agre -- gue 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 t3pico que no ha sido muy discutido es la permeabilidad de los suelos, tomando en cuenta a los minerales constituyentes, o bien a la flocculaci3n. Pues por ejemplo, si tenemos un suelo con perfil doble en donde la capa superior est3 constituido por un suelo limoso o arenoso y la capa inferior por una arcilla pl3stica, deber3 de tomarse en cuenta la probabilidad de tener niveles fre3ticos 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 sequia el suelo de la capa inferior retendr3 una cantidad considerable de humedad lo que puede ser muy 3til, por ejemplo para una acci3n puzol3nica.

Un aspecto importante se relaciona con la presencia de yeso en el suelo, cuyos efectos son potencialmente delet3reos en las estabilizaciones con cemento Portland. Se ha encontrado que en algunos suelos, el espesor de ellos contaminado con yeso se relaciona con la precipitaci3n pluvial y la evaporaci3n y con el grado de aridez de la zona. En lugares donde las precipitaciones son altas la capa contaminada m3s profunda a medida que la regi3n es m3s 3rida.

Finalmente, cabe hacer menci3n al hecho de que la estabilizaci3n 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 compactaci3n empleada en el campo es 3cida y la empleada en el laboratorio no lo es, se originar3n en el campo reacciones que no se presentar3n en el laboratorio. De lo anterior, se deduce la necesidad de que en un estudio de estabilizaci3n de lleve a cabo una evaluaci3n lo m3s completa posible de todos los factores que pudieran intervenir tanto durante la construcci3n como posteriormente a ella.

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

1. Introducci3n.

El diseo de la estabilizaci3n de un suelo, tomando en cuenta al aditivo m3s id3neo; plantea a la fecha un problema que para su soluci3n requiere del estudio de las posibles reacciones y formaciones de nuevas especies minerales que tomar3n lugar en el proceso de estabilizaci3n. Esta es una labor delicada y en ocasiones requerir3 el auxilio de t3cnicos muy especializados. En proyectos de poca importancia, tal intervenci3n 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 sistem3tico para el diseo de estabilizaciones, empleado por la Fuerza A3rea de los Estado 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 deber3 tomarse con las debidas precauciones y limitaciones.

Conviene tener presente, que por sus propias funciones, la Fuerza A3rea 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.
Montmorillonita	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.

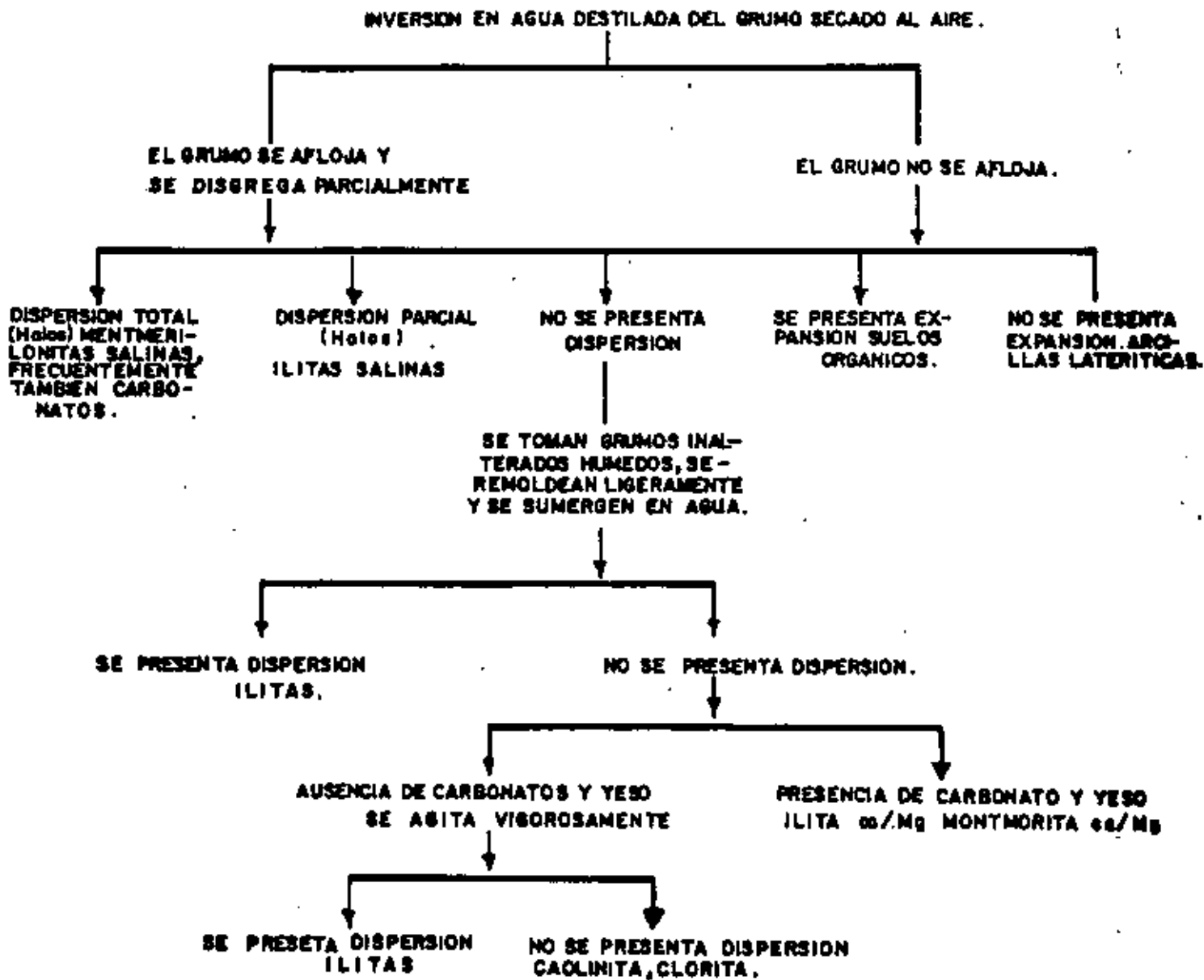
La siguiente etapa sería la elección del método de estabilización más adecuado. El tipo de pavimento regirá como un primer punto a esta elección pues en unos casos la resistencia puede ser la que revista mayor importancia (Base de pavimentos flexibles, por ejemplo), mientras que en otros lo puede ser 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 grumo, 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 grumo 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	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Secco	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Húmado	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Estabilidad volumetrica.	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Plasticidad X Cohesión	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Resistencia Secco	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Húmado	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Compactación con la humedad-déplima.	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Estabilidad al Intemperismo.	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Abrasividad.	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
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.

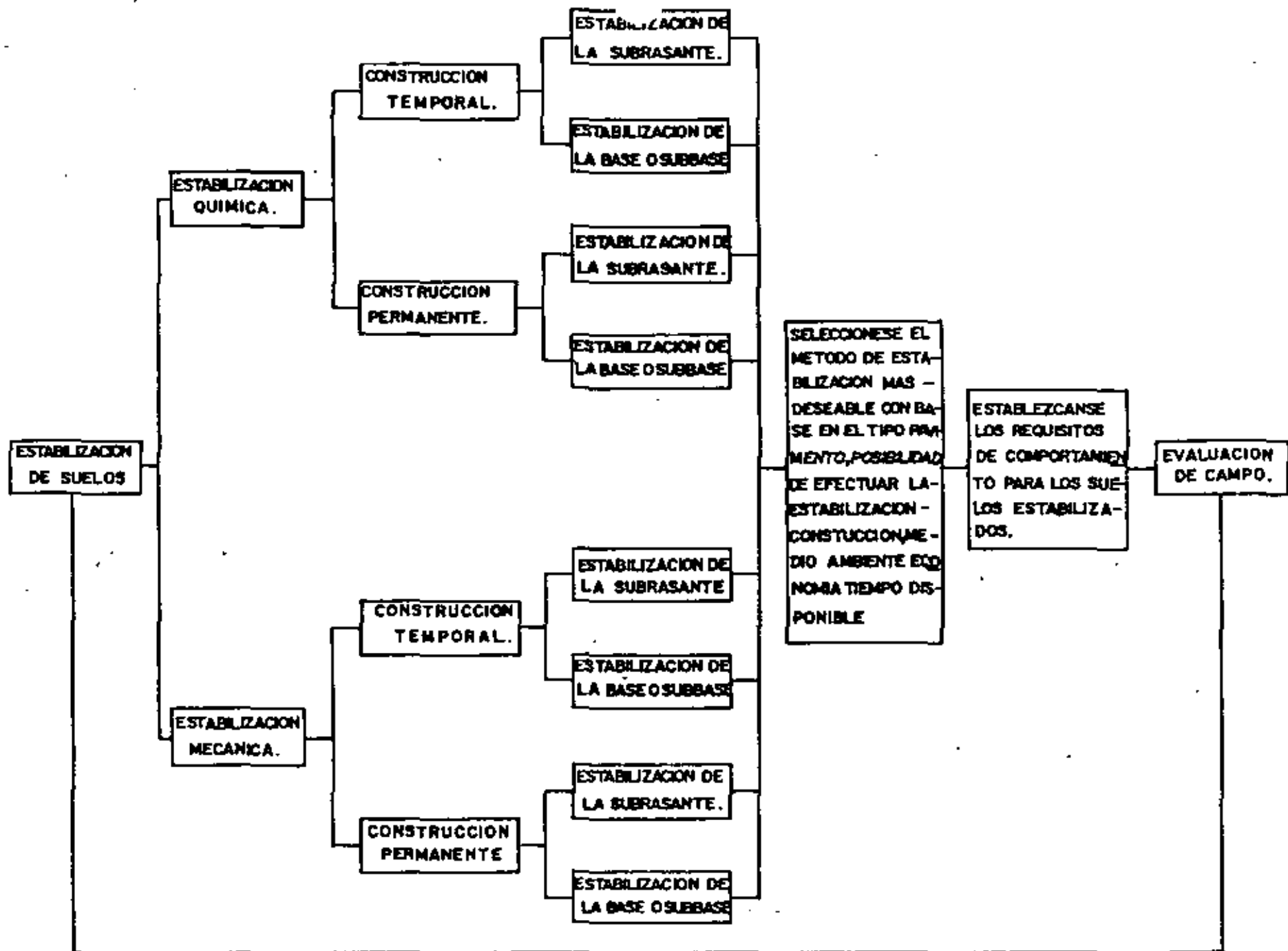


Figura 3. Sistema índice de clasificación propuesto por la Fuerza Aérea U.S.A. con fines de estabilización de suelos.

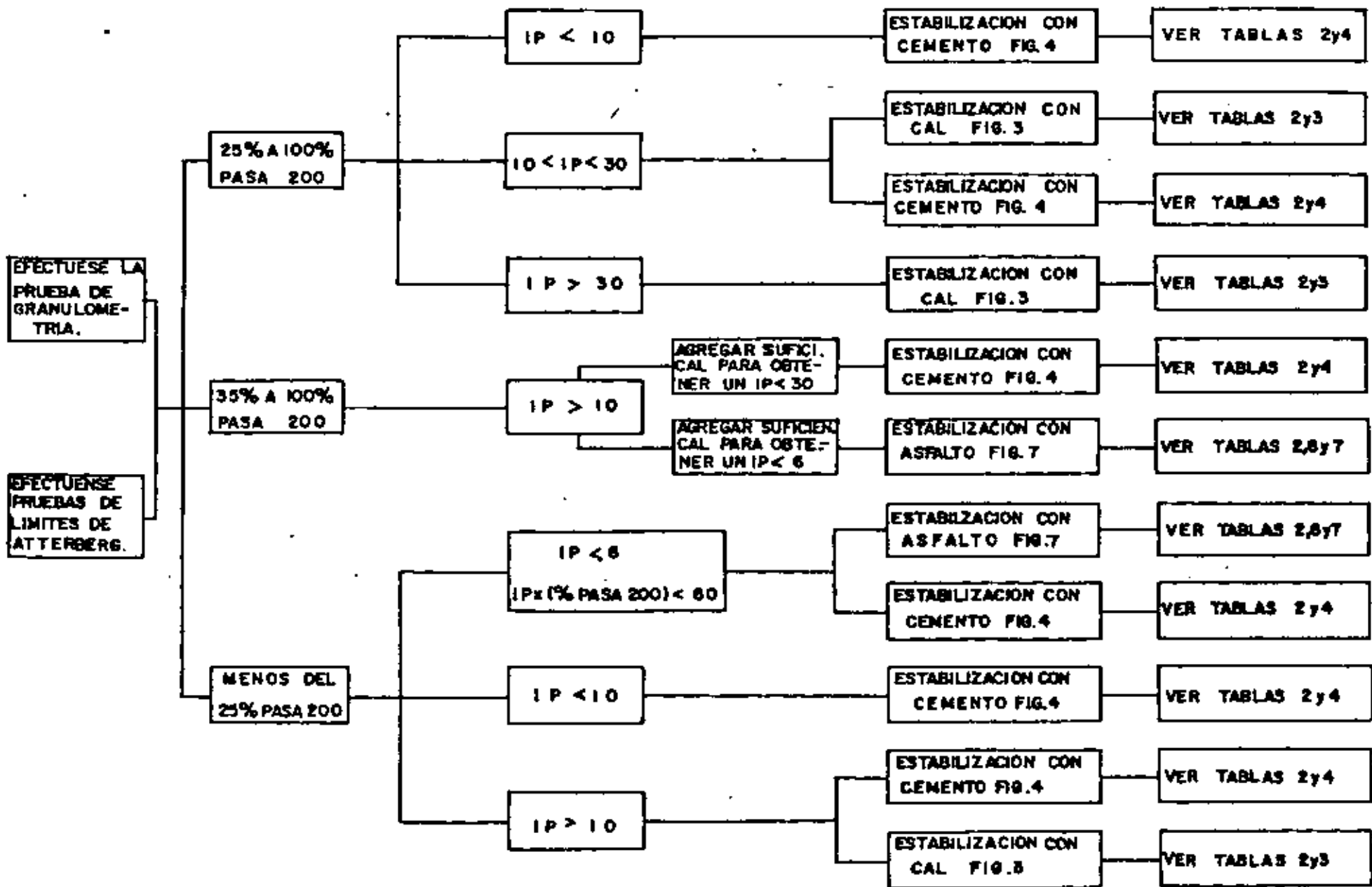


Figura 4. Selección del agente estabilizante para la construcción No Expédita de bases.
(Fuerza Aérea U.S.A.).

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 exámen 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 porcentaje 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

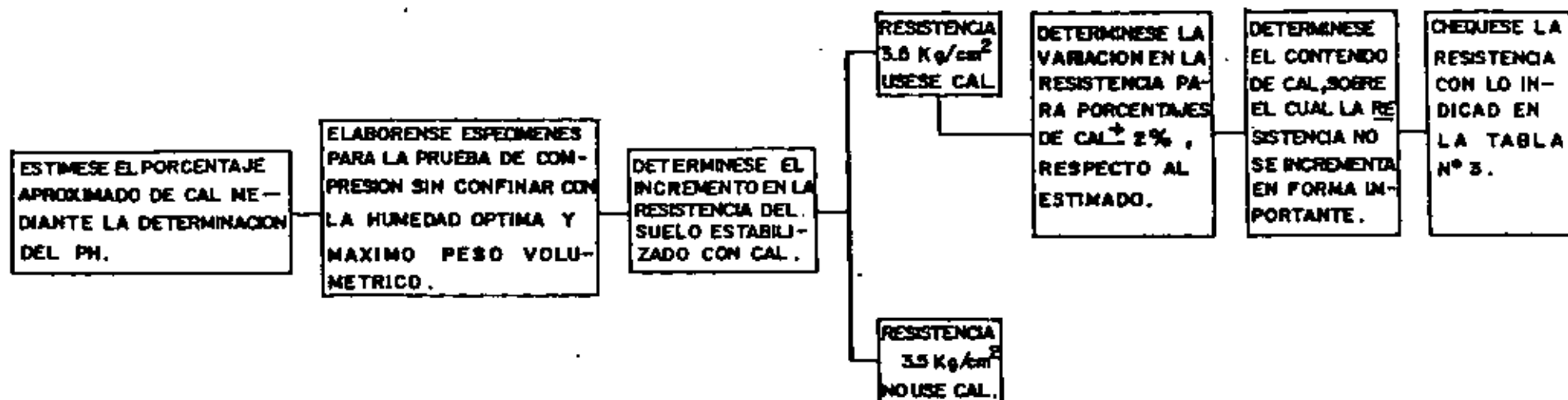


Figura 5. Subsistema para la estabilización con cal, de la capa base. (Fuerza Aérea U.S.A.).

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 presentes 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 13 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.

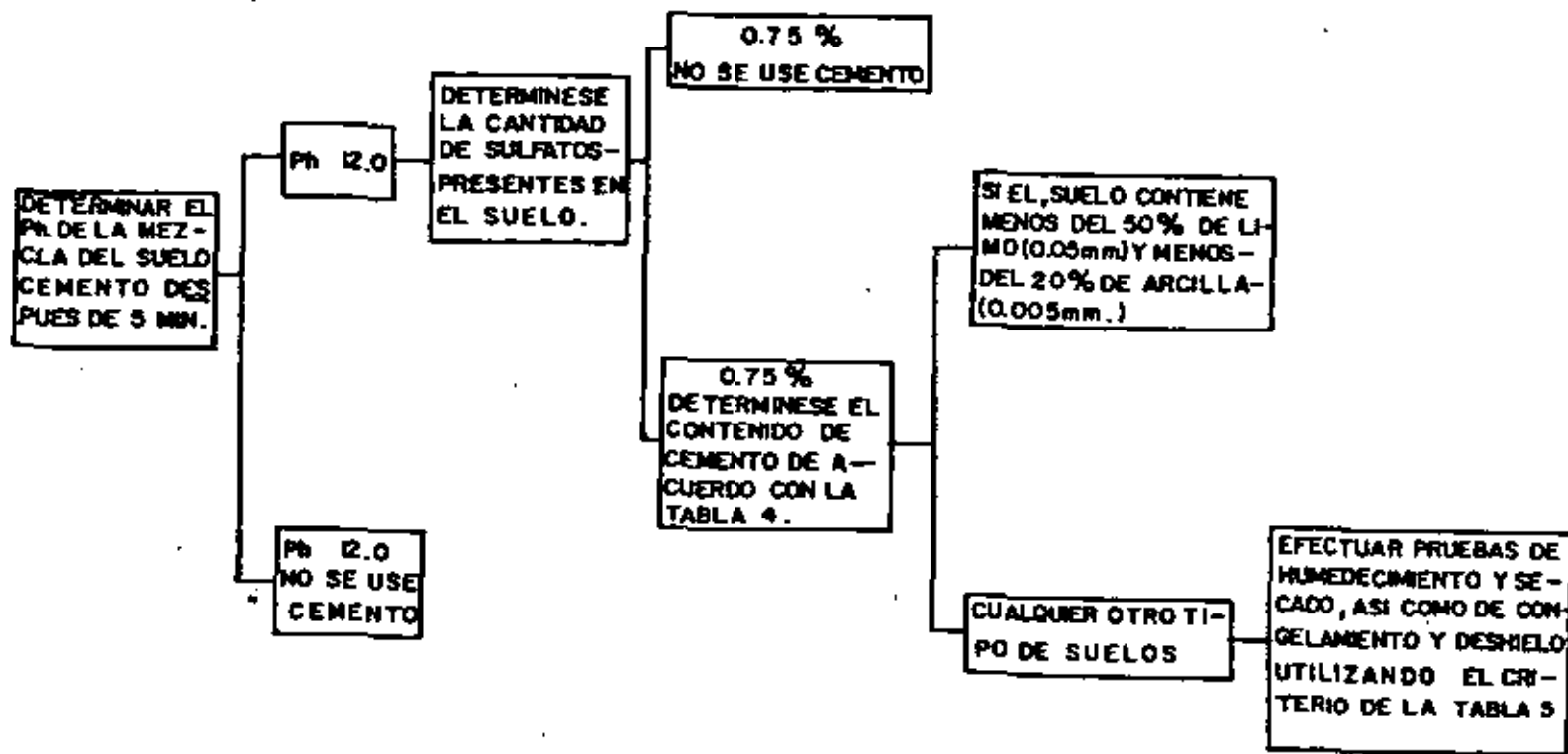


Figura 6. Subsistema para la estabilización con cemento, de la capa base.
(Fuerza Aérea U. S. A.).

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 Catiónica, 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 Catiónica, 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.

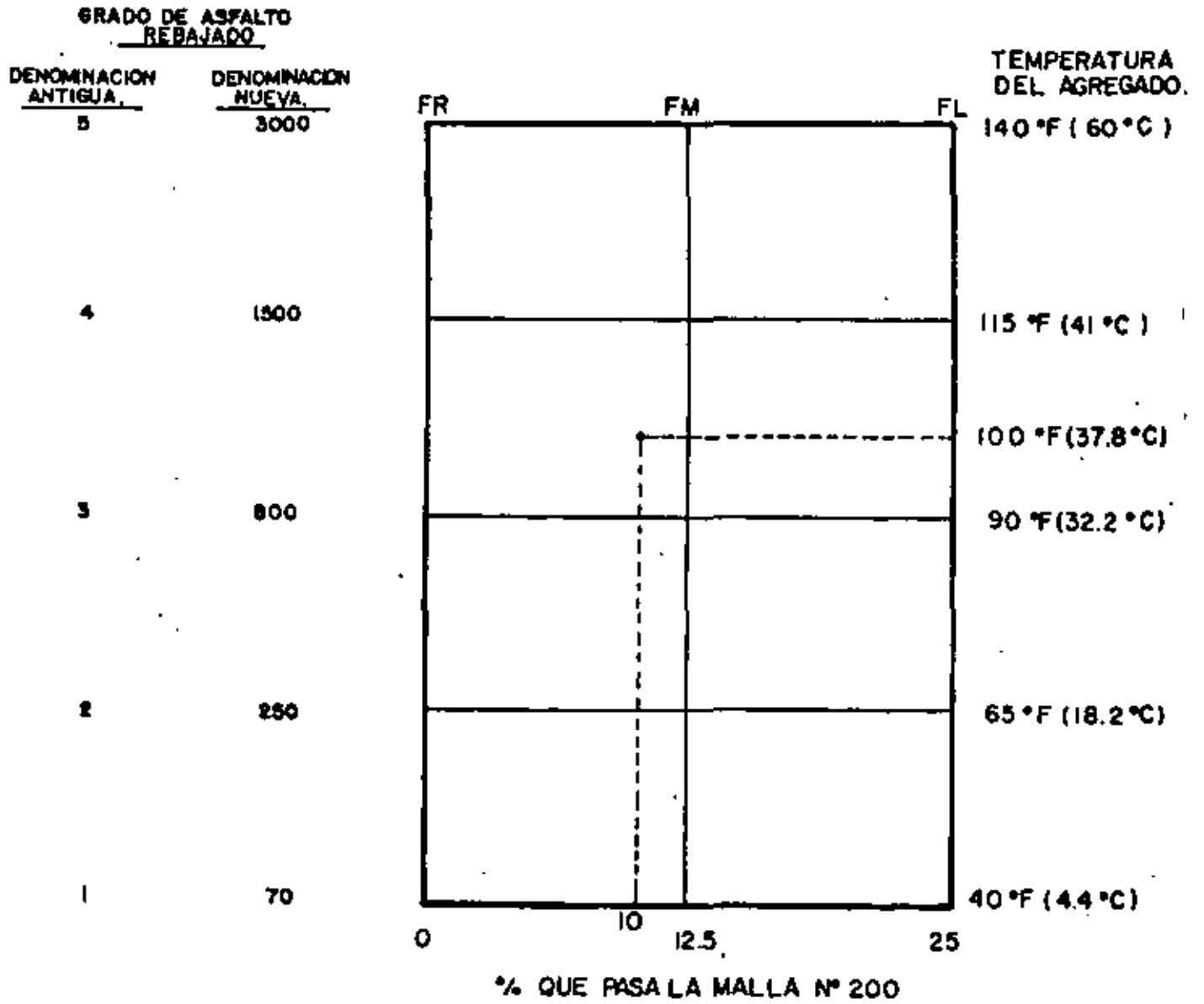


Fig. 7. Selección del tipo de asfalto rebajado para la estabilización.

CONTENIDO DE SILICE (SiO₂) EN %

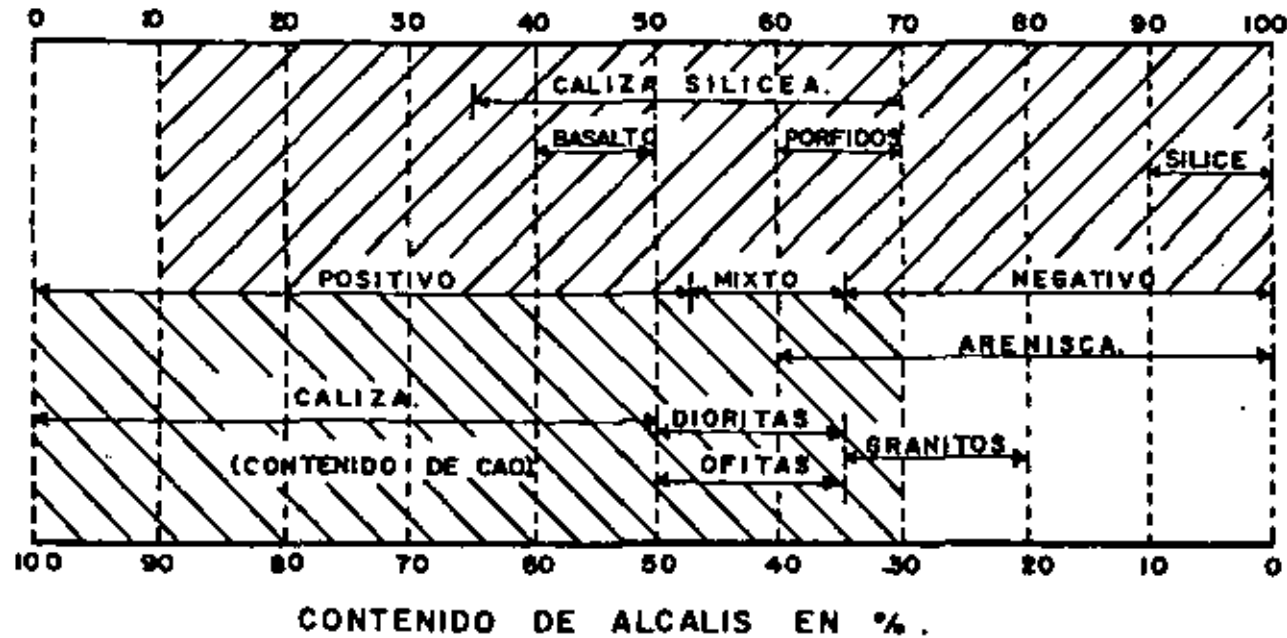


Figura 8. Clasificación de los agregados.

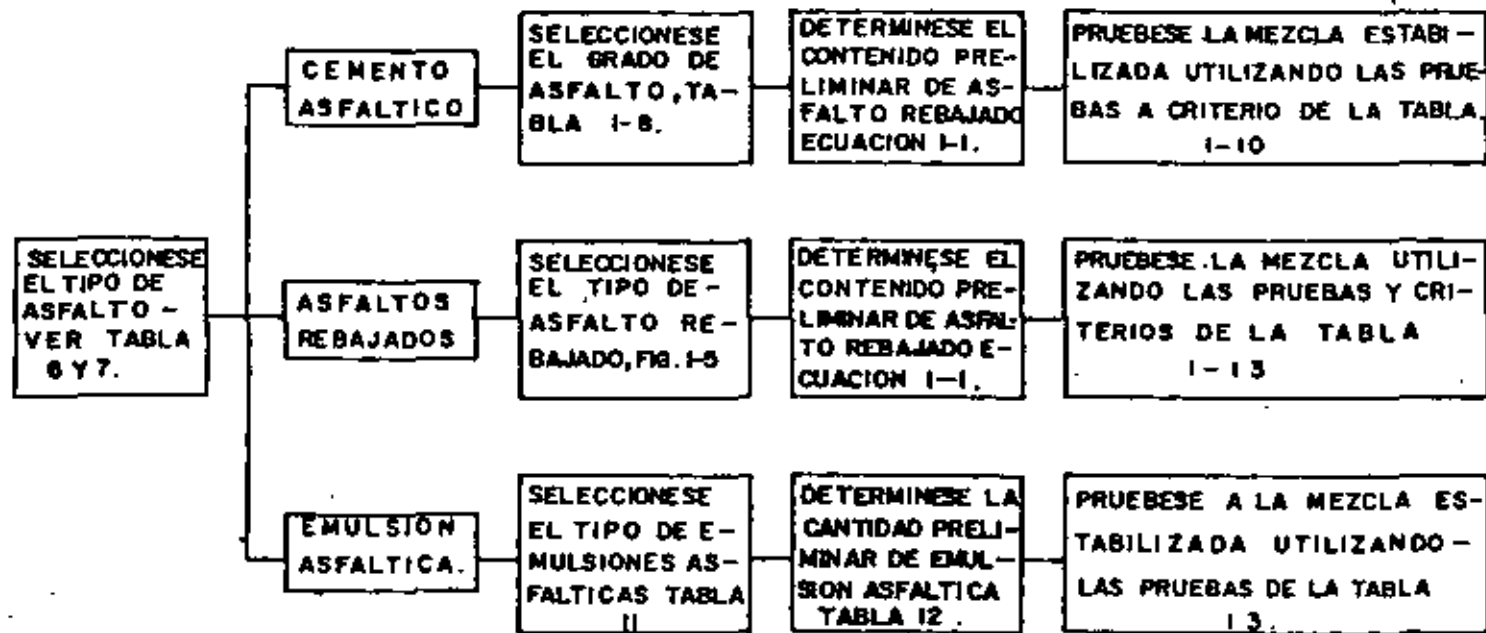


Figura 9. Subsistema para la estabilización con productos asfálticos de la capa de base.
(Fuerza Aérea U. S. A.).

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.

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	Cuando 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. Cuando 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 condiciones 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 Pavimento rígido	1.4	3.5	3.5	6.3 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 COMPRESIÓN PARA MEZCLAS DE SUELO-CAL, EN KG/CM².

Clasificación SUCS (a)	Rango usual en el contenido de cemen to (b).		Contenido de cemento estimado para la prue ba. 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 frío		*Cementos asfálticos 45 a 50 clima caliente 60 a 70 85 a 100 clima frío
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)	- - -(- - -)

- 44 -

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:					
	<u>50 ó menos</u>	<u>6 0</u>	<u>7 0</u>	<u>8 0</u>	<u>9 0</u>	<u>100</u>
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)	0.07" (1.778 mm)	0.16" (4.66 mm)
(0.254 mm)	0.07" (1.778 mm)	0.16" (4.66 mm)
Vacos en la mezcla, (%)	3	5

TABLA 19

CRITERIO DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFALTICAS CON EL METODO DE MARSALL
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 hacerse más tarde, de manera que todos los parámetros que definen dicho comportamiento estructural quedan sin ser controlados; no es pues, extraño que en el momento en que se solicita una respuesta estructural cualquiera, dicha respuesta sea impredecible. Hoy se considera, metodológicamente hablando, que la responsabilidad de la respuesta estructural de la sección está únicamente en las capas de sub-base, base y carpeta a las que se llama el pavimento. La liga que la razón exige entre la masa del terrellén 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 oblige 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 sub-base se dispone casi universalmente en el momento presente otra capa, denominada subrasante, todavía con menores requisitos de calidad mínima que la sub-base, por la misma razón, pero cuyo fundamental papel mecánico y económico de discute cada vez menos.

Bajo la subrasante aparece el material convencional de la terracería, tratándose mecánicamente en la actualidad casi sin excepción, por lo menos en lo referente a la compactación.

El establecimiento del comportamiento conjunto de la terracería con la

estructura del pavimento ha sido objeto de relativamente poca atención en el pasado y existe poco escrito sobre él en la literatura especializada. De algunos hechos experimentales que se irán exponiendo más adelante y del sentimiento del autor de este trabajo, parece que pueden extraerse las siguientes conclusiones como provisionalmente válidas:

1.- Se ve razonable pensar que la resistencia de los suelos al esfuerzo cortante no es un requisito fundamental en las terracerías; los niveles de esfuerzo que a ellas llegan a través de todo el espesor protector que constituye el pavimento, quedan siempre por debajo de la terracería en que pudiera pensarse, de acuerdo con otros requisitos que enseguida se mencionan.

2.- La deformabilidad parece ser el requisito básico para aceptación o rechazo de un material de terracería y también el que condiciona su buen comportamiento como soporte de un buen pavimento. Desde este punto de vista serán fundamentales todos los conceptos que contribuyen a que el material de terracería sea poco deformable. Entre estos, la calidad de los materiales juega un papel importante, sobre todo en los casos extremos, que corresponden a los materiales que tienen gran abundancia de fragmentos grandes y a los materiales que tienen predominio de los tamaños más pequeños que es dable encontrar en los suelos.

Los materiales en que predominan los fragmentos grandes y medianos son deformables estructuralmente hablando, por las dificultades constructivas que suele tenerse para darles el necesario acomodo; que hacen que en muchas ocasiones se cometan graves descuidos durante la construcción, que tienen muy desfavorables repercusiones, más graves cuanto más alto sea el terraplén. Es de notar el problema especial de deformabilidad que se tiene en terraplenes con grandes fragmentos, cuando aquellos son de muy baja altura, de manera que los fragmentos quedan cubiertos únicamente por capas delgadas de suelo. En este caso suelen tenerse espesores de capa muy poco uniformes, grandes a los lados y entre los fragmentos y pequeños sobre ellos. Naturalmente que un terraplén como el que se describe será muy difícil compactar correctamente, siendo esta razón por la que este caso puede presentar graves problemas de deformabilidad. En todas partes se especifica un espesor mínimo de suelo como cobertura de los fragmentos de roca que se aceptan en un terraplén dado y, obviamente, cuanto mayor sea este espesor mínimo, el problema que se acaba de exponer se presentará en menor escala.

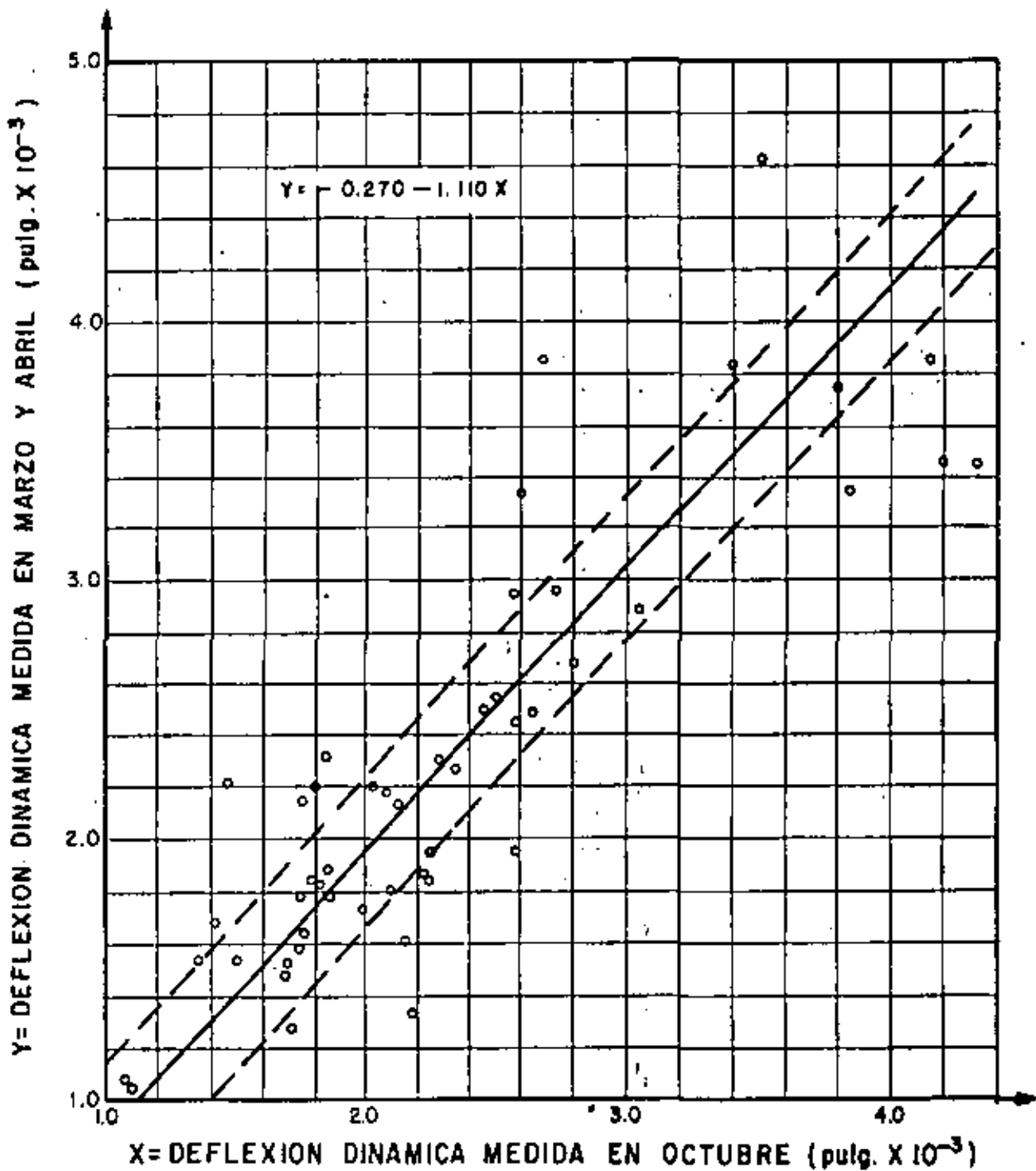
El otro gran problema de los materiales que constituyen las terracerías se tiene, como ya se mencionó, cuando éstos están formados por suelos comprensibles y arcillosos. Muchos suelos MH y CH presentan características de deformabilidad tan desfavorables que su uso debe proibirse. El panorama se complica aún más si los suelos son en añadidura, orgánicos. Es norma no aceptar el uso en el cuerpo del terraplén de los materiales MH, OH y CH, cuando su límite líquido es mayor de 100%. También evitar el empleo de los materiales que en el Sistema Unificado reciben la denominación genérica de P_t . No se puede establecer hasta que punto una norma rígida de especificación puede resolver este tipo de problemas, pues un mismo suelo puede tener comportamientos muy diversos según sean las condiciones de clima, drenaje y subdrenaje, -

geometría del terraplén donde se coloque, topografía del lugar, etc. También juega un papel fundamental en el comportamiento final obtenido el tratamiento de compactación. Una terracería deformable obligará al uso de pavimentos de espesor considerable, que logren que los esfuerzos transmitidos lleguen a niveles suficientemente bajos, por lo que plantean una disyuntiva muy clara; si la deformabilidad se toma en cuenta en el diseño del pavimento, éste será anti-económico y el conjunto claro, pues ya se dijo que cuesta más el material del pavimento que el de terracería; si la deformabilidad no se toma suficientemente en cuenta en el diseño del pavimento, como tantas veces ocurre, nunca se tendrá un pavimento con buen comportamiento en ese lugar por mejor que se conserve y por mucho que se reconstruya.

3.- Relacionándose con el punto anterior, la acción climática ha sido frecuentemente mencionada como el punto fundamental a cuidar para tener una terracería que tenga un buen comportamiento como apoyo de un pavimento. La afirmación, empero, merece discutirse.

Con el objeto de valorar la resistencia del conjunto pavimento-terracería y su variación con la estación del año, para poner de manifiesto la influencia climática, se realizaron dos series de mediciones de la deflexión en la superficie en un total de 52 secciones con un pavimento que comprende una carpeta asfáltica, distribuidas en casi toda la geografía mexicana. La primera medición se hizo en octubre al terminar la estación lluviosa en todos los puntos estudiados y la segunda se realizó en los meses de marzo y abril, al terminar el período de estiaje. Las deflexiones se midieron con equipo Dynaflect y se considera que la deflexión que muestra el pavimento en su superficie es una medida de la condición estructural prevaleciente en todo el espesor construido bajo ese punto, de manera que un pavimento que tiene deflexiones altas, se acepta que está en peor situación que otro que las tenga bajas. La Fig. No. 1 muestra los resultados obtenidos. Las deflexiones se presentan en pulgadas por ser este el patrón universal de su medición. La información que proporciona la Fig. No. 1 es sorprendente; en el sentido de que contradice en algo el sentimiento experimental de la gran mayoría de los especialistas. No se manifiesta una diferencia apreciable en la condición estructural de las secciones, estadísticamente hablando, aún entre dos momentos tan drásticamente diferenciales como lo fueron aquéllos en que se realizaron las mediciones. La conclusión al extraer es una de dos; o la deflexión en la superficie del pavimento no es un criterio para juzgar de la condición estructural de un sistema pavimento-terracería, afirmación que estaría en contradicción con toda la experimentación moderna, especialmente con los estudios de evaluación de pavimentos construidos o la acción climática sobre el comportamiento estructural del conjunto pavimento terracería se ha ponderado en el pasado de un modo que precisa cierta revisión.

Es posible que esta conclusión haya de ser circunscrita en parte a la situación de México, país en el que las variaciones estacionales no son muy notables en general y que el efecto estacional resulte mucho más acusado en otras latitudes, sobre todo en países en que la acción del clima incluya efectos de congelamiento y deshielo, que pueden ser muy severos. A este respecto cabe el comentario de que, en muchos casos, son precisamente esos países los



x = DEFLEXION DINAMICA MEDIDA EN OCTUBRE (pulg x 10⁻³)

Fig. No. 1. Correlación entre dos series de mediciones con equipo Dynaflect en 52 secciones seleccionadas en carreteras de México.

que dan origen a mucha de la metodología práctica de evaluación y diseño de pavimentos, por lo que surge la pregunta de si tales métodos no serán excesivamente conservadores para naciones como México.

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

Las conclusiones contenidas en la figura No. 1 son tan interesantes que se procede a una revisión general de la información obtenida, mediante el estudio de las mismas y nuevas secciones elegidas en el campo; desgraciadamente los nuevos resultados no están disponibles en el momento, pero es pertinente decir que investigaciones similares realizadas recientemente en dos importantes tramos de prueba que la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas tiene bajo control en dos puntos de su red, han arrojado resultados similares. En una investigación similar hecha en Australia, midiendo las deflexiones con viga Benkelman; los resultados finales presentados permiten sostener la información que se ha proporcionado.

Cuando se dice "acción climática" se entiende, a veces, efecto de variación estacional y se acepta implícitamente que éste debe ser muy acusado y de grandes repercusiones en la vida de la vía terrestre; esto es lo que parece no suceder y este criterio es el que, según indica la investigación citada, ha de ser revisado. Parece que, una vez construido un camino, se alcanza, al cabo de algún tiempo, una condición de equilibrio y que ésta es relativamente independiente de los cambios estacionales, por lo menos en México. Naturalmente, cual sea la condición de equilibrio que a fin de cuentas se alcance dependerá, entre otras cosas, del clima prevaleciente en la zona, en el sentido general y familiar; pero también influye la confirmación topográfica y geológica y la relación que con estos tipos de accidentes guarde el trazo general de la vía. Una vía terrestre puede estar en muy buenas condiciones generales en un lugar de clima desfavorable, si su trazo la protege, en tal caso la condición de equilibrio a que llegue podrá ser también favorable; recíprocamente, en un lugar de clima aparentemente benigno, una vía puede alcanzar condiciones de equilibrio que impliquen peligros serios a su vida futura. El efecto climático no puede ser visto como una norma de criterio independiente de todo un conjunto de consideraciones igualmente importantes; no se trata de conocer en que clima se desarrollará una vía terrestre, sino en que condición general se encontrará dentro de esa zona y sujeta a la acción de aquel clima y esas condiciones definen una vida futura que parece ser más independiente de los cambios locales de estación de lo que se hubiera juzgado en el pasado.

Los resultados de la anterior investigación, así como su sentimiento experimental permiten sugerir que quizá la expresión "acción climática" es demasiado amplia para expresar el importante efecto que tiene el contenido de agua de los materiales sobre la resistencia estructural de los pavimentos; este efecto incluye muy particularmente, claro es, el agua contenida en la terracería y la capa subrasante. Así, seguramente no debe pensarse tanto en una acción general del clima, cuanto en la necesidad específica de proteger con el subdrenaje adecuado el tramo de la carretera en el que sean de temer

condiciones especiales de saturación. Naturalmente que la acción climática - en un sentido más general puede influir en otros problemas conectados con la tecnología de los pavimentos, tales como la aparición de grietas longitudinales por procesos repetidos de evaporación y humedecimiento, en que la acción solar juega un papel importante o el "envejecimiento" de una carpeta, también por acción solar. La correspondencia entre las curvas que aparecen en la figura No. 2 ejemplifica la importancia práctica de las fluctuaciones del nivel freático en el lugar determinado y hace ver la importancia del subdrenaje que controle tales fluctuaciones, manteniendo el contenido de agua en la subrasante en un valor poco variable.

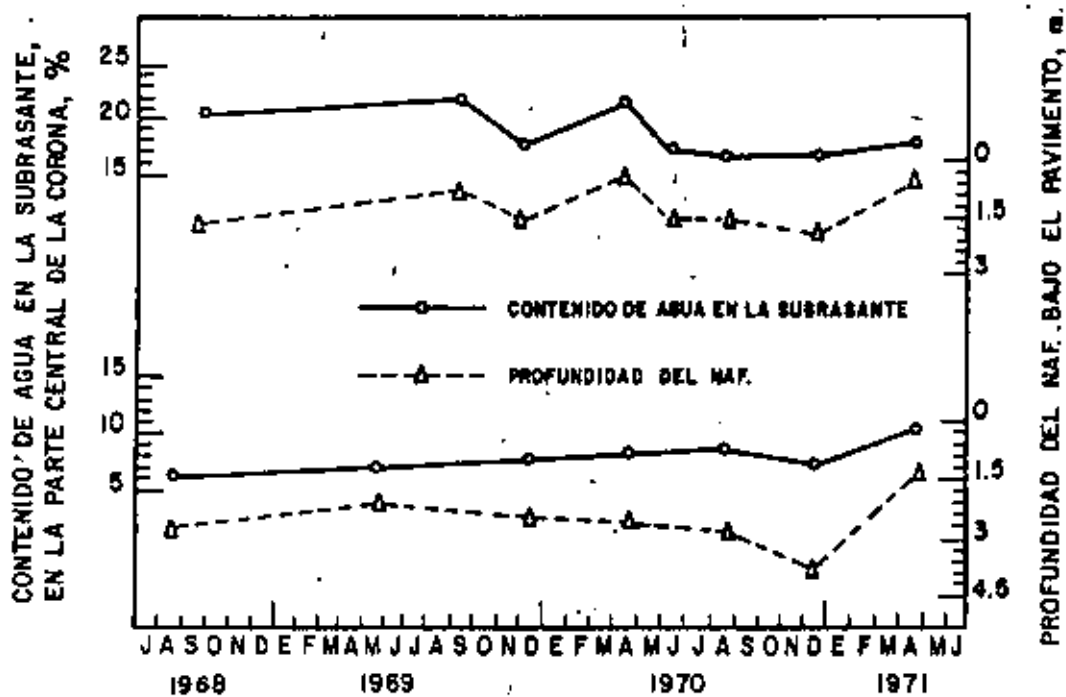


Figura No. 2. Variaciones del contenido de agua en la subrasante cuando varía la posición del NAF.

También es un reflejo de la acción climática la formación de baches tras una lluvia por efecto del agua infiltrada.

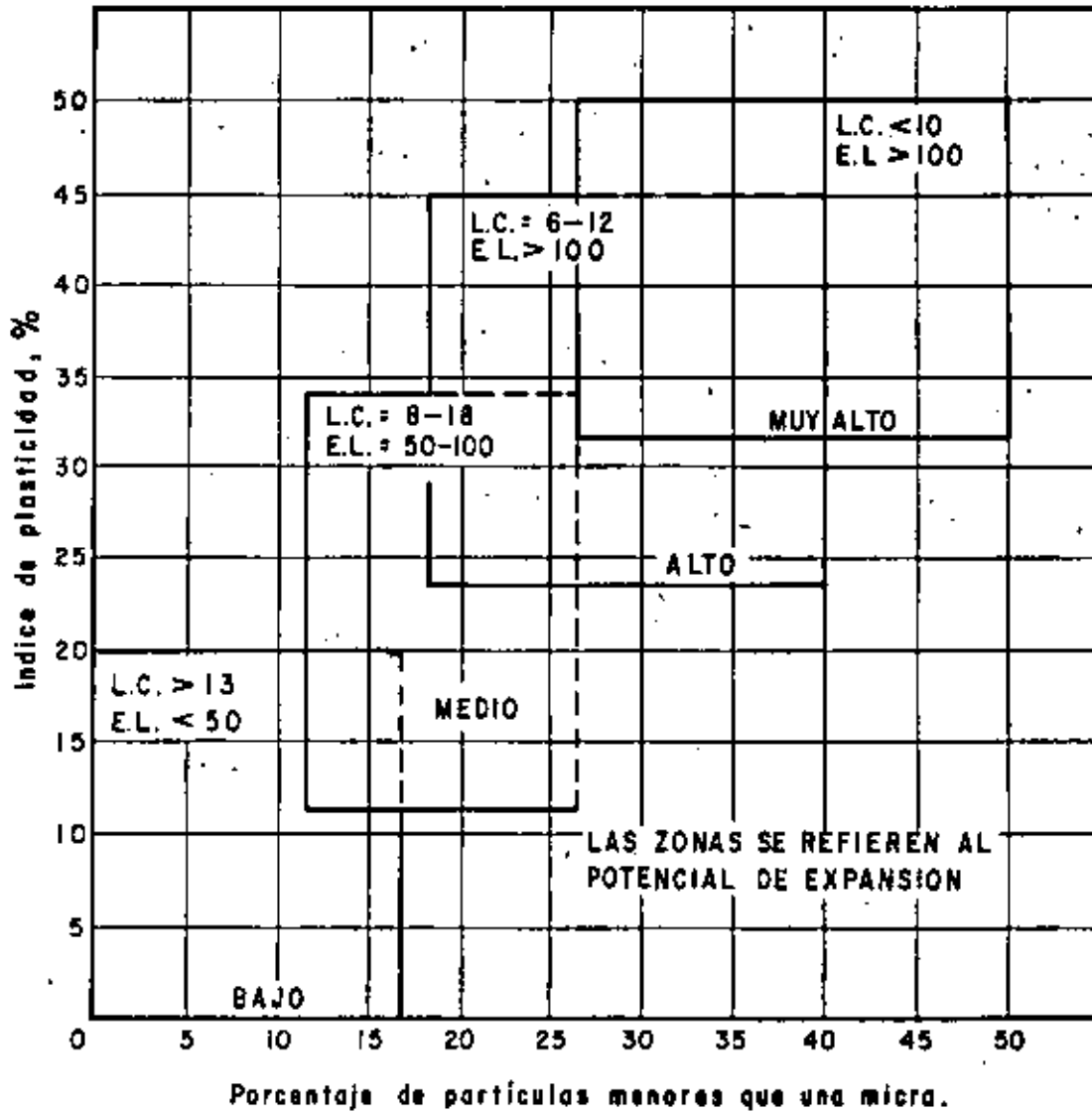


Figura 3. Clasificación de suelos expansivos según el Bureau of Reclamation de los E.U.A.

III INFLUENCIA DE LOS SUELOS CON POTENCIAL EXPANSIVO EN EL COMPORTAMIENTO DE PAVIMENTOS:

En la construcción de vías terrestres en muchos sitios es preciso utilizar suelos arcillosos o con muy importante contenido de arcilla. Muy frecuentemente estos suelos presentan marcadas características de expansividad; son los suelos denominados activos, cuya característica es sufrir grandes cambios de volumen cuando varía su contenido de agua. Es común la presencia de estos suelos en el cuerpo de las terracerías y no es rara en la capa subrasante. En regiones áridas los suelos suelen encontrarse con contenidos de agua muy bajos y es frecuente que pierdan por acción solar parte del agua que se les incorpore durante el proceso de compactación, con la consecuencia de que al pasar más tiempo puedan volver a aumentar su contenido de agua por la natural tendencia a acumularse ésta bajo las superficies cubiertas por los pavimentos o por efecto del natural humedecimiento que acompaña a las estaciones lluviosas; en tales zonas áridas existirá siempre una mayor tendencia a los cambios en el contenido de agua por efecto climático. Estos cambios producen en los suelos activos muy nocivos efectos, sobre todo en lo referente a la estabilidad volumétrica y a las características de resistencia al esfuerzo cortante.

La presencia de suelos expansivos en los pavimentos flexibles se hace cada día más notoria, por el aumento natural que año con año se tiene en el volumen de tránsito y en las exigencias de servicio. En la actualidad resalta el hecho de que no es suficiente la información que se tiene de las propiedades de los suelos expansivos, de sus efectos, de métodos sencillos para identificarlos en el campo o en el laboratorio y de procedimientos constructivos que permitan manejarlos, hasta donde resulte conveniente, sin caer en un riesgo excesivo de mal comportamiento futuro.

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

- a. Contracción por secado.
- b. Expansión por humedecimiento.
- c. Desarrollo por presiones de expansión en los suelos confinados en -- que se restringe la expansión.
- d. Disminución de la resistencia al esfuerzo cortante y de la capacidad de carga como consecuencia de la expansión.

Es común que varios de estos efectos se presenten simultáneamente. Los daños típicos de los hechos anteriores en un pavimento flexible son generalmente de uno o más de los siguientes cuatro tipos:

- a. Elevaciones o descensos de la superficie de rodamiento en una longitud importante, que se traducen en desigualdades e irregularidades, aunque no produzcan agrietamiento u otros daños visibles.
- b. Agrietamiento longitudinal.
- c. Deformaciones significativas localizadas, por ejemplo en torno a las

alcantarillas, generalmente acompañadas de agrietamiento.

- d. Agrietamiento generalizado (piel de cocodrilo) en la carpeta, con --
tendencia a desintegración.

De los daños anteriores, seguramente el primero es el más frecuente; pue
de ser medido con rugosímetros y en algunos países empieza a haber especifica
ciones 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 cam
bios de contenido de agua que van a ocurrir durante la vida útil del pavimen
to y de su influencia en aquellas propiedades significativas. También resul
tará de la máxima utilidad establecer criterios de clasificación de suelos fi
nos, 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 guar
día 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 bentoni
tas resultan ser activas, las illitas normales y las caolinitas inactivas. Se
ha intentado correlacionar el concepto de actividad de Skempton con el poten
cial de expansión de las arcillas, pero las correlaciones encontradas son po
co precisas.

El Bureau of Reclamation de los E. U.A. realizó un intento para clasifi
car 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 ex
pansión se define en términos de varias otras características de la arcilla,
además del grado de expansión, de las que las más importantes son del límite
de contracción, el índice de plasticidad, el porcentaje de partículas menores
que una micra y la expansión libre. Este último concepto se define por medio
de la ecuación que en seguida se menciona, realizando una prueba que consiste
en formar una muestra de 10 cm³ de suelo secado al aire, formada con la parte
del material que pase la malla No. 40 y en introducirla en una probeta gradua

da de 100 cm³ llena de agua, midiendo el nuevo volumen de la muestra cuando llega al fondo de la probeta.

$$E.L. = \frac{V - V_0}{V_0} 100$$

donde:

E.L. = expansión libre del suelo, en porcentaje.

V = volumen de la muestra después de la expansión, en cm³.

V₀ = volumen de la muestra antes de la expansión, igual a 10 cm³.

Un suelo con potencial de expansión alto puede tener una expansión libre mayor que 100%. Conjuntando todos los factores que se han mencionado el Bureau of Reclamation de los E.U.A. clasifica los suelos en la Tabla No. 2.

TABLA No. 2

Potencial de expansión	Expansión en consolidómetro, bajo presión vertical de 0.07 kg/cm ²	Límite de contracción	Índice de plasticidad	Porcentaje de partículas menores que una micra	E. L.
	%	%	%	%	%
Muy alto	> 30	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20.30	6.12	23.37	18.37	> 100
Medio	10.20	8.18	12.34	12.27	50.100
Bajo	< 10	> 13	< 20	< 17	< 50

Clasificación de suelos expansivos según Holtz y Gibbs (Bureau of Reclamation de los E.U.A.).

La Fig. 3 es una representación gráfica de los datos contenidos en la tabla No. 2 y zonifica los suelos expansivos en un plano Índice de Plasticidad- Porcentaje de partículas menores que una micra. Existen correlaciones del Índice de Plasticidad, el Límite de contracción, y el contenido de partículas menores que una micra con el cambio volumétrico sufrido por un espécimen en consolidómetro, cuando se mantiene anegado en agua bajo una presión vertical de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). La dispersión de estas correlaciones es muy grande, de manera que resulta difícil utilizarlas para establecer apriorísticamente las características de un cierto suelo.

McDowell define para su sistema de clasificación un porcentaje de cambio volumétrico en la muestra de suelo sujeta a absorción capilar y a una presión de cámara de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²), en un aparato triaxial del tipo del -- usado en la tecnología de pavimentos por el Departamento de Carreteras de Texas. El tiempo que se recomienda dejar a los especímenes sujetos a la absorción capilar depende de la plasticidad de la arcilla y es un número de días -- igual al índice plástico, cuando éste es mayor que 15. Se encontró que el -- cambio volumétrico para unas condiciones iniciales dadas del suelo puede 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:

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

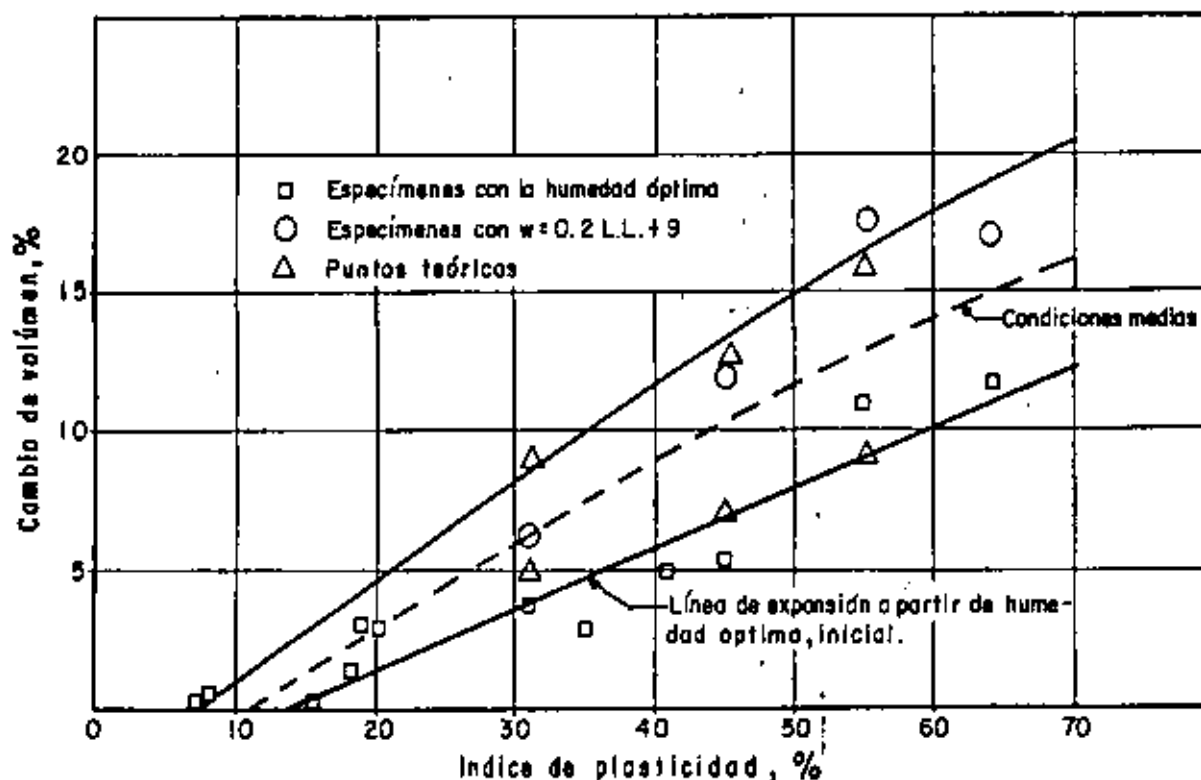


Figura 4. Correlación entre la expansión volumétrica y el índice de plasticidad, según McDowell.

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.

<u>I. P.</u> <u>%</u>	<u>Potencial de expansión</u> <u>%</u>
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 remodelada cuando

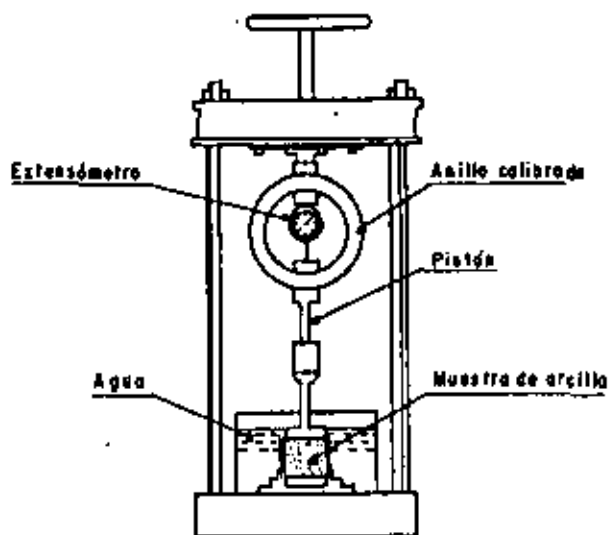


Figura 5. Aparato para medir presiones de expansión.

se compacta y que se libera cuando la arcilla se humedece en el proceso de expansión, en tanto que el suelo en su estado natural había ya liberado mucha de su energía en procesos anteriores de humedecimiento y secado a lo largo de su historia. Siempre hablando de suelos compactados, se ha visto que el potencial de expansión es mayor en los suelos compactados con métodos estáticos que con métodos por impactos. Los hechos anteriores conducen a la recomendación práctica de alterar lo menos posible a los suelos expansivos extraídos de banco y compactarlos con métodos de amasado.

Aspecto importante es sin duda la predicción en el campo del potencial de expansión. Antes de la construcción del pavimento, la arcilla en la zona activa sufre cambios continuos en el contenido de agua y en el peso específico seco, y el contenido de agua disminuye. Si en esta época la superficie del suelo se cubriera, se producirían los efectos contrarios, es decir, el contenido de agua se incrementaría y la presión de succión, así como el peso volumétrico seco disminuirían; lo anterior ocurriría unido a una expansión y levantamiento de la superficie del terreno.

Después de algunos años de construido el pavimento en su sección central se alcanza un equilibrio en la distribución del contenido de agua y de la presión de succión con la profundidad. Lo anterior es muy interesante porque facilita predecir el levantamiento de la superficie del suelo, conociendo el tiempo de construido el pavimento y en el que se alcanza el equilibrio.

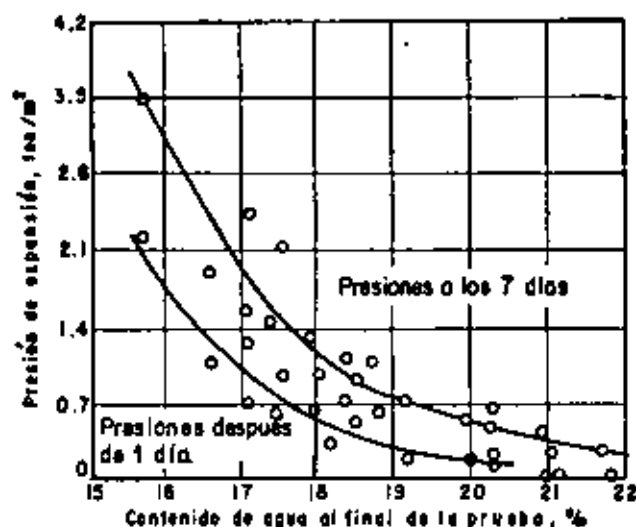


Figura 6. Efecto del tiempo transcurrido en la presión de expansión.

Como la magnitud de la expansión depende de la composición de la arcilla, de su estructura, historia de esfuerzos, contenido inicial de humedad y del peso específico seco durante la construcción del pavimento, así como de la sobrecarga y de la carga negativa del agua en contacto con la arcilla, la predicción de la magnitud de expansión no es tan fácil. En el empeño de lograrlo se han originado varios métodos. Los más en uso son el de McDowell y el de Jennings.

En el método de McDowell se emplean muestras inalteradas, obtenidas a varias profundidades dentro de la terracería y se mide el potencial de cambio volumétrico para la absorción por capilaridad bajo una presión confinante de 0.07 kg/cm² (1 lb/pulg²). El potencial de cambio volumétrico se mide de acuerdo con un procedimiento de prueba originado en el Departamento de Carreteras de Texas. (THD-80).

El porcentaje de expansión volumétrica se deduce usando una serie de curvas maestras que relacionan la expansión con la presión (Fig. 7). Cada curva se refiere a la presión que tenía la muestra en la profundidad a la que fue extraída. En el eje de abscisas se anotan los valores de la sobrecarga que el pavimento produce sobre el suelo original. El porcentaje de expansión vertical para cada capa es entonces tomando como 1/3 del porcentaje de expansión volumétrica. La elevación de la superficie se obtiene por integración del porcentaje de expansión vertical en toda la profundidad de la zona activa.

Como resultado de un estudio en diversas terracerías en Texas, McDowell encontró que el contenido de humedad menor, w , 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 p_o sobrecarga requerida para prevenir la expansión como una función del índice de plasticidad:

$$p_o = 0.5 \text{ I.P.} - 5$$

donde, p_o es la presión de sobrecarga requerida para prevenir la expansión, en Ton/m². Con el valor del índice de plasticidad se calcula la expansión volumétrica con la expresión anotada al principio de la hoja, situándose un punto en el eje de las ordenadas de la Fig. 7. Si a partir de ese punto se traza la curva maestra correspondiente, la sobrecarga necesaria para nulificar la expansión será la abscisa del punto en que la curva maestra trazada, corte a la horizontal por la expansión volumétrica igual a cero.

Integrando las curvas maestras respecto al rango de presiones correspondientes a la profundidad de la zona activa, es posible obtener el levantamiento probable para las condiciones estudiadas por McDowell. La tabla 5 presenta los levantamientos de la superficie como una función del índice de plasticidad del perfil arcilloso, suponiendo un estrato uniforme hasta una gran profundidad.

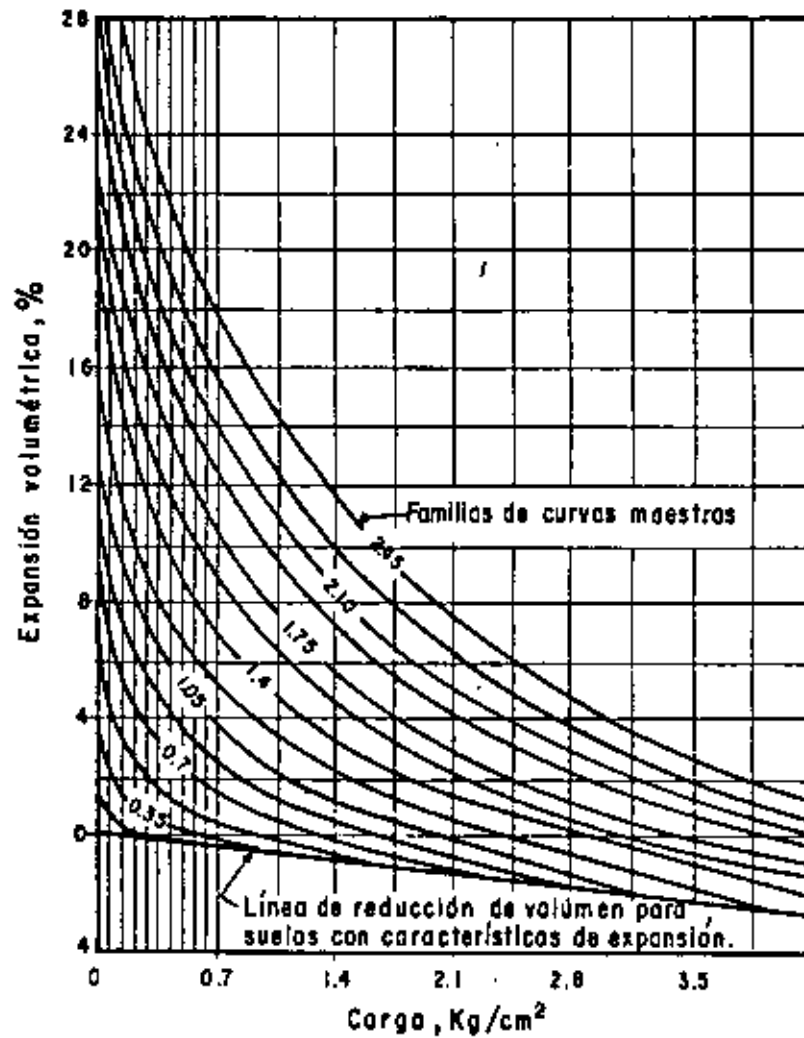


Figura 7. Relación de carga, al cambio volumétrico de arcillas expansivas.

TABLA 5

Levantamiento de la superficie como una función del Índice de Plasticidad.

I.P. (%)	Levantamiento de la superficie (cm).
10	0
20	1
30	4
40	7
50	13

Jennings propone otro método para predecir la expansión probable de una capa de suelo activo. Está basado en una correlación que se reporta como buena entre las expansiones medidas en pavimentos reales y las predichas para los mismos casos, con base en una prueba de consolidación por duplicado que más adelante se enciona. Se acepta que el monto de la expansión no depende de la trayectoria de esfuerzos seguida por el suelo. El método se aplica obteniendo muestras inalteradas, con las que se fabrican dos especímenes de prueba para ser probados en el consolidómetro, uno con su contenido de agua natural y el otro con el contenido de agua a que se llegue después de permitirse su expansión anegado en agua y sujeto a una pequeña contrapresión; en ambos casos, los especímenes se prueban aplicando la carga por etapas como es usual. Las dos curvas de compresibilidad que se obtienen en las dos pruebas se superponen, de manera que coincidan sus partes vírgenes (Fig. 8).

Conociendo la sobrecarga que actuará sobre el suelo al nivel al que fue obtenido la muestra, puede encontrarse en la curva correspondiente al contenido de agua natural, la relación de vacíos correspondiente al suelo consolidado bajo dicha sobrecarga (punto A). A continuación ha de estimarse la succión de equilibrio en la curva del suelo sumergido, sumando este valor a la presión de sobrecarga; de esta manera podrá obtenerse el punto B sobre la curva de compresibilidad de la muestra previamente sumergida (ajustada). Jennings utiliza el valor de e (Fig. 8) o variación de la relación de vacíos en ambos casos, para predecir la expansión. El método ha dado buen resultado en Sudáfrica, pero no puede garantizarse que funcione igualmente bien en otras partes, puesto que la expansión depende en realidad de la trayectoria de esfuerzos a que se sujete el suelo.

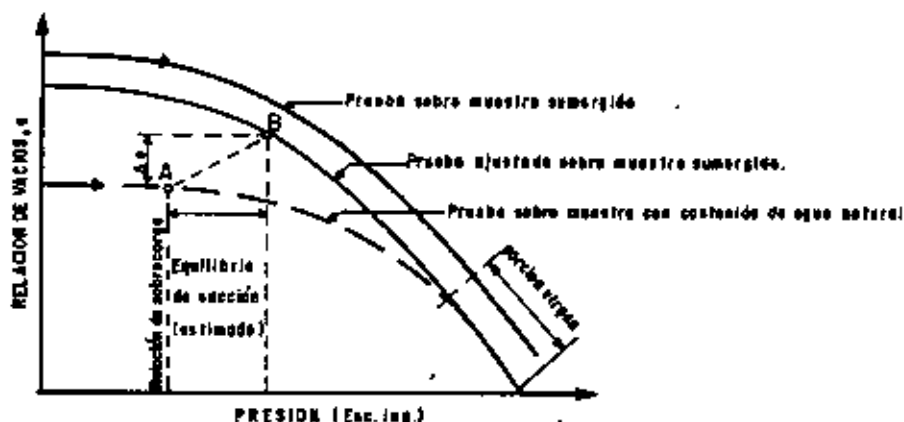


Figura 8. Predicción del levantamiento de la superficie usando la prueba doble de odómetro, según Jennings.

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

- a) 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.

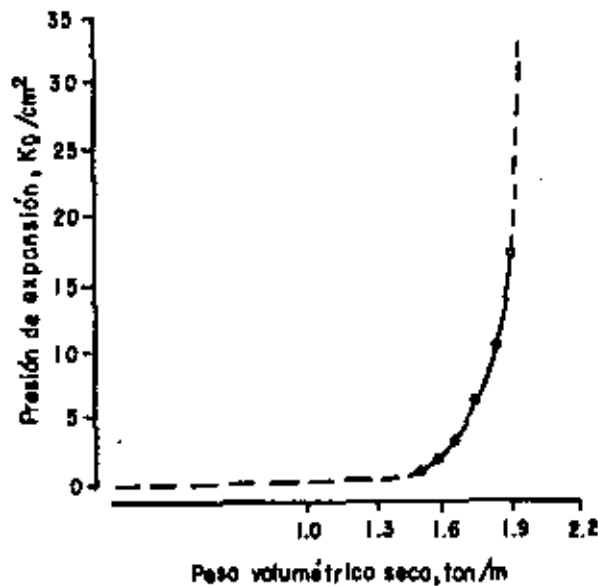


Figura 9. Efecto del peso volumétrico seco inicial de un suelo expansivo en su presión de expansión.

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 terrapién 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.

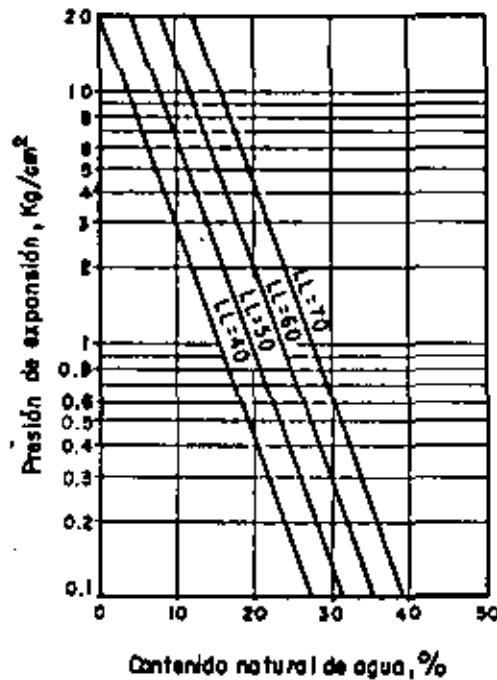


Figura 10. Correlación entre la presión de expansión de un suelo con su límite líquido y su contenido natural de agua.

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.

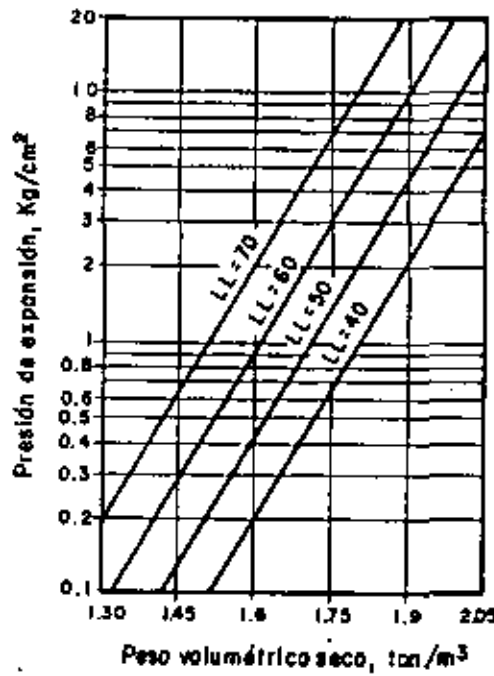


Figura 11. Correlación entre la presión de expansión de un suelo con su límite líquido y su peso volumétrico seco inicial.

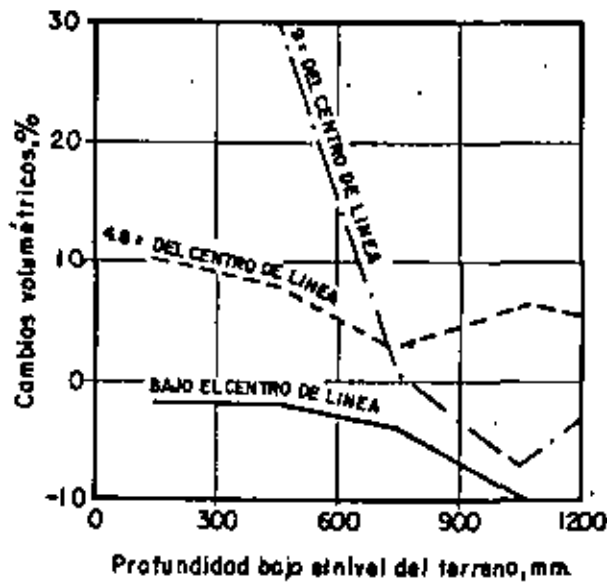


Figura 12. Cambios volumétricos en varios puntos de la sección de un camino.

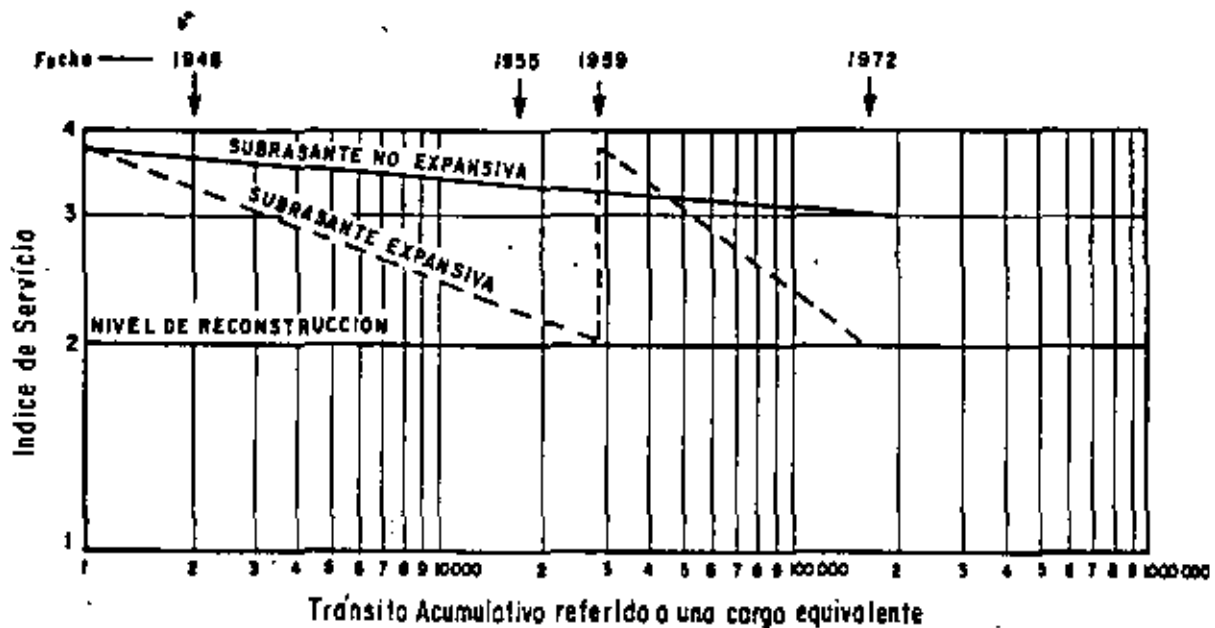


Figura 13. Comparación de la evolución con el tiempo del índice de servicio de tramos de una carretera, construidos sobre suelos expansivos y no expansivos.

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 terracerfas 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.

Cuando se trabaja con arcillas relativamente secas convendrá añadir agua, preferentemente hasta valores cercanos al límite plástico; el criterio anterior puede ser de aplicación práctica difícil si se intenta en el momento del tendido y compactación del material, pues entonces suele ser difícil aumentar el contenido de agua más allá de un 2%; por el contrario, el contenido de agua puede elevarse con mucha mayor facilidad en el banco de préstamo.

Retrasar la pavimentación definitiva de un tramo construido sobre arcillas expansivas, no suele ser muy útil para minimizar los futuros cambios del contenido de agua. Se discute en la actualidad con vehemencia la eficacia de utilizar para la minimización señalada, membranas "impermeables" que cubran la subrasante o el material expansivo en la terracería; tales membranas, hechas con asfalto, se han empleado con éxito en Texas. La utilización de capas rompedoras de capilaridad puede ser otra alternativa para preservar al cuerpo del terraplén de cambios importantes del contenido de agua. Aún cuando los consumos de asfalto que se han reportado para construir membranas asfálticas protectoras no son altos (6 ó 7 lt/m²), de manera que la solución pudiera no quedar prohibida por la economía, posiblemente la capa rompedora de capilaridad será de mayor garantía a plazo largo; los gradientes hidráulicos -- por efecto de succión entre las arcillas secas, a las que separa la membrana de suelos más húmedos, pueden ser suficientes para propiciar flujos muy importantes a través de las pequeñas grietas o fisuras que puedan ir desarrollándose en la delgada capa asfáltica.

Algunos autores han observado que dá buenos resultados el anegar las subrasantes que muestran tendencias a la expansión, con la suficiente cantidad de agua en momentos anteriores a la construcción. La inundación produce una gran parte del movimiento de expansión posible, de manera que con posterioridad a la construcción se producen cambios volumétricos mucho menores que los que se tendrían de no usar el método. El requisito es utilizar un método -- que permita al agua penetrar homogéneamente en los materiales expansivos; esto se ha hecho a veces perforando pozos de la suficiente profundidad y de unos 10 cm de diámetro, a través de los cuales se incorpora el agua al terre-

no natural o a las terracerías, según el caso. El método anterior ha sido utilizado sobre todo en zonas destinadas a la construcción de edificios, y no se tienen respecto a él experiencias en vías terrestres. De todas maneras el hmedecimiento 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

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.

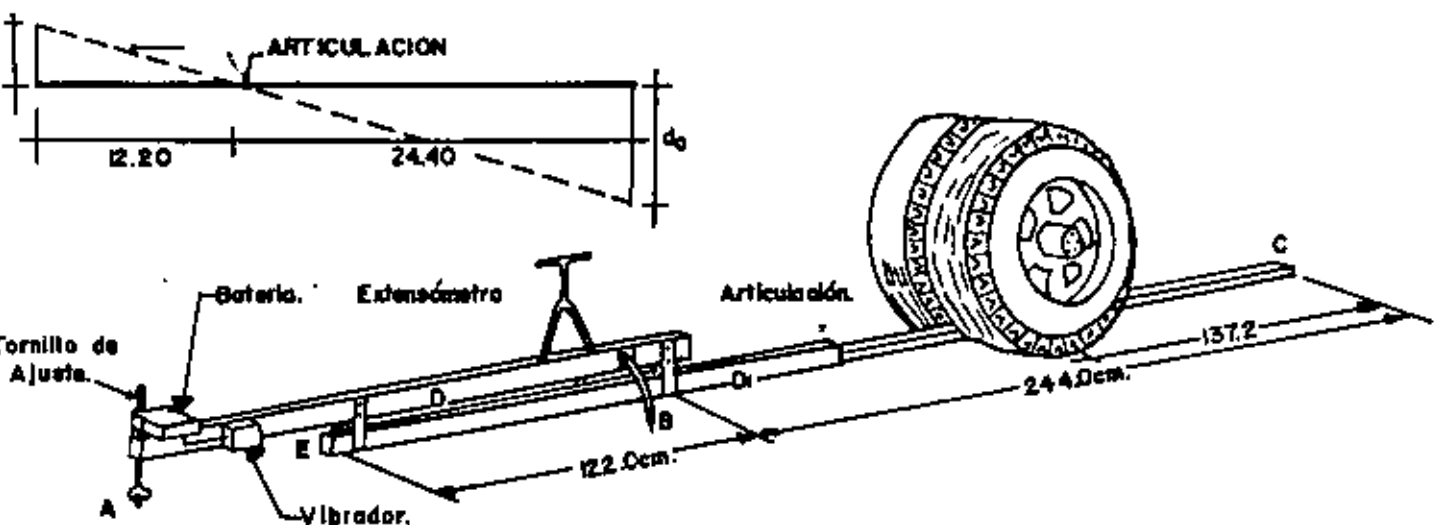


Fig. 1. Esquema del deflector Benkelman.

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 geófonos que tiene el aparato al aplicar la carga de impacto en un punto; los geófonos dan lecturas más bajas según van estando más alejados del impacto. Generalmente, se utiliza la lectura del primer geófono 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-

Bajo esta misma tónica merece estarse también el procedimiento de valuación estructural para aeropistas desarrollado en Inglaterra, y que fundamentalmente consiste en determinar, mediante una prueba de placa, el denominado "número de clasificación por carga" (LCN); éste número es representativo de la capacidad estructural del pavimento. El LCN (load classification number) es un sistema para clasificar tanto al pavimento de un aeropuerto como a los aviones que lo operan; en el sistema se comparan las características de las aeronaves con la capacidad estructural de los pavimentos. El LCN del pavimento resulta de un estudio de campo que se fundamenta en la realización de pruebas de placa; el LCN de las aeronaves depende de la geometría y disposición de las ruedas, de la presión de inflado y de las características del propio pavimento. Se considera que una aeropista es apropiada para la operación de una aeronave cuando el LCN del pavimento es mayor que el de la aeronave. En rigor tanto el LCN de la aeropista como el LCN de la aeronave se obtienen haciendo uso de los parámetros que se han mencionado arriba y de ábacos de correlación, de origen experimental.

El propio procedimiento de valuación presenta algunas normas de criterio respecto a lo anterior, así por ejemplo, se establece que cuando el LCN de la aeronave de diseño sea de 1.1 a 1.25 veces el LCN del pavimento, pueden permitirse, con cierta confiabilidad, unas 3,000 operaciones adicionales antes de proceder a una nueva valuación; así mismo cuando el LCN de la aeronave sea superior al doble del LCN del pavimento, éste sólo podrá utilizarse en casos de emergencia.

Una vez que han sido analizados o valuados todos los conceptos anteriores (nivel de servicio, condiciones superficiales del pavimento y capacidad estructural), que pueden ser considerados como las "constantes" del problema, debe pasarse a la siguiente etapa quizá la más importante de tomar una decisión acerca del tipo de rehabilitación más adecuado; es ahora cuando entran en juego todos aquellos conceptos a los que se podría asignar el papel de "variables" y entre los cuales se encuentra el incremento esperado del volumen e intensidad de las cargas del tránsito que circulará por el pavimento, el costo de los trabajos de rehabilitación y su relación con la disponibilidad de fondos para su ejecución, la vida útil que deba considerarse a la rehabilitación y el costo de su mantenimiento; otro factor importante, sobre todo en caminos cuyo tránsito representa movilización de bienes de consumo necesario o que genera desarrollo económico, es el que se relaciona con la posibilidad de interrupción o retraso de dicho movimiento, que puede originarse con motivo de las obras de rehabilitación proyectadas y su repercusión en los costos de transporte para los usuarios. Respecto a todas estas consideraciones relacionadas con costos.

A la luz de todas estas consideraciones, algunas de ellas simplemente cualitativas y otras tan cuantitativas como se desee, pero que sin una dosis de bien calibrada experiencia perderían su significación, el ingeniero proyectista o grupo encargado del estudio, estará en condiciones de definir los trabajos tendientes a la rehabilitación del camino o de la aeropista, los cuales podrán comprender desde la simple aplicación de riegos protectores, pasando por la construcción de sobrecarpetas de refuerzo, hasta la reconstrucción integral de los pavimentos. Cabe señalar aquí otra línea de acción, al parecer hoy muy en boga en algunos países, que consiste fundamentalmente

en ir adecuando la capacidad estructural del pavimento, por medio de la construcción "programada" de sobrecarpetas, a los incrementos en el volumen e intensidad de las cargas del tránsito; vale decir que esta forma de proceder requiere de un sistema de valuación vigilante de las condiciones generales del pavimento para señalar en forma oportuna el momento en que éste deba reforzarse. Resulta obvio señalar que en este caso, el éxito del proyecto depende en modo muy importante de la atención que se dedique a los trabajos de mantenimiento y conservación de los pavimentos.

A. Procedimientos para la determinación de los espesores de refuerzo de pavimentos, a partir de las medidas de deflexión.

Una vez que han sido analizados todos los factores señalados en el párrafo anterior y que se ha determinado que el refuerzo del pavimento es la medida de rehabilitación más adecuada, se requiere cuantificar la magnitud de dicho refuerzo, establecer las normas y especificaciones a que deberá sujetarse su construcción y señalar la necesidad, si existe, de obras de drenaje y/o subdrenaje y de todas aquellas que aseguren al máximo el comportamiento satisfactorio del pavimento. Es práctica común diseñar el refuerzo para las condiciones estructurales más críticas que se hayan en contrado en el camino; sin embargo, no puede decirse que este criterio sea el más adecuado, sobre todo si se toma en cuenta la disponibilidad de fondos para efectuar las obras de rehabilitación; por otra parte, una variación frecuente en los espesores de refuerzo utilizados en pequeños tramos, considerando sus diferentes condiciones de capacidad estructural, puede conducir a procedimientos constructivos poco prácticos, que podrían repercutir desfavorablemente en los costos. Un balance razonado de las dos ideas señaladas puede conducir al establecimiento de un proyecto que, satisfaciendo las necesidades de refuerzo, implique el máximo posible de economía y condiciones prácticas de construcción.

Los procedimientos de diseño de refuerzo que se mencionan a continuación son aplicables cuando el pavimento por reforzar es de tipo flexible, aún cuando incluyan en su estructuración capas estabilizadas con materiales tales como asfalto, cemento, cal, etc. Además, los espesores de refuerzo deben ser proporcionados por medio de una "sobrecarpeta" de concreto asfáltico o una combinación de ésta y capas de material granular que podrá ser estabilizado o tratado con los materiales anteriormente señalado.

Los métodos aquí presentados utilizan las deflexiones medidas en la superficie del pavimento, utilizando la viga Benkelman bajo la acción de la carga correspondiente a un eje simple con arreglo de llantas en dual; si las deflexiones son obtenidas con otro equipo, por ejemplo, el deflectógrafo dinámico (Dyna-Flect), existen correlaciones que permiten transformar a deflexiones tipo Benkelman, las obtenidas mediante este procedimiento (Fig. 3). Cabe insistir aquí nuevamente, en la reserva con que han de manejarse estas correlaciones, debido a las condiciones locales con que han sido desarrolladas. En la figura aparece la correlación dada por el fabricante del Dyna-flect (Dresser Alfas Co), para pruebas de Viga Benkelman con eje cargado con 6.8 Ton (5,000 lbs); ésta puede considerarse la correlación experimental original. Aparece también la correlación con la Viga Benkelman cargada con

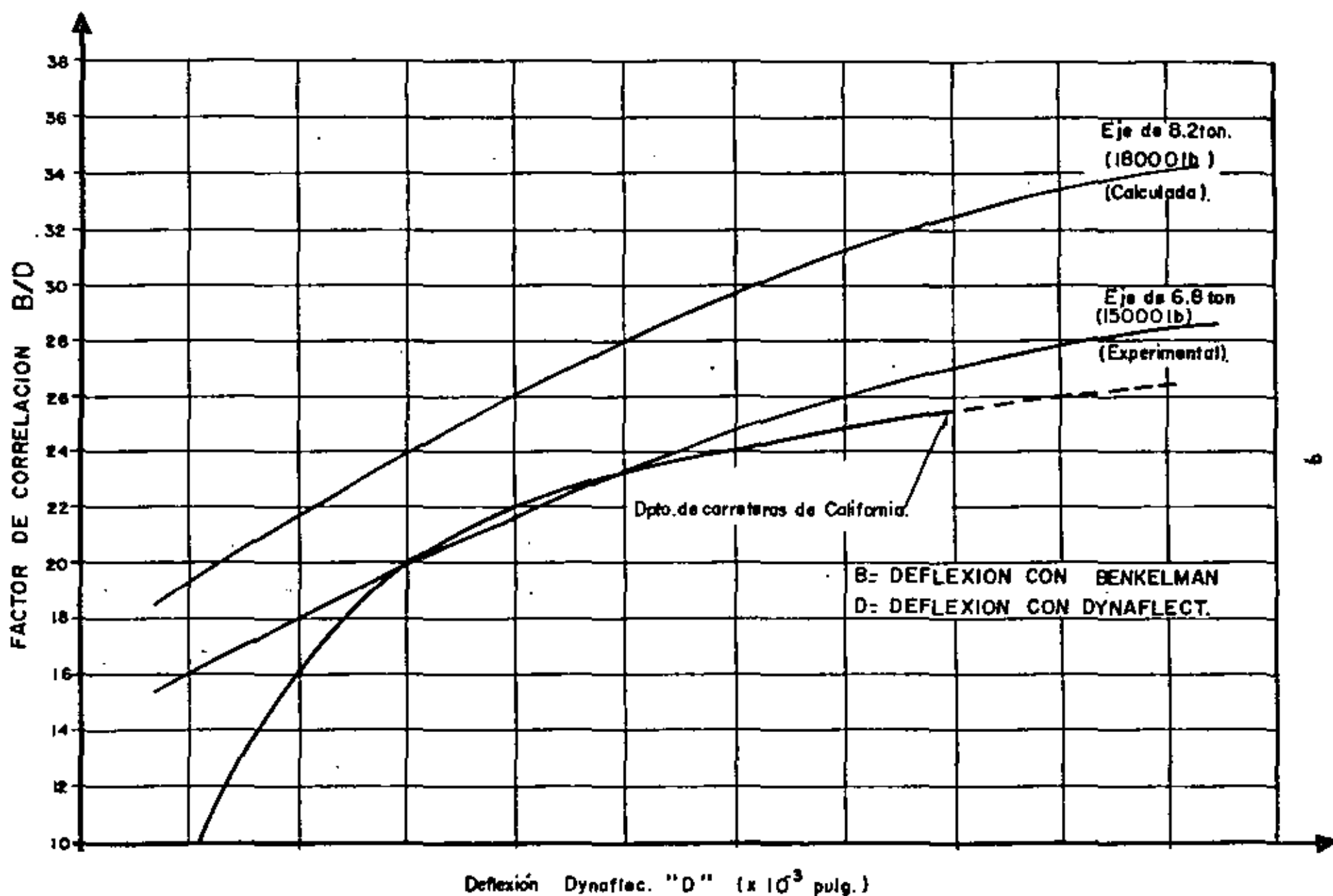


FIG.3-CORRELACION OPERACIONAL ENTRE LA VIGA BENKELMAN Y EL DISPOSITIVO DYNAFLECT.
 (LA CURVA PARA EJE DE 15000 lb. ES PROPORCIONADA POR EL FABRICANTE DEL DYNAFLECT.)

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 ésto es tanto más cierto cuanto menor sea el espesor de la carpeta del pavimento que se valua.

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)-

y de un camión lastrado con 6,810 kg (15,000 lbs) en su eje trasero (dual).- El intervalo de medición es recomendado por California en el orden de los 8 m, pero seguramente puede variarse un poco de acuerdo con las condiciones del pavimento que se valúa.

3.- Obtenidas las deflexiones reales en el pavimento que se valúa, debe determinarse el valor de dicho concepto tal que un 20% de las deflexiones medidas resulte mayor y el 80% restante, correspondiente, menor. Esta deflexión estadística se representará por δ_{80} .

4. El valor del δ_{80} deberá compararse con la deflexión tolerable obtenida en el paso 1. Al hacer la comparación téngase presente que la máxima deflexión tolerable será 0.101 cm (0.040 pulg). Si δ_{80} es menor que la deflexión tolerable, se considera en el método de California que aún no se requiere ningún esfuerzo en el pavimento en estudios como no sea un riego de sello o un riego de rejuvenecimiento, pero si δ_{80} resulta mayor que la deflexión tolerable deberá determinarse un porcentaje de reducción en la deflexión medida, según la siguiente expresión:

$$R_f = \frac{\delta_{80} - \delta_{tol}}{\delta_{80}} 100$$

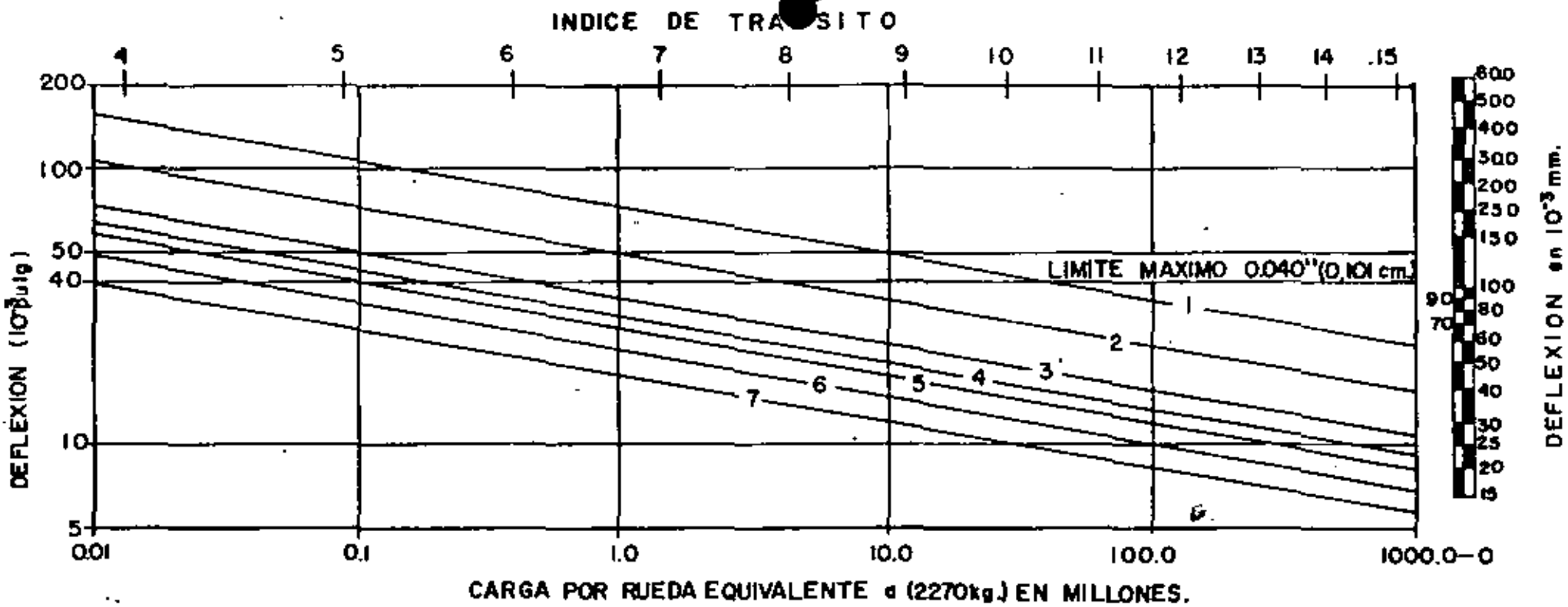
5. Con el valor de R_f deberá entrarse a la gráfica de la Fig. 5, para obtener los espesores de grava equivalente que se requieren como refuerzo del pavimento en estudio.

El método de California establece como aconsejable una revisión de los valores de refuerzo obtenidos por la secuela anterior. Según ésta, con el espesor de grava equivalente ya obtenido y traducido a espesor de carpeta de concreto asfáltico, deberá volver a calcularse el nivel tolerable de deflexión, para compararlo con la deflexión real medida con la viga Benkelman en el campo; el nivel de deflexión tolerable debe resultar ya mayor que la deflexión real y si así no fuese deberá repetirse toda la secuela anterior en otro tanteo, hasta que se obtenga un espesor de grava equivalente como refuerzo. La razón de las verificaciones anteriores estriba en que cuando se cambia el espesor hipotético de la carpeta del pavimento también debe de cambiarse según establece la Fig. 4, el nivel tolerable de deflexión que debe exigirse a dicho pavimento.

B. Método del Instituto Norteamericano del Asfalto.

Este método está basado también, en el establecimiento de un límite de deflexión a la estructura del pavimento, el cual es función del número e intensidad de aplicaciones de carga a que estará sujeto el pavimento estudiado.

El primer paso para la aplicación del método del Instituto del Asfalto, consiste en determinar el número de tránsito para diseño, ya mencionado en páginas anteriores de este Trabajo. La siguiente etapa es obtener las deflexiones del pavimento que se valúa por medio de la viga Benkelman o un método equivalente; se especifica que el número de puntos estudiados no debe ser me



TIPOS DE SUPERFICIES DE RODAMIENTO	Esesor (cm.)
1.- Tratamiento Superficio.	1.2
2.- Concreto Asfáltico.	3
3.- Concreto Asfáltico.	6
4.- Concreto Asfáltico.	7.5
5.- Concreto Asfáltico.	9
6.- Concreto Asfáltico.	10
7.- Concreto Asfáltico.	15
7.- Base Tratada con Cemento.	15

FIG. 4.— GRAFICA PARA LA DETERMINACION DEL NIVEL TOLERABLE DE DEFLEXION EN EL METODO DE CALIFORNIA.

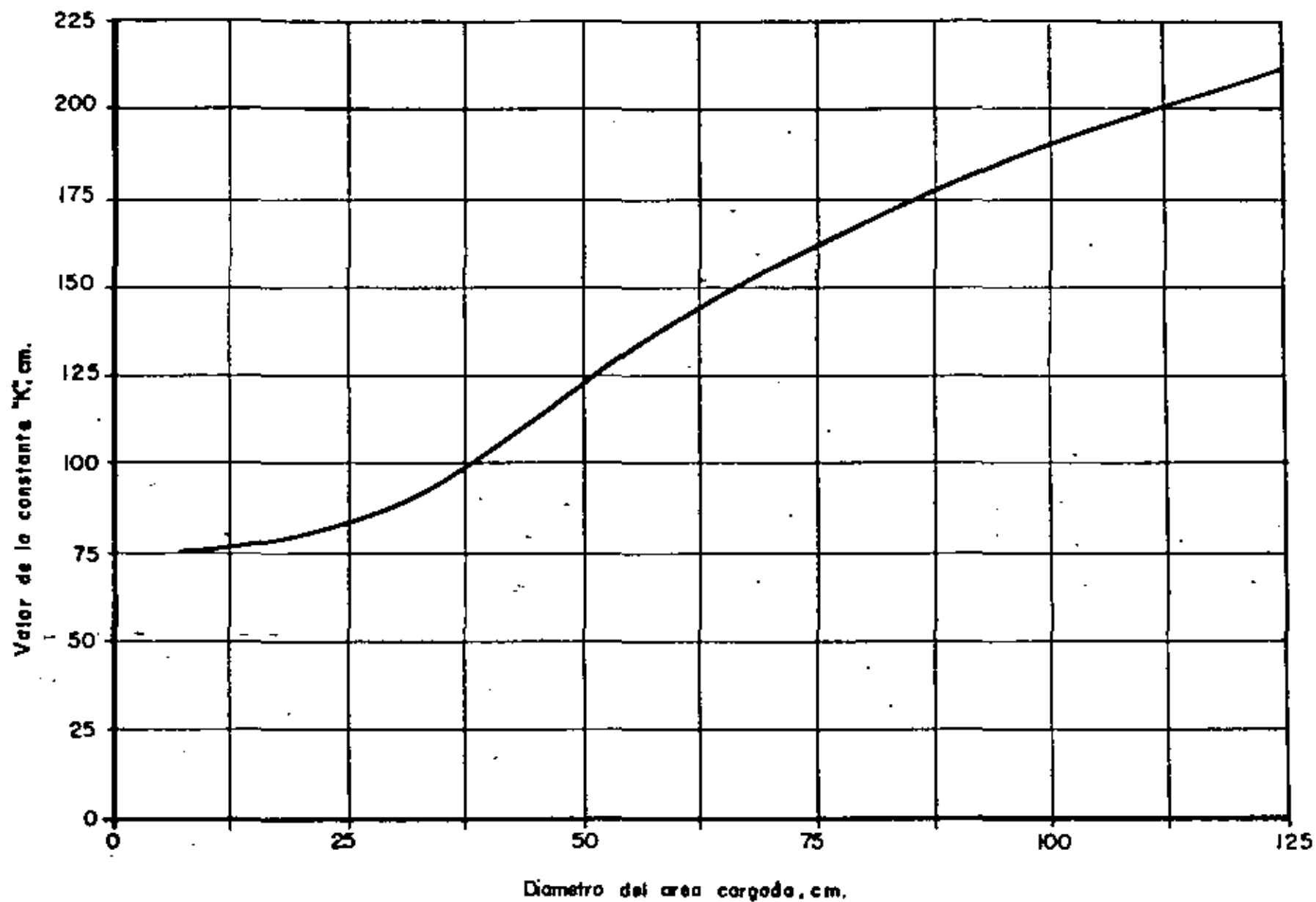


FIG. 9. VALORES DE LA CONSTANTE DE DISEÑO "K", EN FUNCION DEL AREA CIRCULAR CON QUE SE APLICA LA CARGA.

nor de 15 por km o de 10 en cada sección de prueba, entendiéndose por ésta a un tramo del camino al que se le asignan características de deterioro más o menos uniforme. Los puntos estudiados deben distribuirse aleatoriamente sobre el tramo escogido y debe calcularse la media aritmética de todos los valores obtenidos, así como la desviación estándar del conjunto de valores correspondientes a un tramo y a una sección en estudio. La deflexión se obtiene bajo una carga de 4,100 kg (9,000 lbs) en un sistema dual de llantas (8,200 kg por eje del vehículo).

Se define el concepto deflexión característica, por medio de la ecuación:

$$d_c = (\bar{x} + 2s) f c$$

donde:

\bar{x} es la media aritmética de los valores individuales de la deflexión en el tramo considerado.

s es la desviación estándar de los mismos valores en el mismo tramo.

f es un factor de ajuste por temperatura de la carpeta.

c es un factor de ajuste que varía con el período del año en el cual se hacen las mediciones (c = 1 para el período que represente las condiciones más críticas del pavimento).

La Fig. 6 proporciona una gráfica que permite calcular el valor del coeficiente de ajuste por la temperatura de la carpeta.

El coeficiente de ajuste por el período del año en que se haga la medición ha de ser obtenido o bien realizándolas en la época del año más crítica para el pavimento (c = 1) o haciendo un conjunto continuo de lecturas que cubran diferentes épocas del año, calculando en cada caso la relación entre dichas lecturas y la correspondiente al período crítico; lo anterior no debe resultar difícil de hacer para una institución importante que esté dedicada en gran escala a la construcción y conservación de pavimentos.

La deflexión característica y el número de tránsito para diseño son los datos con los que puede entrarse en la gráfica de la Fig. 7, en la que puede calcularse el espesor de concreto asfáltico que el pavimento necesita como refuerzo. Usando los coeficientes de equivalencia entre espesores de concreto asfáltico y espesores de capas de otra naturaleza, que se han dado anteriormente en este trabajo, podrían calcularse diversas alternativas de estructuración del esfuerzo necesario, si bien ha de hacerse notar que esta última posibilidad no figura explícitamente en las fuentes bibliográficas originales que proponen el método.

El Instituto Norteamericano del Asfalto proporciona con base en sus estudios de valuación un criterio que puede tener mucho interés práctico, si -

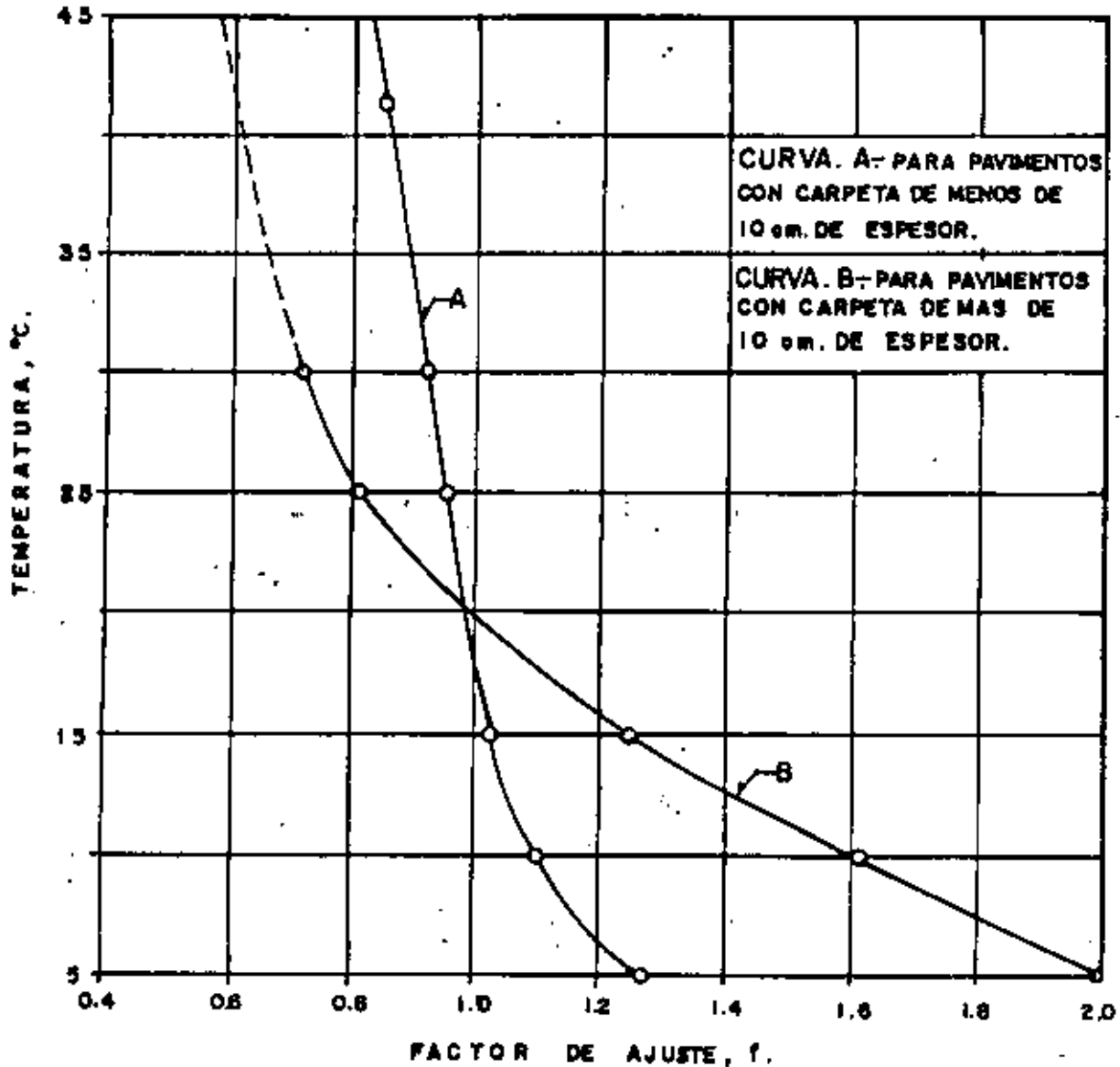


Fig. 6. Factores de corrección por temperatura en las deflexiones de viga Benkelman. (Método de Valuación del Instituto Norteamericano del Asfalto).

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.

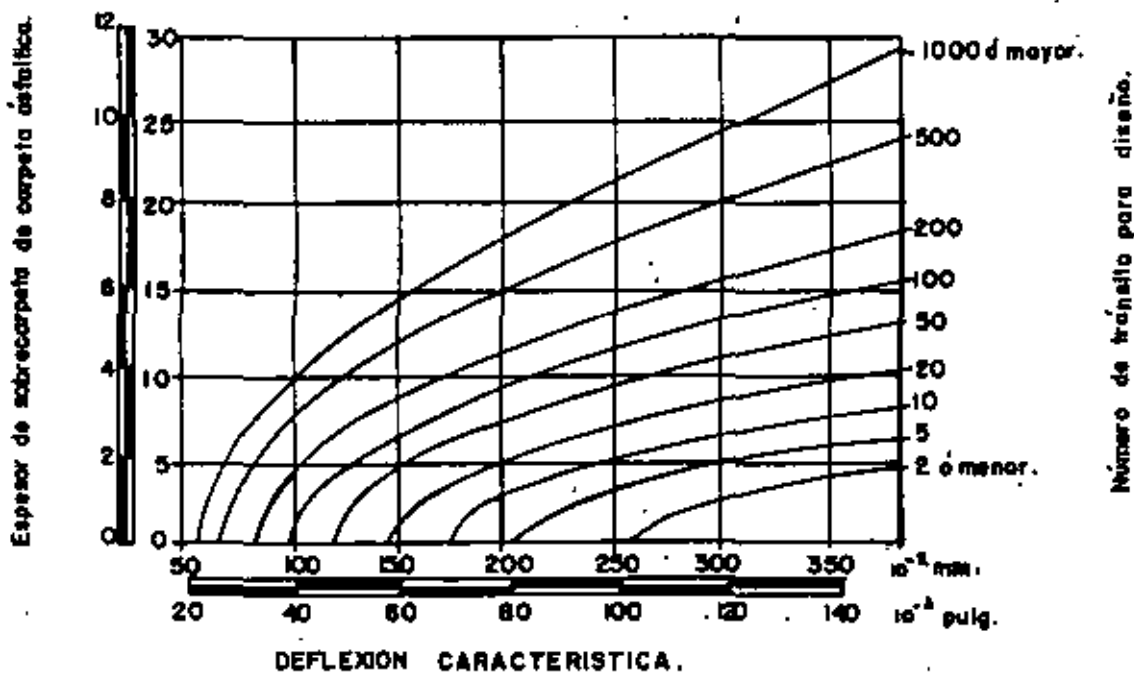


Fig. 7. Espesores de sobrecarpeta de refuerzo, en función de la deflexión característica del pavimento, según el Instituto Norteamericano del Asfalto.

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

partida lo constituye la expresión, originalmente debida a McLeod:

$$e = K \log \frac{P}{S}$$

donde:

e, es el espesor total del pavimento que se valúa, hasta el nivel superior de la capa subrasante, en cm.

K, es una constante de diseño, en cm, que depende del diámetro del área cargada supuesta circular.

P, es la carga de la rueda de diseño, en kg.

S, es el soporte de la subrasante, en kg.

Para un avión dado, la carga equivalente al arreglo de llantas que se tenga es proporcionada por el propio fabricante, por lo que en lo que sigue se considerará a P un dato del problema en cualquier caso.

De la misma manera, el valor de e para un pavimento dado será siempre conocido, como resultado de la realización de los correspondientes sondeos de carácter exploratorio.

La Fig. 9 permite calcular K en cualquier caso práctico, en función del diámetro del área que aplique la carga, sea la llanta del avión o una placa de prueba, pues como se verá, dentro del método que se describe se utilizarán ambos modos de aplicar la carga. Si la carga la aplica el avión, conocida la carga equivalente y la presión de inflado con que opera la aeronave se obtiene el área de contacto, que se supone circular, lo que permite obtener de inmediato. Al hacer una prueba de placa, el diámetro de ésta es un dato conocido.

De esta manera, en un problema práctico de valuación, la fórmula anterior puede operarse con S como única incógnita.

Si se efectúa una prueba de placa en la superficie de rodamiento podrá ser determinada P para 10 repeticiones de carga con una deflexión acotada de 1.27 cm (0.5 pulg). Con dicho valor de acuerdo con las consideraciones anteriores podrá obtenerse S, soporte total del pavimento en estudio, despejándolo de la expresión (anterior). La ejecución de pruebas de placa puede ser substituida, quizá con ventaja y economía por la realización de mediciones con la viga Benkelman; al respecto se han desarrollado en el Canadá correlaciones experimentales entre ambos conceptos, que se reportan suficientemente confiables. La Fig. 10 recoge la correlación de que se habla, expresada en unidades inglesas, por ser éstas de uso común.

Habida cuenta que existe correlación entre las mediciones hechas con viga Benkelman y con Dynaflect (Fig. 3), se sigue que cualquiera de todos es -

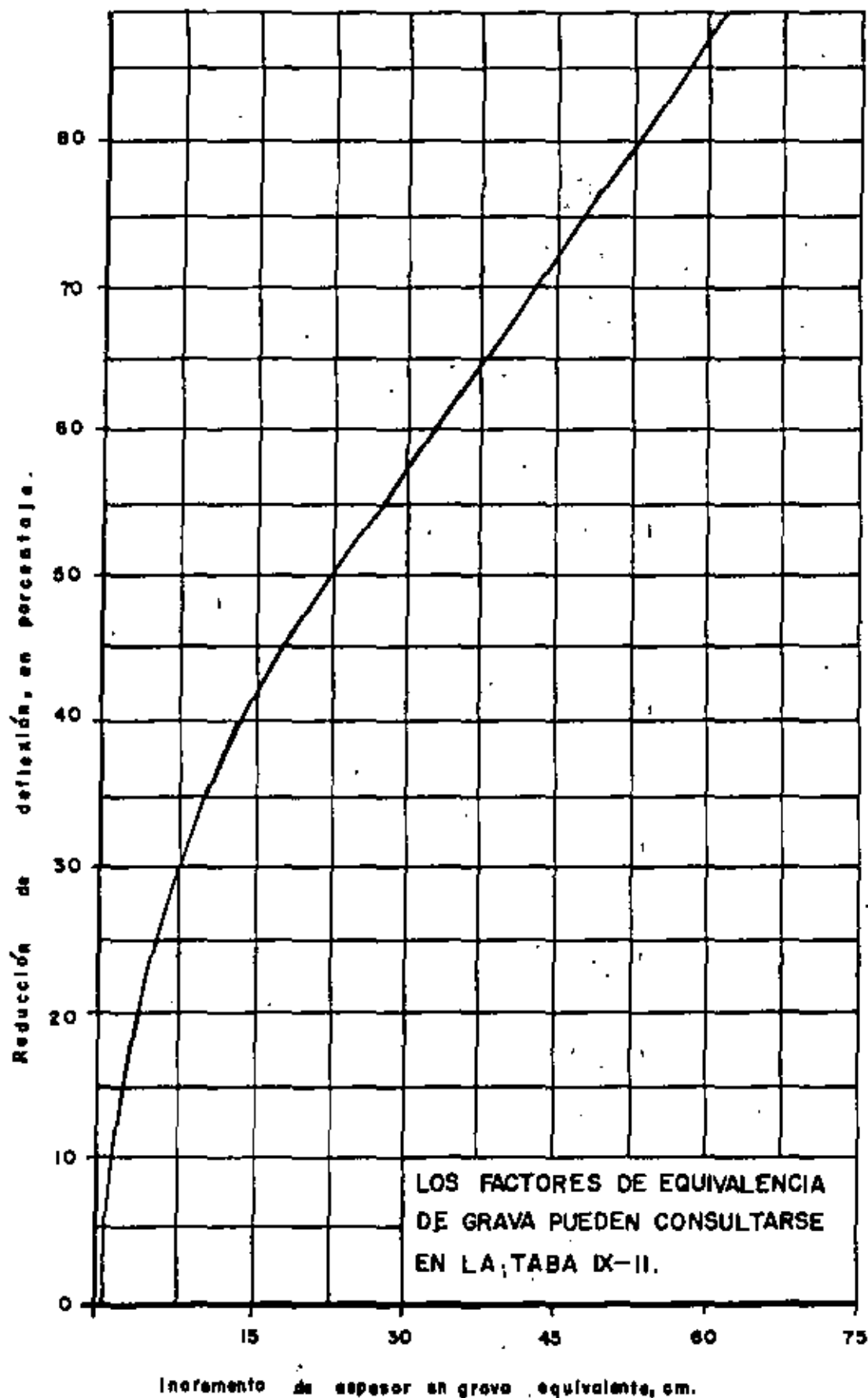


FIG. 5.- INCREMENTO DEL ESPESOR DE UN PAVIMENTO (grava equivalente) EN FUNCION DEL COEFICIENTE DE REDUCCION DE DEFLEXIONES (METODO DE CALIFORNIA. Ref.53)

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:

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

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.

6. DISEÑO Y
EVALUACION
DE
PAVIMENTOS
EN
AEROPUERTOS

Ing. Fernando Rodarte Lazo

DIFERENCIAS DE OPERACIÓN 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

de distribución normal. La repetición de cargas en un punto dado está gobernada por el ancho de las llantas, por el ancho del tren de aterrizaje y por las condiciones de operación, a este conjunto de parámetros se le denomina "ancho de banda" y abarca en este caso, el 98% de las operaciones en la curva de distribución normal.

En la fig. 3 se presentan las probabilidades de repetición en el sentido transversal para diversos aviones. Así, se ha observado que el ancho de bandas para calles de rodaje con luces de eje varía de 1.80 a 3.65 m (banda A), cuando no hay esta ayuda visual, la variación es de 3.65 a 6.10 m (banda B) para pistas con luces de eje varía de 4.60 a 7.60 m (banda C) y para aterrizajes normales varía de 10.70 a 13.70 m (banda D). Se puede ver por ejemplo que para un ancho de banda de 6.10 m (20 pies), la probabilidad, $P(y)$, de repetición de carga es de 0.42 por cada movimiento de avión B-747.

2. Intensidad de las cargas.

Los camiones más pesados que transitan en una carretera son del orden de 30 a 50 toneladas. Son vehículos del tipo semi-trailer, los cuales, incluyendo las ruedas del tractor, llegan a tener hasta 18 llantas (fig. 4).

En aeropuertos, un avión con el mismo peso como por ejemplo el Boeing 727, el B-737 o el Douglas DC-9, tienen únicamente 4 llantas principales y dos auxiliares.

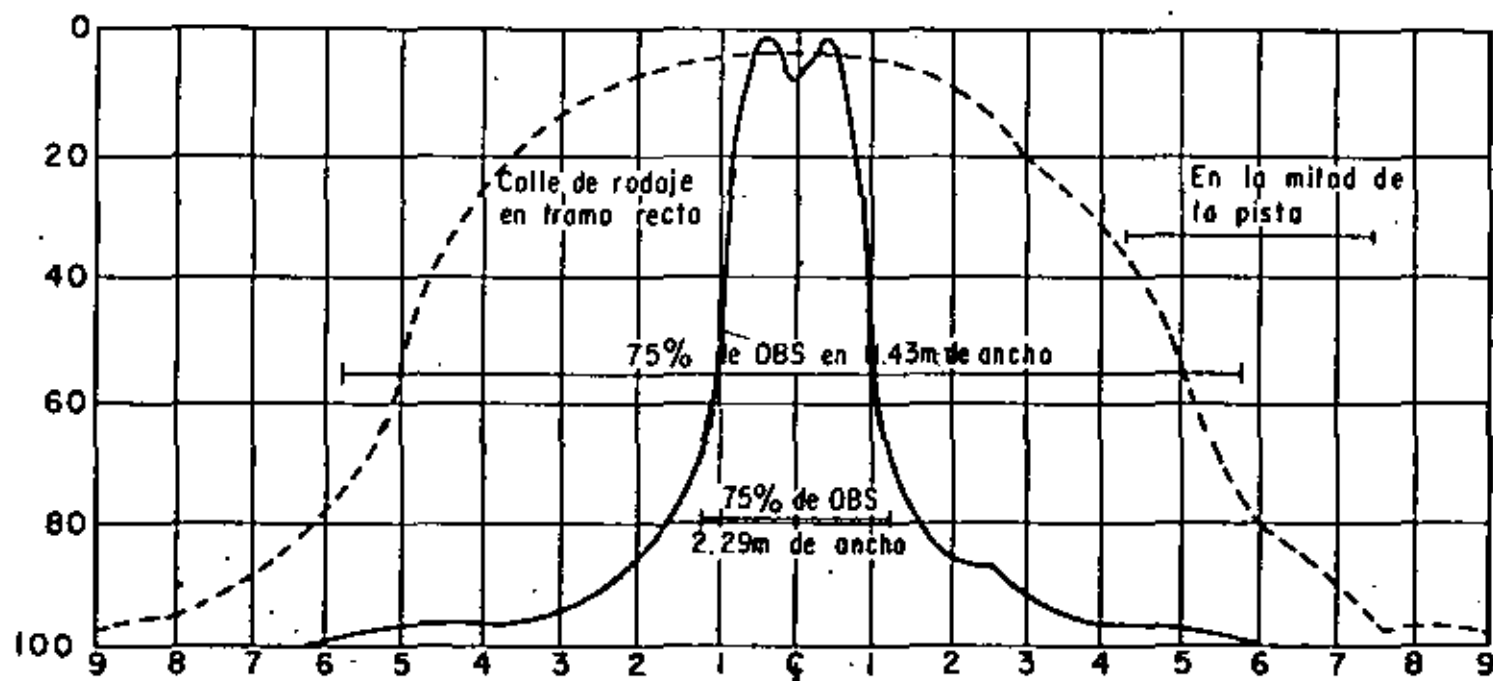
De lo anterior se deduce que la intensidad de carga por rueda es muy superior en aeropuertos que en carreteras, máxime si consideramos aviones tan pesados como el B-747, cuyo peso máximo es de 374 toneladas y únicamente tiene 16 ruedas principales y dos auxiliares (fig. 4).

En las figuras 5 y 6 se muestran las distribuciones de esfuerzos verticales que se producen bajo una rueda cuando se aplican las siguientes cargas:

1° Semieje con ruedas dobles, de un camión básico. Carga considerada en las ruedas dobles: 4,100 kg (9,000 lb).

2° Pierna con 4 ruedas en doble-tandem de un avión Boeing 747. Carga considerada por pierna: 84,000 kg (185,000 lb).

En la fig. 5 el análisis teórico de esfuerzos se ha efectuado considerando al suelo como un medio homogéneo, sin embargo al existir capas superficiales de mayor rigidez, como es el caso de los pavimentos, los esfuerzos producidos por las cargas se reducirán más rápidamente con la profundidad, como puede verse en la fig. 6 en la que se considera a la masa sustentadora



Distancia en metros del ζ a la huella del tren principal.

DISTRIBUCION DE LAS HUELLAS DEL TRAFICO DE AVIONES CON TRENES DE RUEDAS DOBLES Y DOBLE TANDEM.

(De R.G. Packard)

como un sistema de tres capas, con diferentes módulos de elasticidad y diferentes espesores de las capas constitutivas.

Así por ejemplo, si se considera un suelo homogéneo con una resistencia al esfuerzo vertical de 0.5 kg/cm^2 , los esfuerzos producidos por el camión básico serán superiores a los que resiste el suelo, en un espesor comprendido desde la superficie hasta la profundidad de 0.75 m, como puede verse en la fig 5; para el caso del avión B-747 el espesor en el que se presentan esfuerzos superiores a 0.5 kg/cm^2 , se incrementa a 2.7 m. Es decir que en el ejemplo citado, la profundidad de influencia de esfuerzos críticos es 3.6 veces mayor la provocada por el avión B-747 que la provocada por el camión básico de 8.2 Ton/eje.

Por otra parte, si se considera un pavimento como un sistema de tres capas en las que la relación entre sus módulos de elasticidad sea $E_1/E_2 = 10$ y $E_2/E_3 = 2$, como se ejemplifica en la fig. 6, los esfuerzos producidos por el camión básico serán superiores a los que resiste el suelo natural, o sea 0.5 kg/cm^2 , en un espesor comprendido desde la superficie hasta una profundidad de 0.30 m (fig. 6) y el B-747 producirá esfuerzos mayores de 0.5 kg/cm^2 hasta una profundidad de 1.20 m; o sea, que en este caso, el espesor de pavimento requerido por el avión B-747 será 4 veces que el requerido por el camión básico.

3. Presión de las llantas.

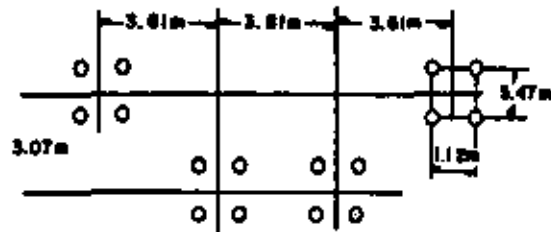
Este concepto puede ser considerado como una consecuencia del anterior; así se tiene que mientras en carreteras la presión de inflado de las llantas varía de 1.69 kg/cm^2 (24 lb/pulg^2) a 5.62 kg/cm^2 (80 lb/pulg^2) en números redondos; en aeropuertos estas presiones son del orden de 14.06 kg/cm^2 (200 lb/pulg^2) llegando en algunos aviones militares a presiones de 28.12 kg/cm^2 (400 lb/pulg^2).

4. Frecuencia del tránsito.

En carreteras, la separación entre un vehículo y otro subsecuente dependerá de la propia geometría de la carretera y de la velocidad de circulación. Así, a velocidades medianas (60 km/hr) puede pasar un vehículo cada 1.5 segundos en promedio, lo que da un volumen de tráfico por carril de más de 2,000 vehículos por hora en condiciones de máxima capacidad (fig. 7).

En aeropuertos por razones de control de tránsito aéreo bajo condiciones visuales, la separación entre dos aviones sucesivos que se aproximan al aeropuerto no puede ser inferior a la distancia que hay entre el umbral de aproximación de la pista y el punto donde el avión precedente la desocupa --

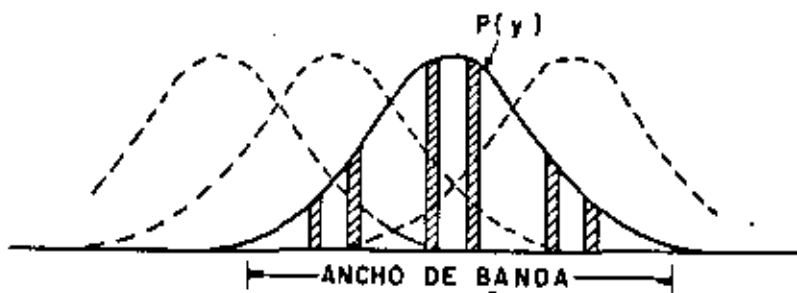
PLANTA:



PERFIL:

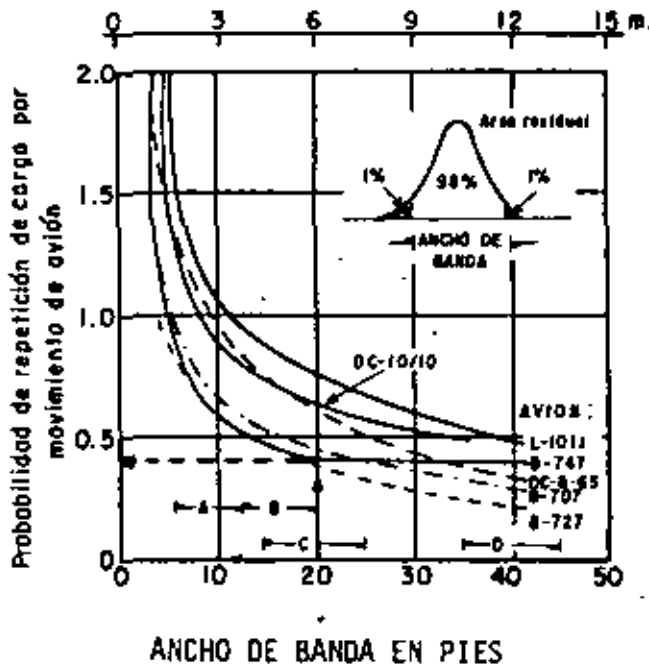


a) TREN DE ATERRIZAJE Y CONFIGURACION DE RUEDAS



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



- Banda A Calles de rodaje con luces de eje
= 6.12 pies (1.80 - 3.65 m)
- Banda B Carreteo normal 12 - 20 pies
(3.65 - 6.10 m)
- Banda C Pista con luces de eje
= 15 - 25 pies (4.60 - 7.60 m)
- Banda D Aterrizaje normal 35 - 45 pies
(10.70 - 13.70 m)

DISTRIBUCION DE LA PROBABILIDAD DE REPETICION DE CARGA EN EL SENTIDO TRANSVERSAL TIPOS DE AVION (de N.C. Uong)

Eje: Avión B-747
ancho de banda = 20 pies = 6 m
probabilidad de repetición de carga
= $P(y) = 0.42/\text{mov.}$

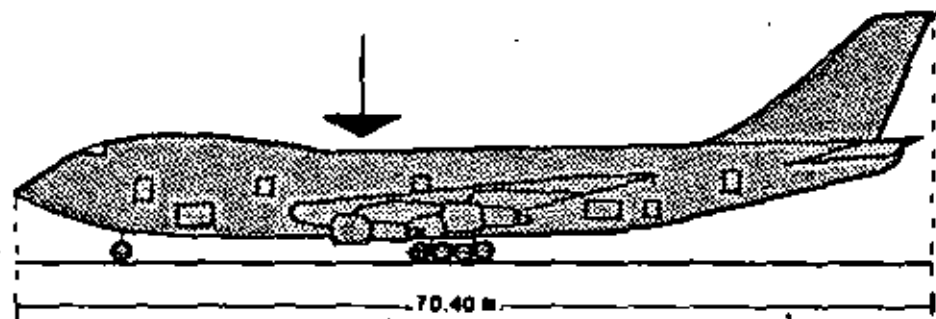
Fig. 3

Peso total= 34 ton.



B-747

Peso total= 374 ton.



Número de llantas Cargas por rueda (máx)

16 principales 1 600 kg

2 direccionales 2 500 kg

Número de llantas

Carga por rueda (máx)

16 principales

21,500 kg

2 auxiliares

15,000 kg

INTENDIDAD DE LAS CARGAS

Fig. 4.

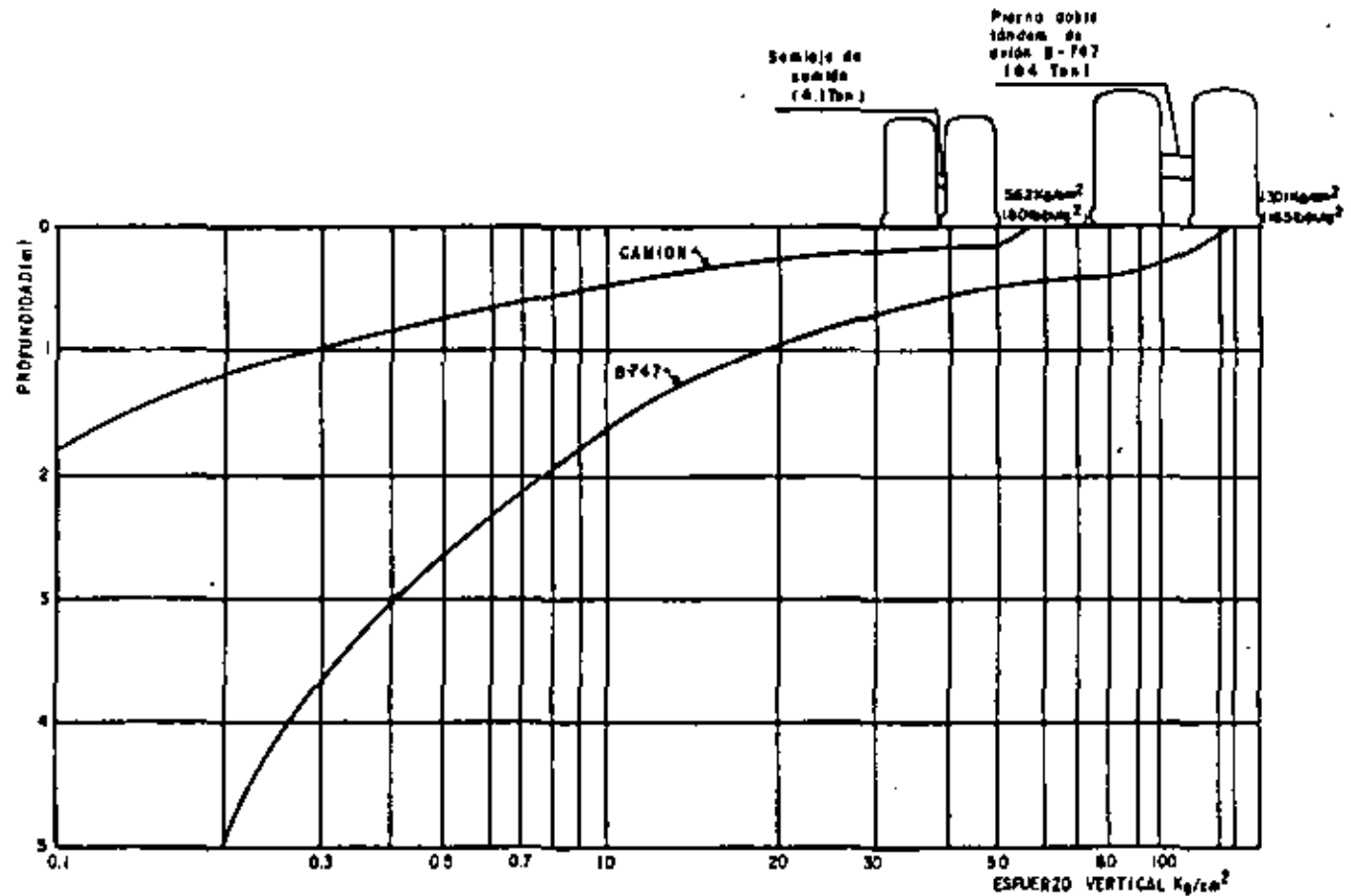


Fig. 5 Distribución de esfuerzos verticales en un medio homogéneo.

(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, ocurrirá 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

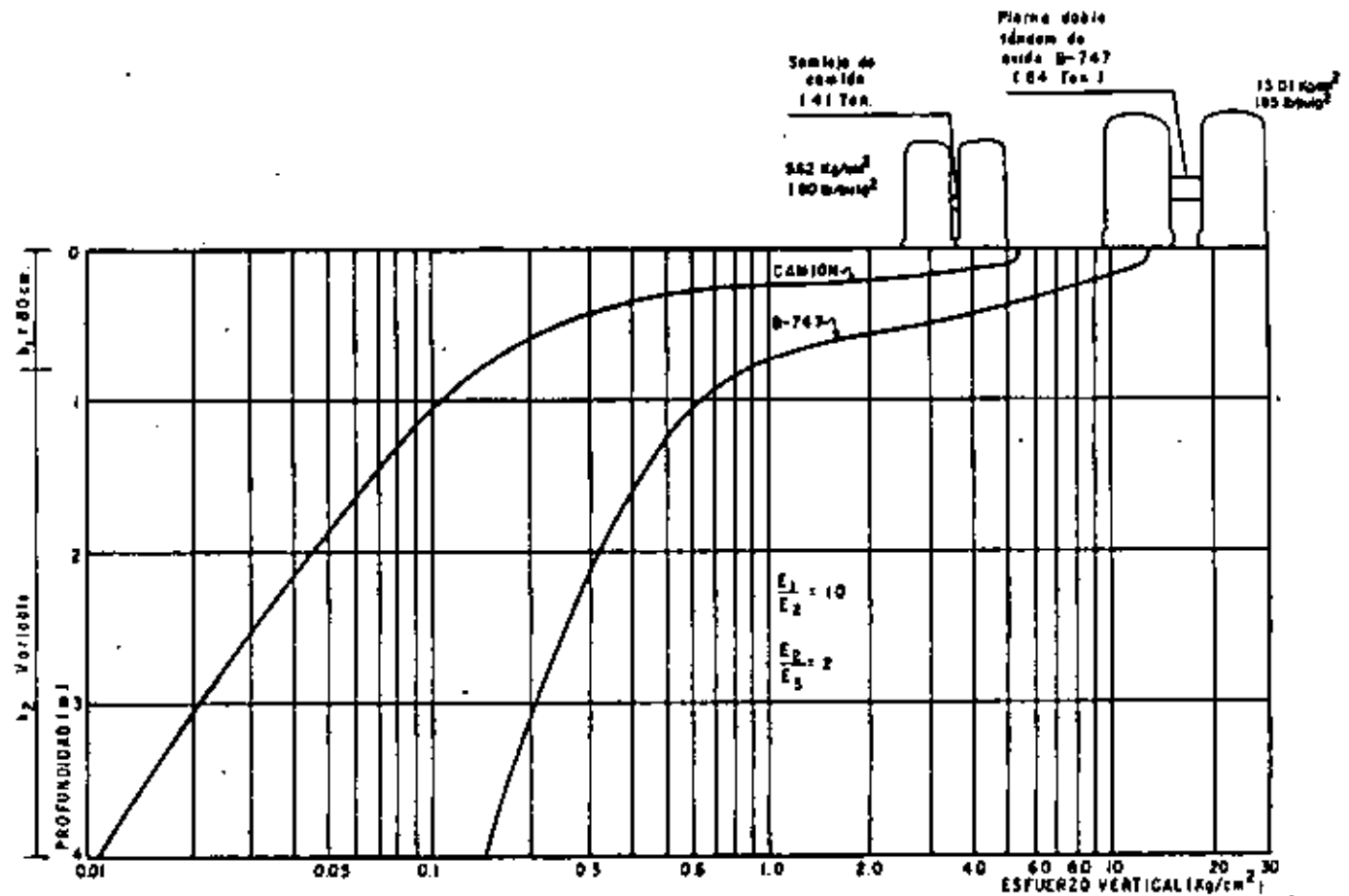


Fig. 6 Ejemplo de distribución de esfuerzos verticales en un sistema de tres capas.

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 -

AEROPISTAS



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



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 monotores.

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

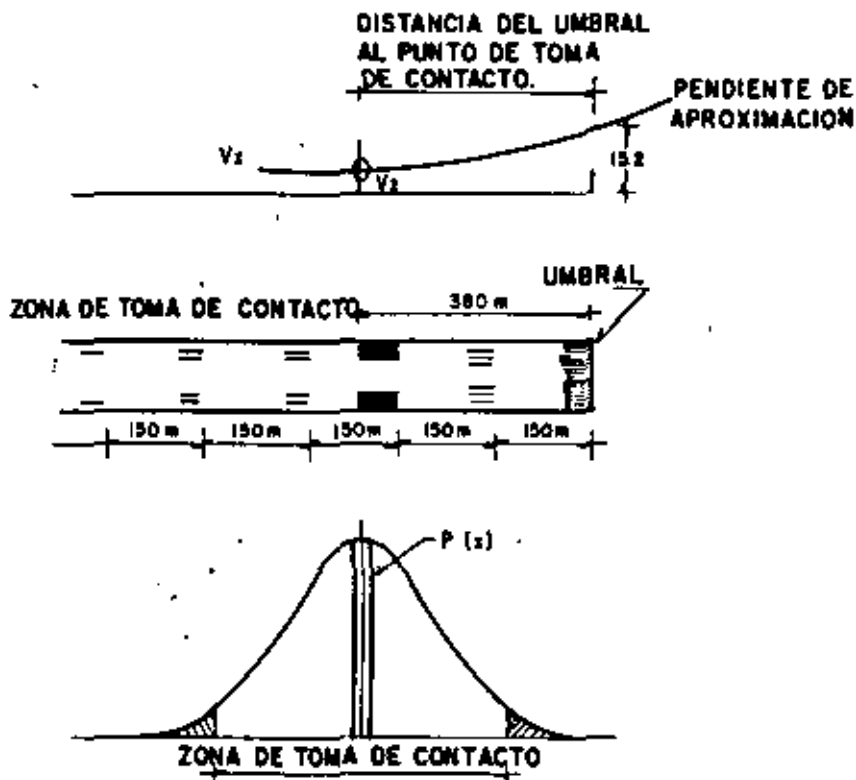


Fig. 8 Distribución longitudinal de cargas (de N.C. Yong)

por aterrizaje, y la probabilidad de repetición del impacto de aterrizaje en un punto será $P(x)$. $P(y)$, 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.

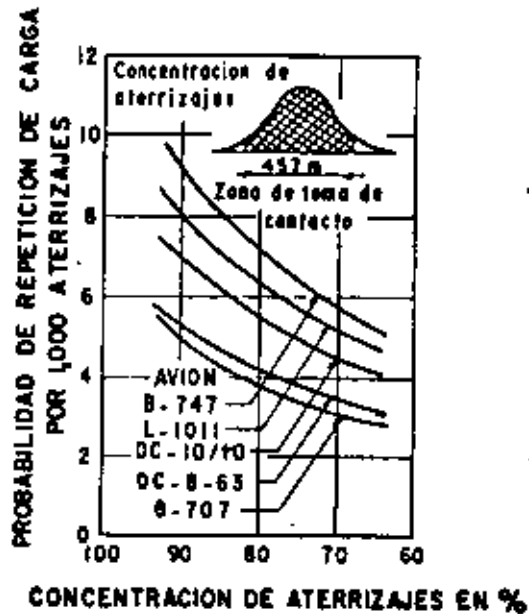


Fig. 9 Probabilidad de distribución longitudinal en toma de contacto. (de N. C. Yong).

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 carreteros pueden entrar en resonancia si se tienen alteraciones de la rugosidad en forma uniforme, como por ejemplo las juntas transversales en los pavimentos de

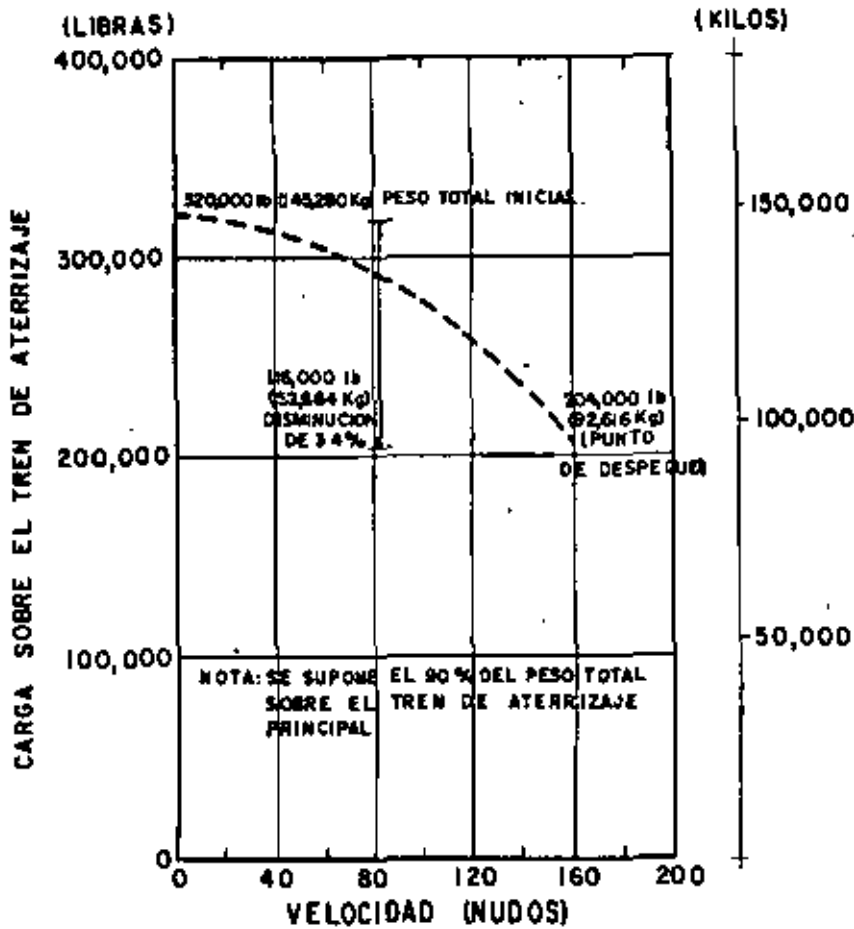
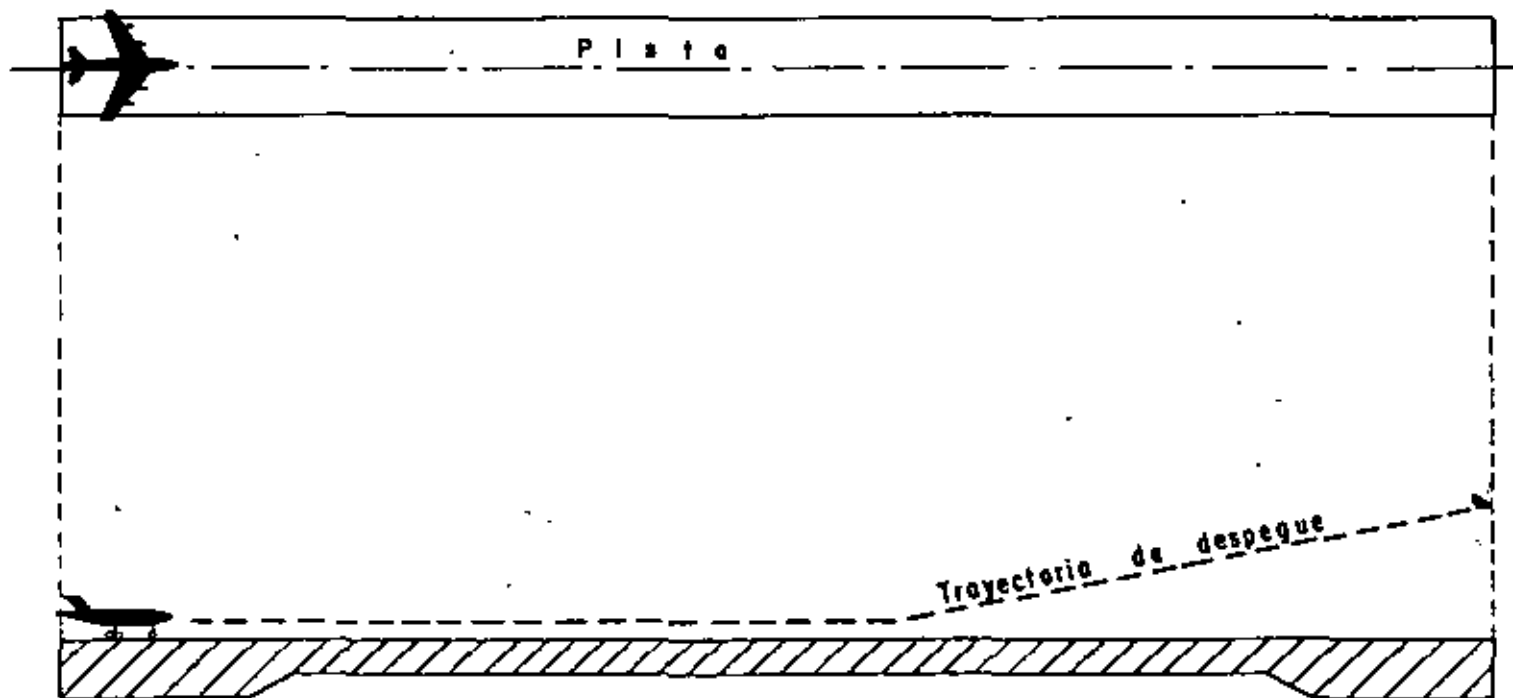


Fig. 10 Transferencia de carga al pavimento durante el despegue de un avión Boeing 707-300C (De H. R. Lee y J. L. Scheffel)

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 senoide. 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.

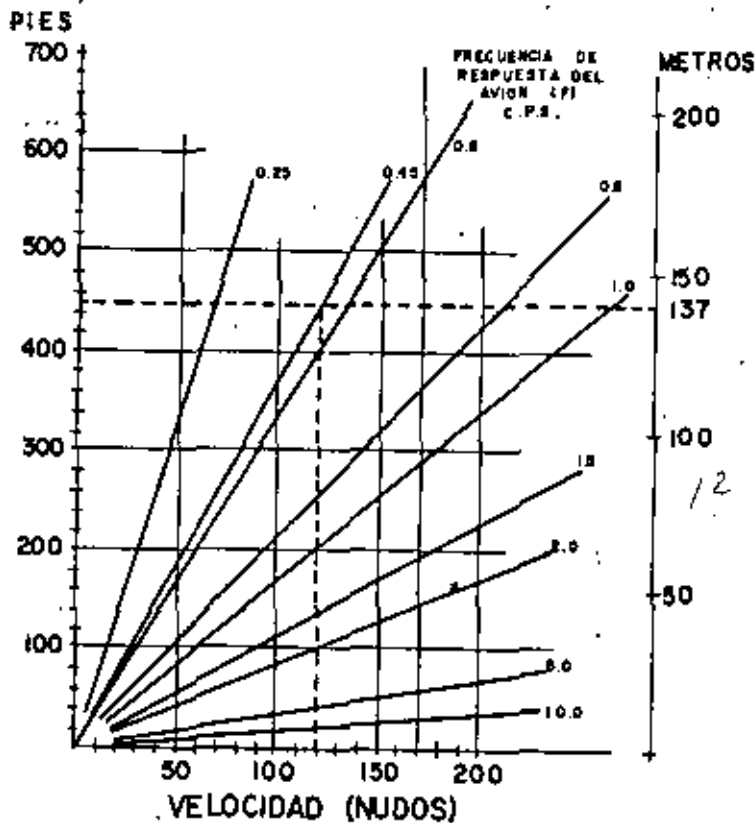


Fig. 12 Variación de la longitud de onda vs. velocidad para varias frecuencias.
(De H. R. Lee y J. L. Scheffel)

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.

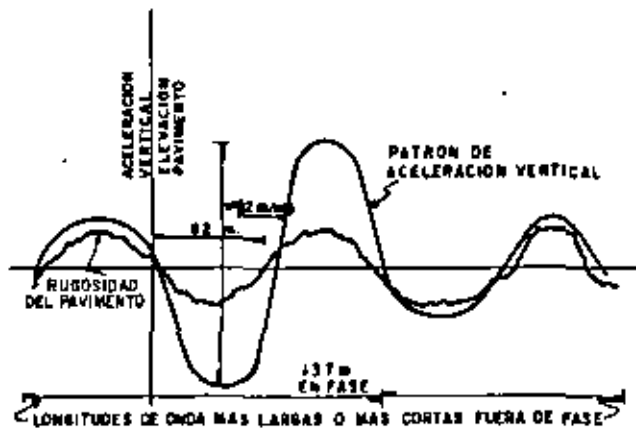


Fig. 13 Relación entre la aceleración vertical y la rugosidad. (De H. R. Lee y J. L. Scheffel).

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.

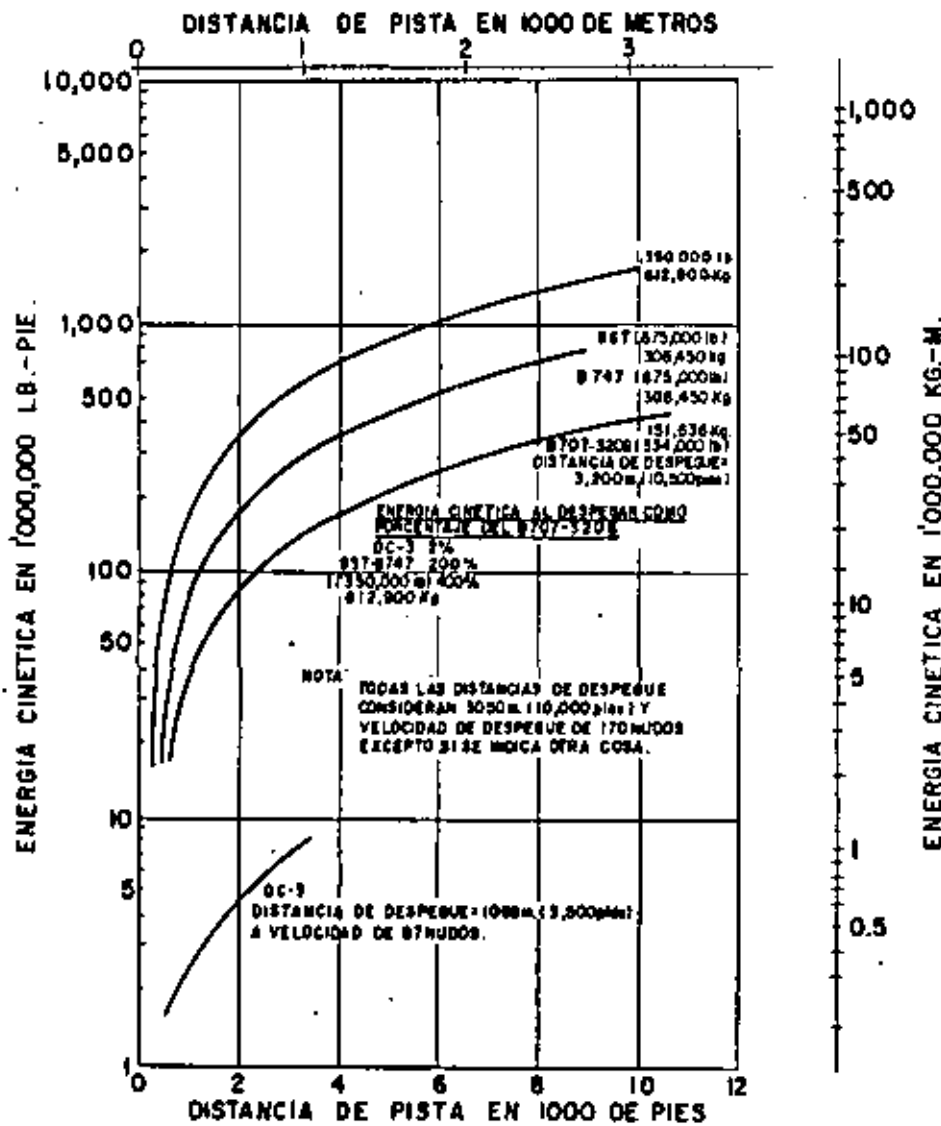


Fig. 14 Energía cinética y distancia de pista.
 (de H. R. Lee y J. L. Scheffel)

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).

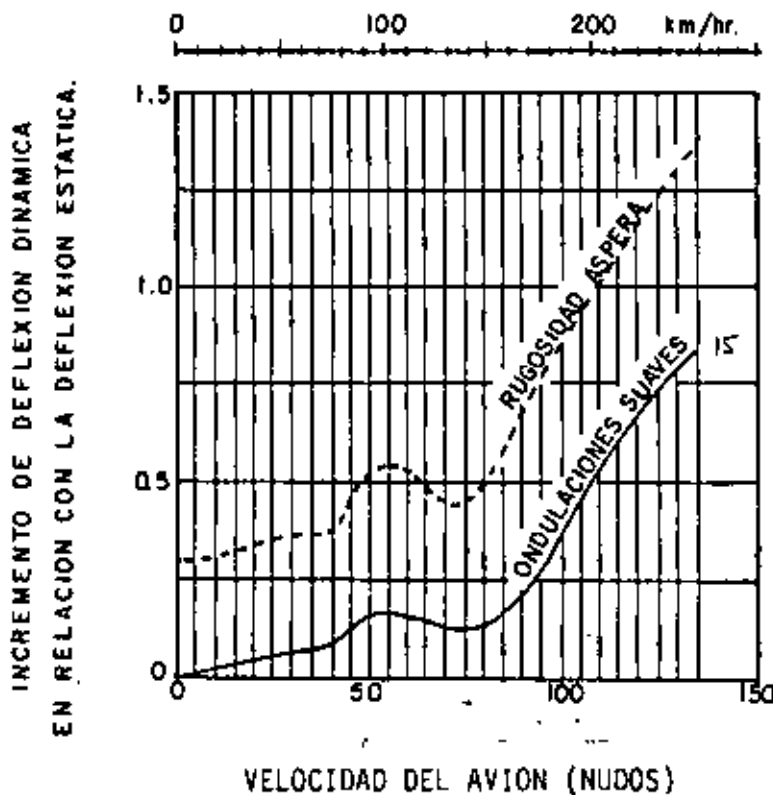


Fig. 15 Impacto producido por la rugosidad. (De N. C. Yong)

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.

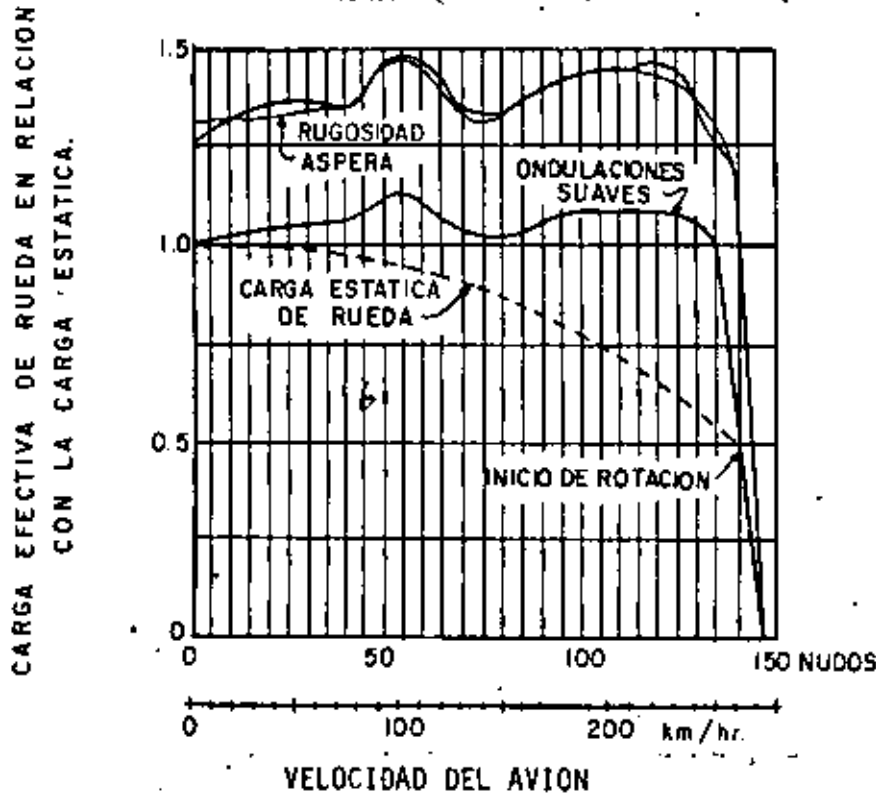


Fig. 16 Efecto de la sustentación de las alas en el impacto producido por la rugosidad. (Fuente: N. C. Yong) (Adaptada por F. F. Rodarte)

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.

II. 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. D. 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 $3 \text{ pulg}^2 = 19.35 \text{ cm}^2$ de área (aprox. $2 \text{ pulg} = 5 \text{ cm}$ 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 $0.1 = 2.54 \text{ mm}$ expresada como un porcentaje respecto a la resistencia de una grava triturada estandarizada. La grava triturada estándar tiene una resistencia de $1,000 \text{ lb/pulg}^2 = 70.37 \text{ kg/cm}^2$, es decir requiere de una fuerza sobre el pistón de $3,000 \text{ lb} = 1,361 \text{ kg}$.

Sin embargo, si el CBR calculado a partir de una penetración de $0.2''$, es mayor, se utiliza este último para propósitos de diseño.

Una de las ventajas del método CBR es la sencillez con la que el diseño puede ser llevado a cabo, pero tiene la desventaja de que como la prueba es empírica, el diseño está basado en correlaciones.

El método CBR requiere además pruebas adicionales de laboratorio, como son las de granulometría y la determinación de los límites de Atterberg.

Al adoptar el Cuerpo de Ingenieros el método CBR, partió de las curvas de diseño para carreteras (del Estado de California) existentes en esa época; en la fig. 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.

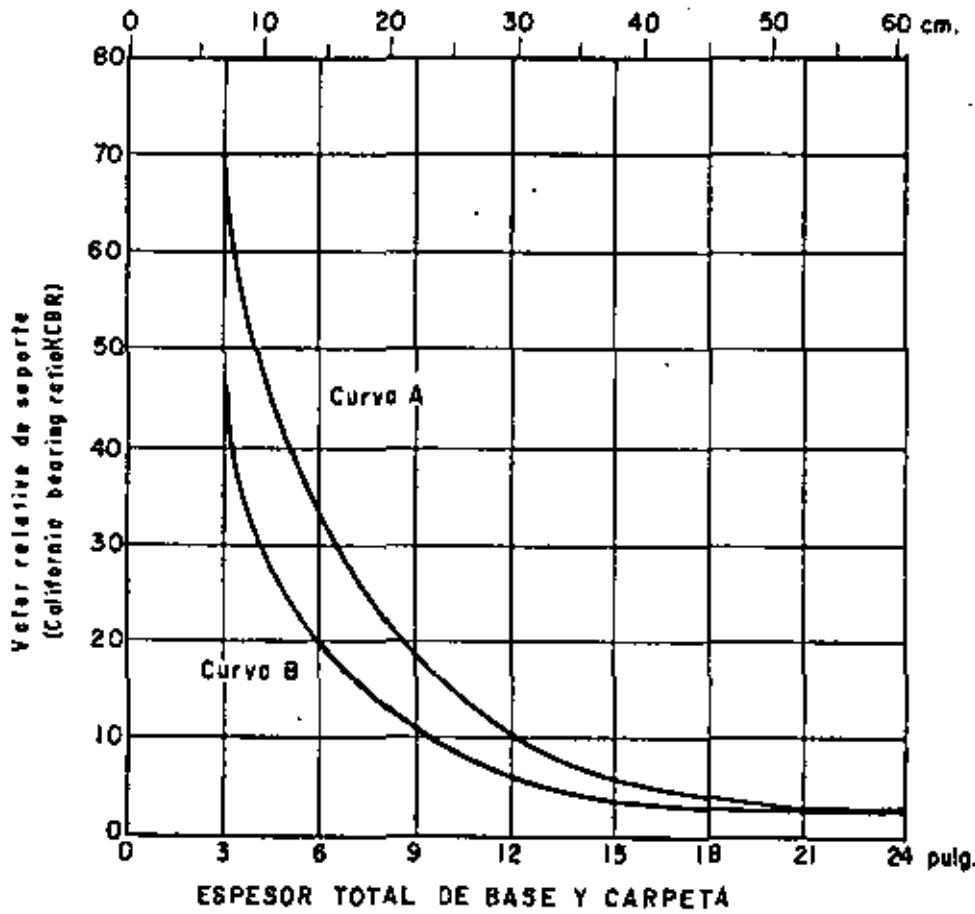


Fig: 17 Espesor total de base y carpeta en relación con los valores de CBR (Cuerpo de Ingenieros)

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 esp esores 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.

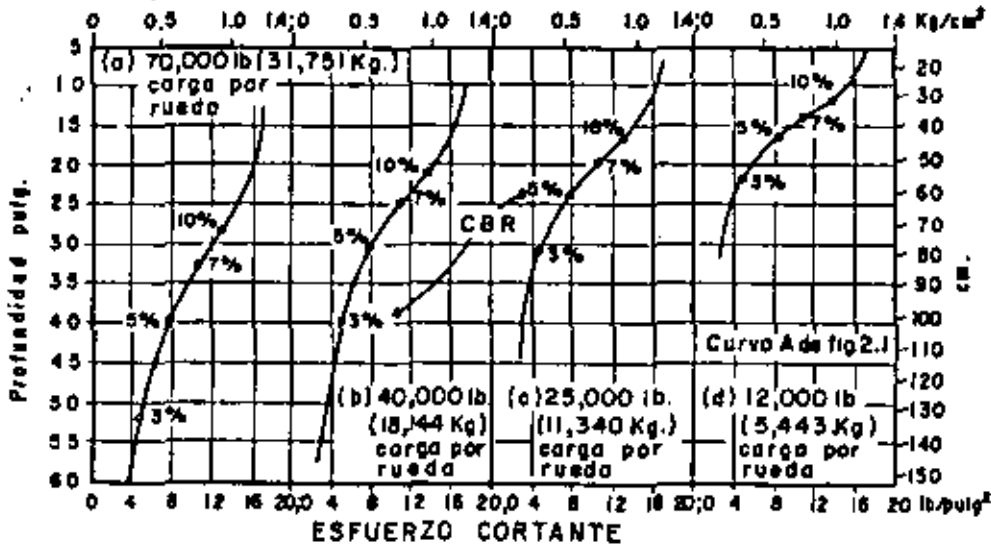


Fig. 18 Extrapolación de los espesores de pavimento de carreteras por medio de la teoría elástica. (Cuerpo de Ingenieros).

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 conservados.

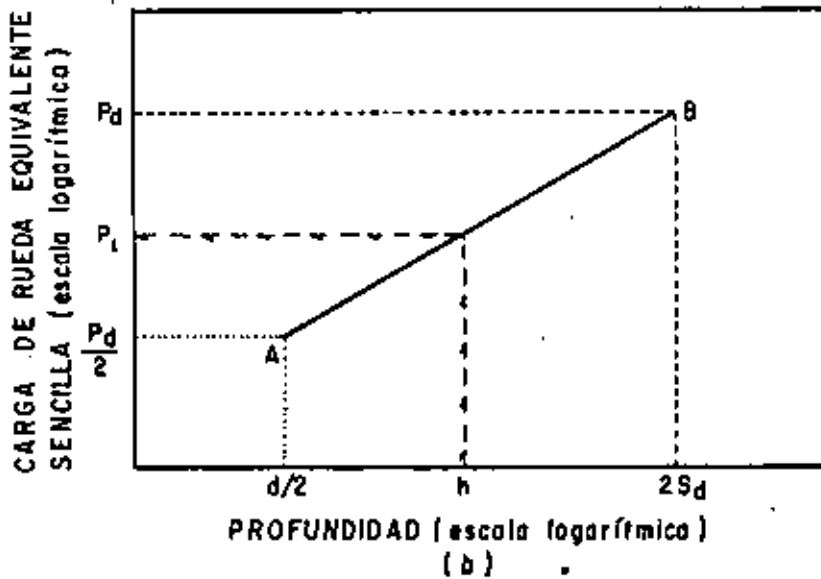
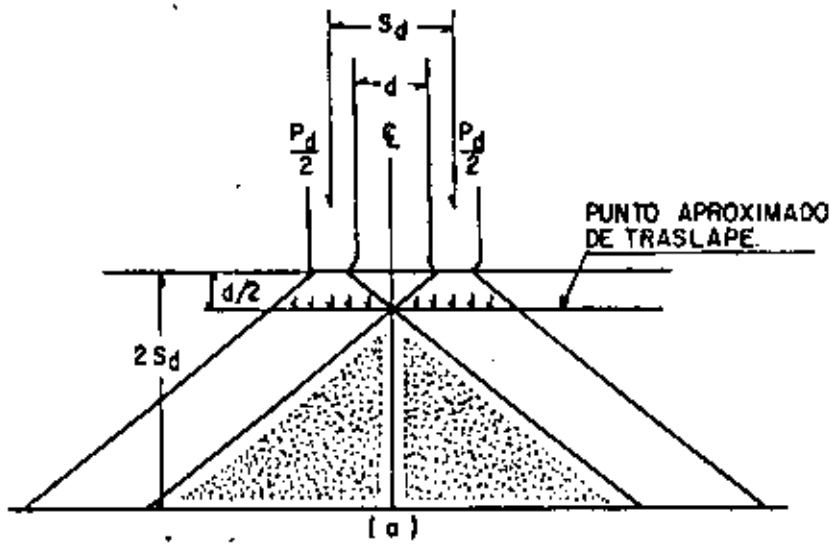
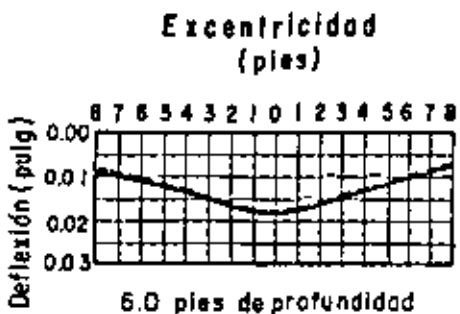
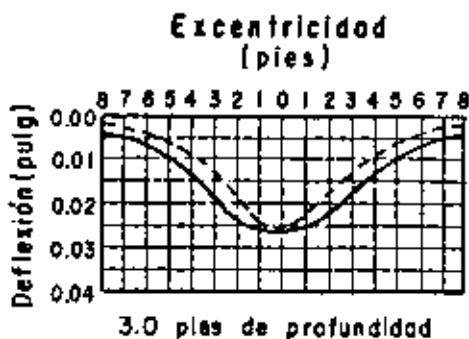
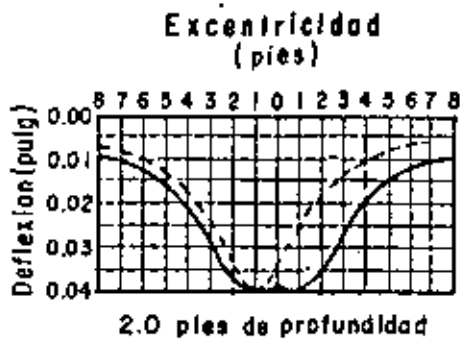
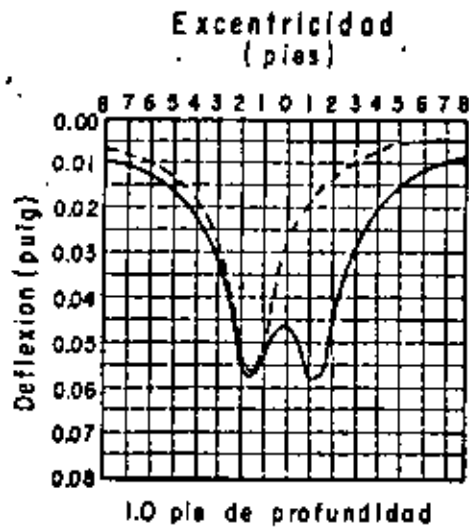
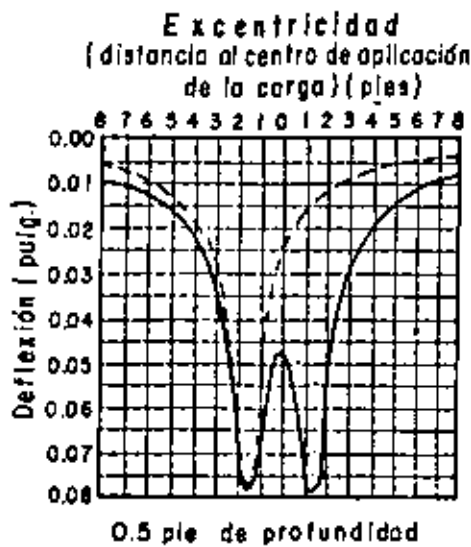


Fig. 20 Análisis de carga de rueda equivalente sencilla para esfuerzos verticales iguales en la subrasante.

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



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 = 18,000 lb/pulg²

Carga de la superficie = 100 lb/pulg²

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

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.

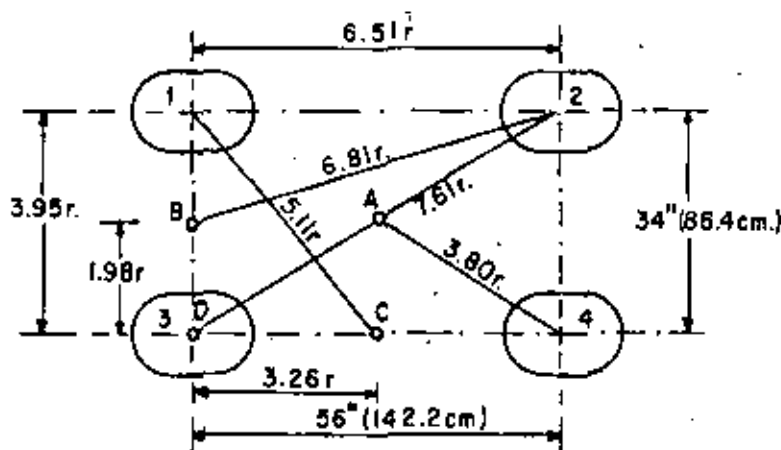


Fig. 23 Ejemplo de cálculo de rueda equivalente sencilla por medio de factores de deflexión.

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:

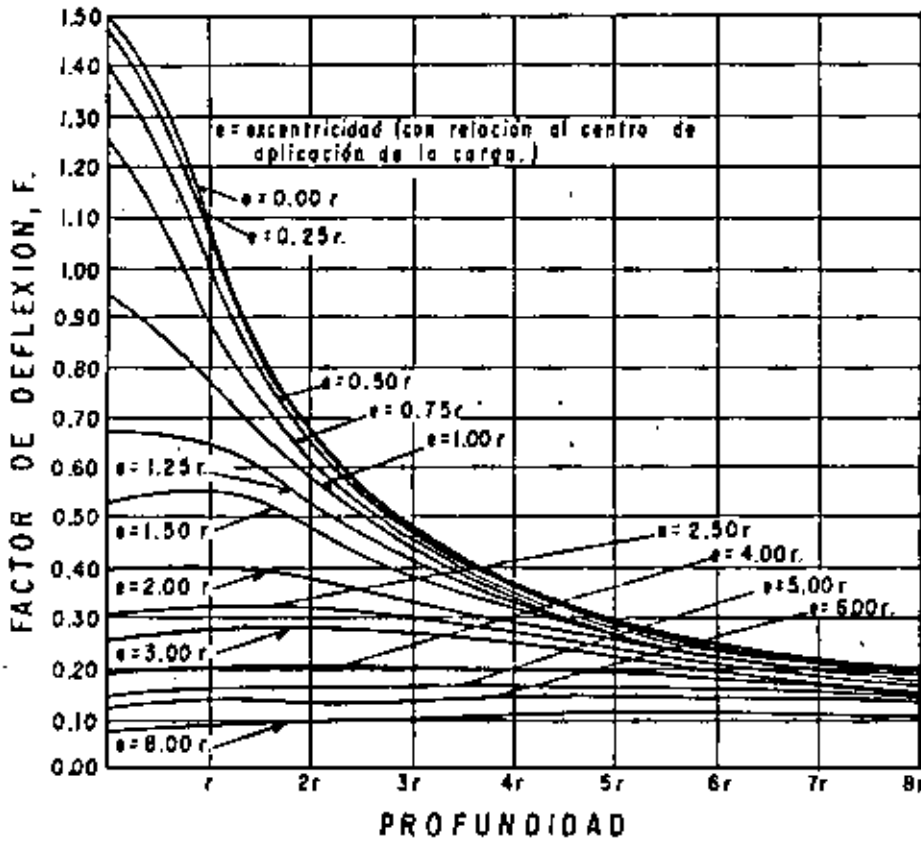
- t = espesor de pavimento (pulg)
- P = carga de rueda sencilla (lb)
- A = área de contacto (pulg²)

"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:

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

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.

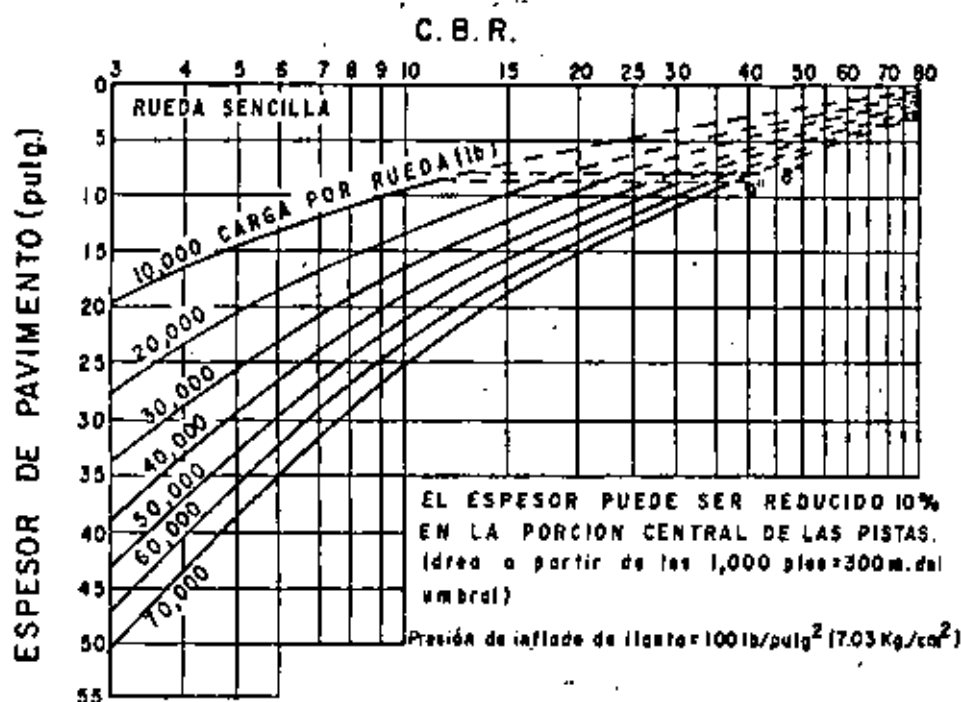


Fig. 25 Curvas de diseño de pavimentos flexibles para calles de rodaje (Cuerpo de Ingenieros).

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

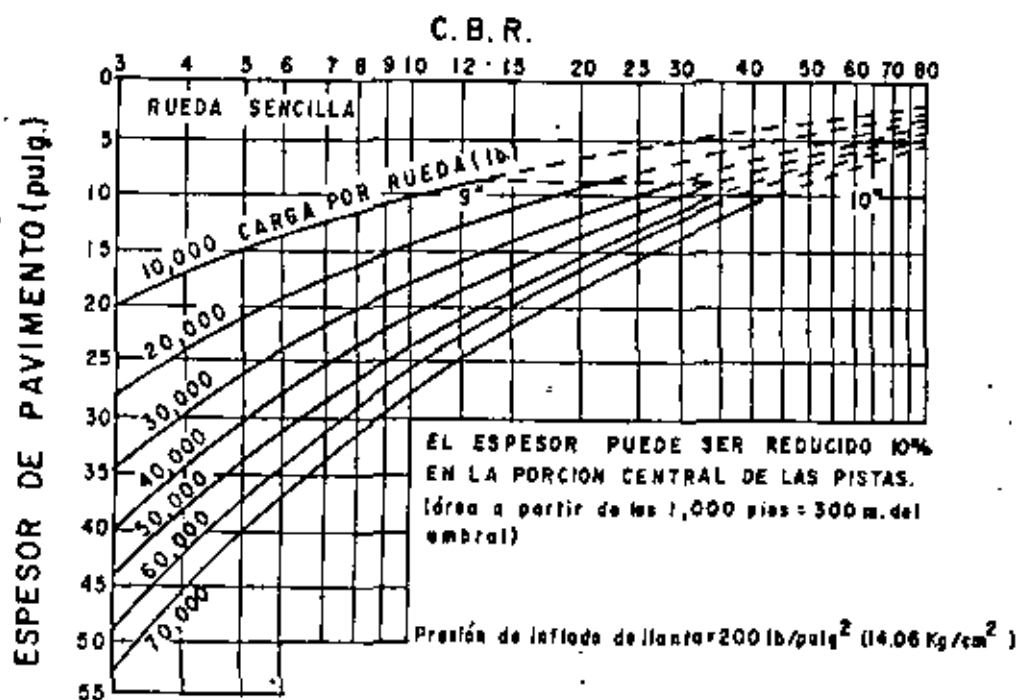


Fig. 26 Curvas de diseño de pavimentos flexibles para calles de rodaje. (Cuerpo de Ingenieros)

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:

$$t = \alpha_i \sqrt{\frac{ESWL}{8.1 (CBR)} \rightarrow \frac{A}{\pi}} \quad (5)$$

donde:

α_i = factor de repetición de carga, que depende del número de ruedas del tren principal que se ha utilizado para calcular la carga de rueda equivalente sencilla. Por ejemplo, para un B-747 se deben considerar 8 ruedas y obtener α_i 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.

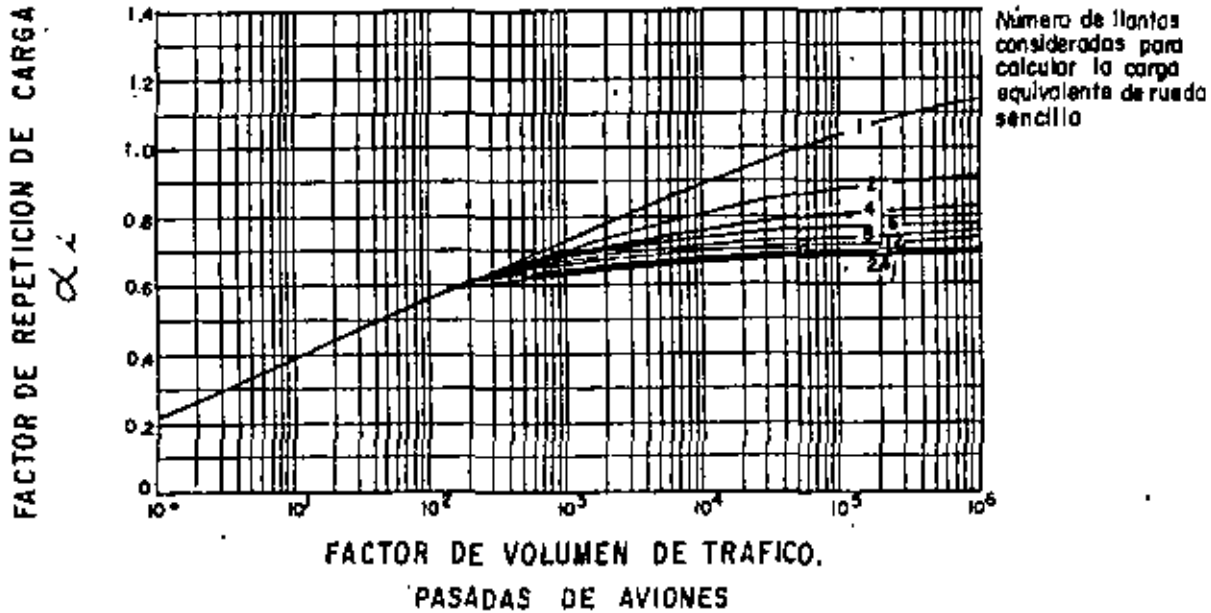


Fig. 27 Factor de repetición de carga contra número de pasadas (Cuerpo de Ingenieros. Estación experimental Waterways).

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 mejoramiento	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
Roça 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 MULTIPLES (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
60	3	6	9	3	6	9	3	6	9	3	6	9
80	3	6	9	3	6	9	3	6	9	4	6	10
100	3	6	9	4	6	10	4	6	10	5	6	11
120	3	7	10	4	6	10	5	7	12	6	6	12

(1) Estos espesores mínimos se aplican cuando la capa directamente bajo la base tiene un CBR de diseño de 50; cuando dicha capa tiene un CBR de diseño de 80, el espesor mínimo de base pueda 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 micas 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 -

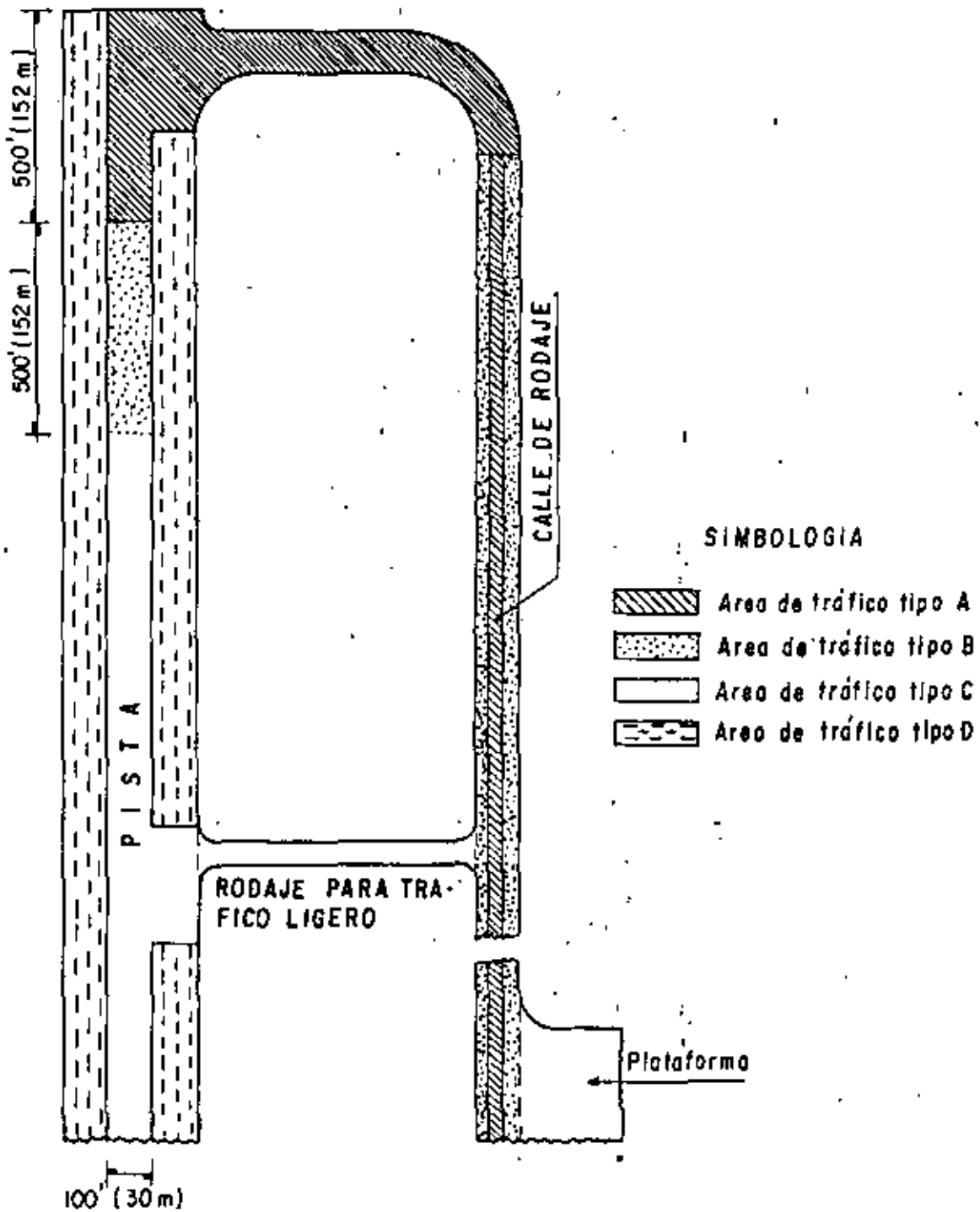


Fig. 28 PAVIMENTOS FLEXIBLES DE AEROPUERTOS
ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS PARA CARGAS PESADAS.
(Cuerpo de Ingenieros EM-1110-45-302/1958)

ESPESOR EN PULGADAS PARA AREA DE TRAFICO TIPO A

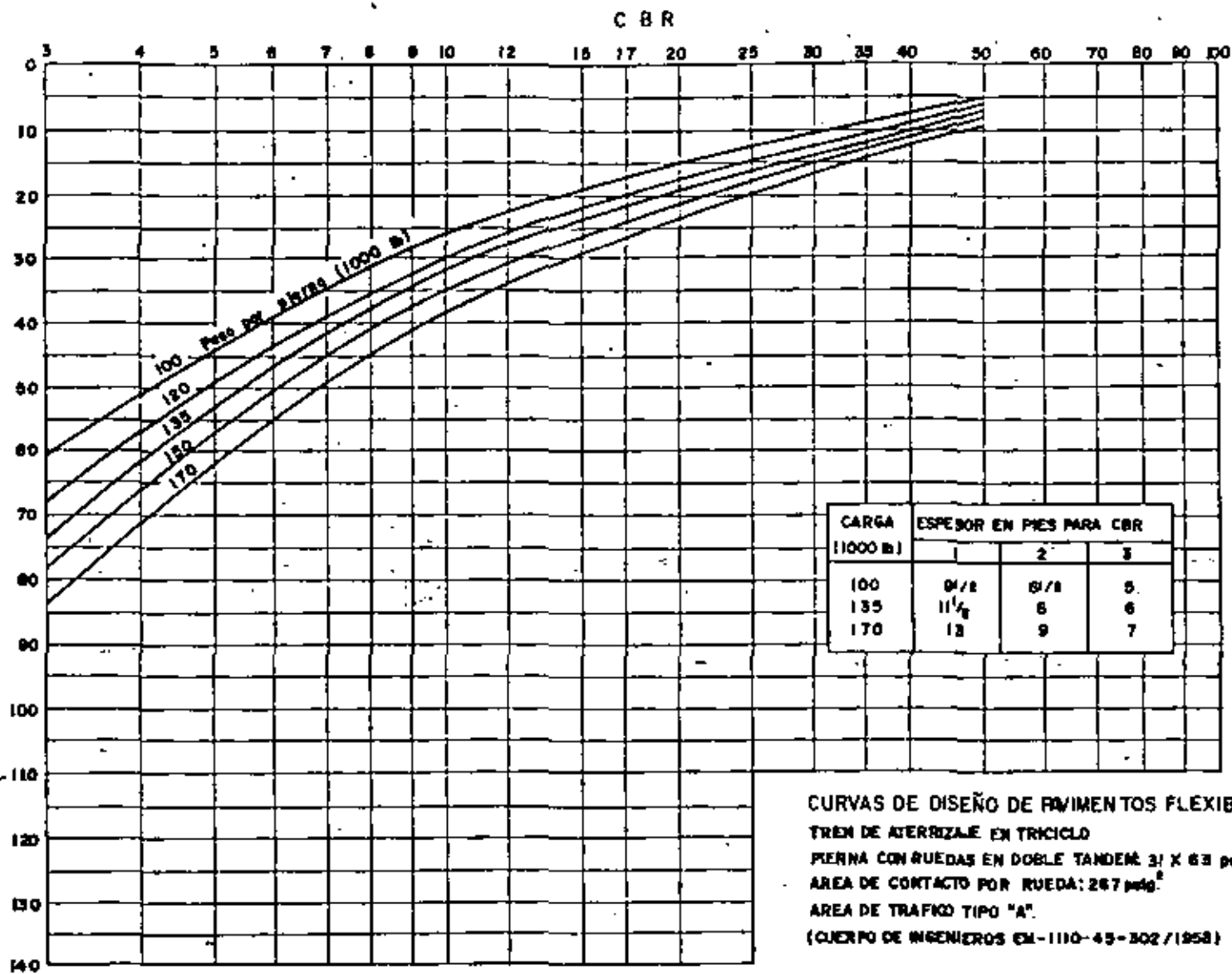


FIG. 29.

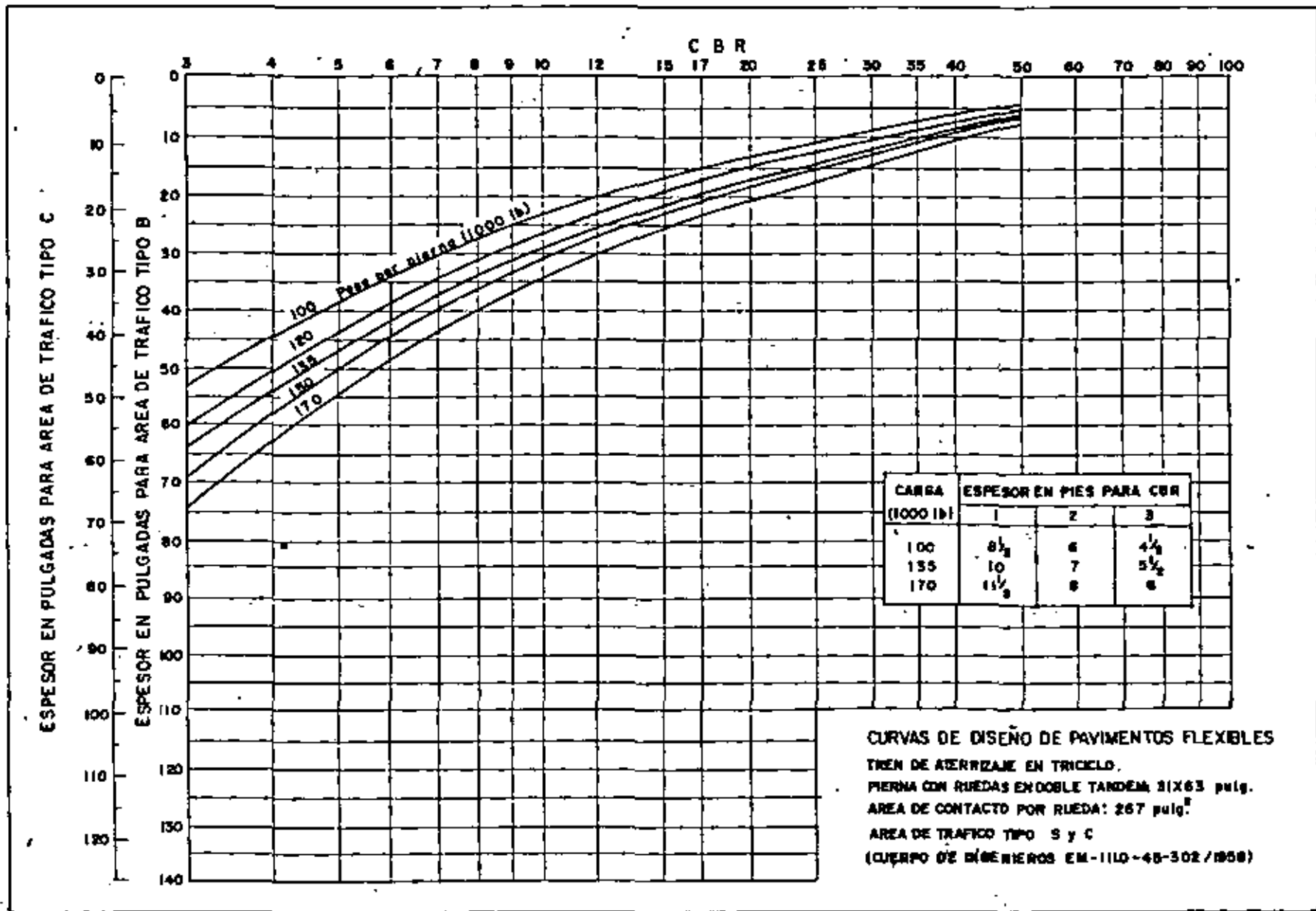
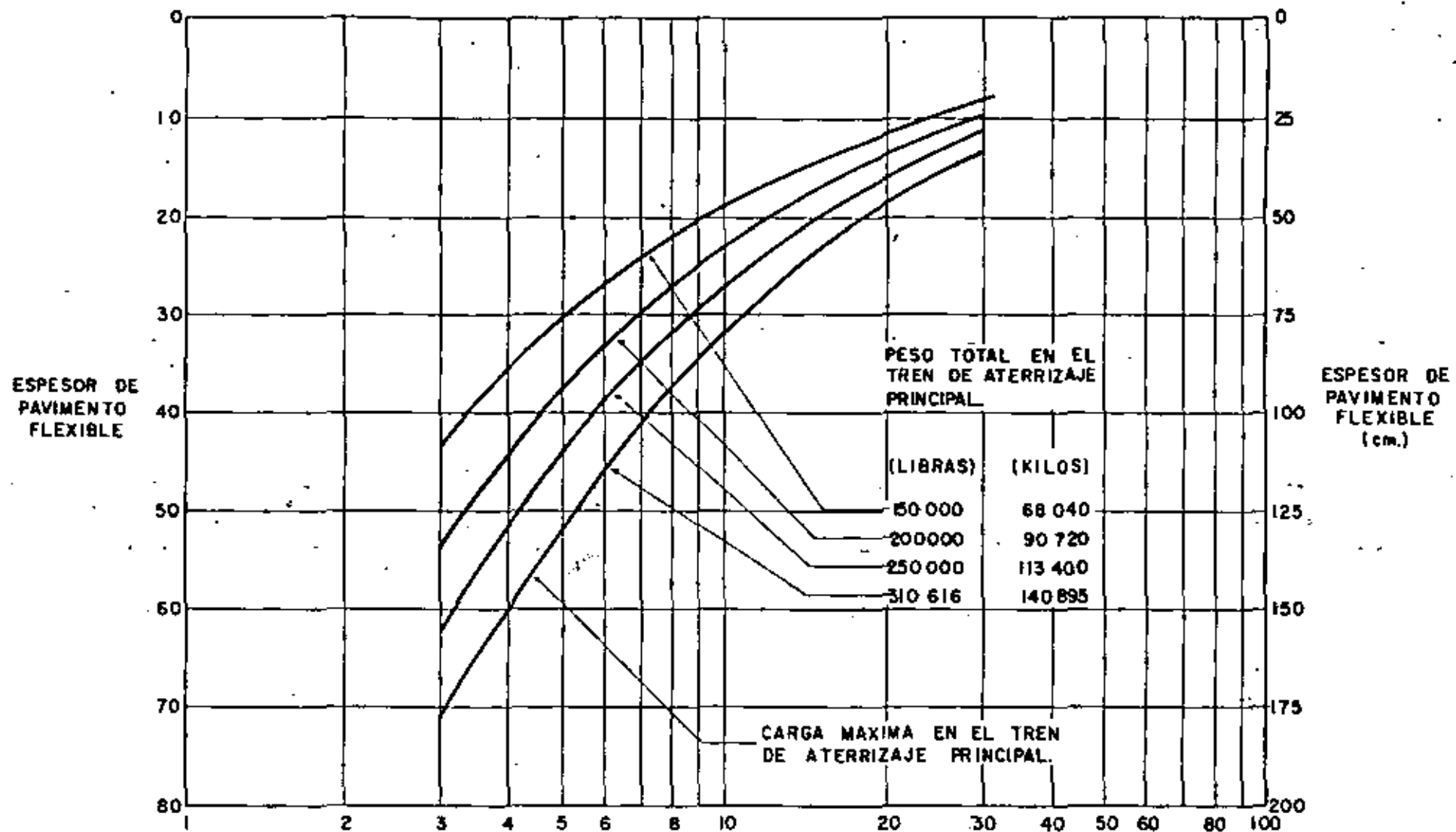


FIG. 30.



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

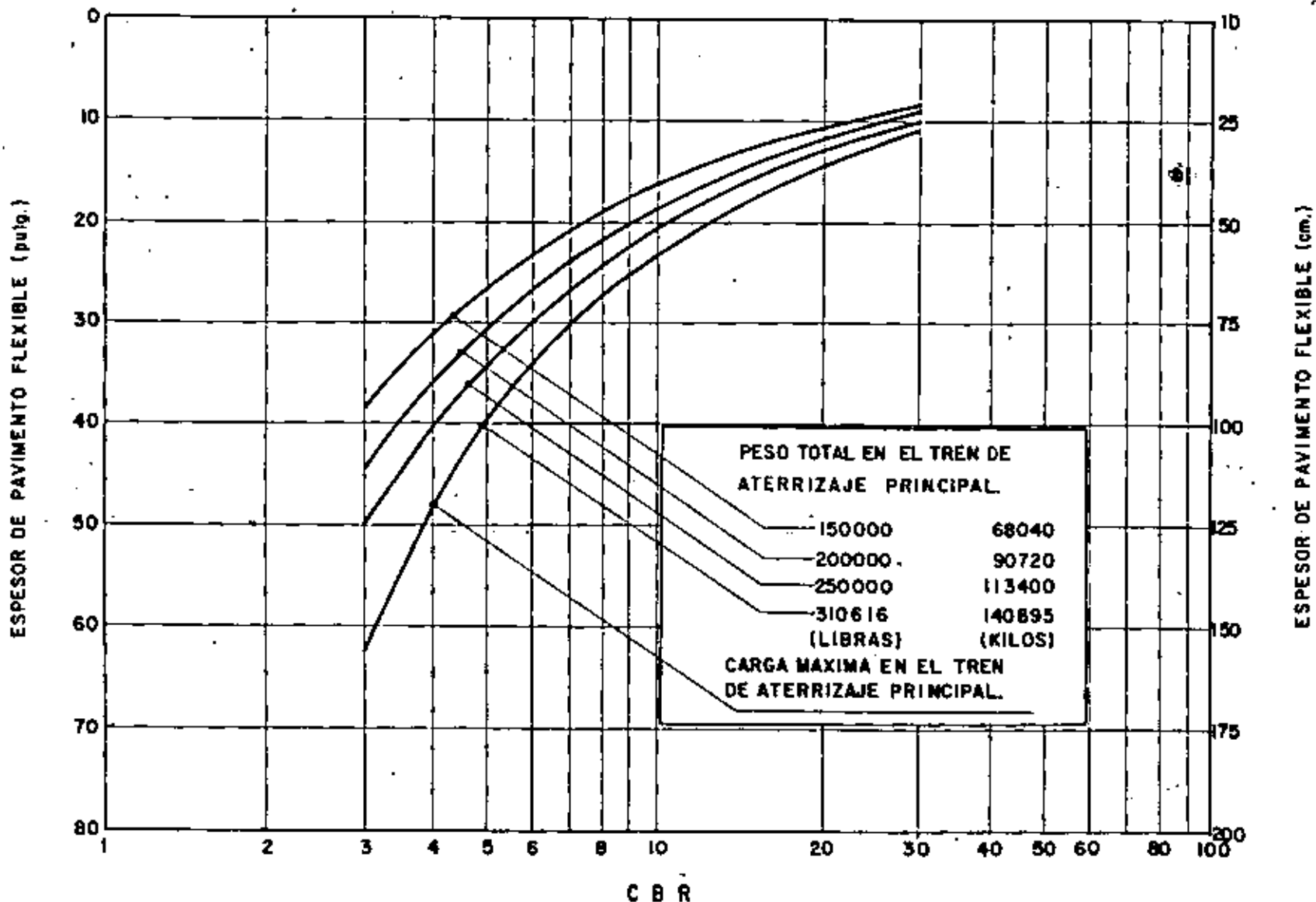


FIG. 32 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS.
 (ASCE-2046/1949) Avión DC-8-55F
 (Douglas Aircraft Company 1969)

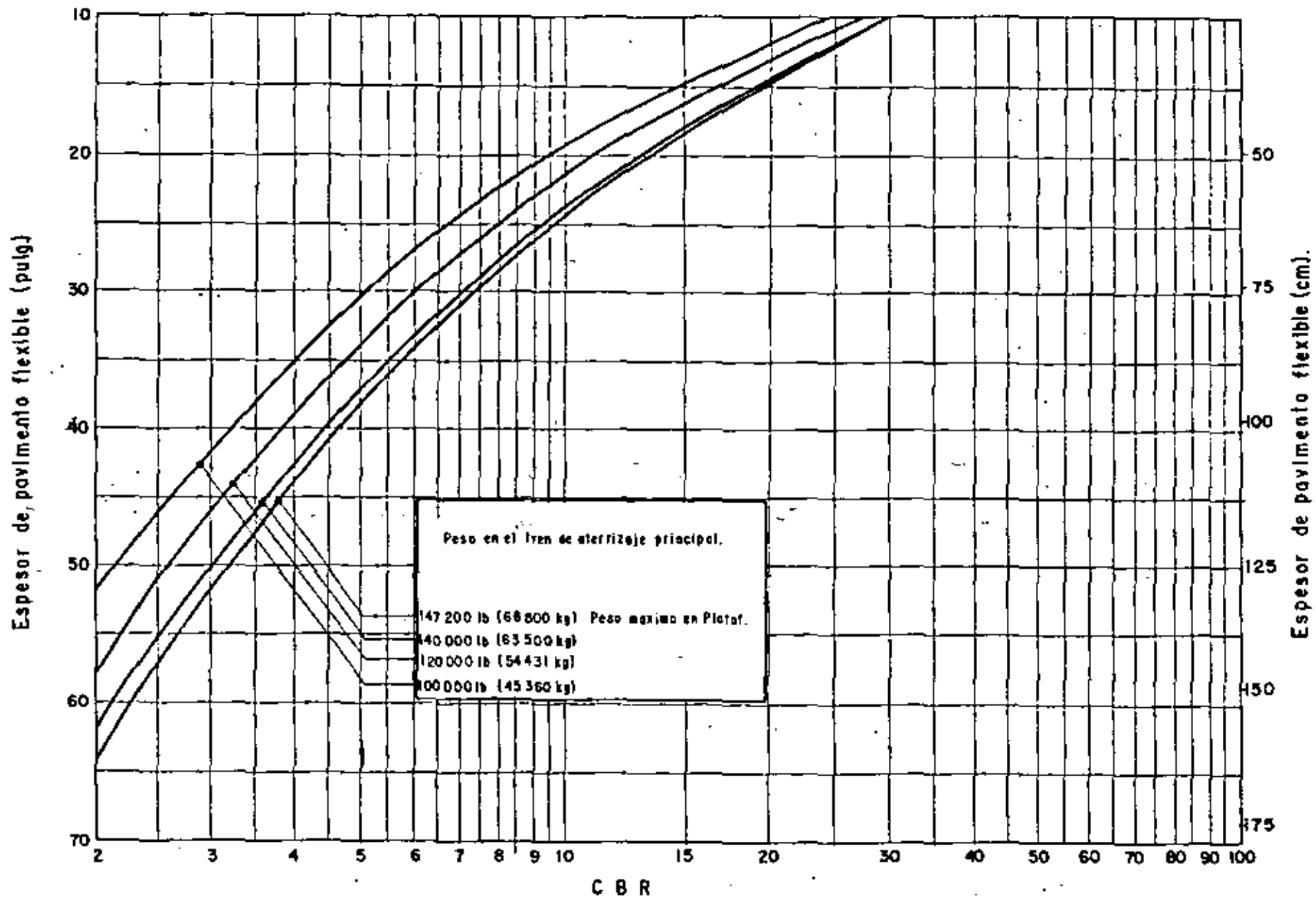


Fig. 33 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE. METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS MODIFICADO POR SEFL 165 A AVION B - 727 - 100 C (Boeing Company 1972)

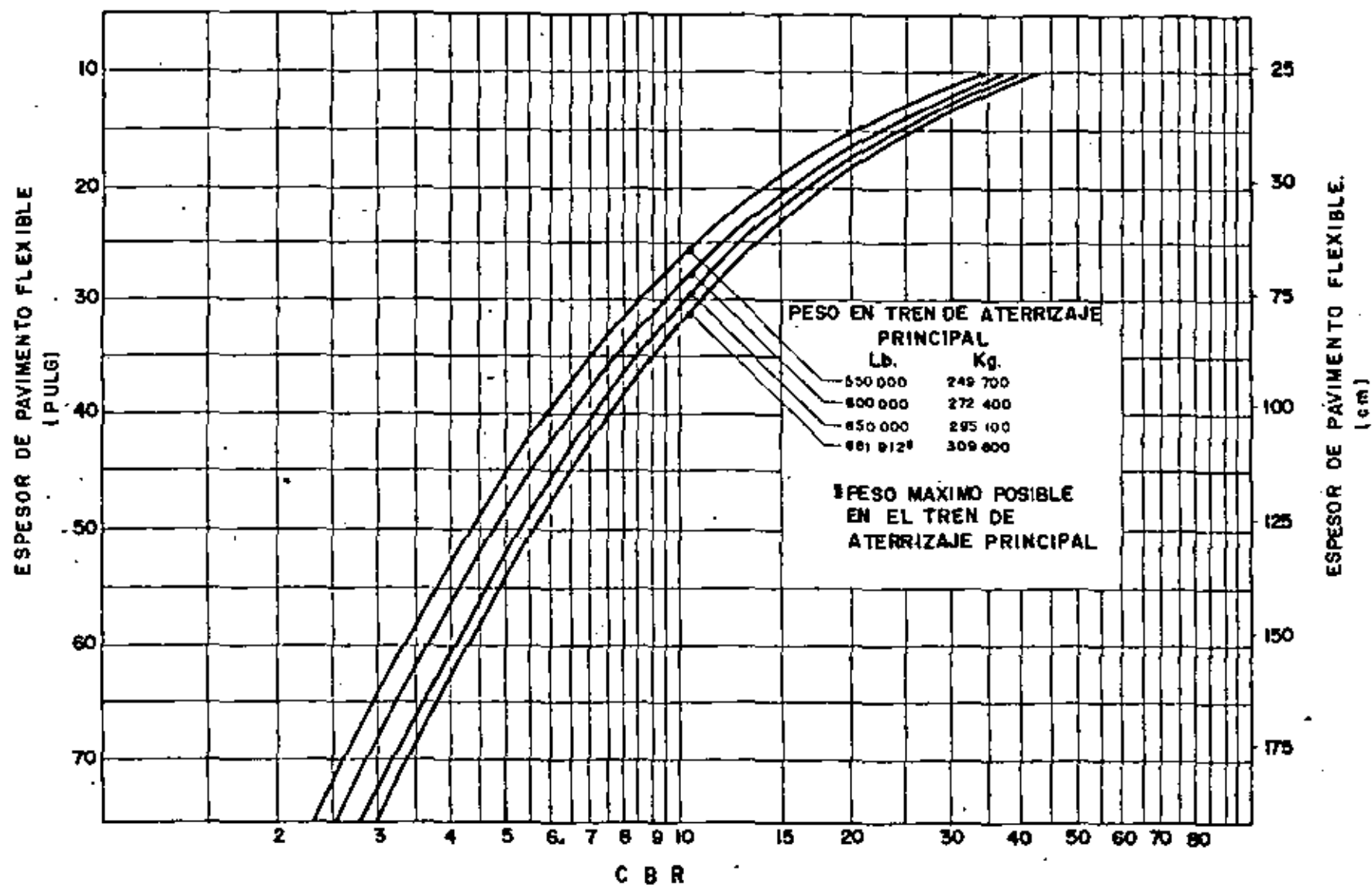
Llantas 46X16-30 PR tipo VII. Presion de inflado: 210 lb/pulg.² (148 kg/cm.²)

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		
	Material retenido en la malla N° 10 (Núm. 2.0) en % (e)	Material más fino que pasa la malla N° 10 (num. 2), en %					Buen drenaje	Drenaje pobre	
		Arena gruesa que pasa la malla N° 10 (Núm. 2.0) y es retenida en la N° 40 (Núm. 0.425)	Arena fina que pasa la malla N° 40 (Núm. 0.425) y es retenida en la N° 200 (Núm. 0.075)	Lima y arcilla combinadas que pasan la malla N° 200 (Núm. 0.075)				Con o sin heladas.	Sin heladas.
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	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.

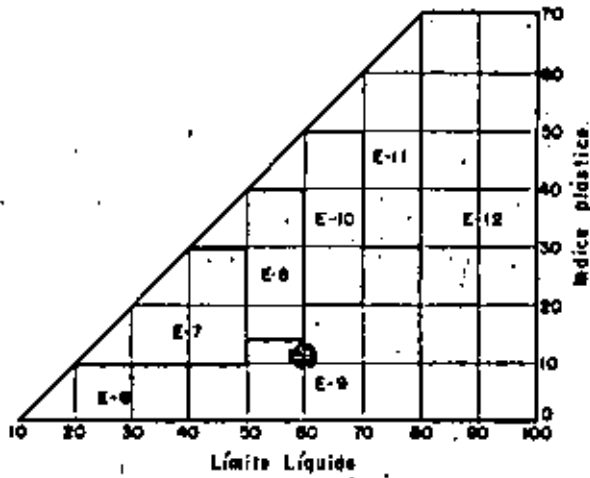


Fig. 35 Carta de clasificación para suelos finos.
(FAA. 1974)

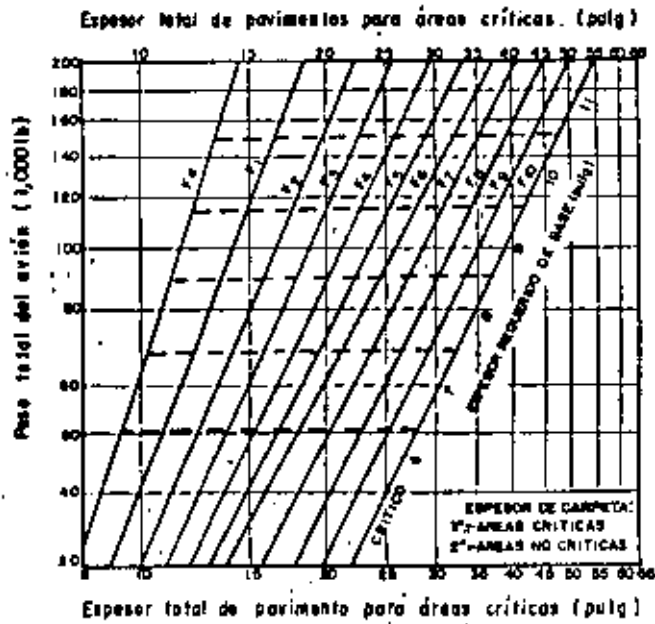


Fig. 36 Curvas de diseño para pavimento flexible.
Rueda sencilla. (FAA. 1974)

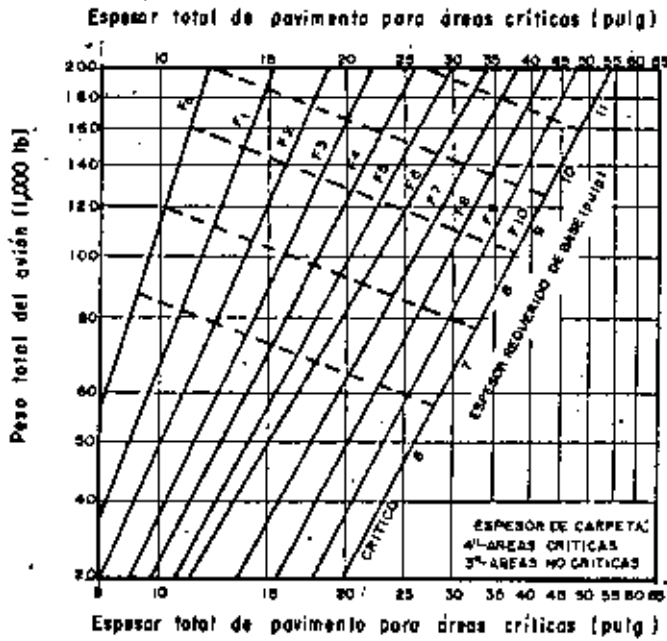


Fig. 37 Curvas de diseño para pavimento flexible. Ruedas dobles. (FAA. 1974)

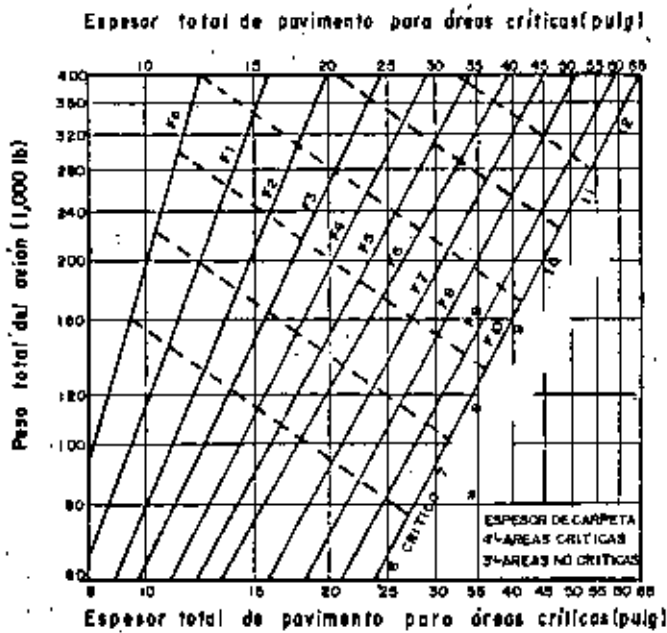


Fig. 38 Curvas de diseño para pavimento flexible. Ruedas en doble tandem. (FAA. 1974)



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

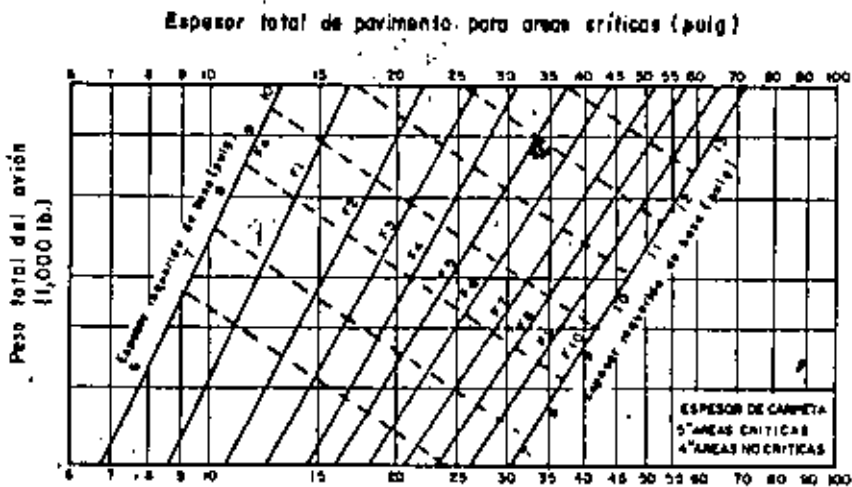


Fig. 40 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión L-1011. (FAA 1974)

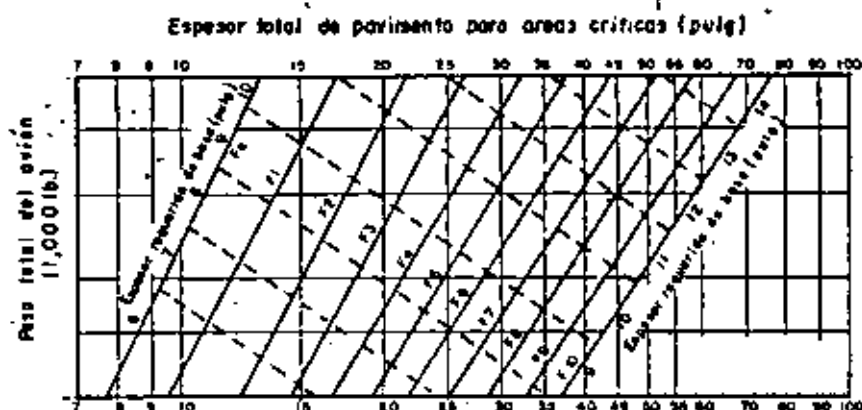


Fig. 41 Curvas de diseño para pavimento flexible.
Avión DC-10-10. (FAA 1974).

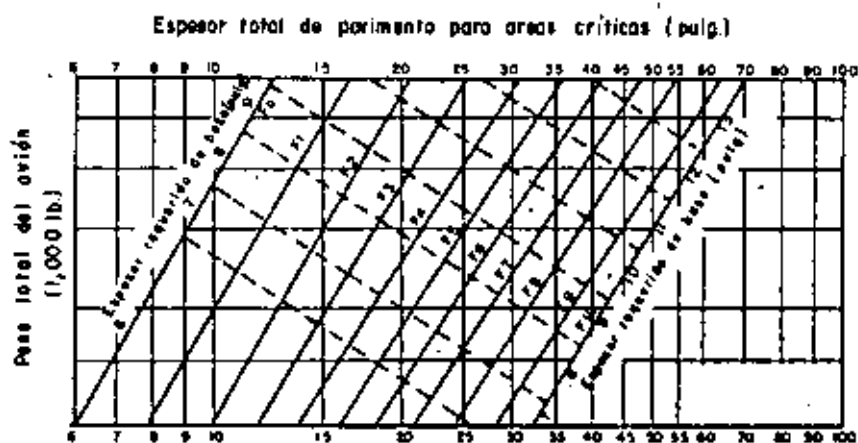


Fig. 42 Curvas de diseño para pavimento flexible.
Avión DC-10-30. (FAA 1974)

(FAA - 1978)

C B R

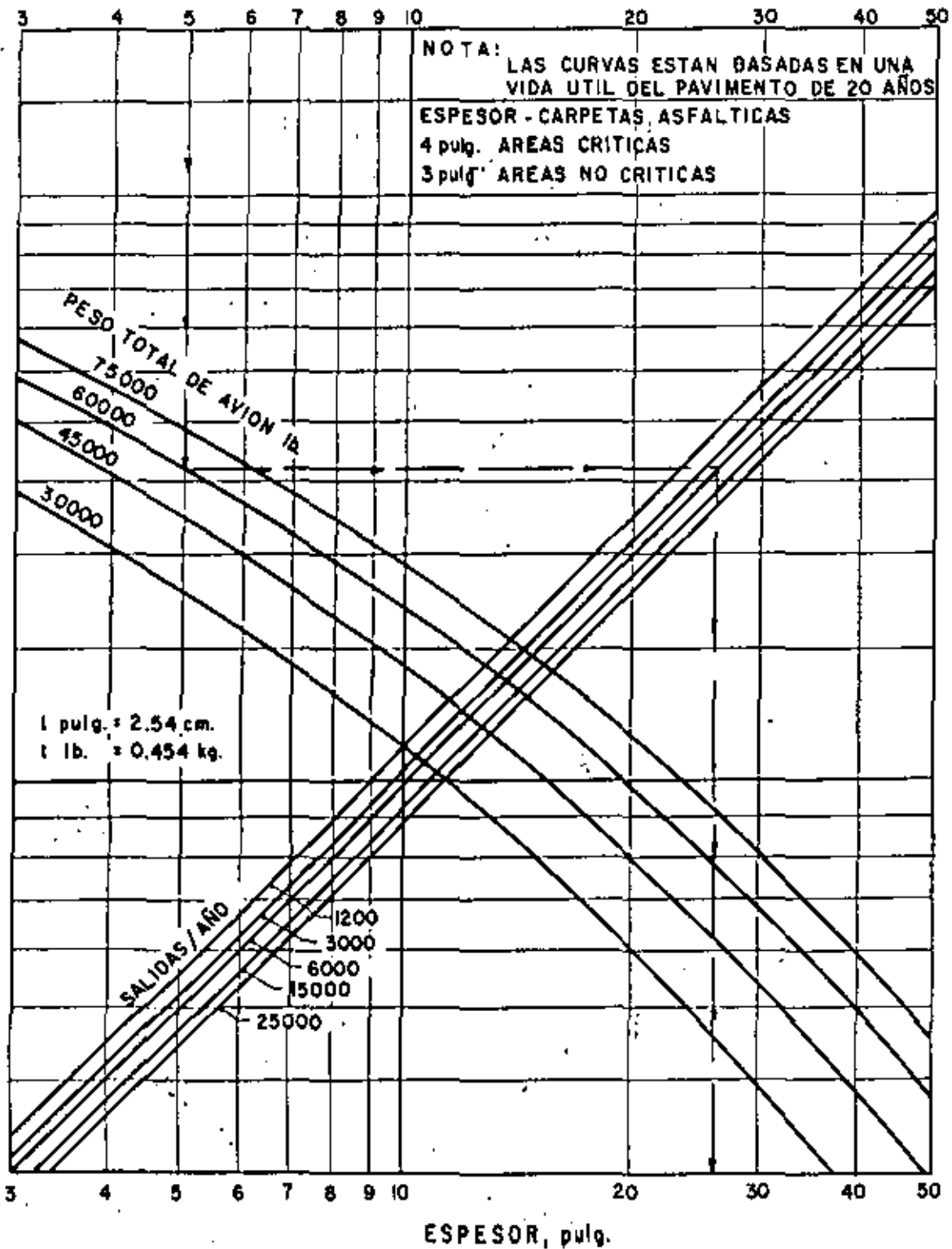


Fig. 43 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS
TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDA SIMPLE

(FAA - 1978)

C B R

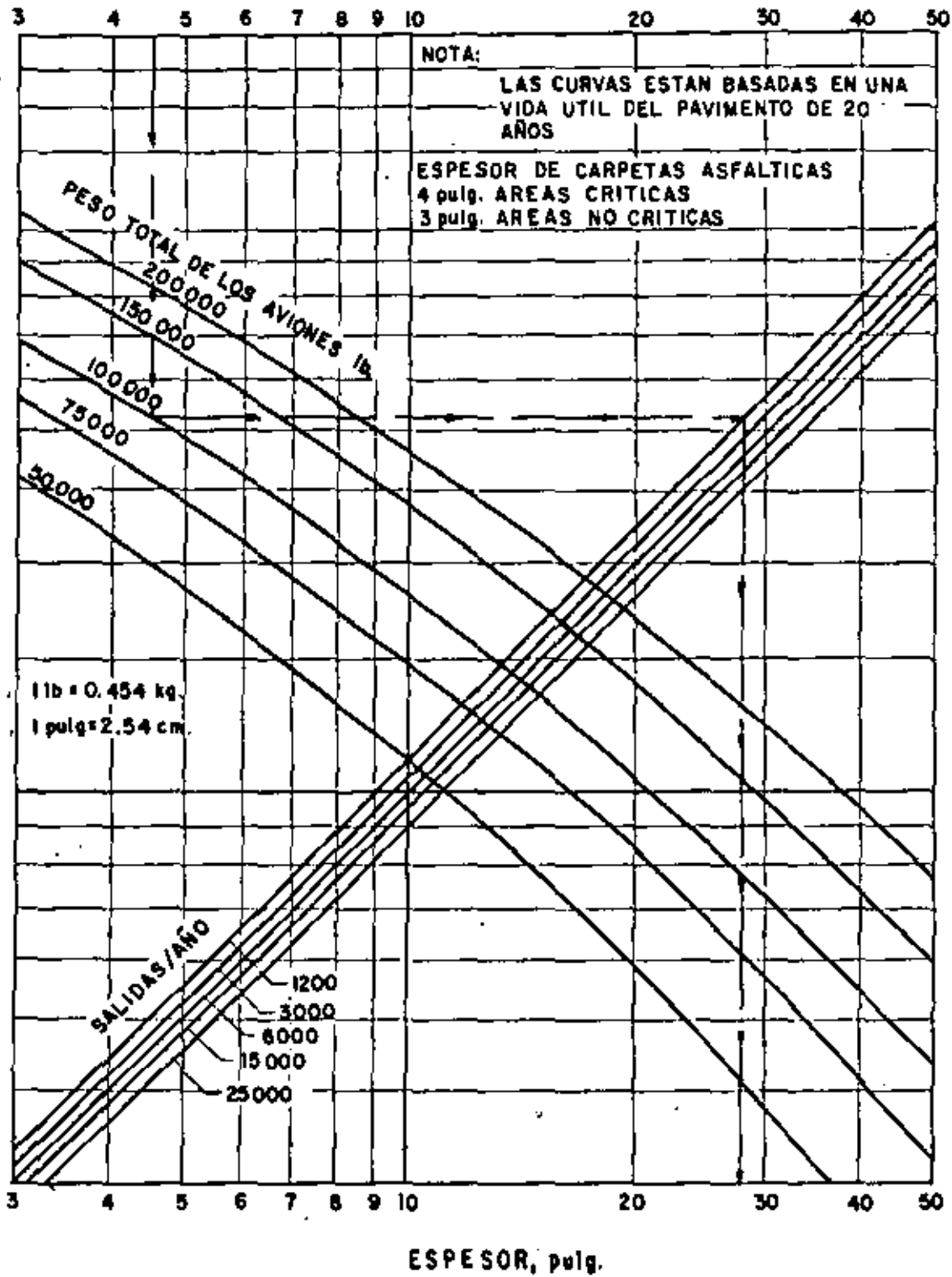


Fig. 44 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS DOBLES

(FAA-1978)

C B R

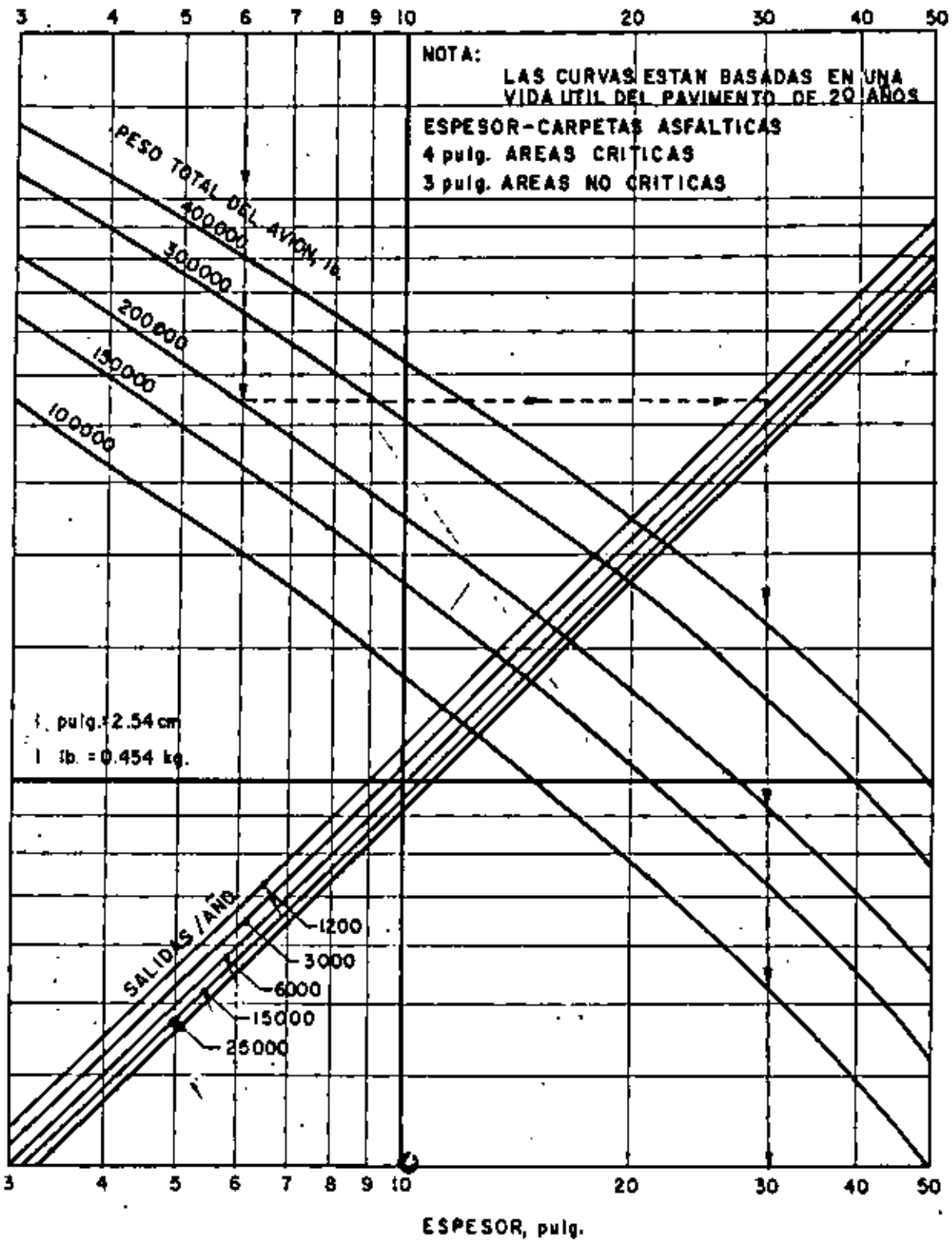


Fig. 45 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS.

Tren de aterrizaje en doble tandem.

(FAA - 1978)

C B R

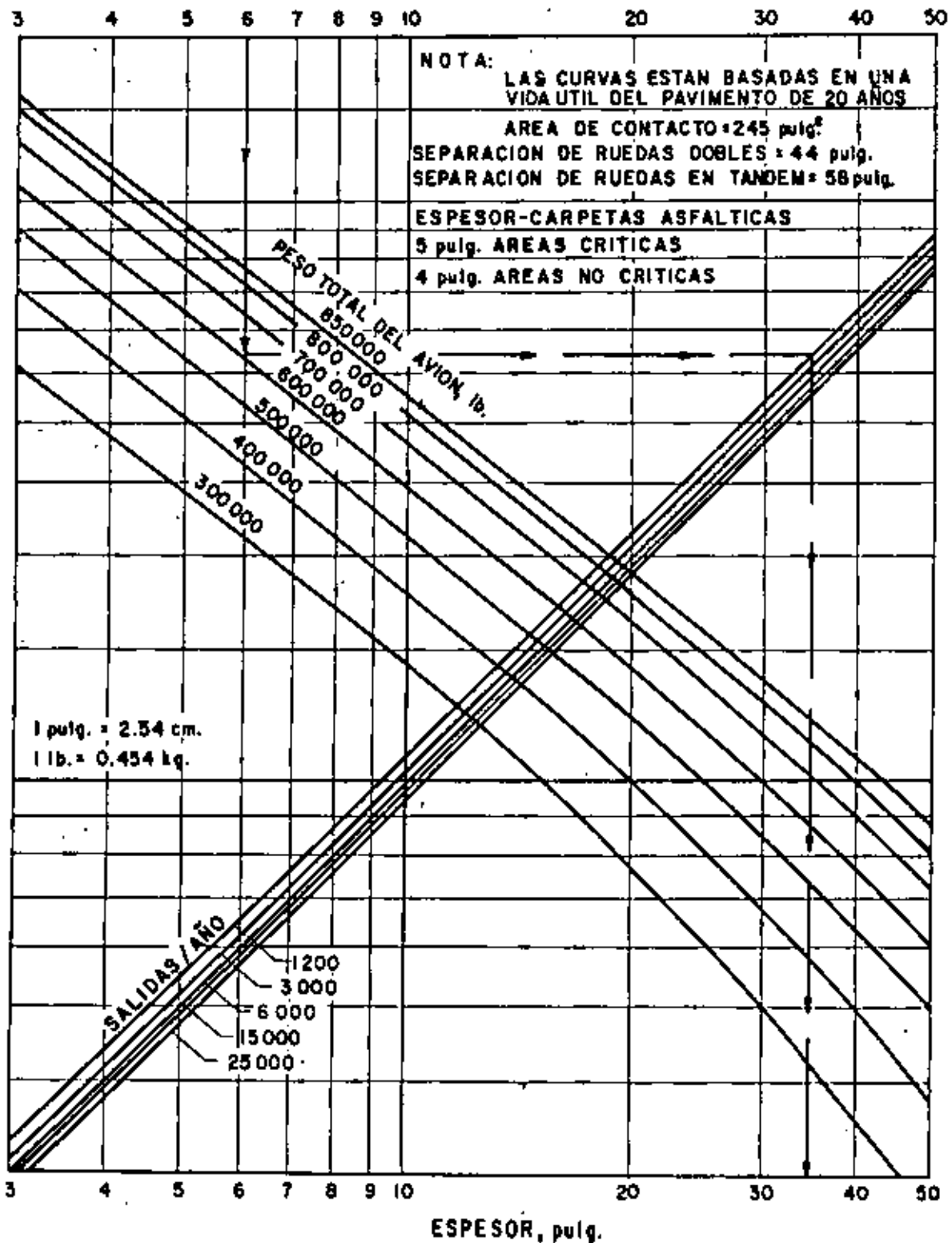


Fig. 46 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AEREAS CRITICAS

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

(FAA - 1978)

C B R

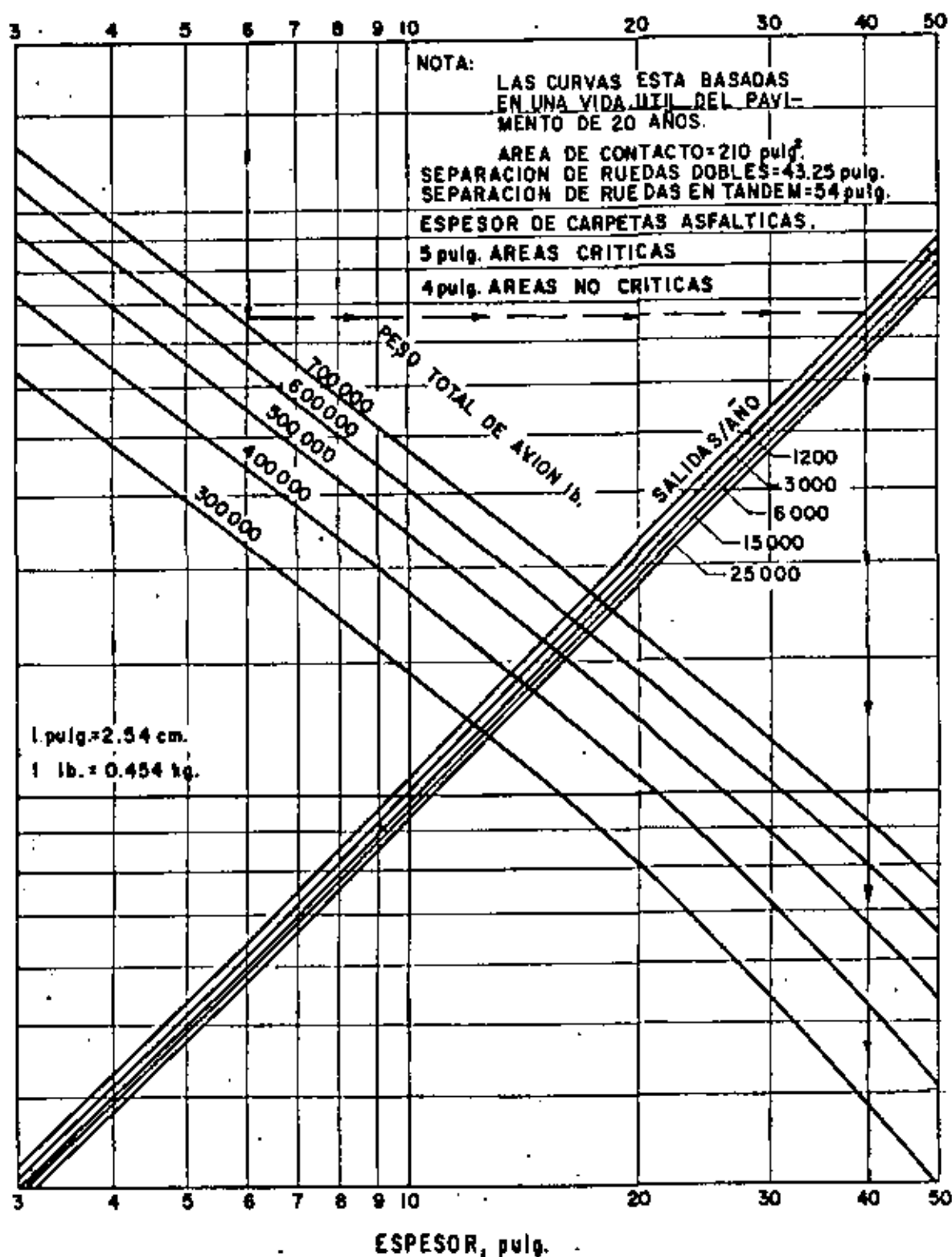


Fig. 47 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION B-747-SP

C B R

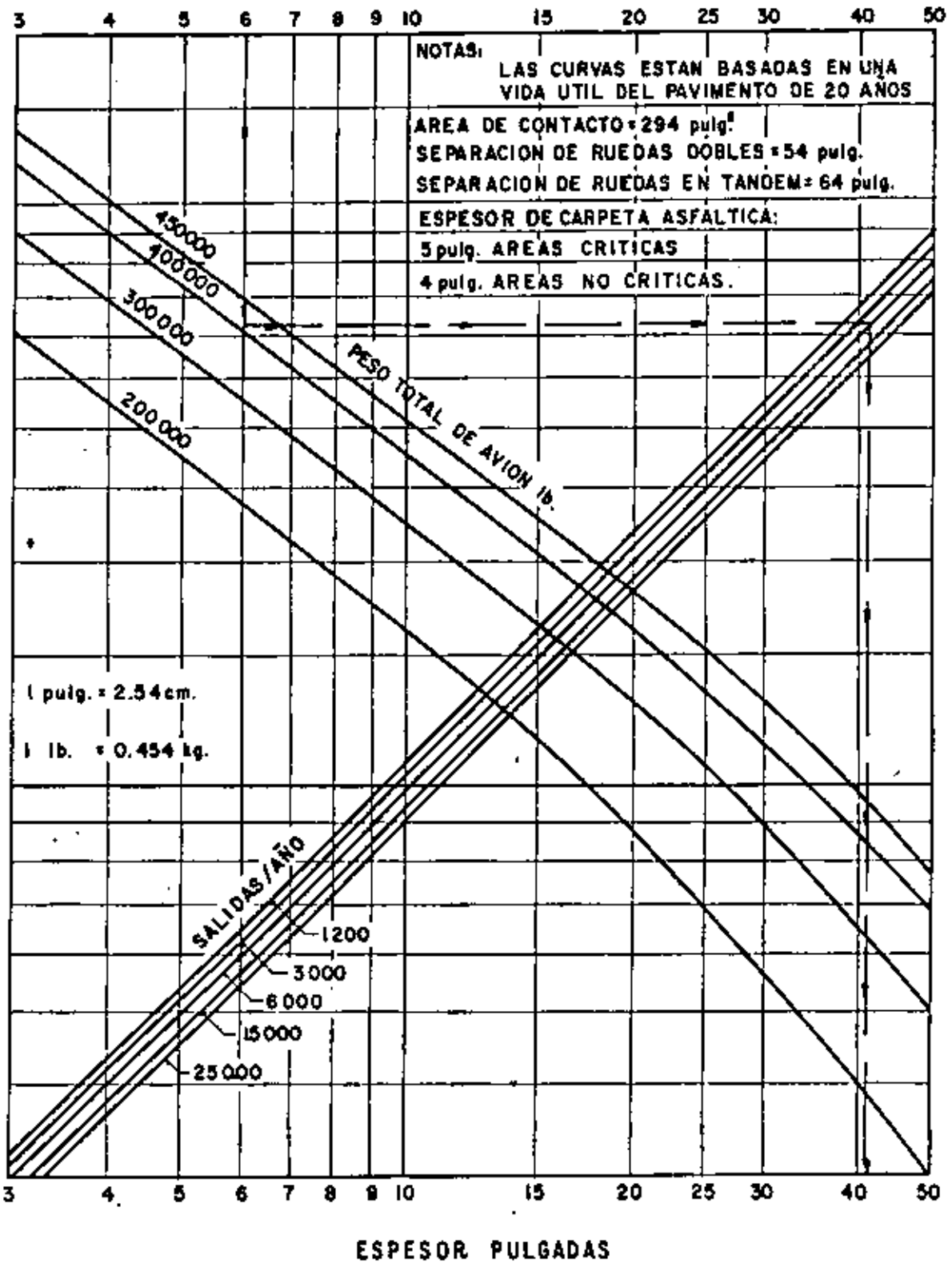


Fig. 48 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION DC 10 - 10, 10 CF.

(FAA - 1978)

C B R

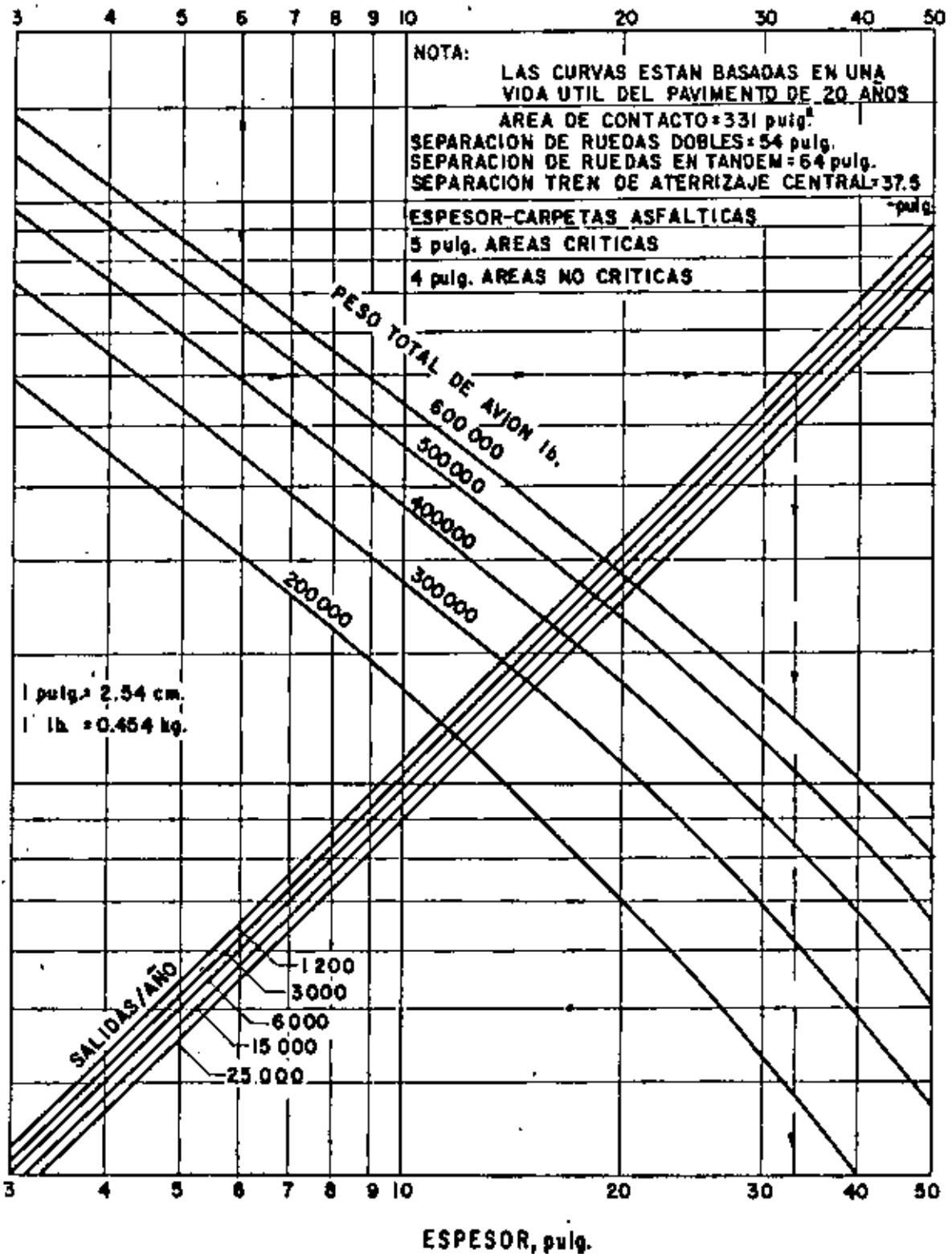


Fig. 49 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

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

(FAA - 1978)

C B R

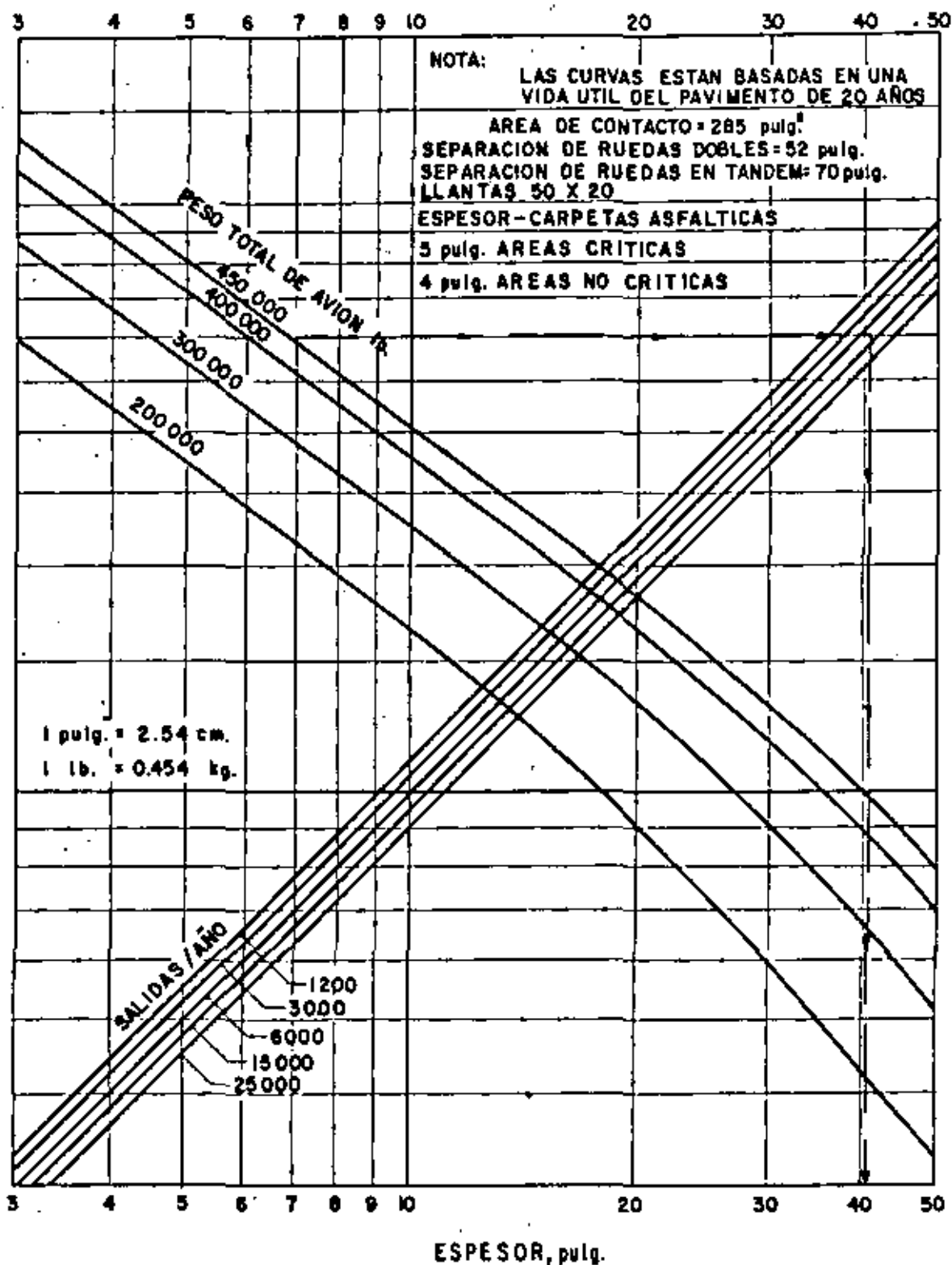


Fig. 50 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION L-1011-1,100

(FAA -1978)

C B R

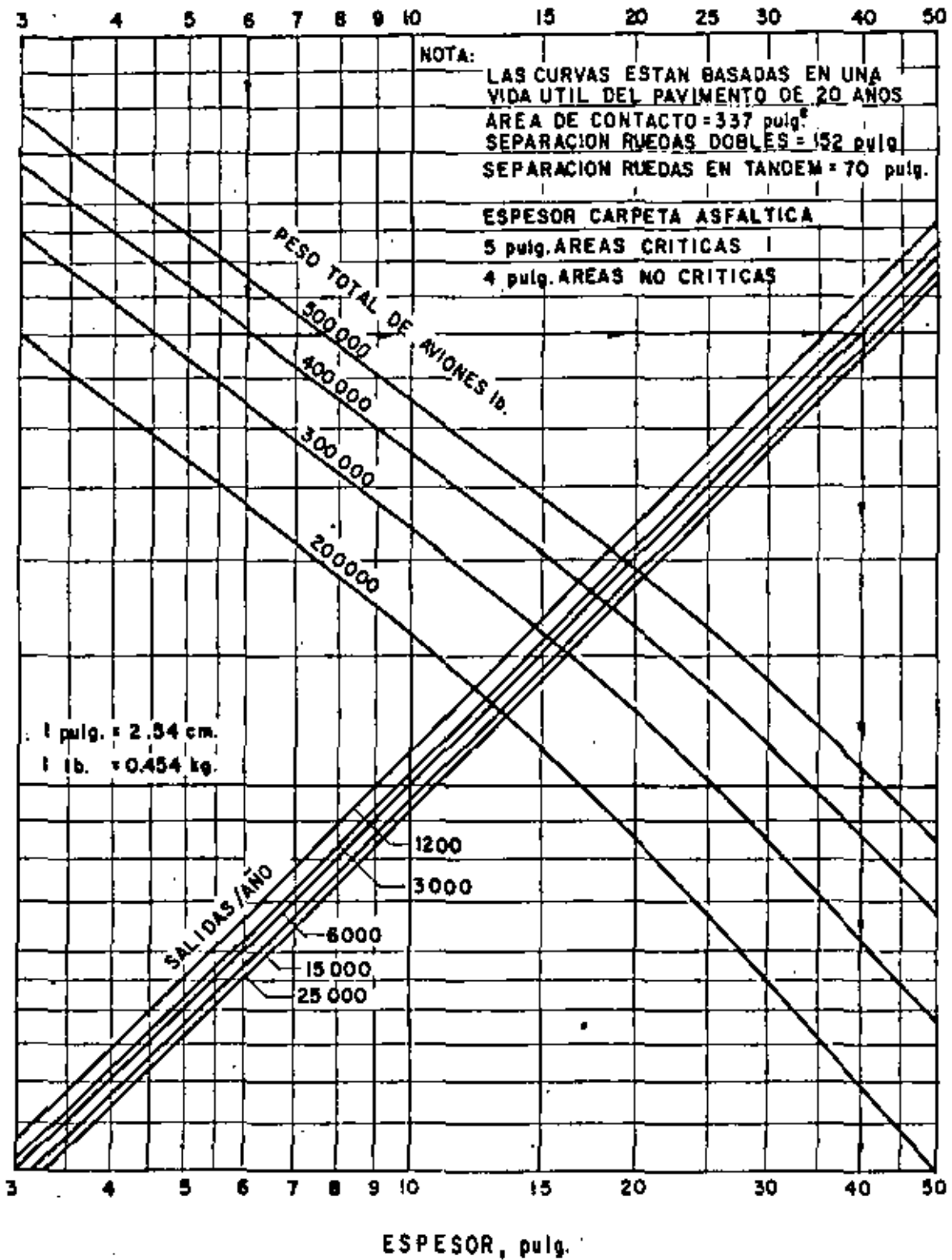
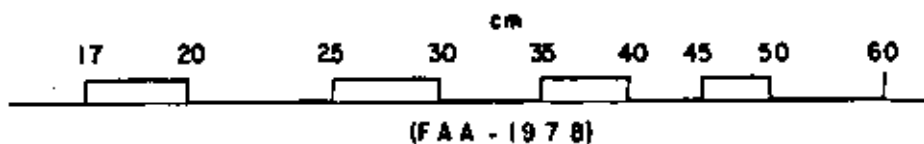
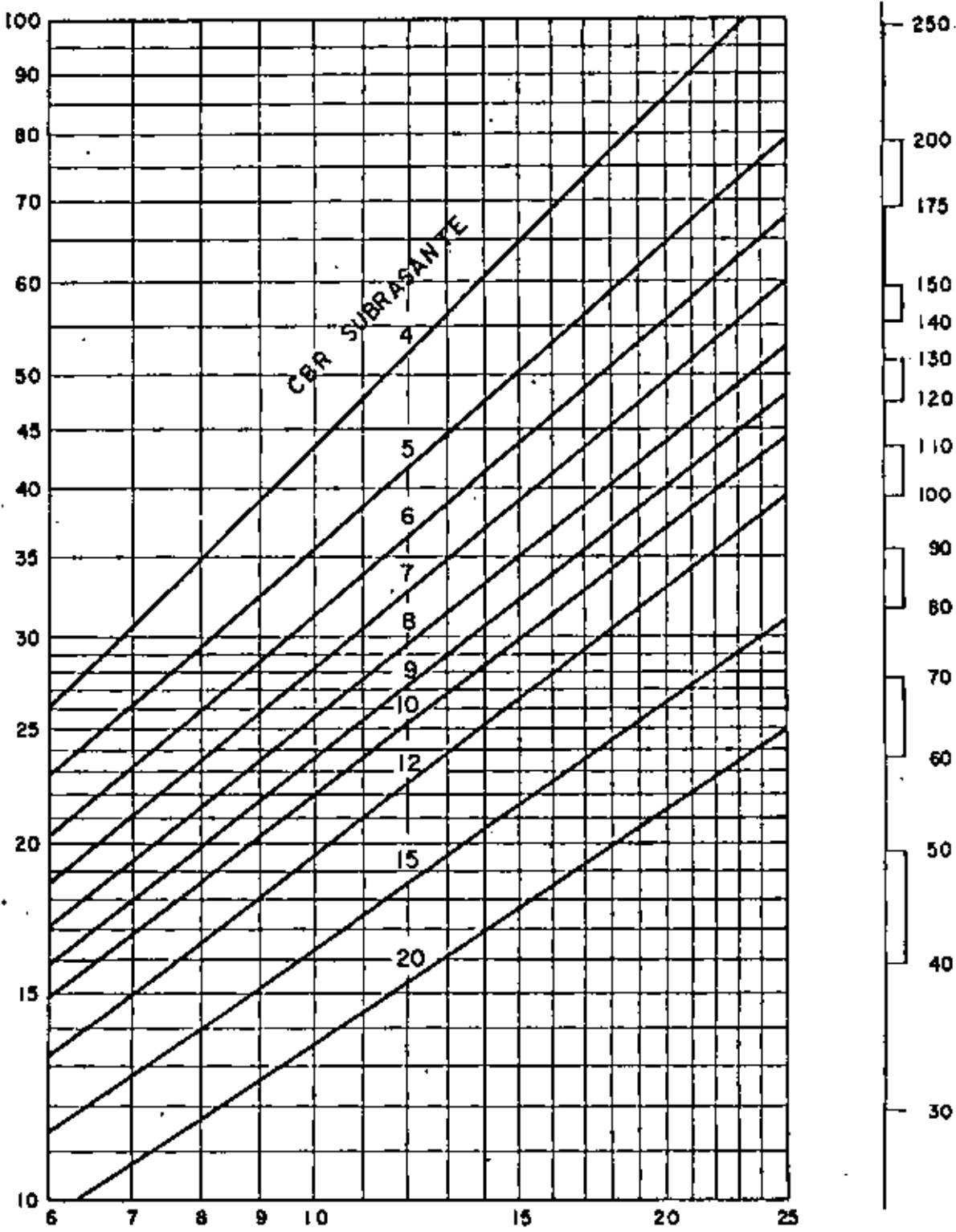


Fig. 51 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES L-1011 - 100, 200



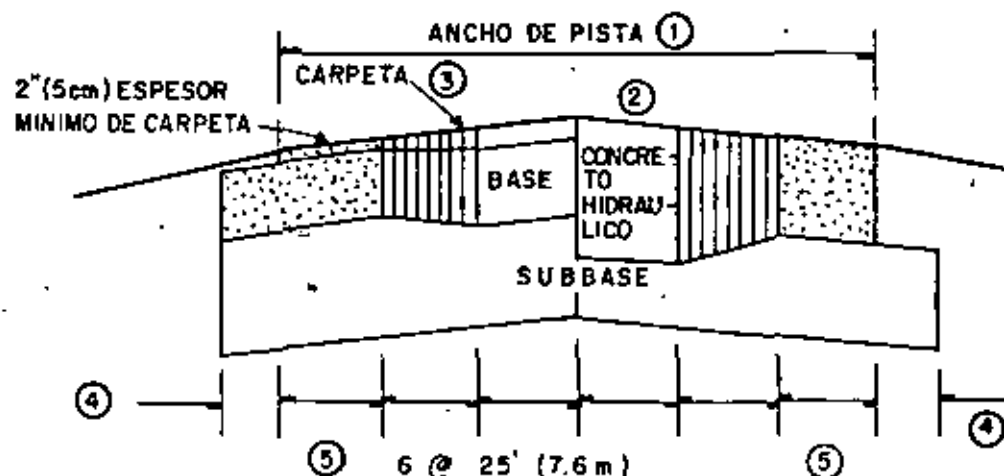
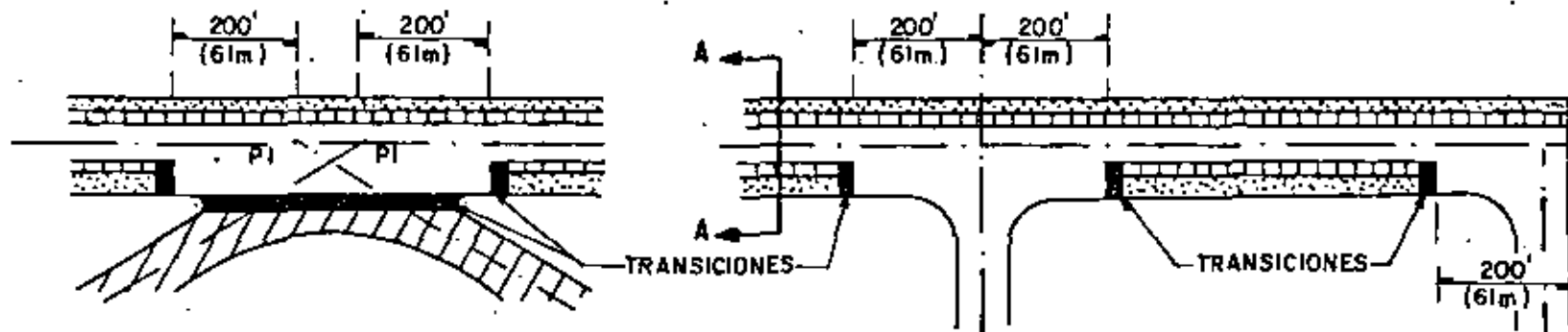
ESPEJOR TOTAL DEL PAVIMENTO, pulg.



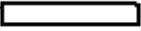



ESPEJOR MÍNIMO DE CAPA DE BASE pulg.

Fig. 52

REQUERIMIENTOS DE ESPEJOR MÍNIMO DE BASE



SIMBOLOGIA

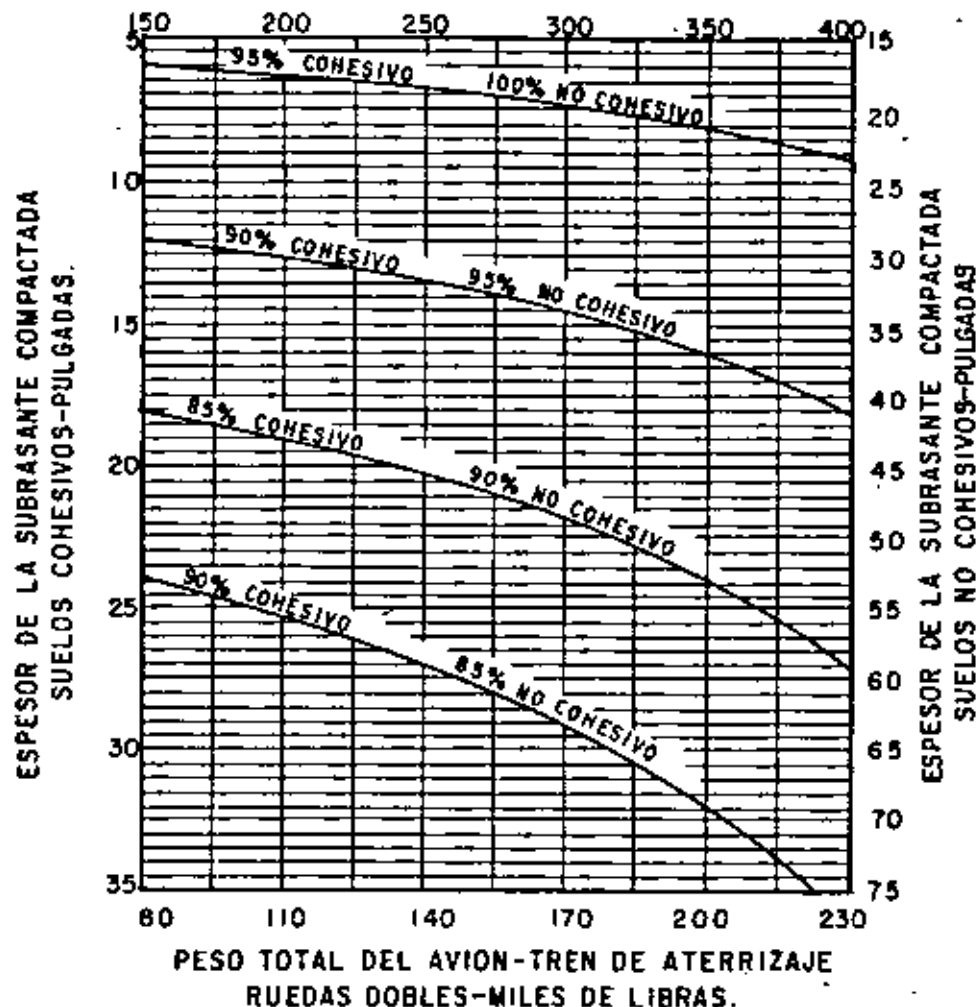
-  ESPESOR= T
-  ESPESOR VARIABLE= T — 0.7 T
-  ESPESOR= 0.9 T
-  ESPESOR= 0.7 T.

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 TIPICAS 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. 54 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 desarrolló la ecuación de diseño:

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

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 - 1978)

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.

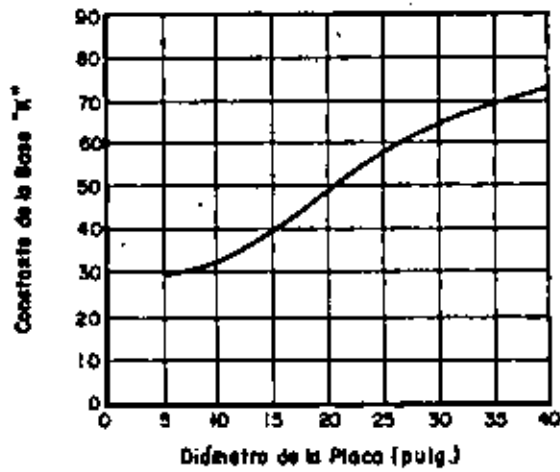


Fig. 55 Influencia del diámetro de la placa en el valor de K para diseño de pavimentos flexibles con la ecuación $T = K \log \frac{P}{S}$ (de McLeod 1956).

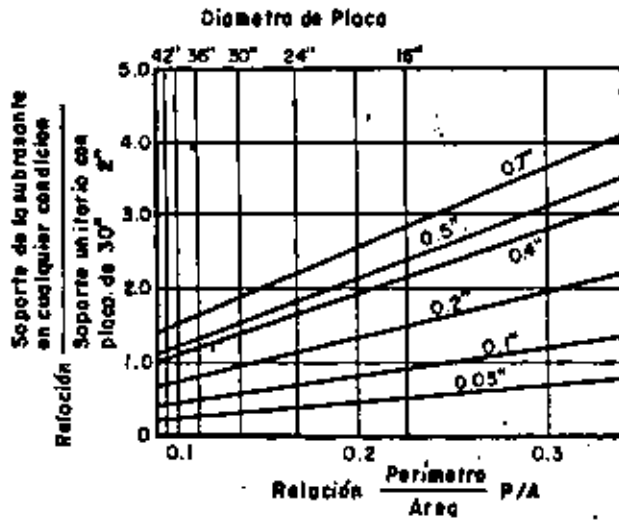


Fig. 56 Relaciones de soporte de la subrasante. (de McLeod 1956)

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

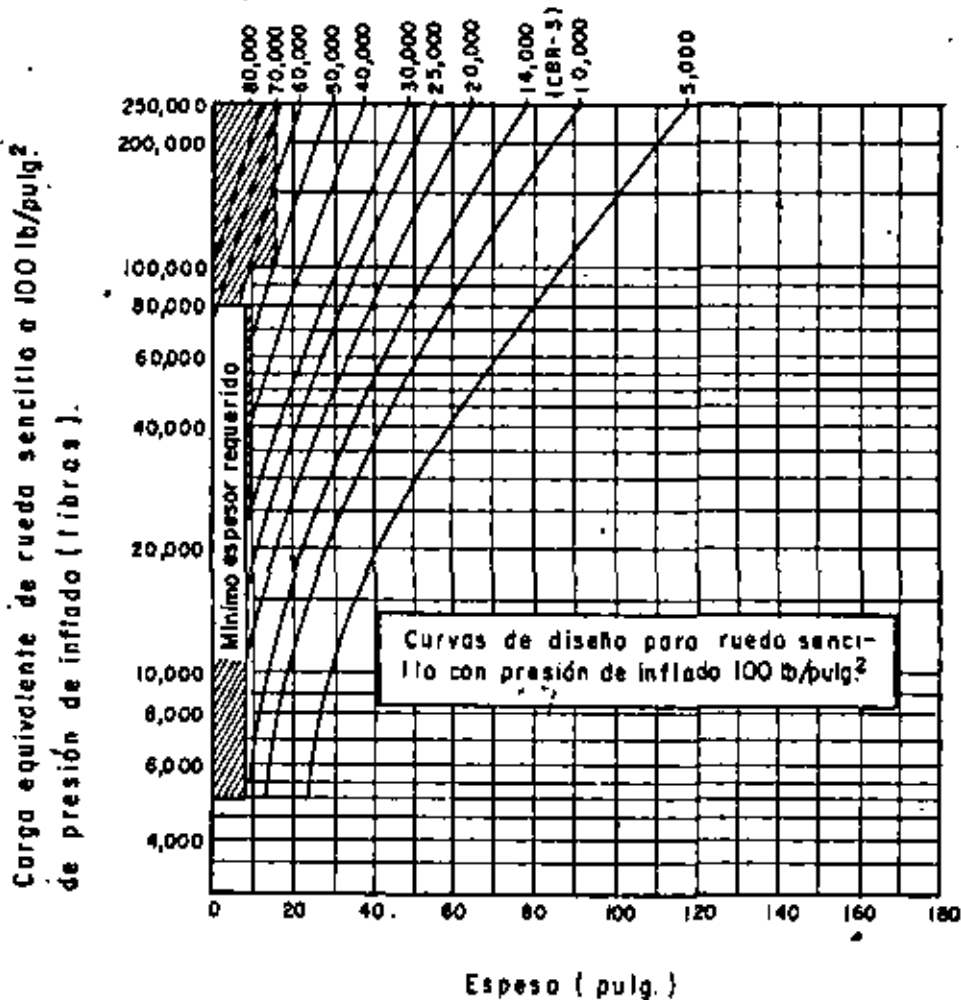


Fig. 57 Carta de diseño de pavimentos flexibles (McLeod 1956).

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.

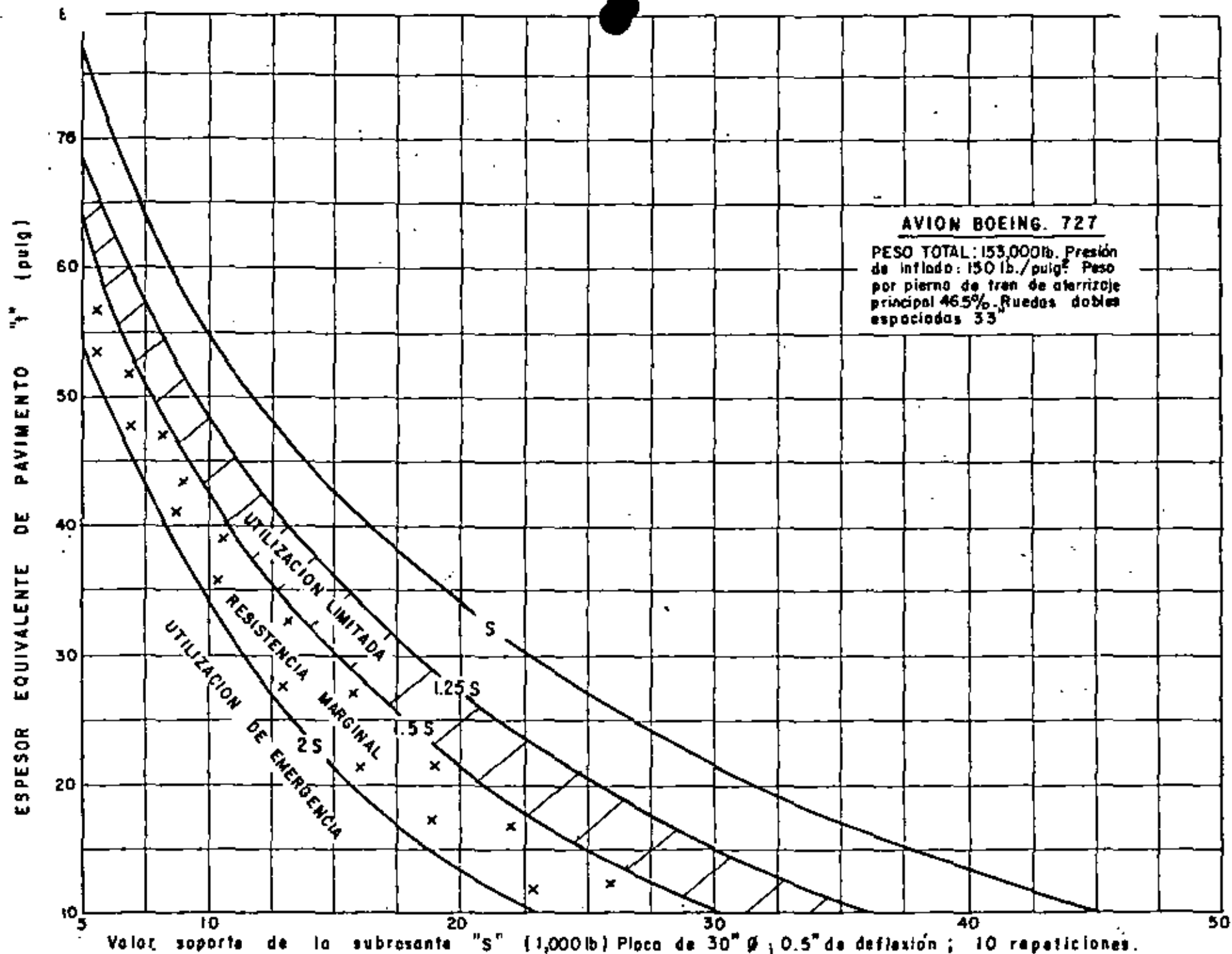


Fig. 58 CARTA DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES. (Departamento de transporte de Canadá 1969)

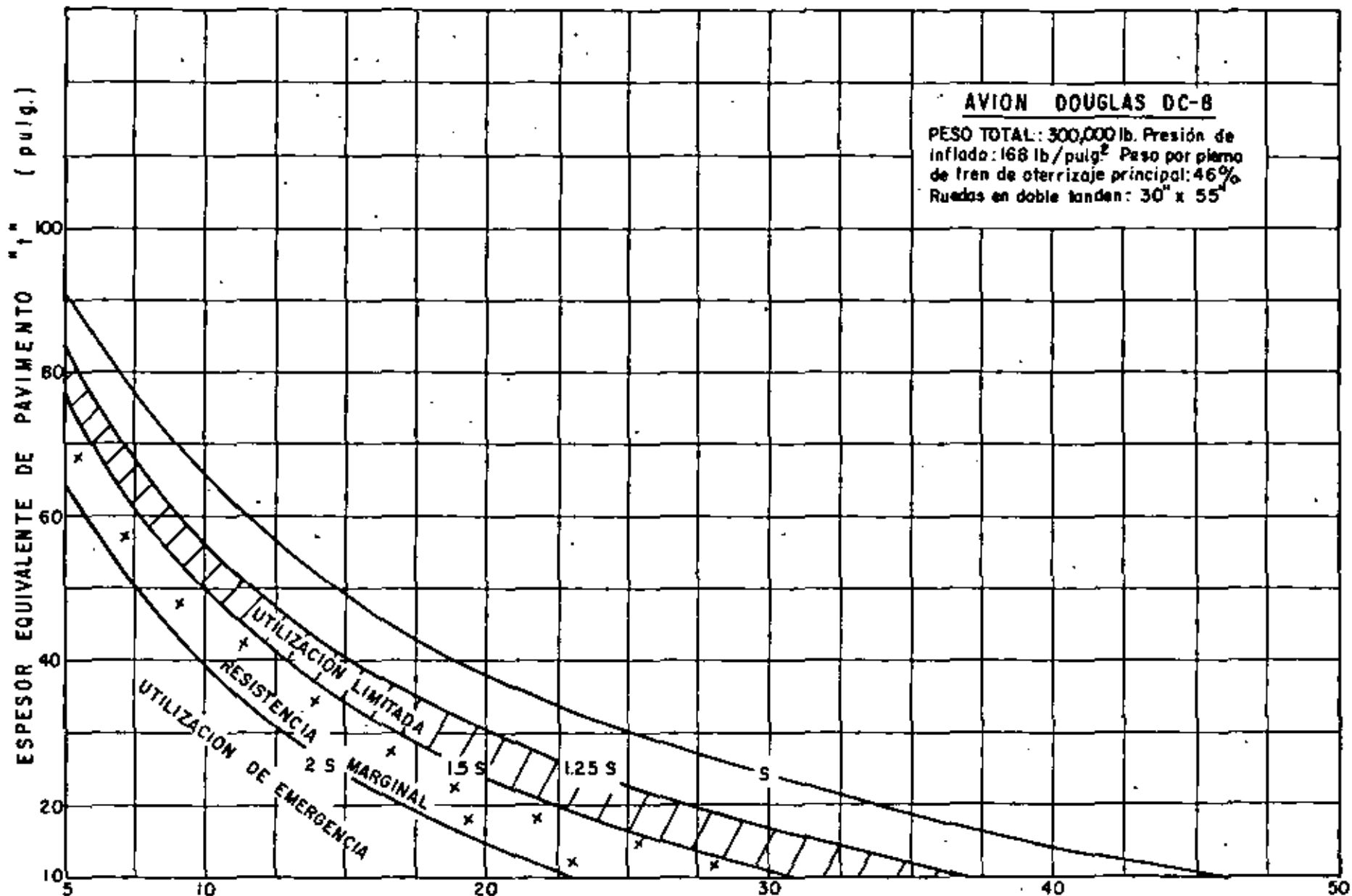


Fig. 59 CARTA DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.
 (Departamento de Transporte de Canadá 1969)

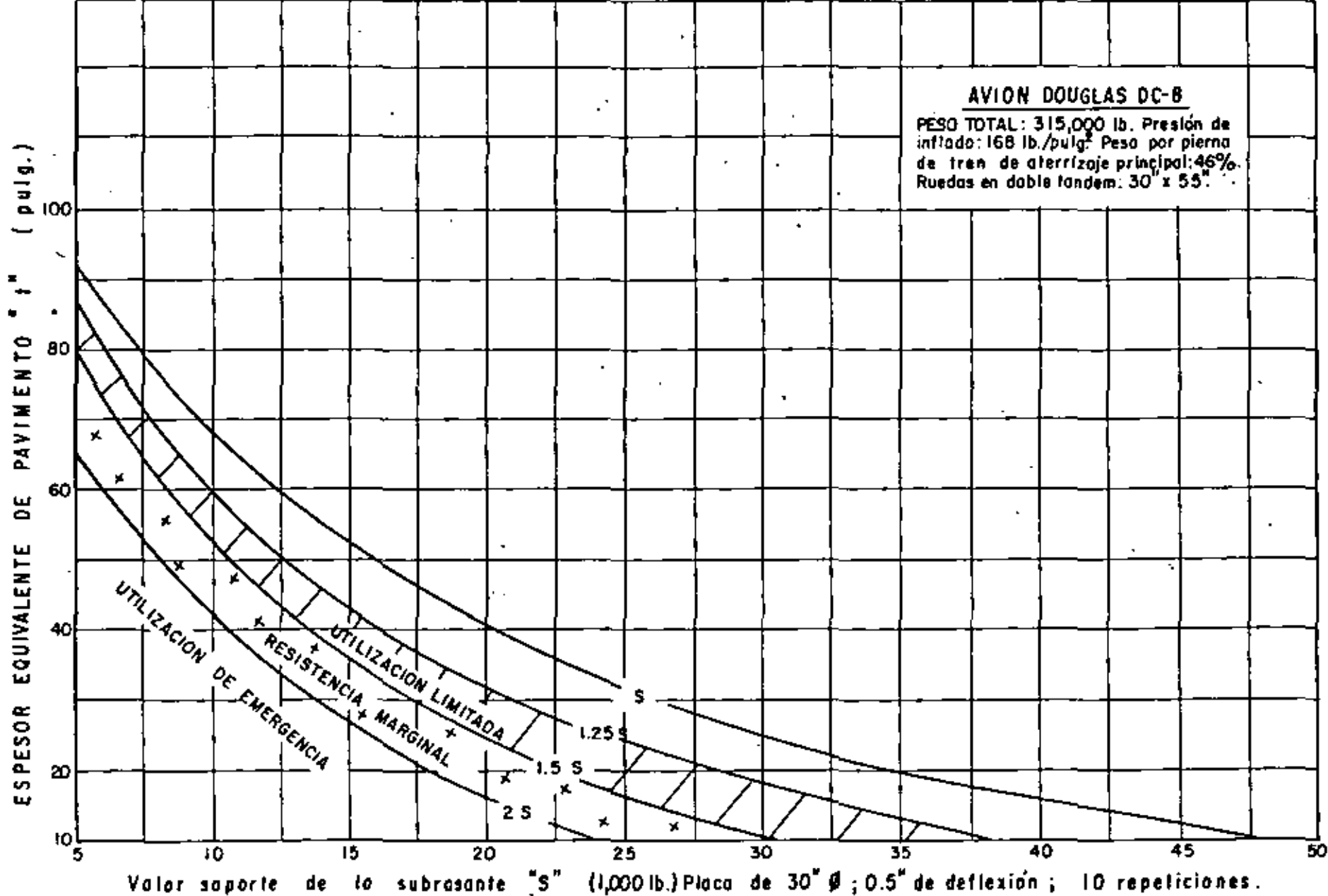


Fig. 60 CARTA DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES
 (Departamento de Transporte de Canadá 1969)

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 1/2 pulg	12 pulg

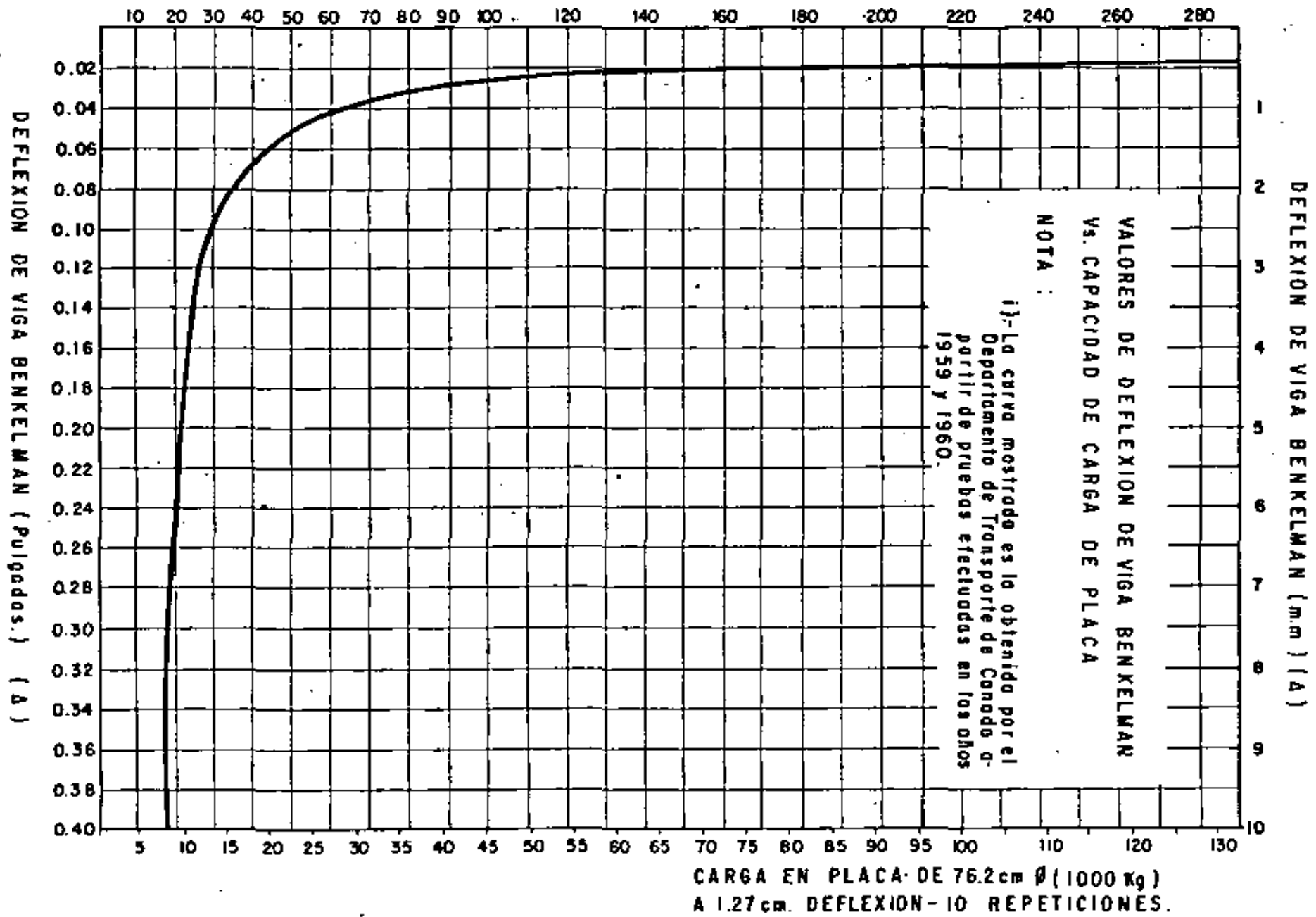
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120			
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg ²) con placa de 30" de diámetro, a 0.2" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0	10	20	30	40	50	60	70								
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg ²) con placa de 12" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 10 repeticiones de carga.	0	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240			
Capacidad soporte de la subrasante (lb./pulg 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							
Módulo de reacción de la subrasante "K" (lb./pulg ³) con placa de 30" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 1 repeticion 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 2pies 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)

CARGA EN PLACA DE 30" Ø (1000lb)
A 0.5 DEFLEXION - 10 REPETICIONES



VALORES DE DEFLEXION DE VIGA BENKELMAN
VS. CAPACIDAD DE CARGA DE PLACA

NOTA :
i)- La curva mostrada es la obtenida por el
Departamento de Transporte de Canada a
partir de pruebas efectuadas en los años
1959 y 1960.

Fig. 62

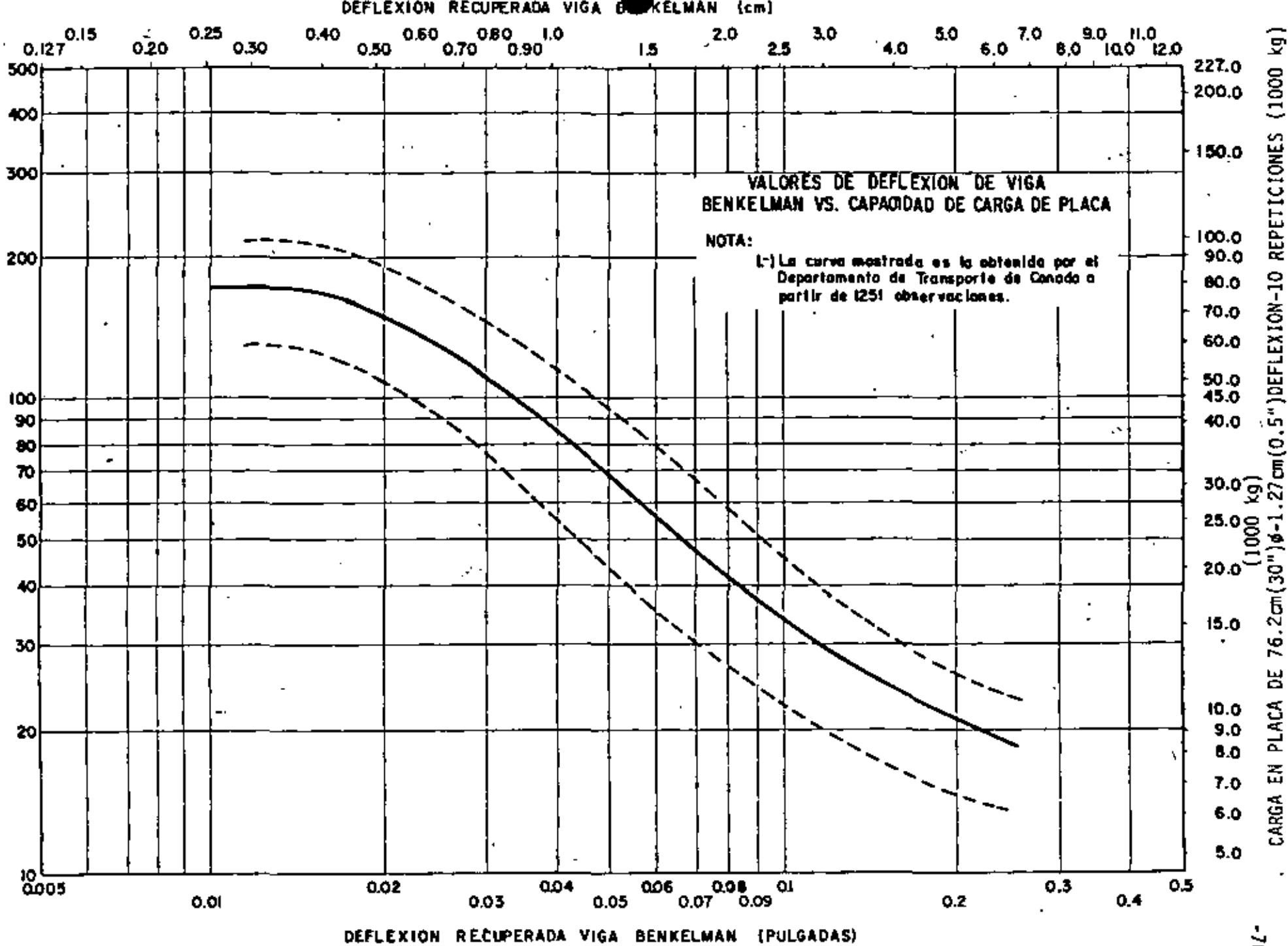


Fig. 63

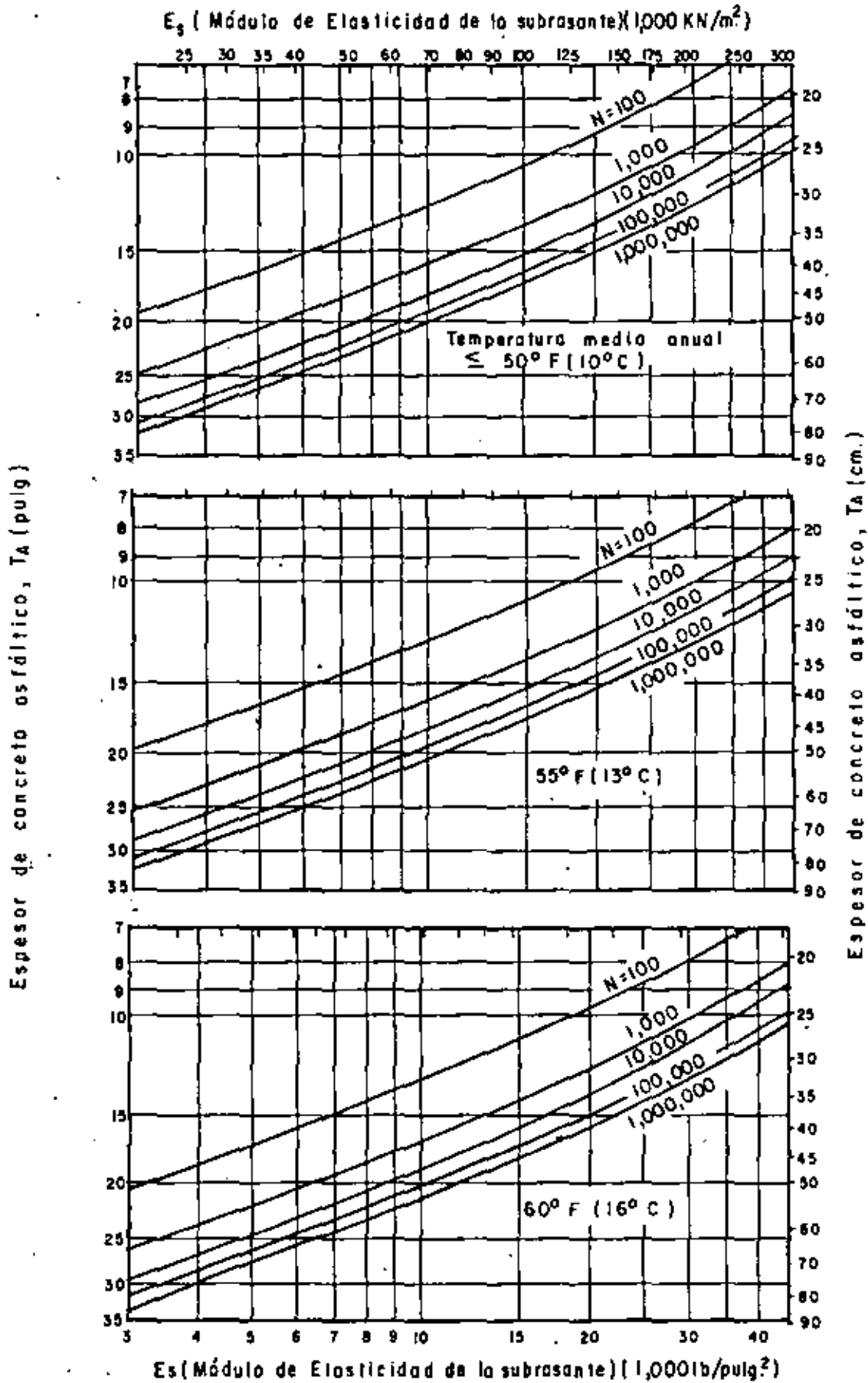
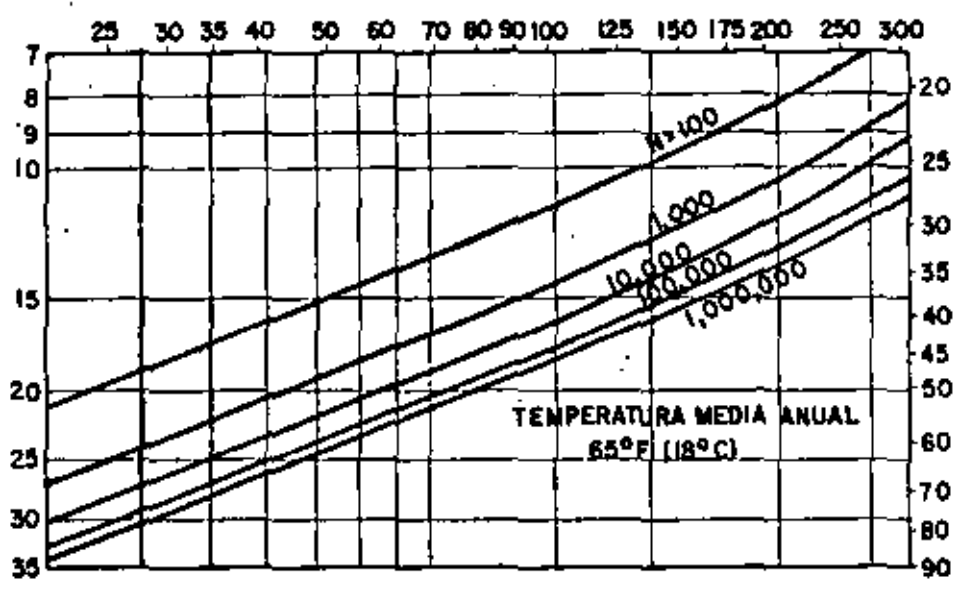
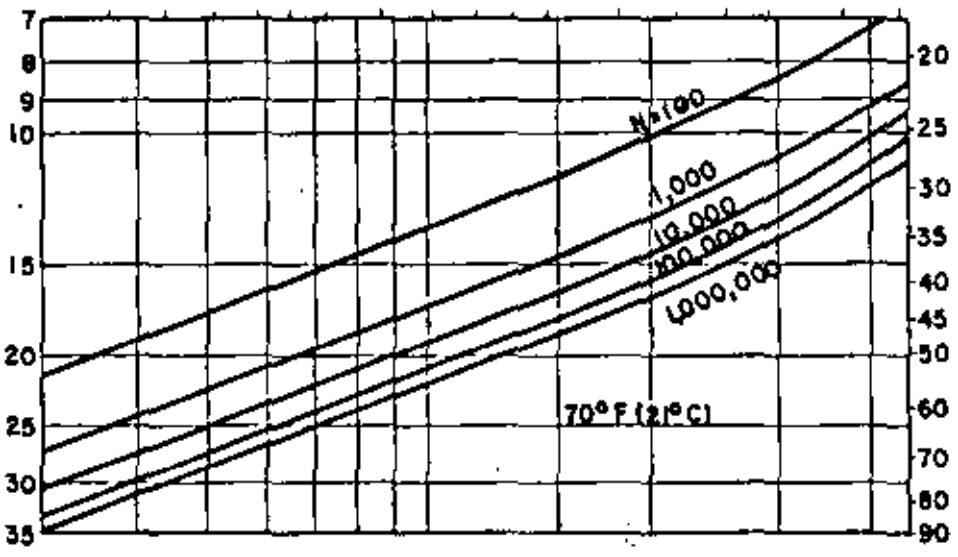


Fig. 64 ESPESOR DE PAVIMENTO PARA LIMITAR EL ESFUERZO VERTICAL POR COMPRESION EN LA SUBRASANTE, EC, BAJO REPETICIONES DE CARGA DE DC-8-63F PARA DIFERENTES AMBIENTES.

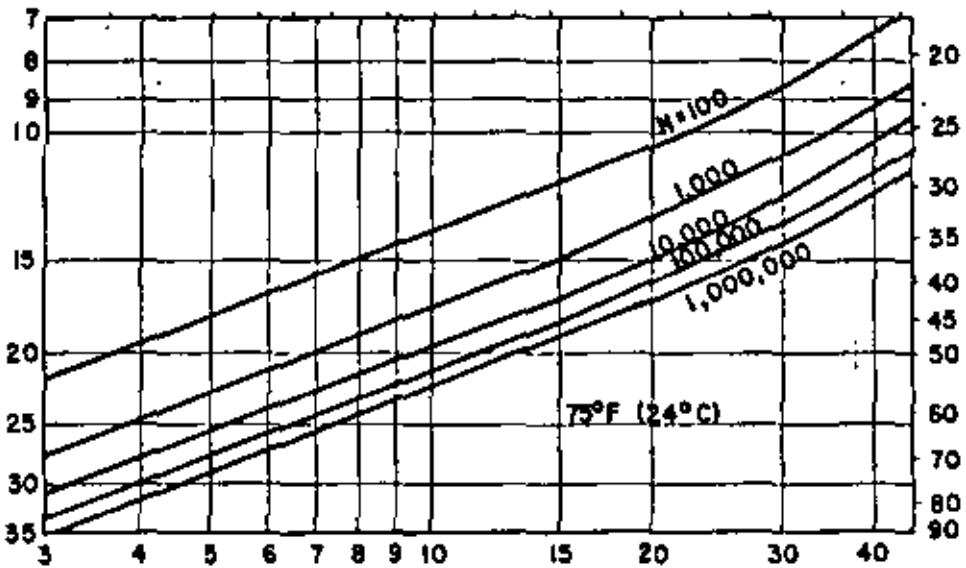
Es (Modulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 KN/m²)



Es (Modulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 lb/pulg²)



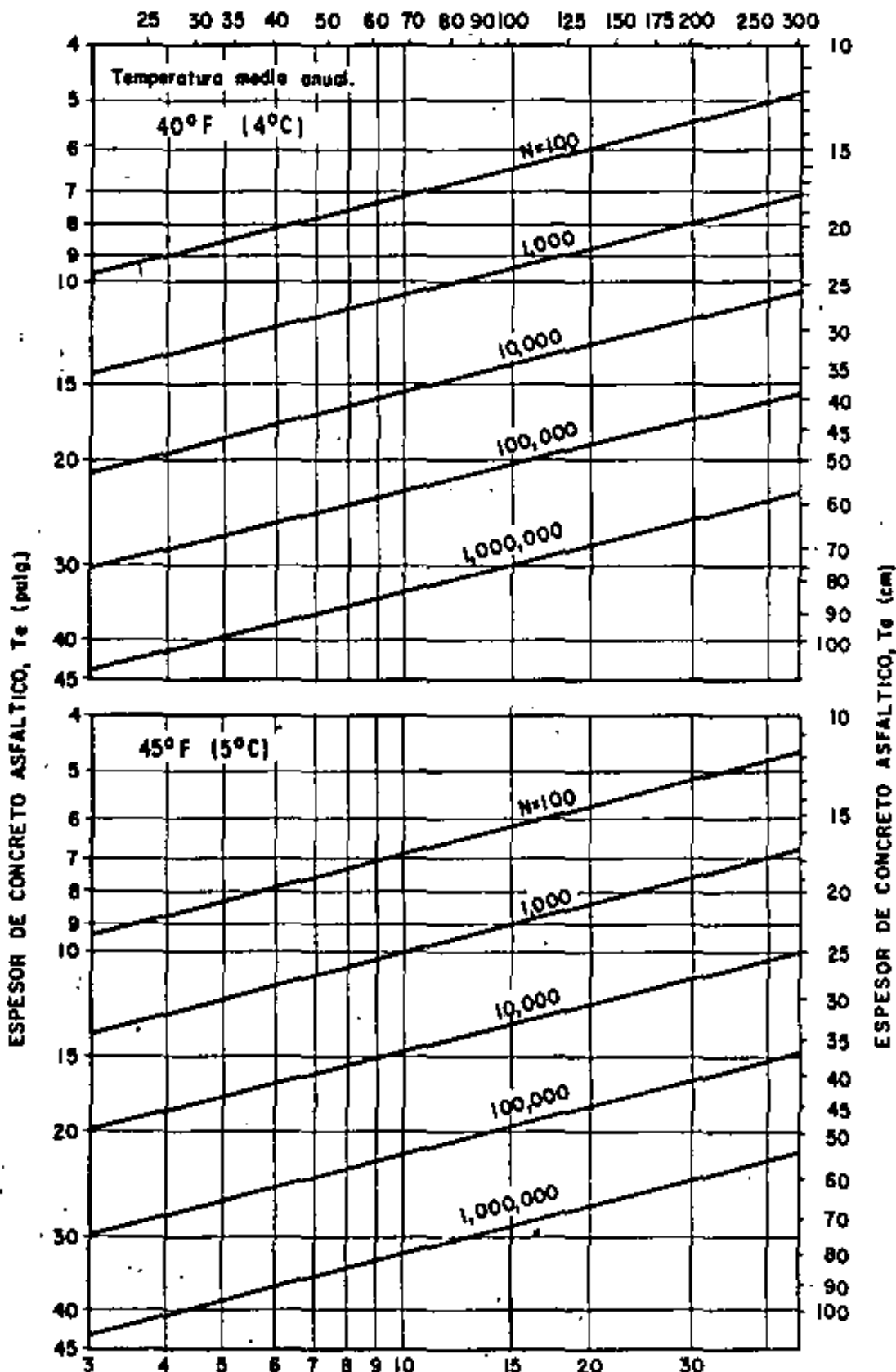
Es (Modulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 lb/pulg²)



Es (Modulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 lb/pulg²)

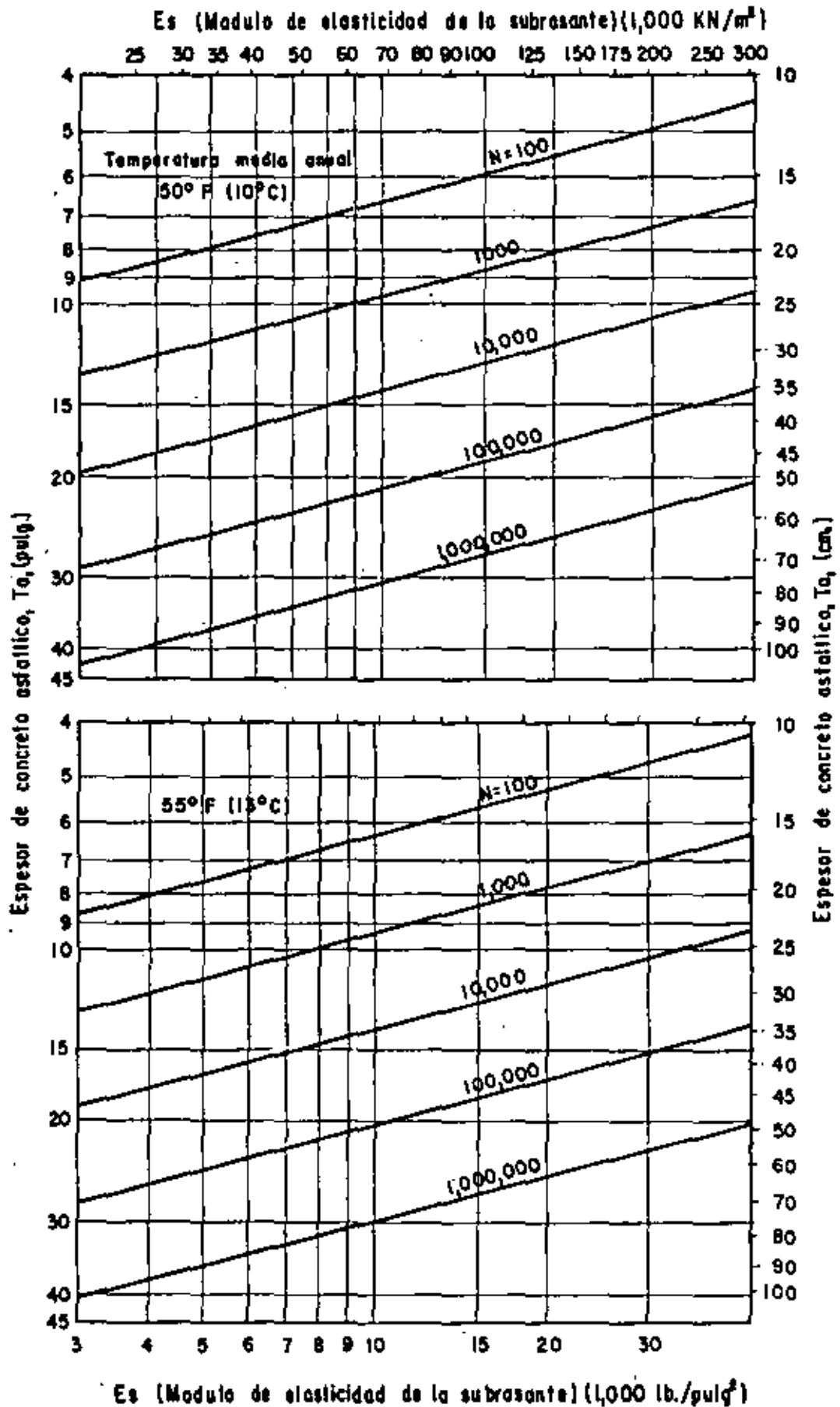
Fig. 64 (Continuación) Criterio: ϵ_c

Es (Módulo de elasticidad de la subrasante) (1,000 KN/m²)



Es (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.



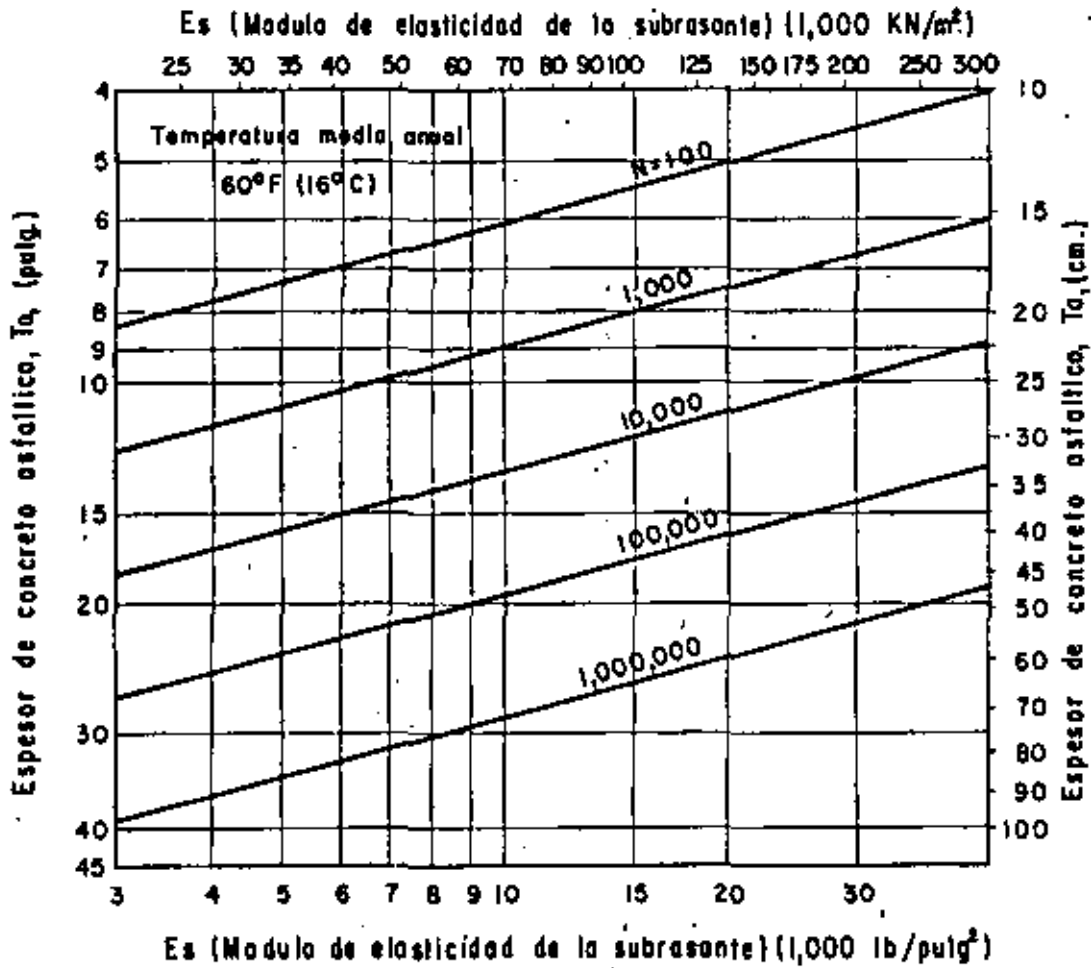


Fig. 65 (Continuación) Criterio et

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. 12

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 ocurra durante la vida de diseño del pavimento.
- El espesor de concreto asfáltico, T_a , requerido para satisfacer el criterio de esfuerzos para los parámetros de proyecto 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.

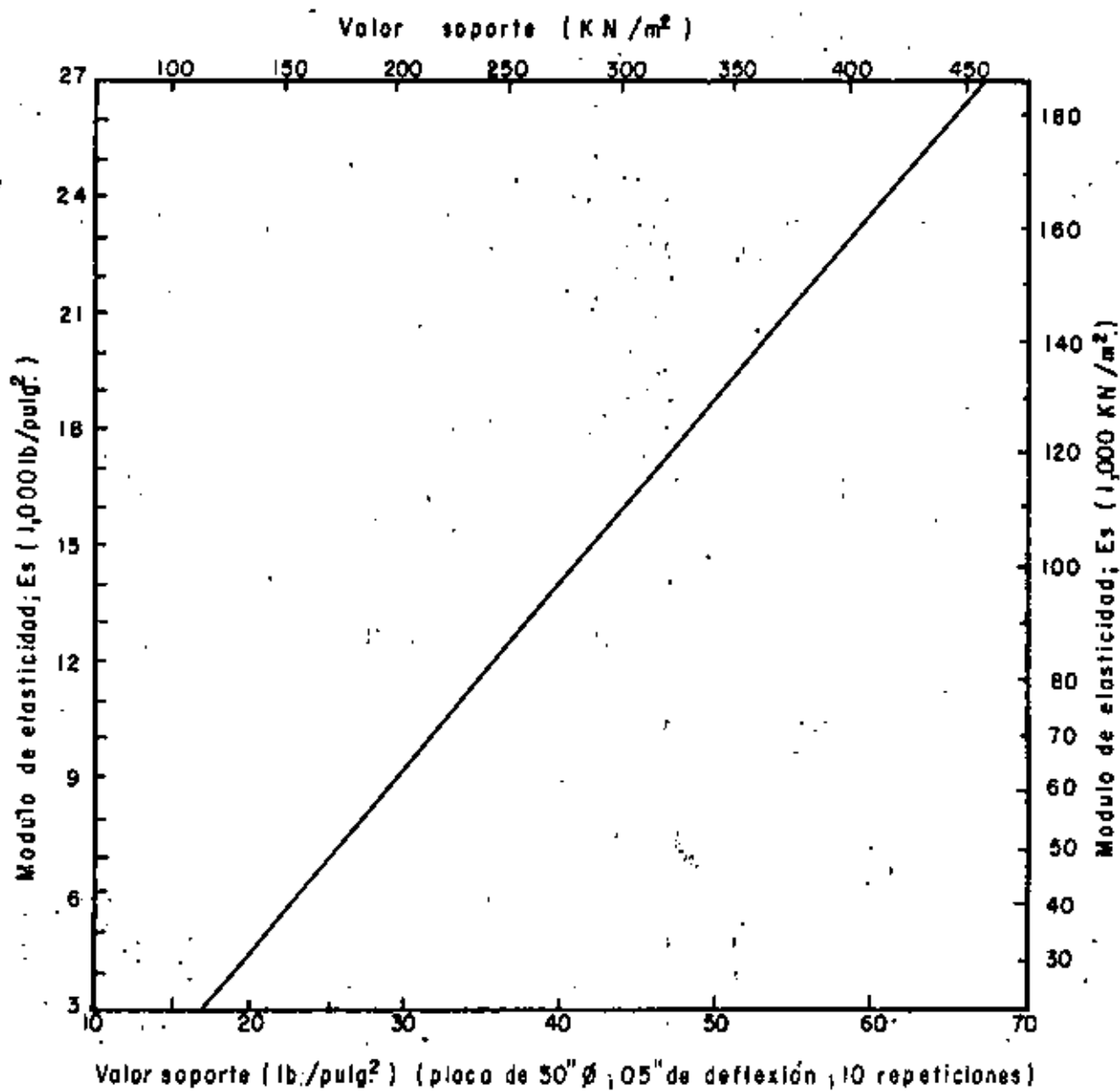


Fig. 66 Relación aproximada entre el valor soporte de placa y el módulo de elasticidad, E_s .

(Instituto del asfalto)

Tabla 13

Calsificación 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. Westergard, 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:

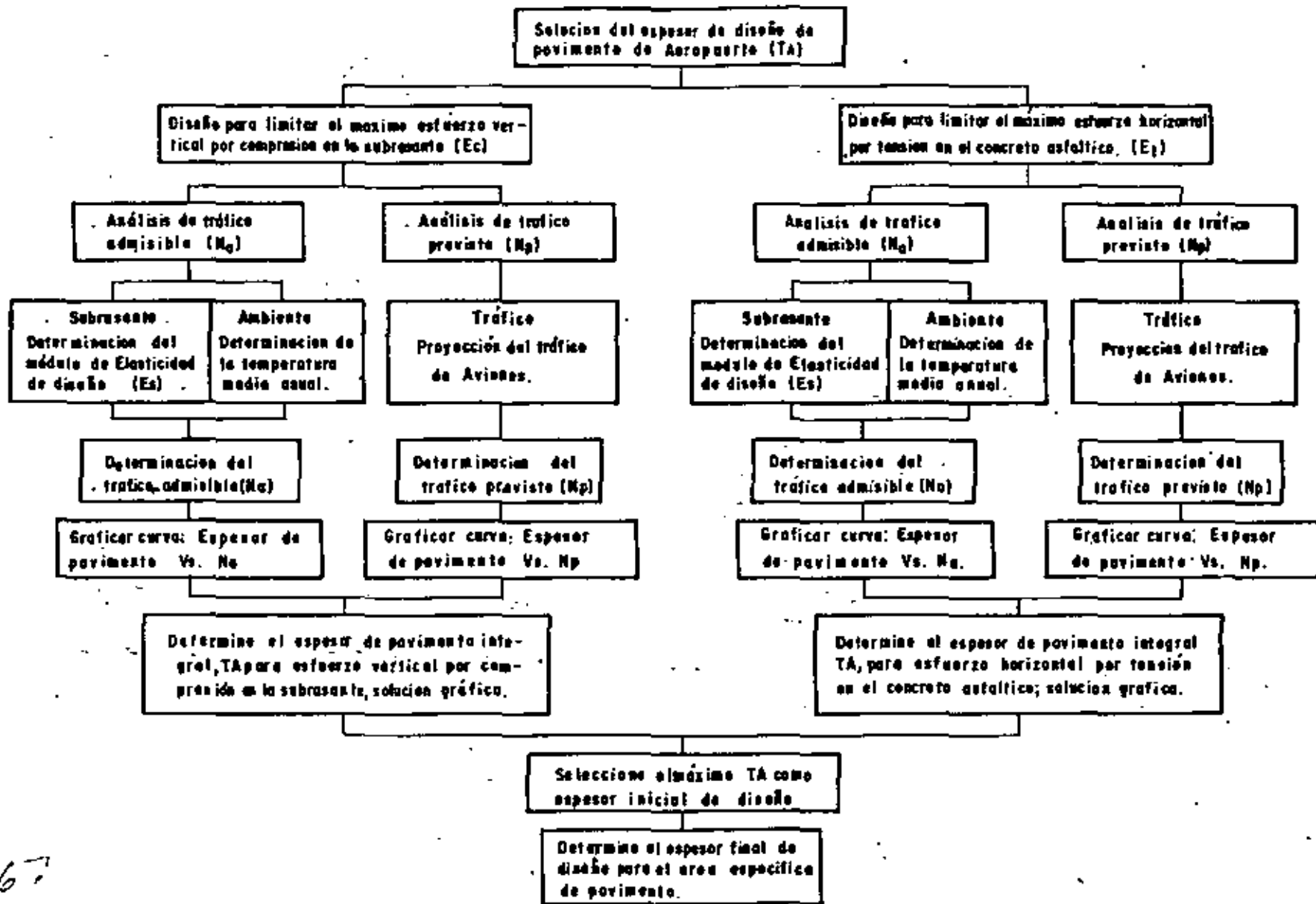
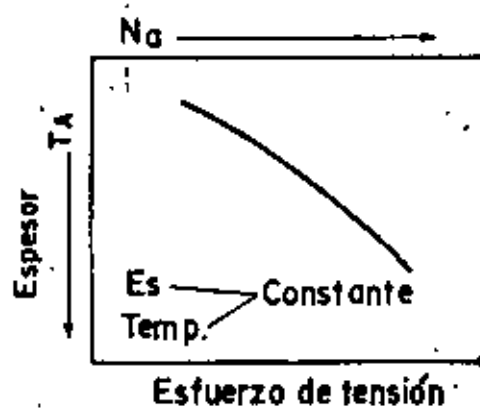
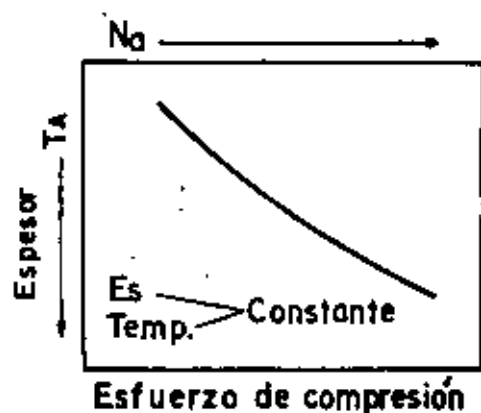


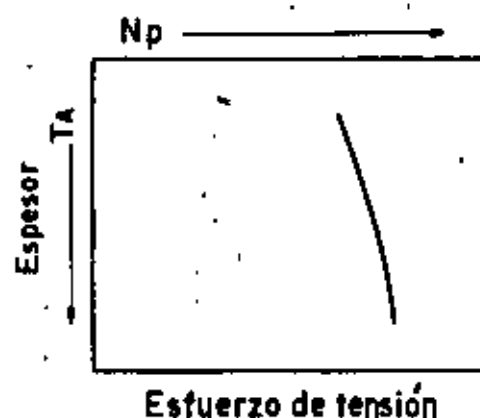
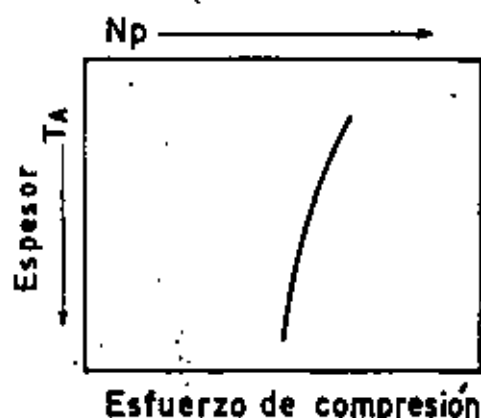
Fig. 67 Diagrama de flujo para diseño de pavimentos de Aeropuertos (Instituto del Asfalto 1973)

Fig 67

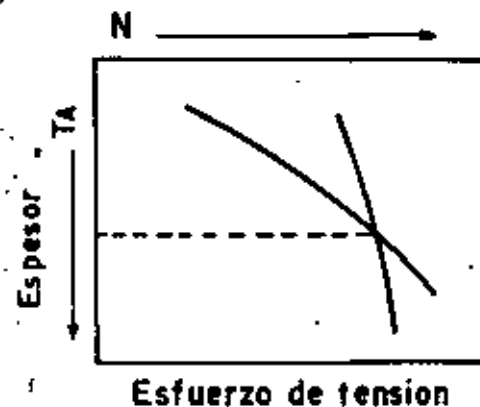
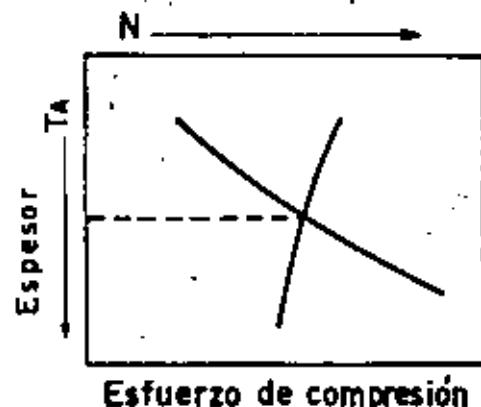
Análisis de tráfico admisible
Repeticiones admisibles de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



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



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



↑
Parte superior de la subrasante

↑
Parte inferior del concreto asfáltico

FIG. 68 PASOS PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE DISEÑO.
(Instituto del Asfalto 1973)

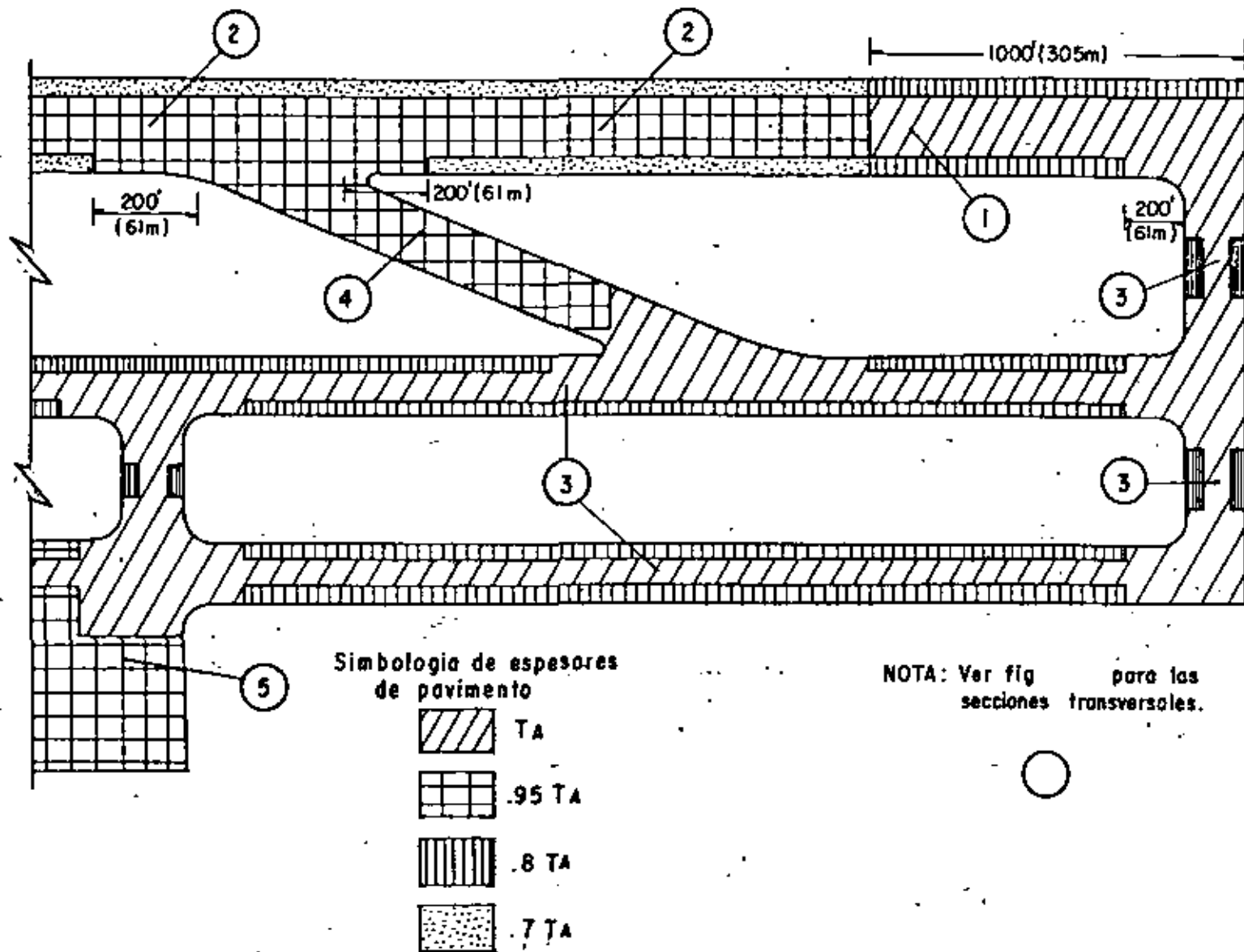


FIG. 69 ZONIFICACION DE ESPESORES DE PAVIMENTO. (Instituto del Asfalto 1973)

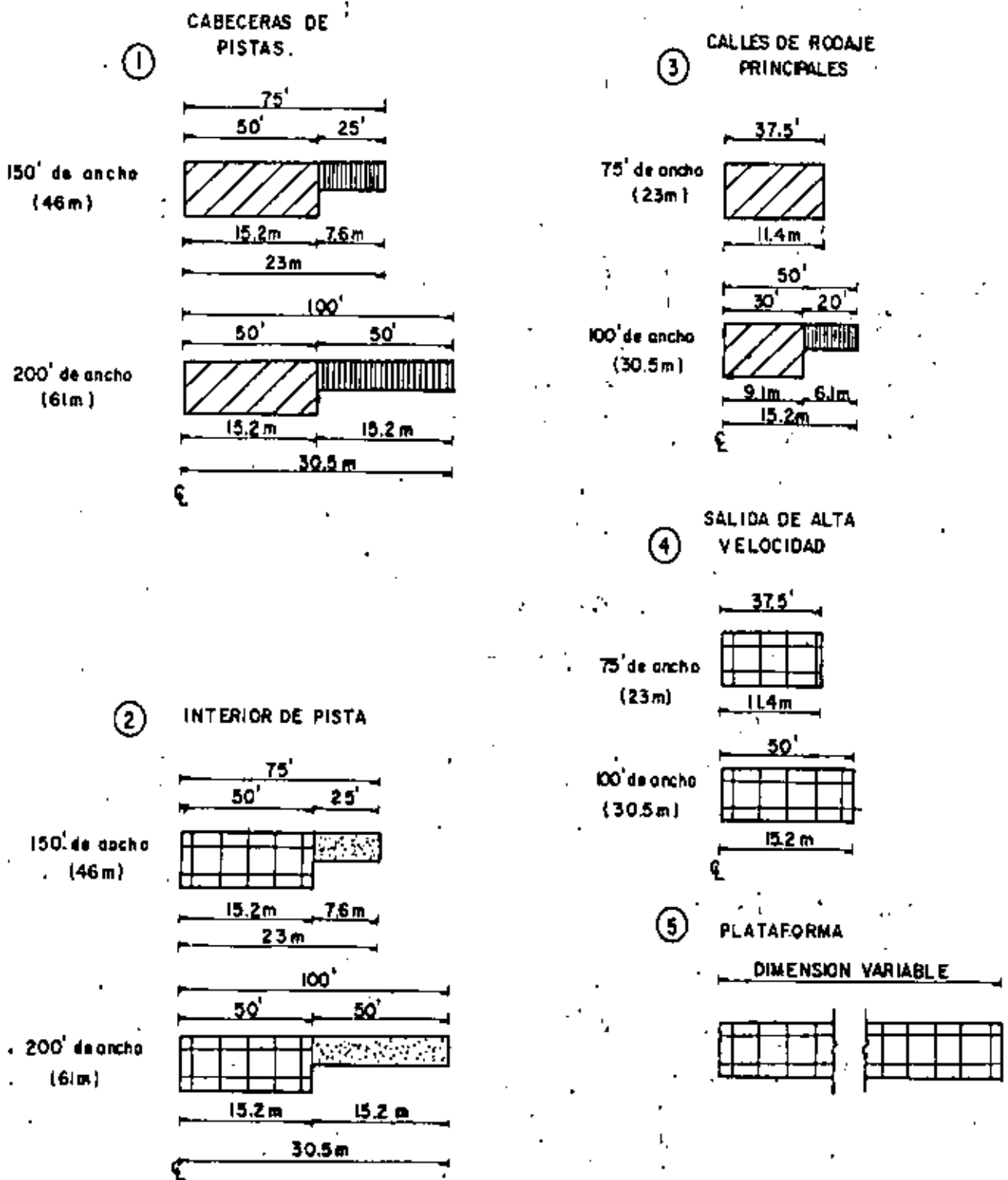


Fig. 70 SECCIONES TRANSVERSALES DE PAVIMENTO. Instituto de Asfalto 1973)

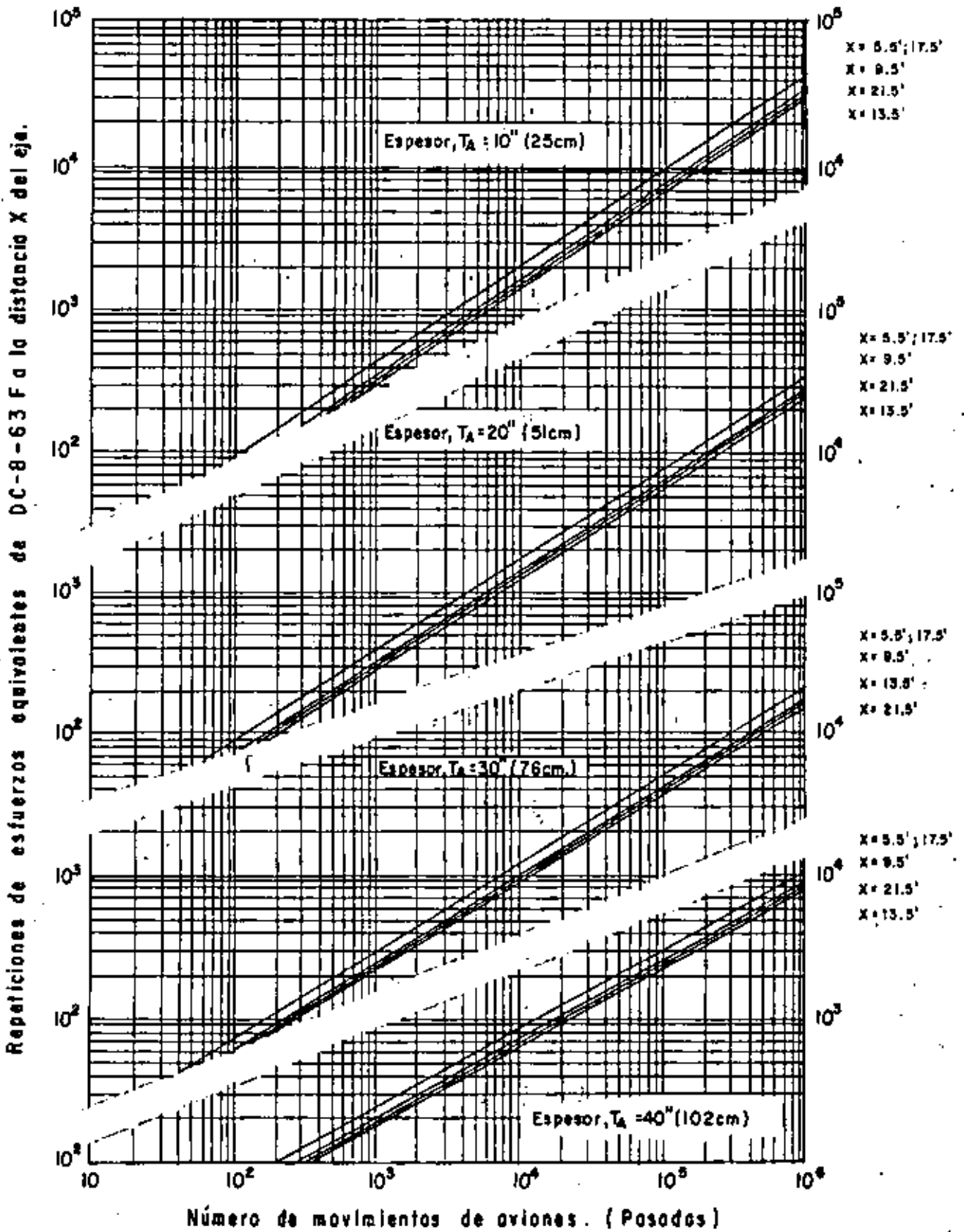


FIG. 71 GRAFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-747.
CRITERIO DE ESFUERZOS: ϵ_c (Instituto del Asfalto 1973)

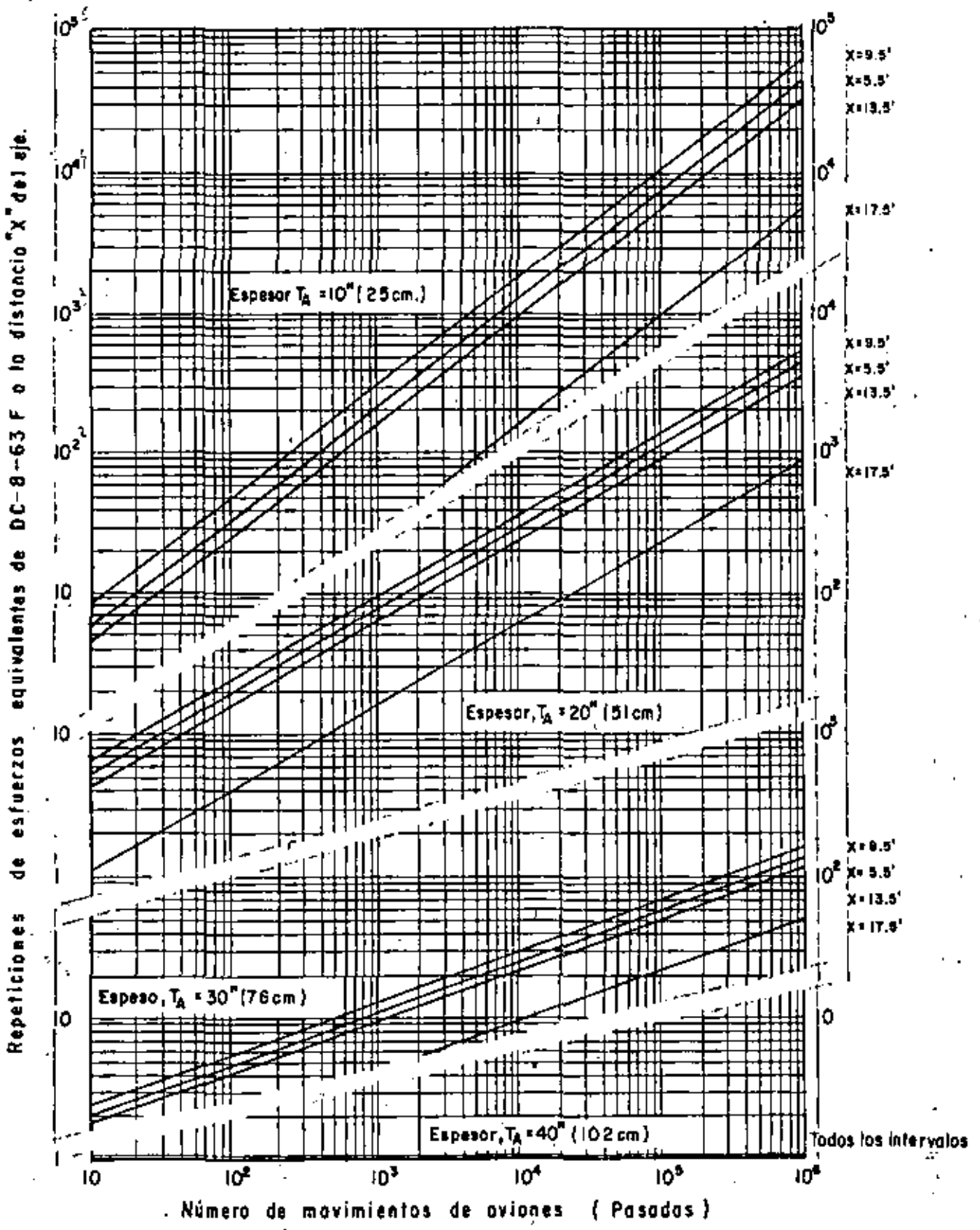


FIG. 72 GRAFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-727-200.
CRITERIO DE ESFUERZOS: ϵ_c (Instituto del Asfalto 1973)

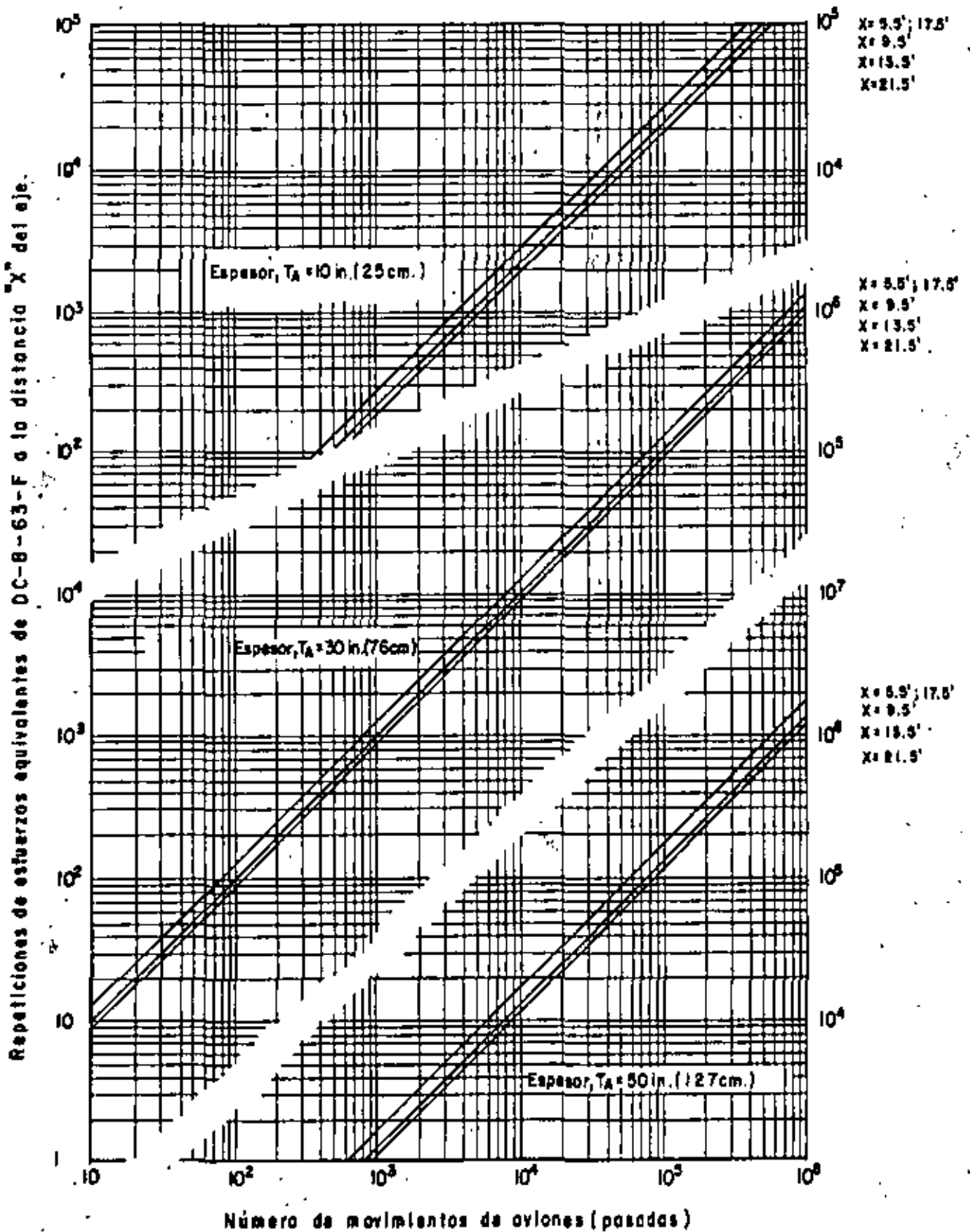


FIG. 73 GRAFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-747 CRITERIO DE ESFUERZOS ϵ_t (Instituto del Asfalto 1973)

Repeticiones de esfuerzos equivalentes de D C-B-63 F a la distancia "X" del eje.

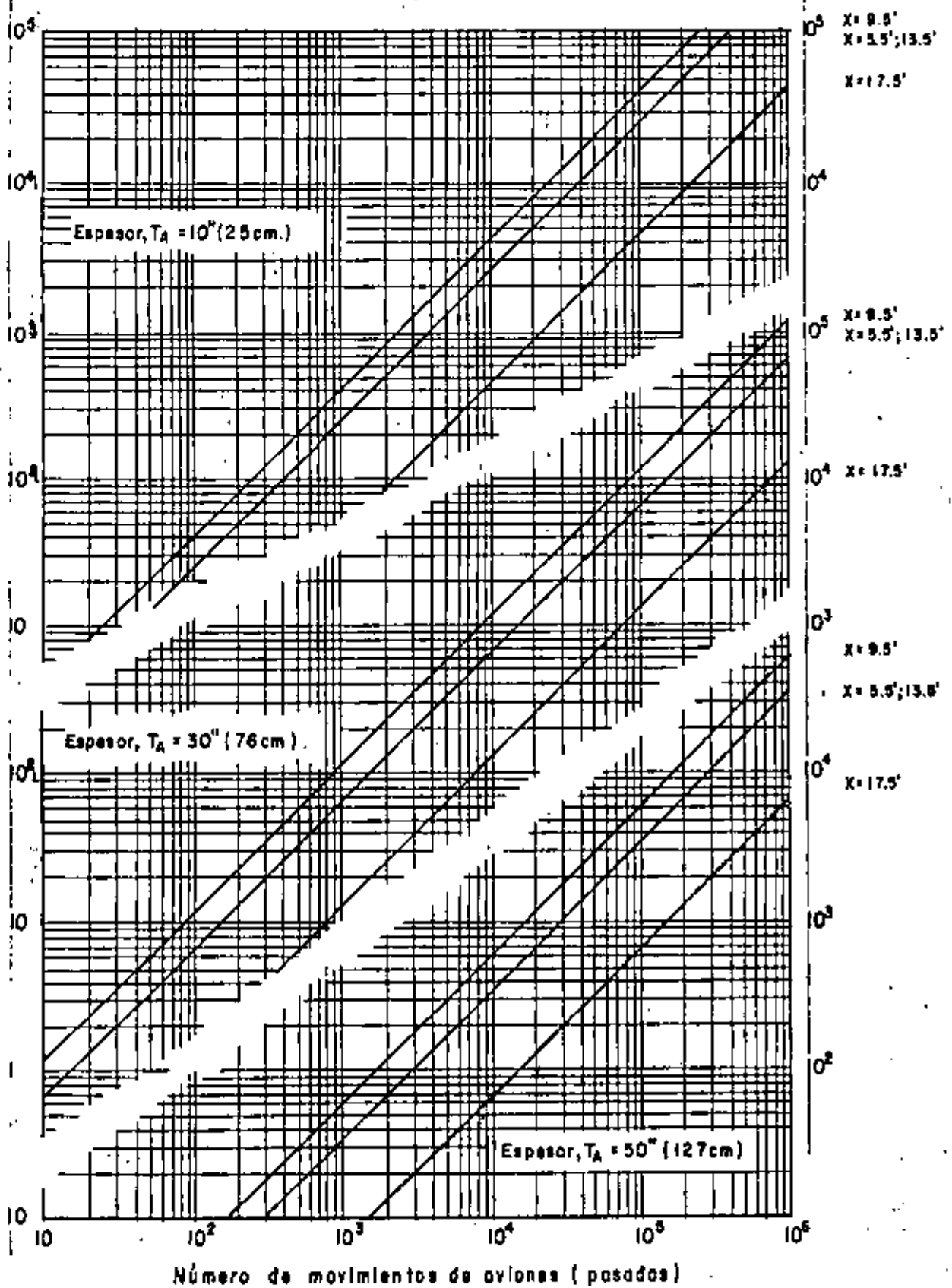


FIG. 74 GRAFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-727-200.
CRITERIO DE ESFUERZOS ϵ_t (Instituto del Asfalto 1973)

$$p = Kz$$

donde:

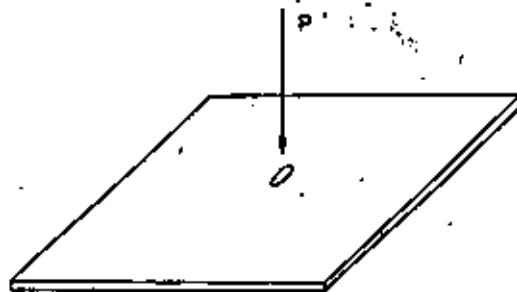
- p = reacción de la carga de apoyo
- z = deflexión
- k = constante del suelo conocida como "modulo de reacción"

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 Teller 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.



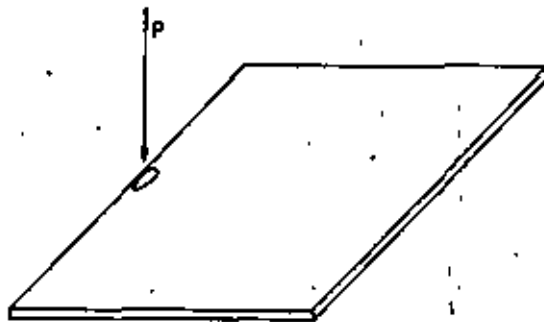
La carga total se distribuye uniformemente en un área elíptica definida por la ecuación:

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

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:

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

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:

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

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:

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

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 éste. 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.

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

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

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:

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

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:

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

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

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.

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.

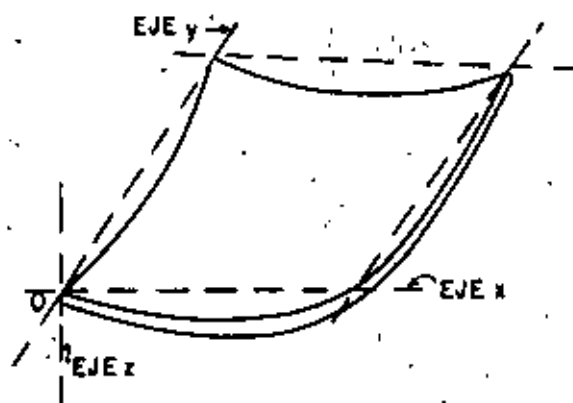


Fig. 76 Curvatura de una superficie elástica debida a alabeo por temperatura.

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 -

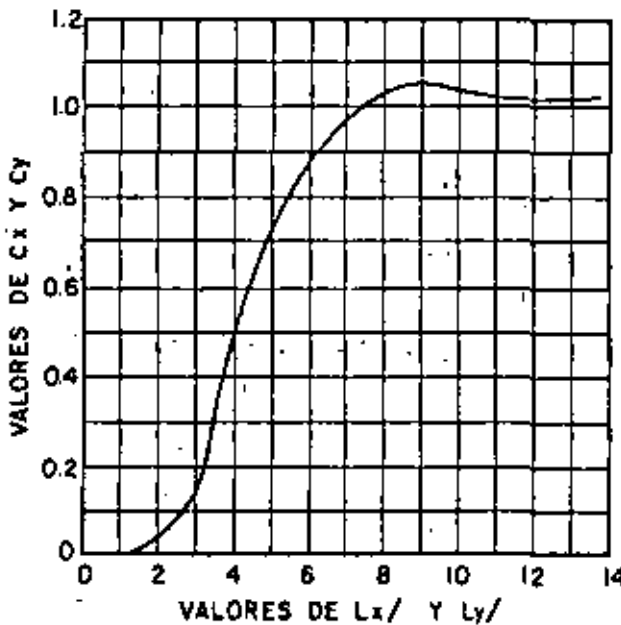
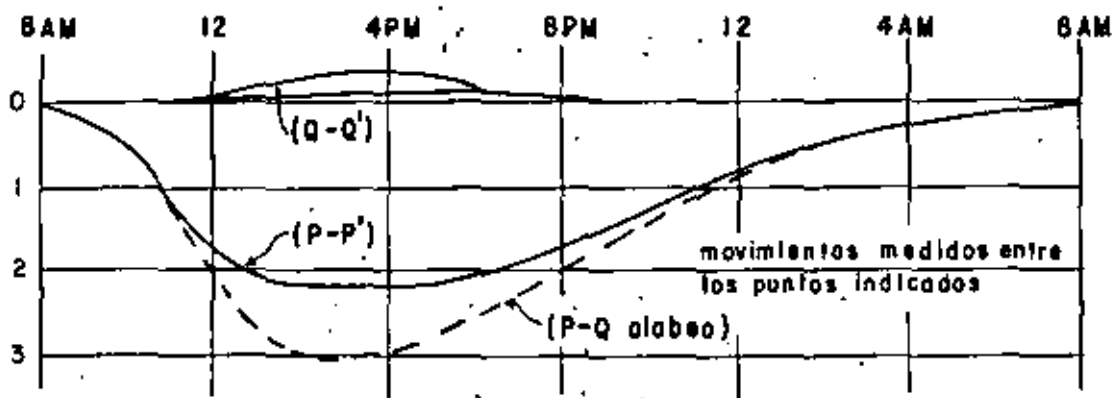
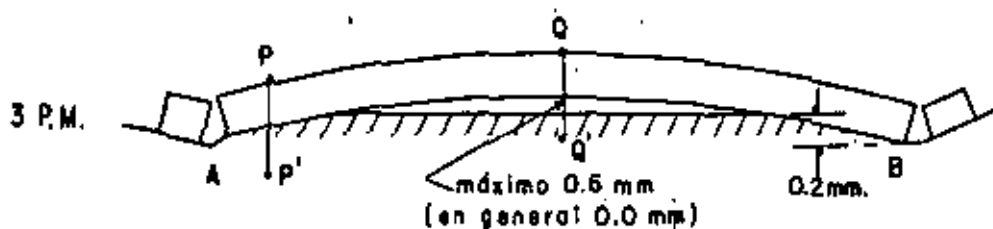
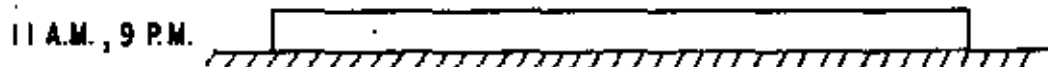
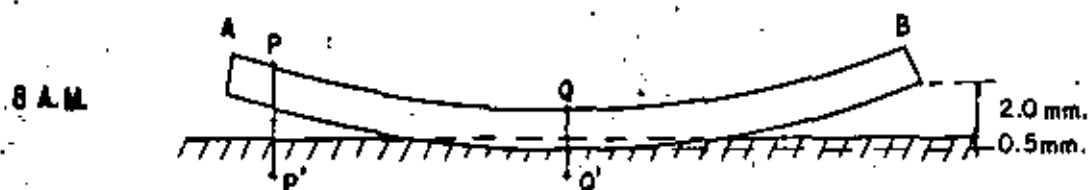
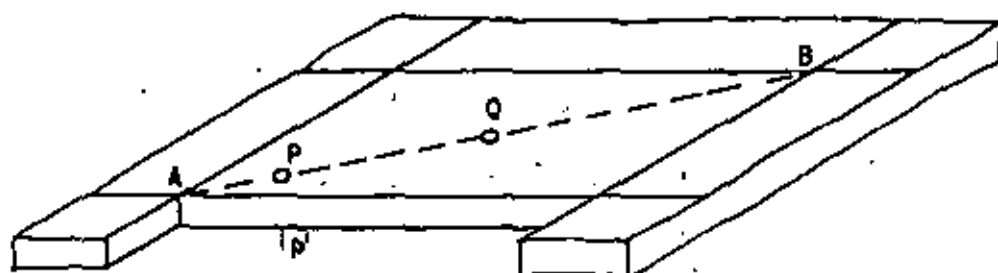


Fig. 77 - Coeficientes de esfuerzos por alabeo.

mente 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. - 80). 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 sobreposición 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



GUADALAJARA (Plataforma, $h = 28$ cm)

FIG. 78 ALABEO DE LAS LOSAS.

AEROPUERTO DE GUADALAJARA, JAL.

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. 81A y fig. 81B).

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).

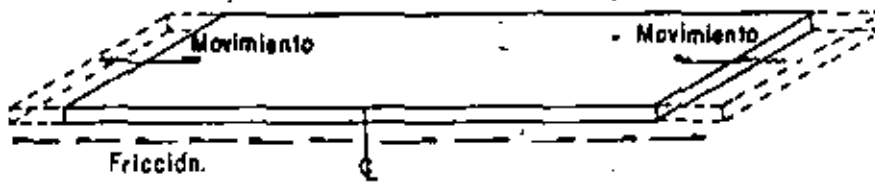
L = longitud de la losa (m).

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.

- 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:

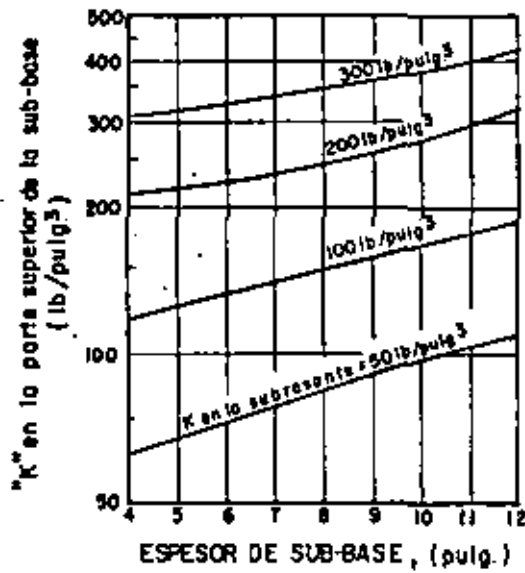


Fig. 82. Efecto del espesor de subbase granular en el valor de K. (PCA, 1973)

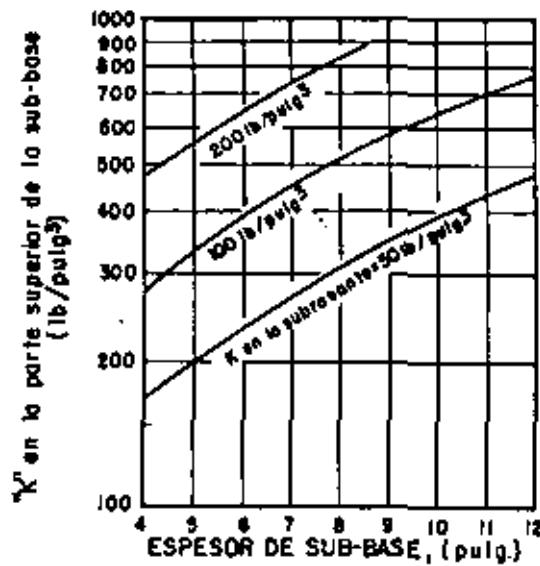


Fig. 83. Efecto del espesor de subbase, tratada con cemento en el valor de K. (PCA, 1973)

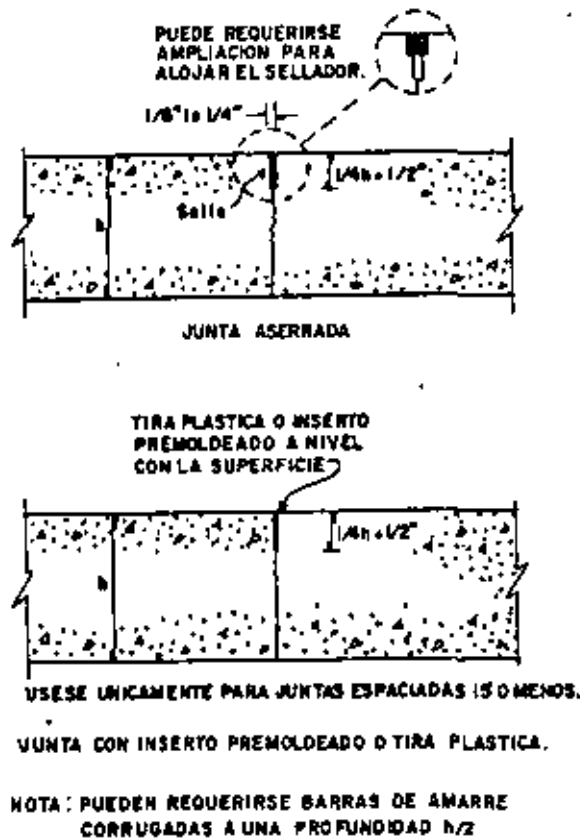
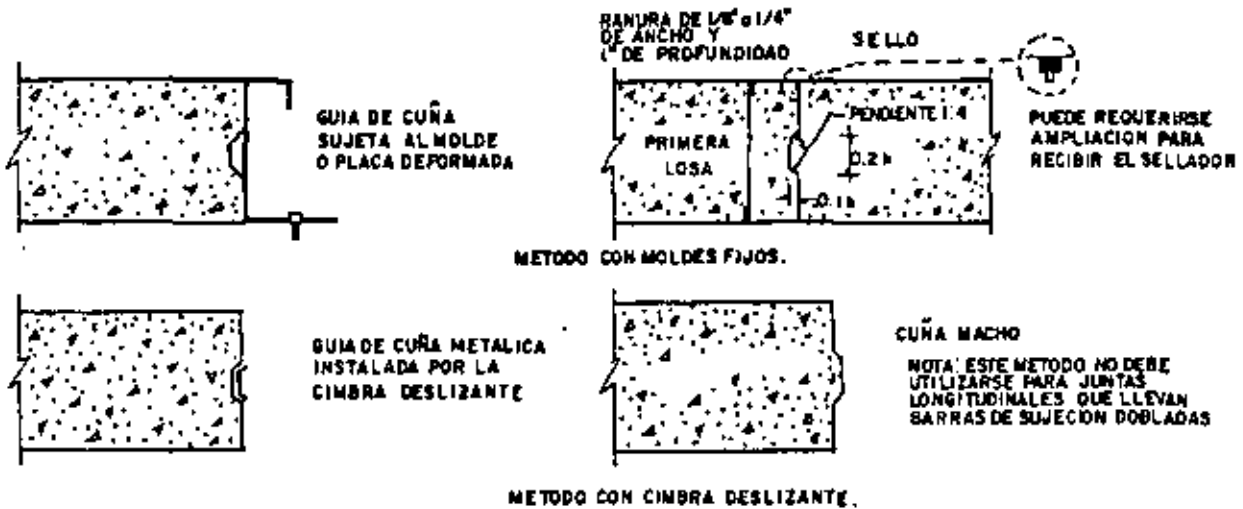


Fig. 84. Juntas longitudinales centrales.
(PCA. 1973)

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.

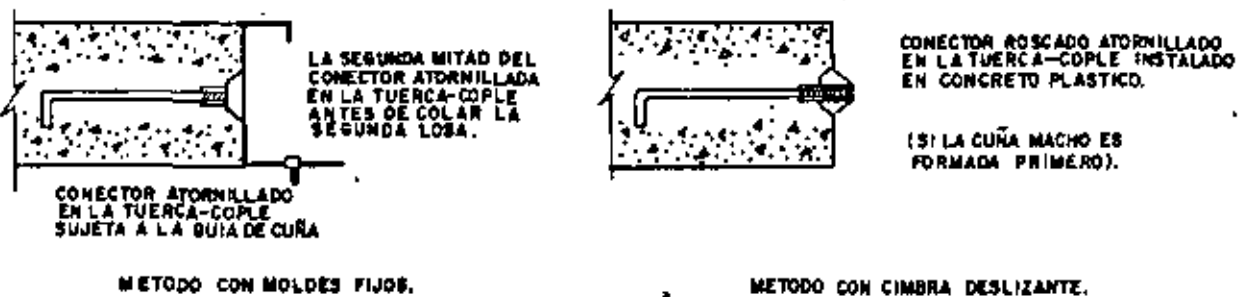
La utilización de las gráficas de diseño de espesores de losa (figs. 97 a 112) requiere el conocimiento de cuatro parámetros de diseño: Resistencia a la flexión del concreto, módulo de reacción de la subrasante, peso total del avión de diseño y número de salidas anuales equivalentes del avión de diseño.



JUNTAS MACHIHEMRADAS SIN BARRAS DE SUJECION.



JUNTAS MACHIHEMRADAS CON BARRAS DE SUJECION.

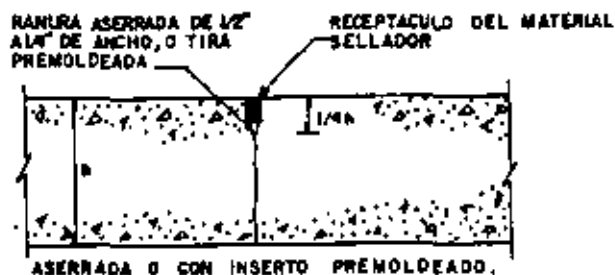


JUNTAS MACHIHEMRADAS CON CONECTORES DE SUJECION

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

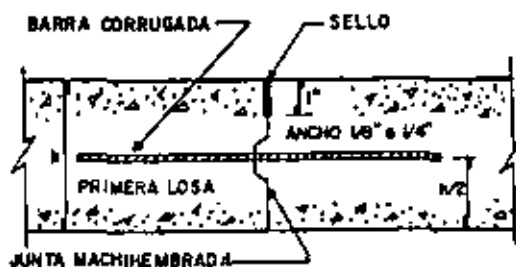
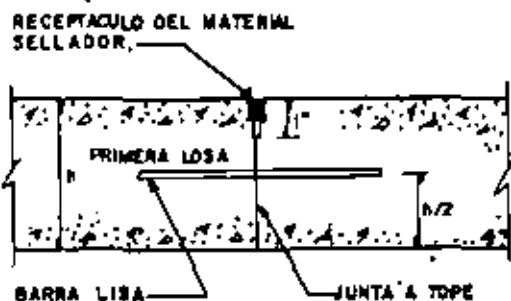
FIG. 85 JUNTAS LONGITUDINALES DE CONSTRUCCION. (PCA. 1973)

FIG. 86 JUNTAS TRANSVERSALES. (PCA. 1973)



PARA PAVIMENTOS REFORZADOS, SE INSTALAN VARILLAS LISAS A UNA PROFUNDIDAD DE 1/2".

JUNTA DE CONTRACCION



(ESTA JUNTA SOLO SE EMPLEA EN EL TERCIO MEDIO DEL INTERVALO NORMAL DE JUNTAS)

JUNTAS DE CONSTRUCCION

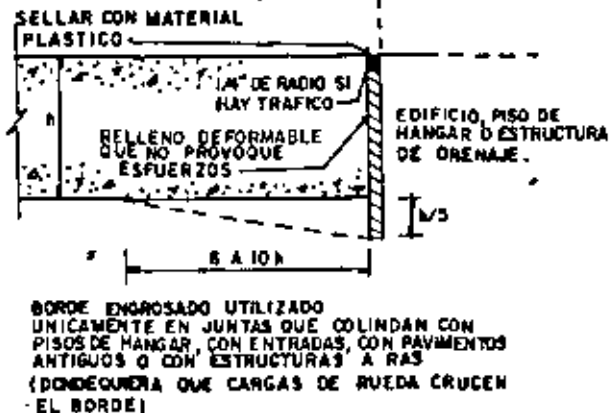
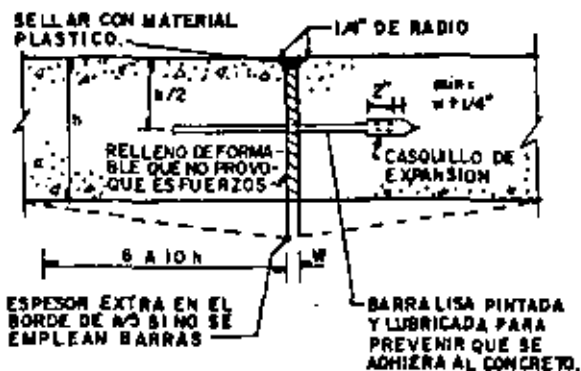
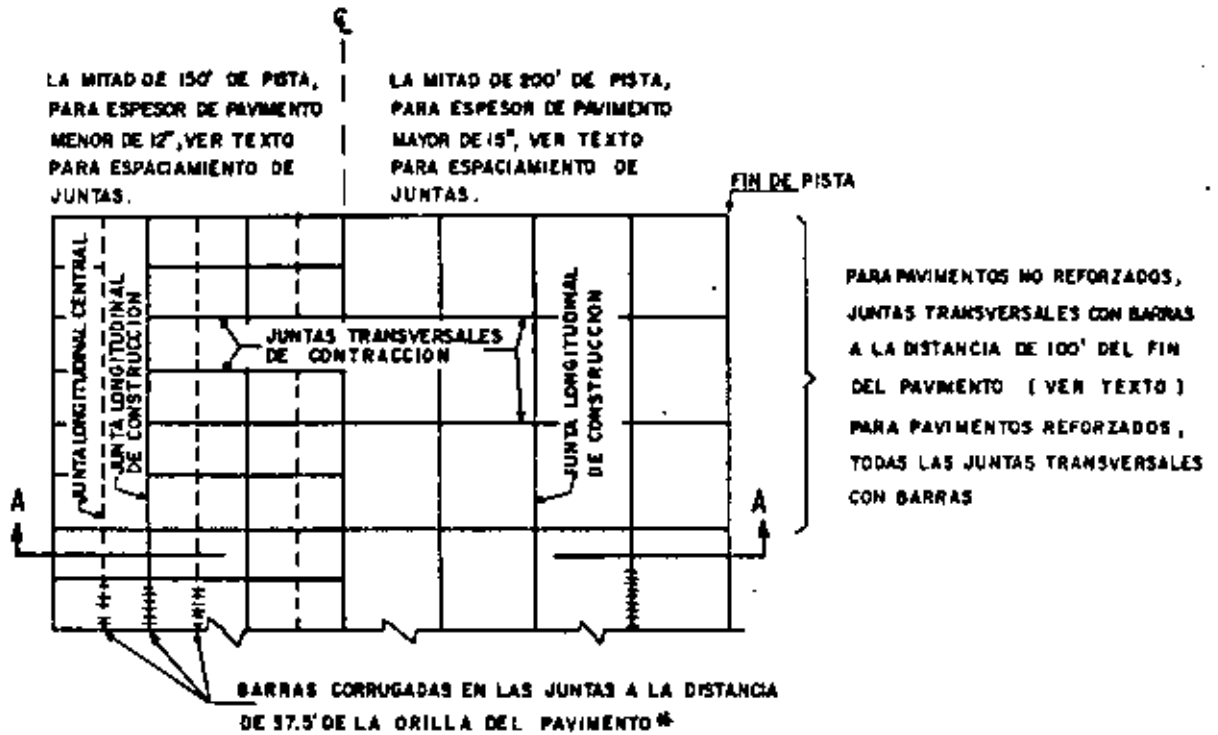


FIG. 87 JUNTAS DE EXPANSION

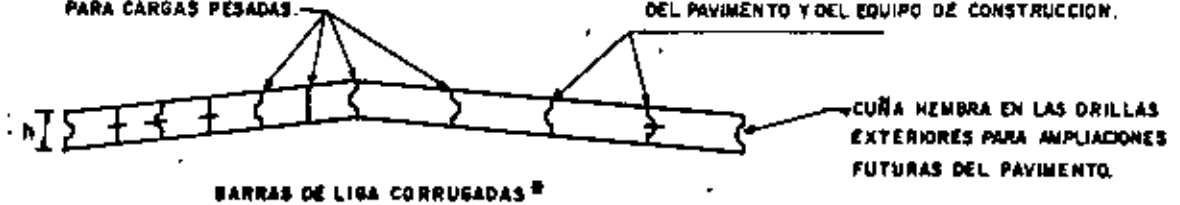
(PCA. 1973)



Planta

VER TEXTO PARA LAS JUNTAS LONGITUDINALES EN PAVIMENTOS PARA CARGAS PESADAS.

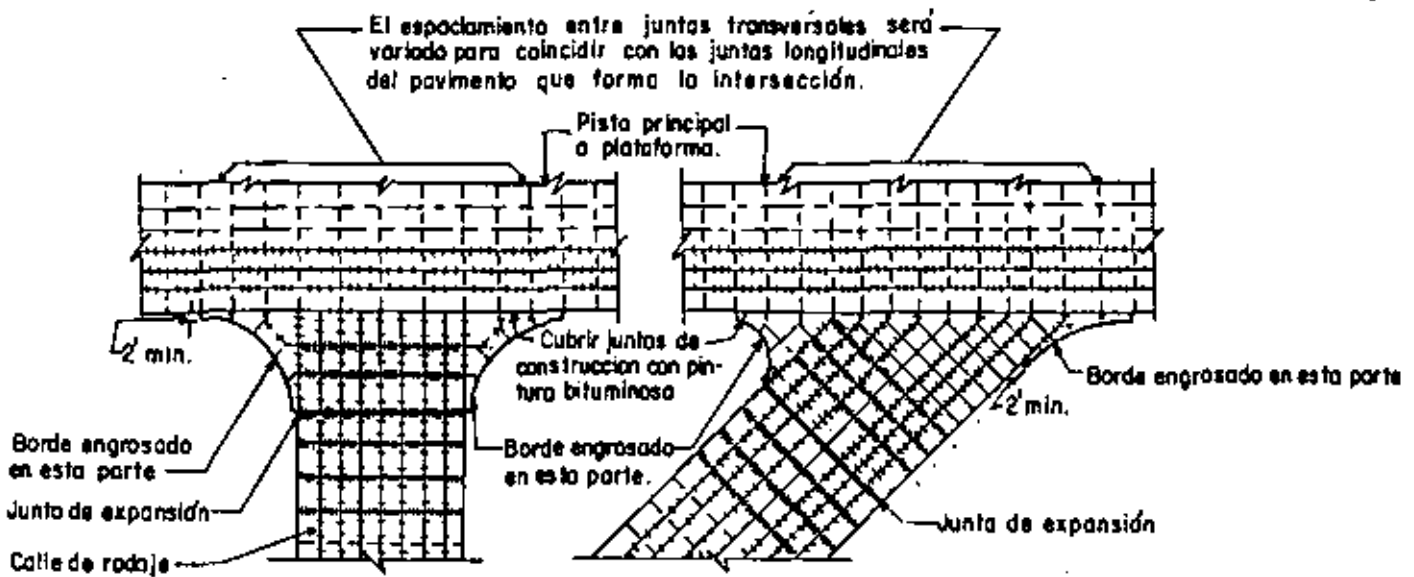
LA DISTANCIA ENTRE LAS JUNTAS LONGITUDINALES DEPENDE DEL ESPESOR DEL PAVIMENTO DEL ANCHO DEL PAVIMENTO Y DEL EQUIPO DE CONSTRUCCION.



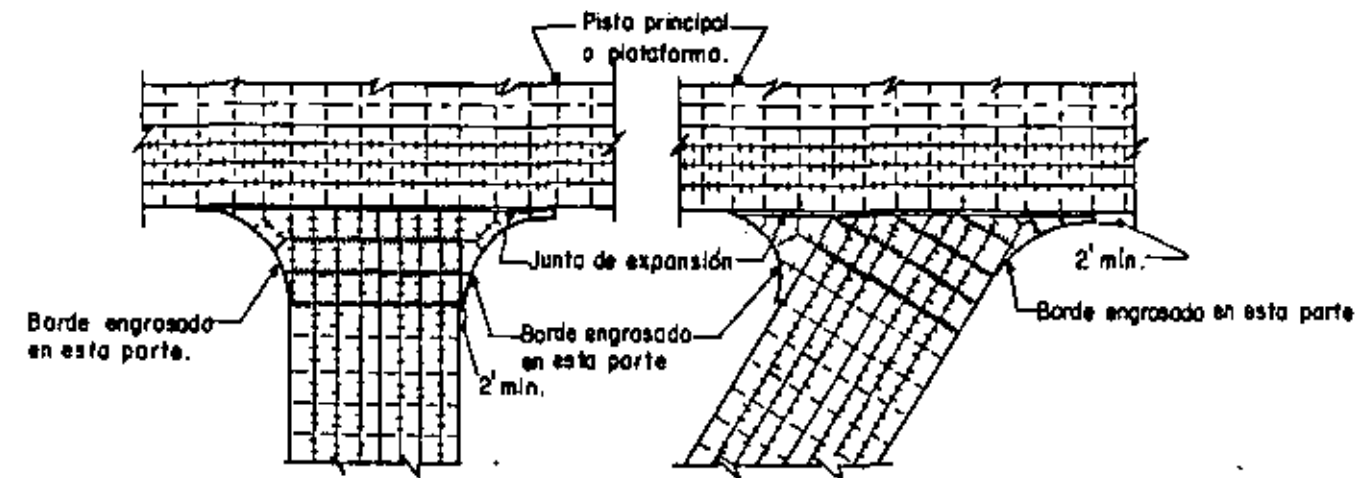
Sección A-A

* En calles de rodaje con 75' d menos de ancho, todas las juntas longitudinales llevan barras de liga corrugadas.

FIG. 88 DISPOSICION DE JUNTAS PARA PAVIMENTOS DE AEROPUERTOS.
(P C A 1973)



Disposición empleando juntas de construcción machihembradas sin barras, en la intersección.



Disposición empleando juntas de expansión con borde engrosado sin barras, en la intersección.

Junta longitudinal con barras a la distancia de 37.5' de la orilla libre del pavimento. Pavimentos no reforzados- Junta transversales con barras a cada lado de la junta de expansión (Pavimentos reforzados- Todas las juntas transversales con barras).

SIMBOLOGIA.

- | | |
|--|--|
| ————— JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHEMBRADA | - - - - - JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION. |
| +++++ JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHEMBRADA CON BARRAS DE SUJECION. | ++ ++ ++ JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION CON BARRAS. |
| - - - JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL. | ##### JUNTA TRANSVERSAL DE EXPANSION CON BARRAS. |
| +++ ++ +++ JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL CON BARRAS DE SUJECION. | ===== JUNTA DE EXPANSION CON BORDE ENGROSADO EN LA INTERSECCION. |

NOTA: Para condiciones que requieren barras, juntas de expansión y bordes engrosados, ver texto.

FIG. 89 PLANTAS TÍPICAS PARA JUNTAS EN INTERSECCIONES DE FISTAS, RODAJES Y PLATAFORMAS. (PCA. 1973)

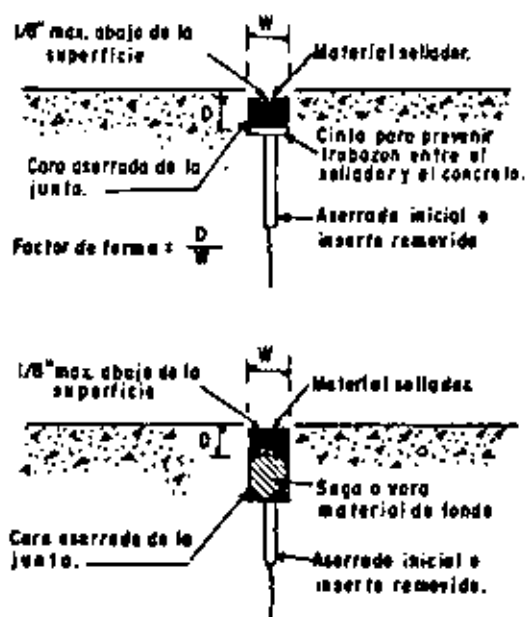


Fig. 90. Receptáculo del material sellador y factor de forma. (PCA. 1973)

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (pulg.)	FORMA DEL RECEPTACULO	
	(pulg.)	PROFUNDIDAD (pulg.)
20	1/4	1/2 mínimo
25	3/8	1/2 mínimo
30	3/8	1/2 mínimo
40	1/2	1/2 mínimo
50	5/8	5/8
60	3/4	3/4

Tabla 14. Ancho de junta y profundidad para sellador líquido. (PCA. 1973)

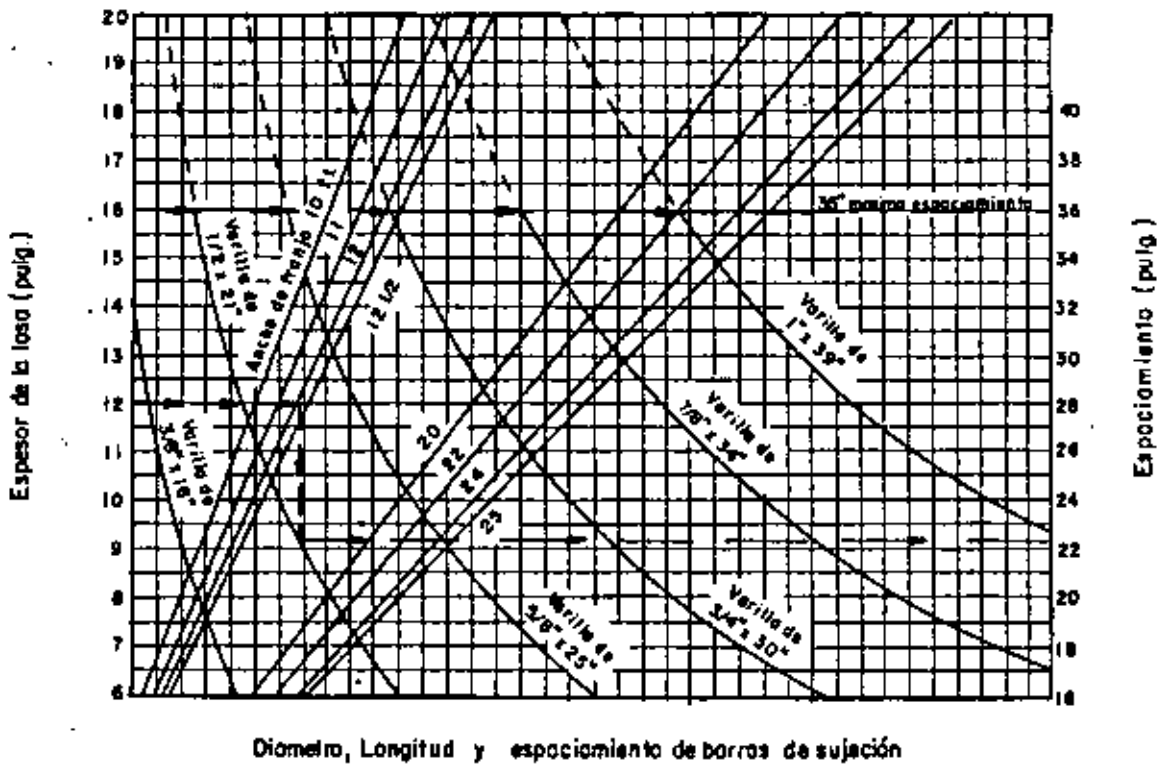
ESPACIAMIENTO DE JUNTAS (Pies)	ANCHO DE JUNTA (Pulg.)	ANCHO DE SELLADOR (Pulg.)
25 o menos	1/4	9/16
30	3/8	13/16
50	1/2	1
70	3/4	1-1/2

Tabla 15 Ancho de Junta y ancho de Sello para sellador premoldeado. (PCA. 1973)

TAMAÑO	PESO lb/pte	DIMENSIONES NOMINALES-SECCION CIRCULAR		
		DIAMETRO (Pulg)	AREA (Pulg)	PERIMETRO (Pulg)
# 3	.376	.375	.11	1.178
4	.668	.500	.20	1.571
5	1.043	.625	.31	1.963
6	1.502	.750	.44	2.356
7	2.044	.875	.60	2.749
8	2.670	1.000	.79	3.142
9	3.400	1.128	1.00	3.544
10	4.303	1.270	1.27	3.990
11	5.313	1.410	1.56	4.430

Tabla 16. Especificaciones de varillas de Refuerzo (ASTM)* (PCA. 1973)

* Cortesía del Concreto Reinforcing Steel Institute..



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

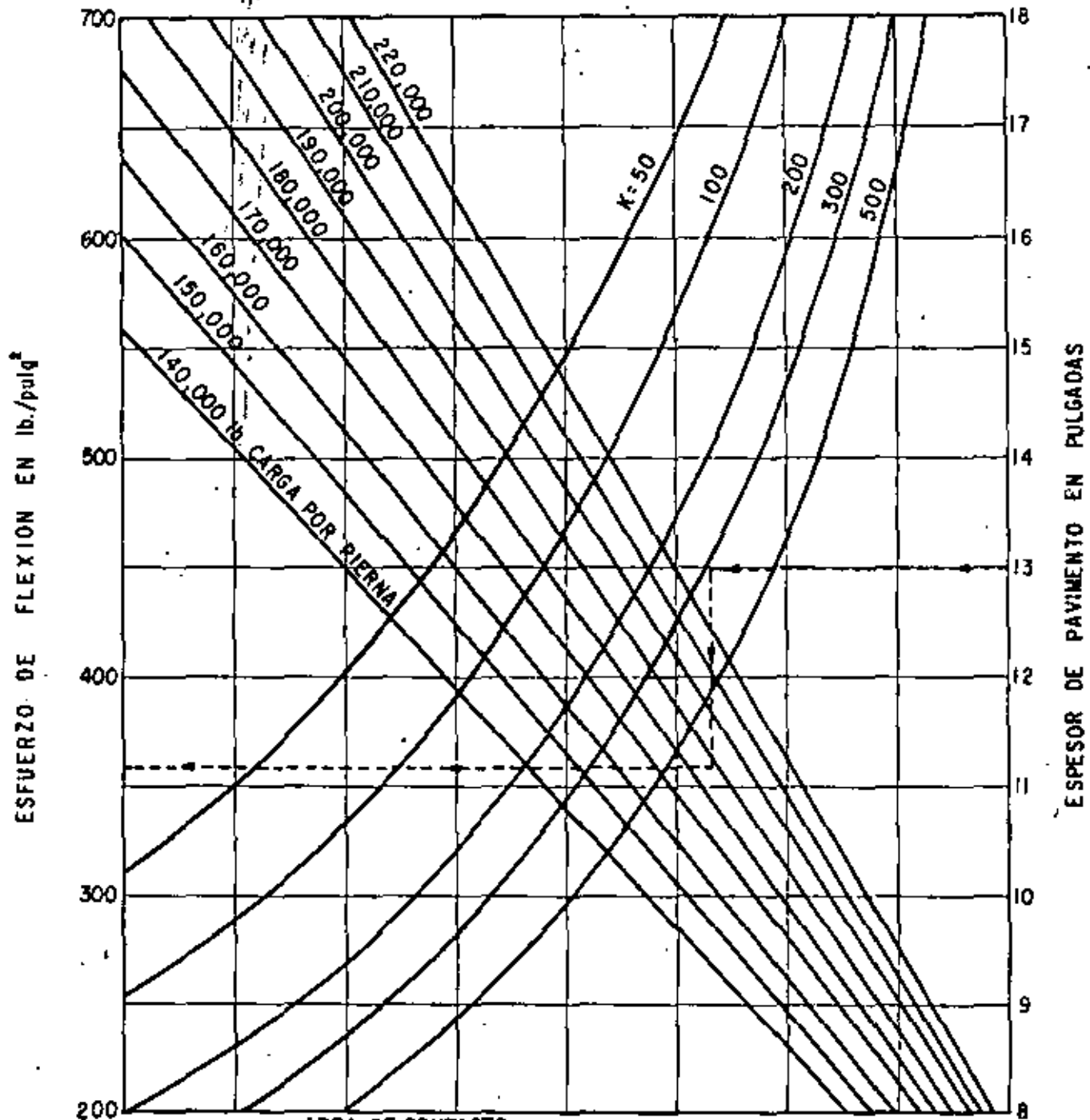
Las gráficas de las figs. 97 a 112 se utilizan para determinar el espesor de losa en áreas críticas. Los espesores en áreas no críticas y en orillas se determinan de acuerdo a lo indicado en la fig. 112.

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

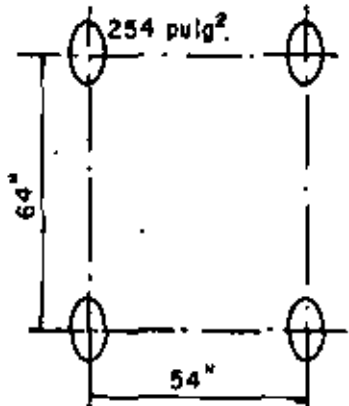
Juntas	Espesor de losa pulg (cm)	Tráfico	Espaciamiento de juntas
Longitudinales	< 12 pulg (30 cm)	————	< 12.5 pies (3.80 m)
	12 a 15 pulg (30 a 38 cm)	canalizado	
	12 a 15 pulg (30 a 38 cm)	no canalizado	Puede ser mayor de 12.5 pies (3.80 m) pero no debe exceder la dada para juntas de contracción
	> 15 pulg (38 cm)	————	
de contracción	————	————	$\left(\begin{array}{l} \text{separación de} \\ \text{juntas, en pies} \end{array} \right) \leq 2 \left(\begin{array}{l} \text{espesor de} \\ \text{losa, en pulg} \end{array} \right)$
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

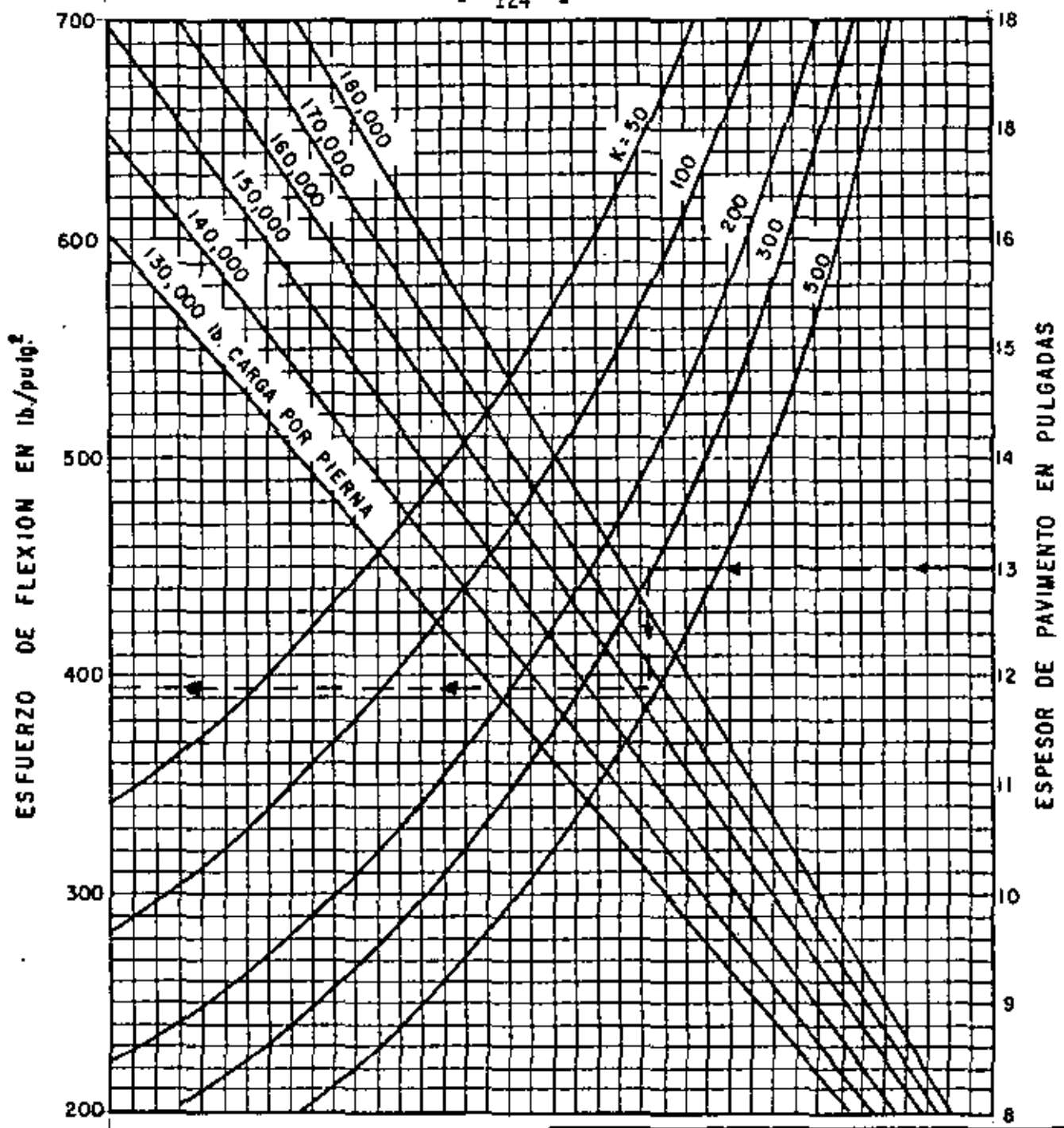
(Basado en el Programa de Computadora
PD1LB)

Tren de aterrizaje principal en doble
tandem.

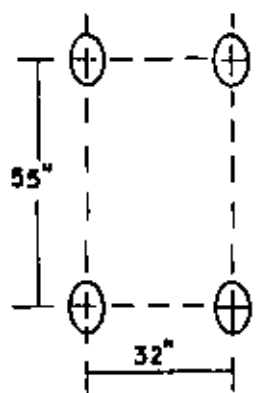
ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

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.

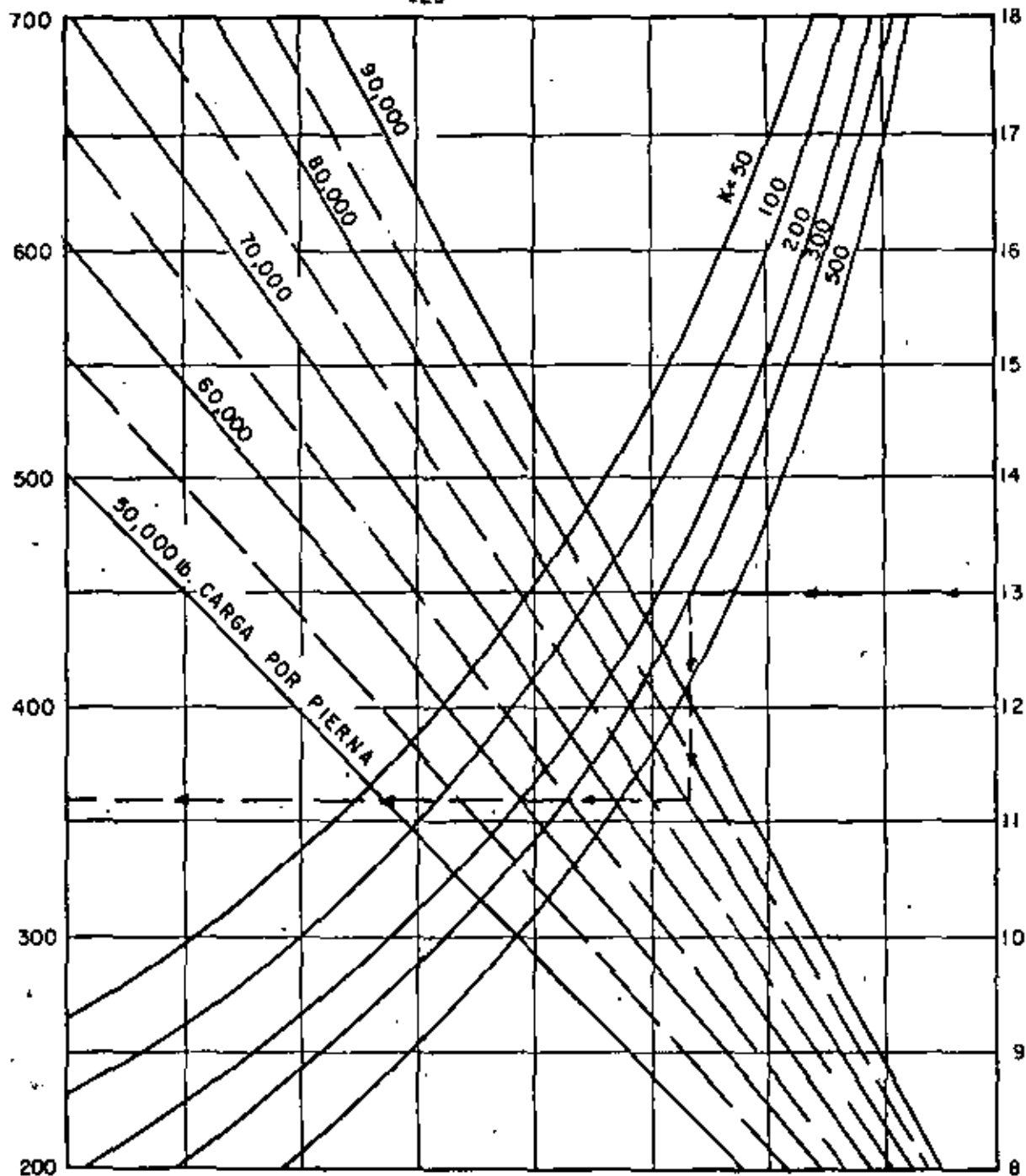


AREA DE CONTACTO
POR LLANTA=220pulg.²

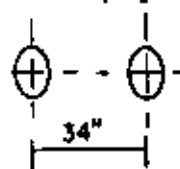


Mc.DONNELL - DOUGLAS DC-8
(MODELOS 62, 63)
CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA
PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS
(BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA POILB)
TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM
FIG. 93
ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

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 establecidos.



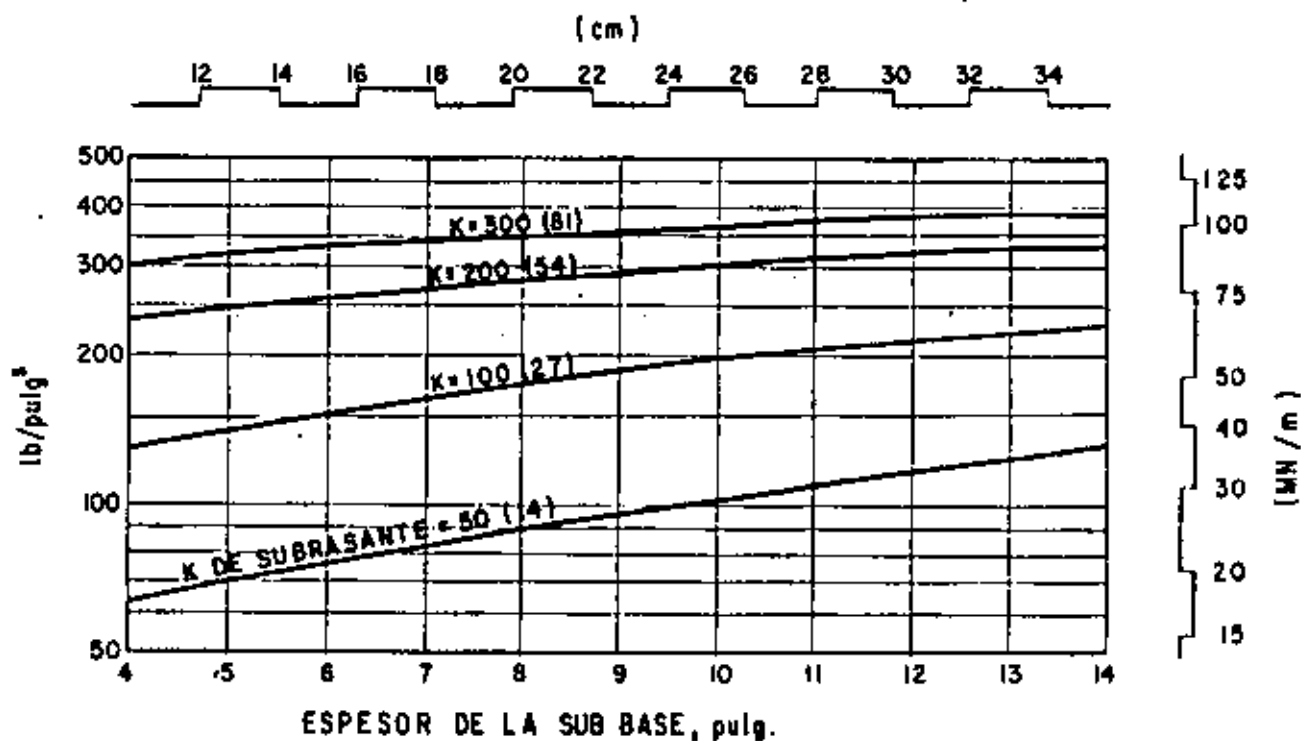
AREA DE CONTACTO
POR LLANTA=237 pulg.²



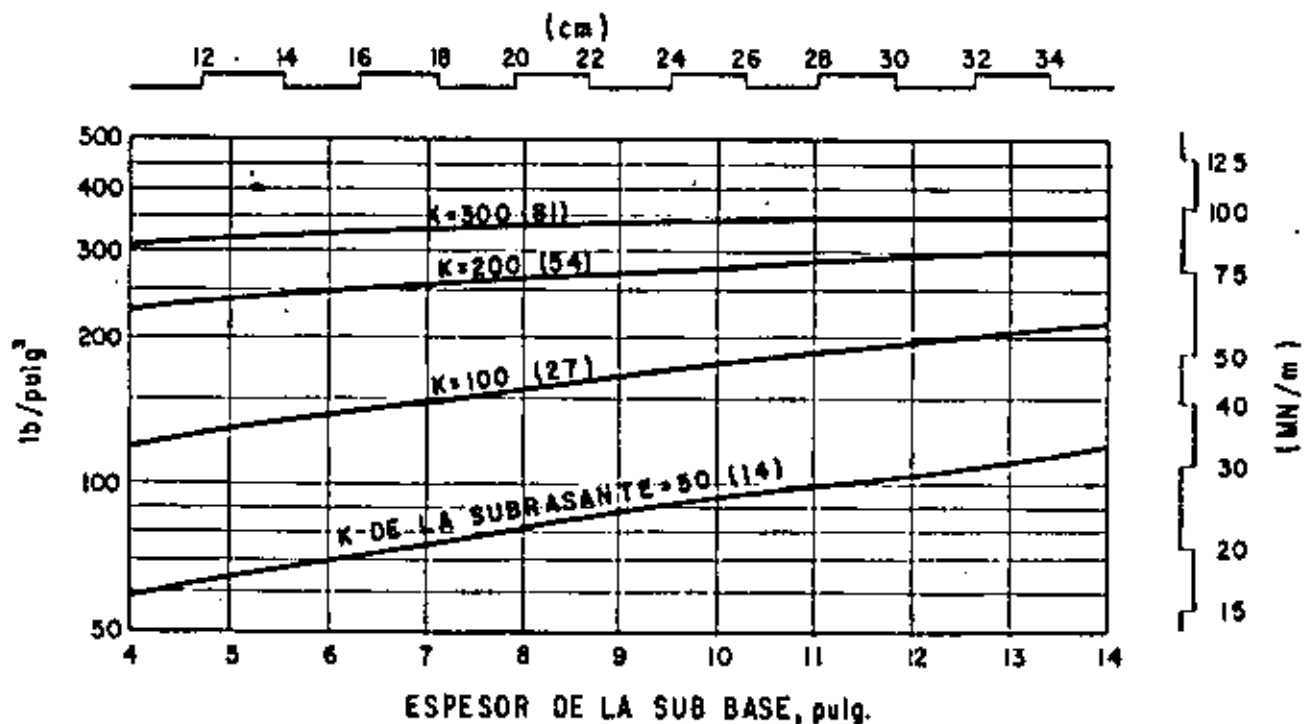
BOEING 727
CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA
PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS
(BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA
FDILB)
TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL RUEDAS DOBLES
FIG. 94
ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

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 establecidos.

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



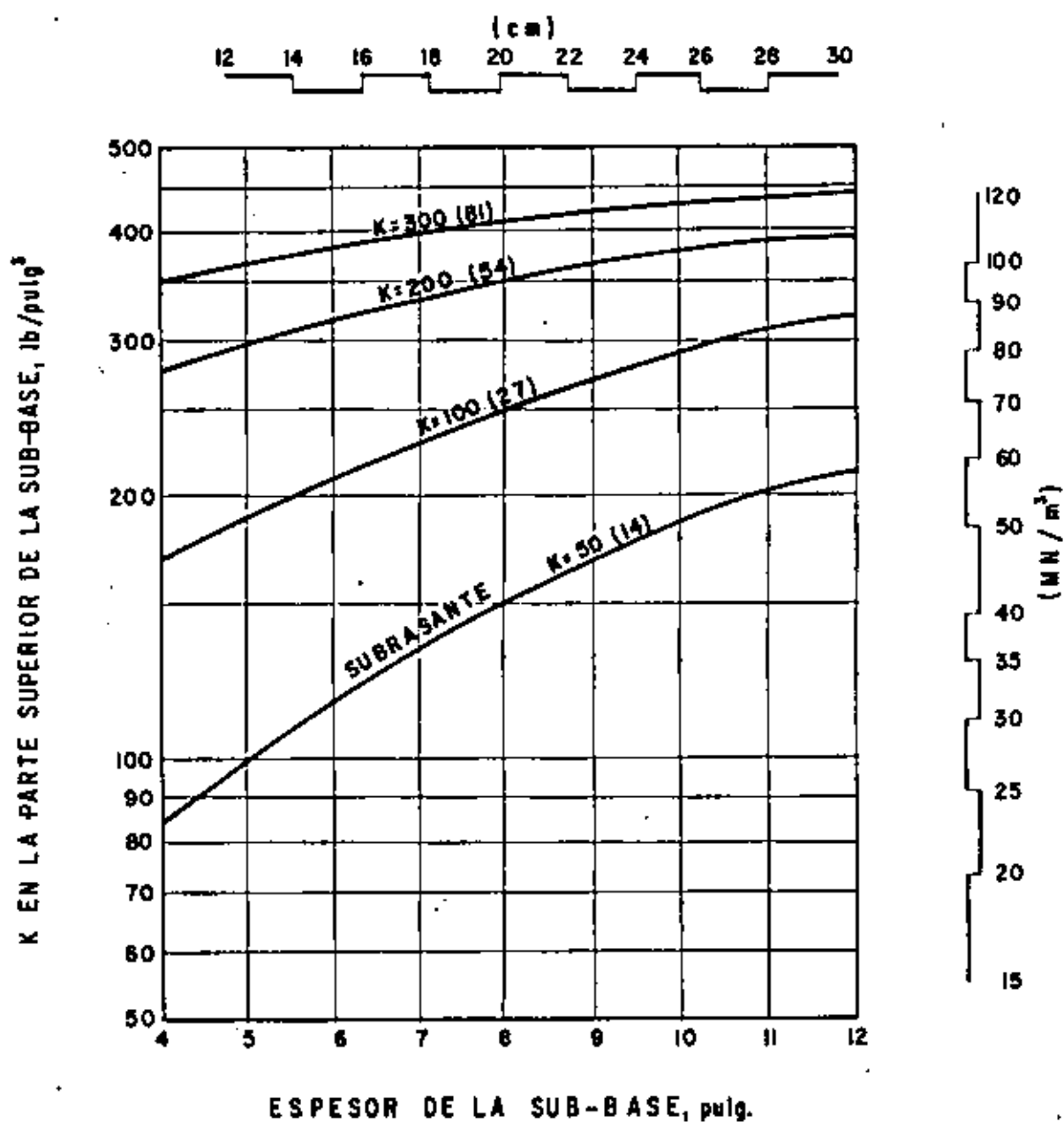
AGREGADO TRITURADO BIEN GRADUADO.



GRAVA Y ARENA DE BANCO SIN CRIBAR

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

FIG. 95

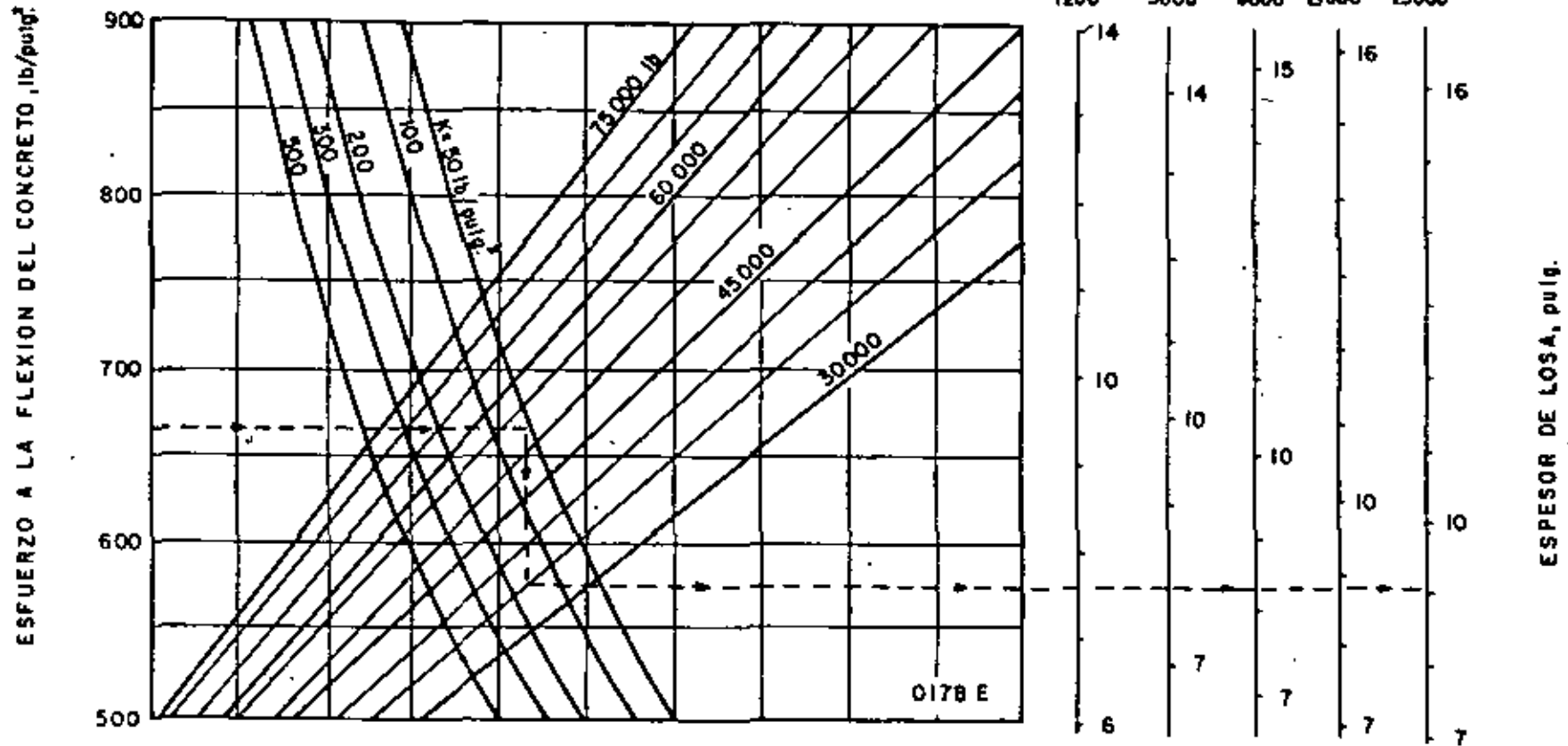


EFFECTO DE LA SUB BASE ESTABILIZADA EN EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE

FIG. 96

(FAA-1978)

SALIDAS/AÑO



NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm

1 lb/pulg² = 0.0689 MN/m²

1 lb = 0.454 kg.

1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

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

(FAA-1978)

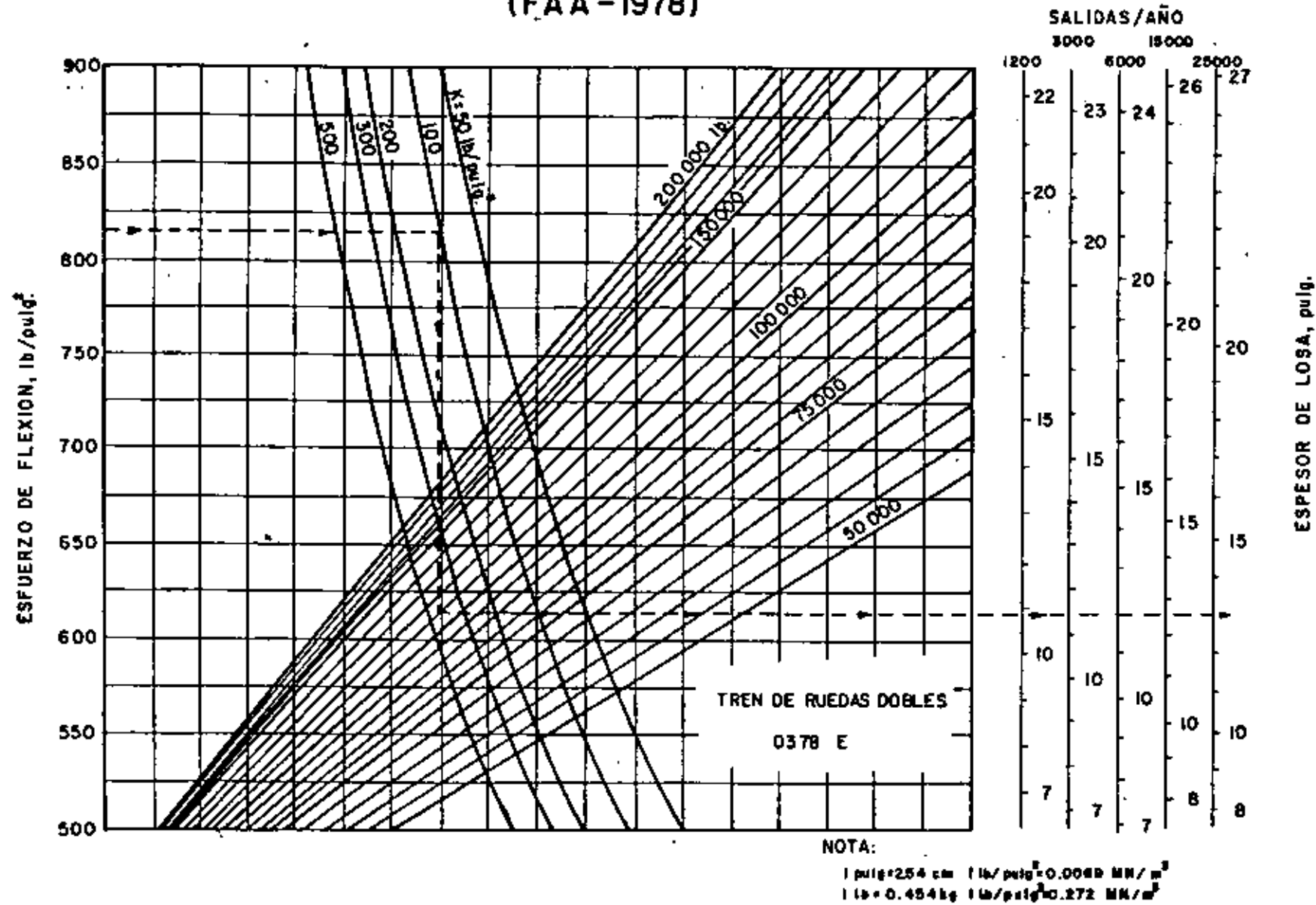


FIG. 98 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN RUEDAS DOBLES.

(FAA-1978)

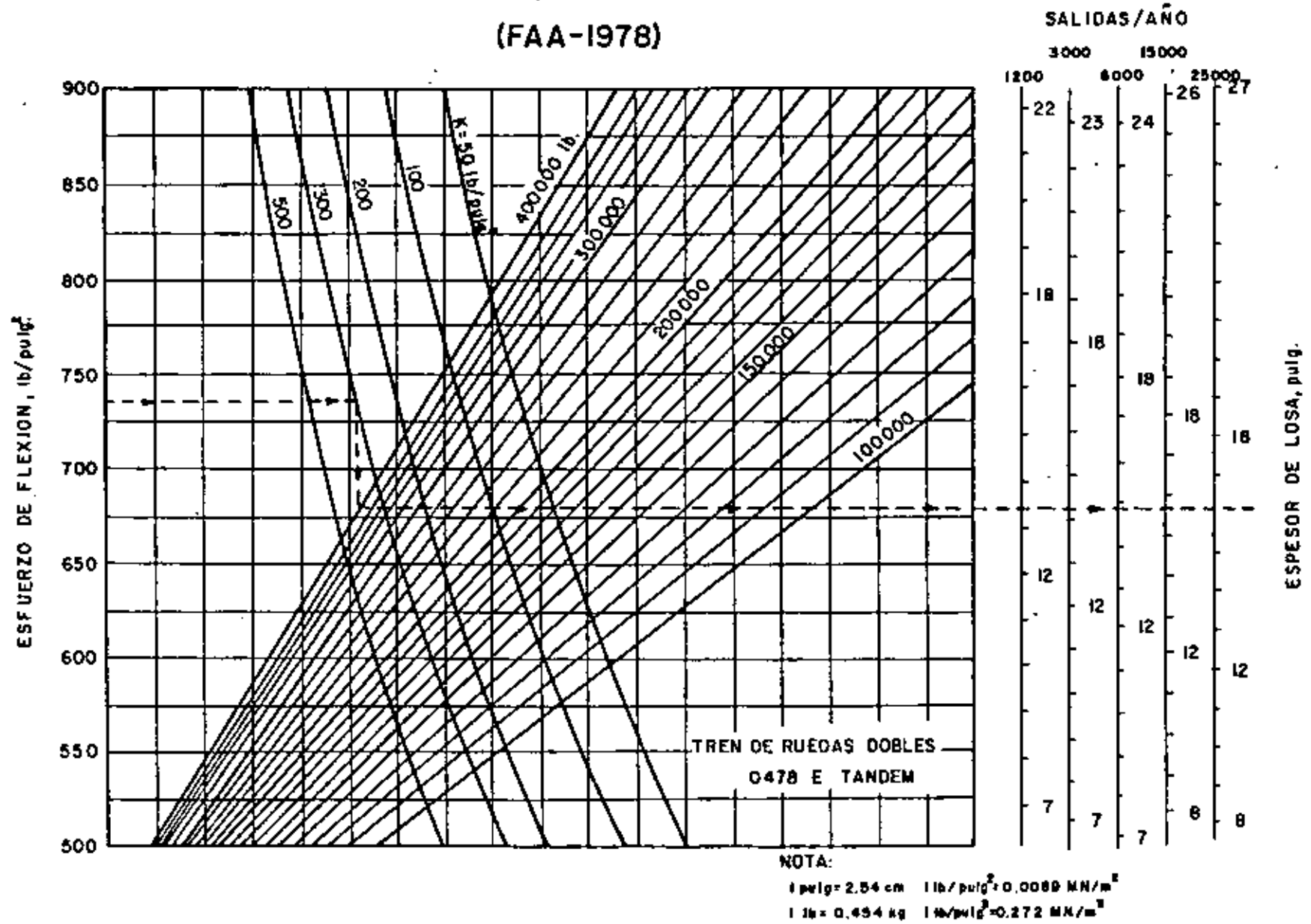


FIG. 99 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - TREN DE RUEDAS DOBLE TANDEM.

(FAA - 1978)

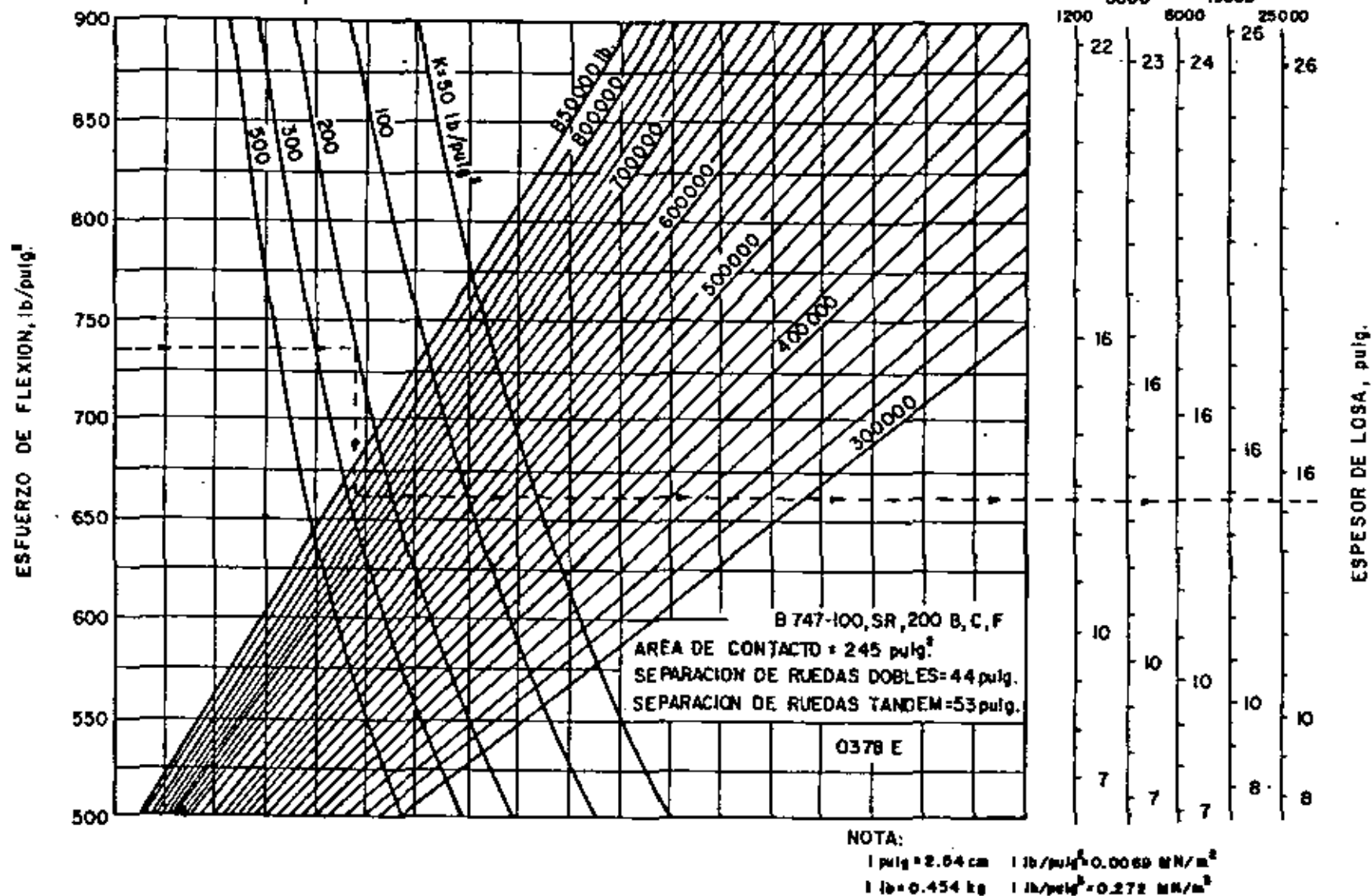


FIG. 100 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO, B-747-100, SR, 200 B, C, F

(FAA-1978)

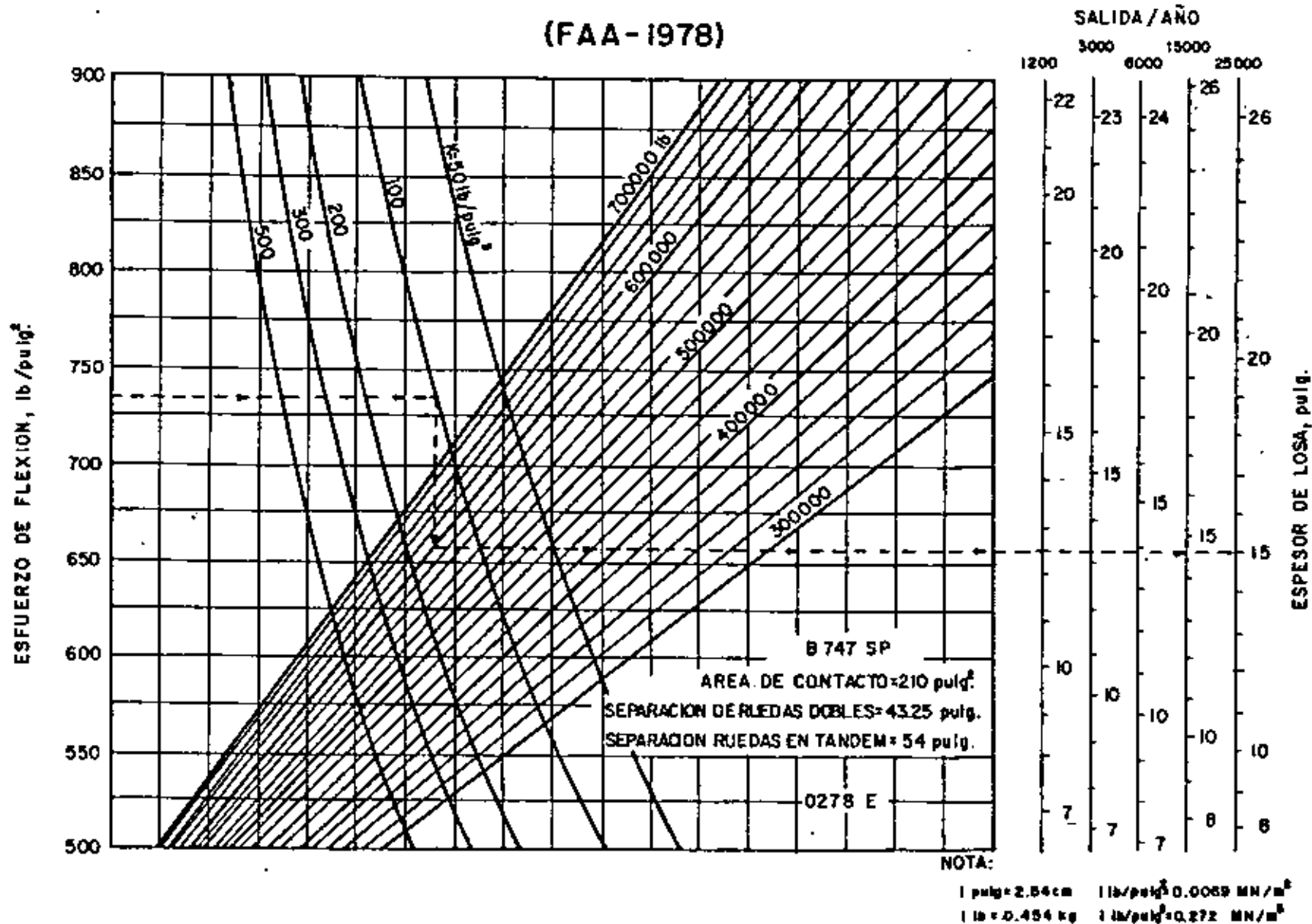


FIG. 101 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - AVION B-747 - SP

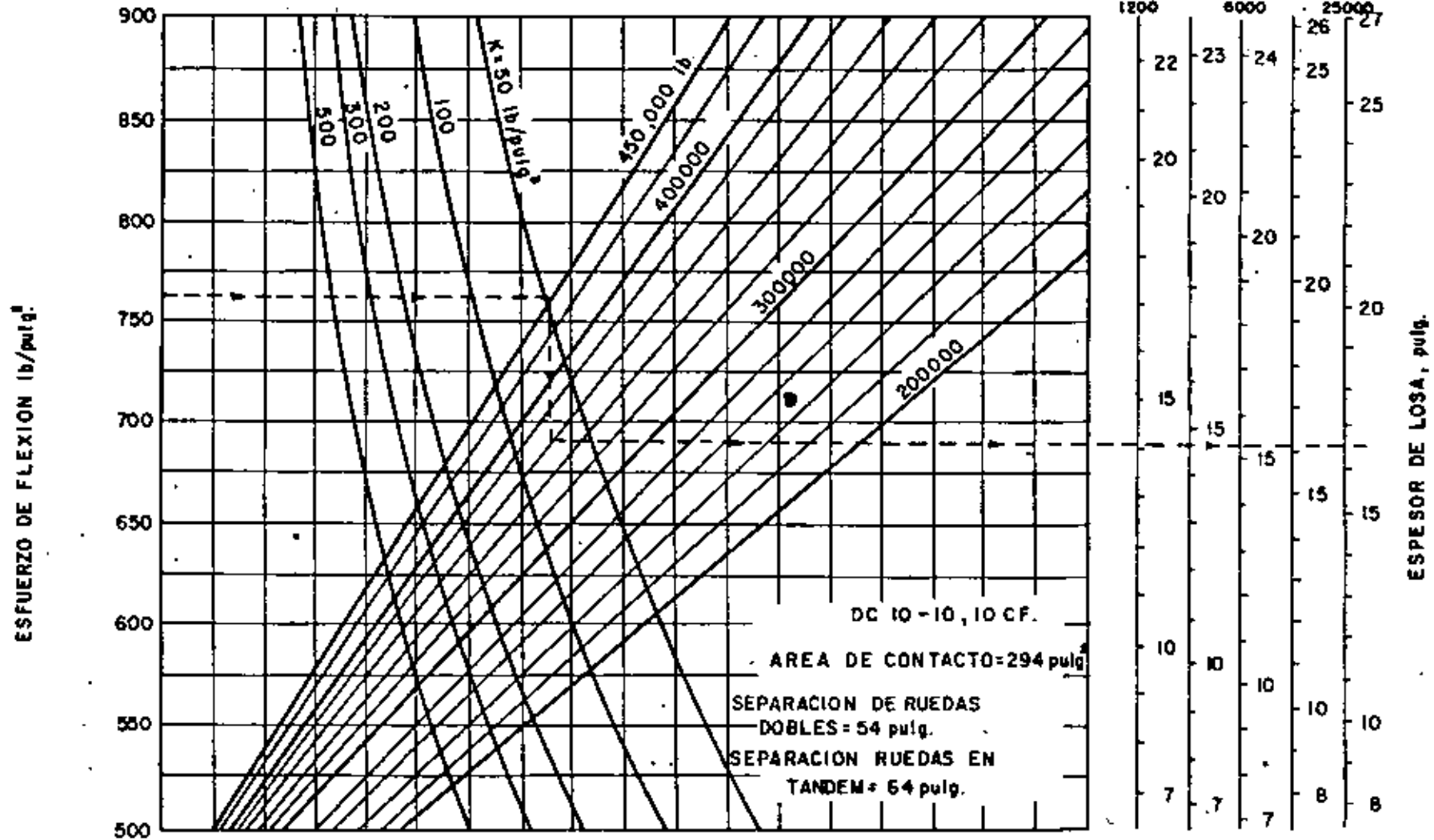


FIG. 102 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO. AVIONES DC 10-10, 10CF.

(FAA-1978)

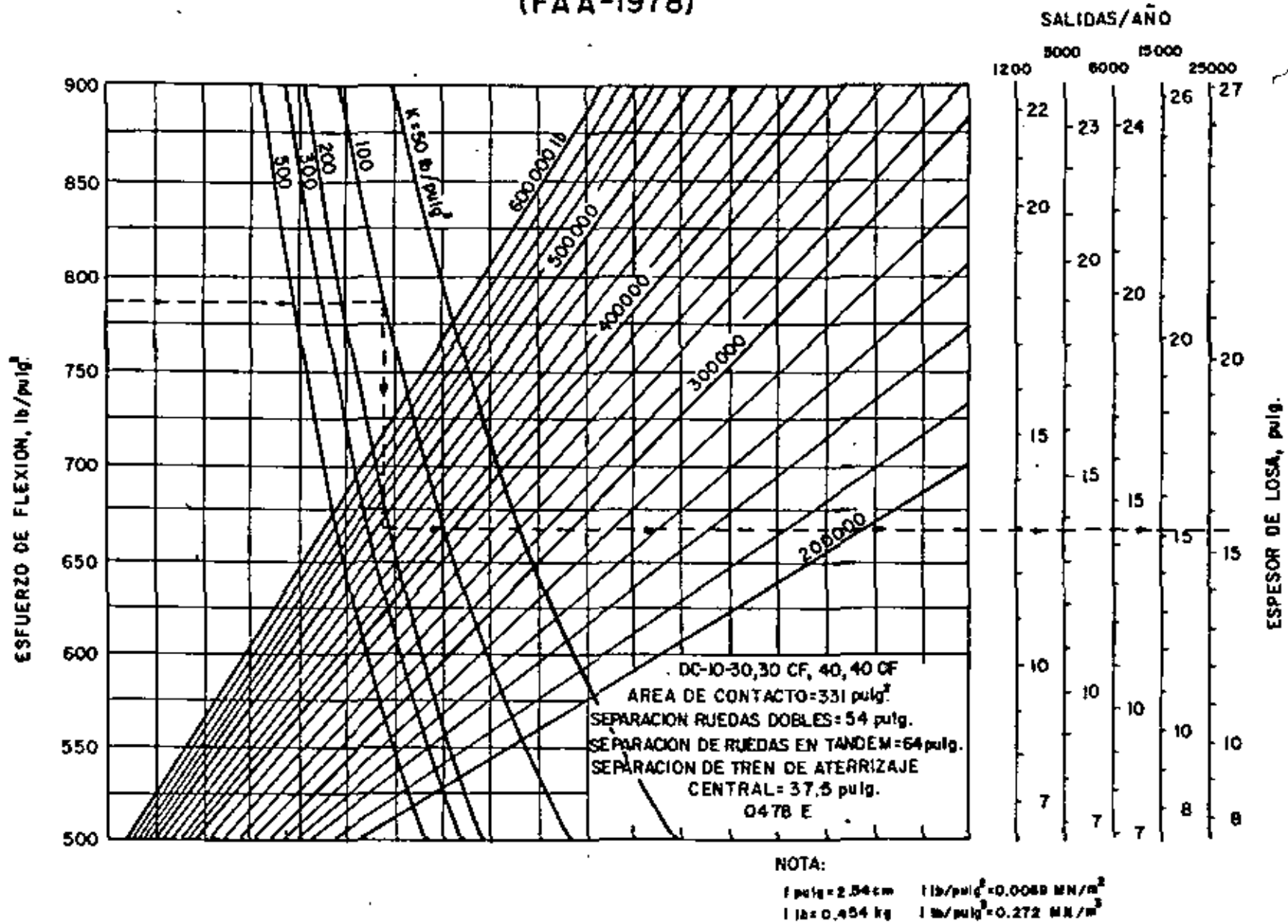


FIG. 103 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - DC-10-30, 30CF, 40, 40CF.

(FAA-1978)

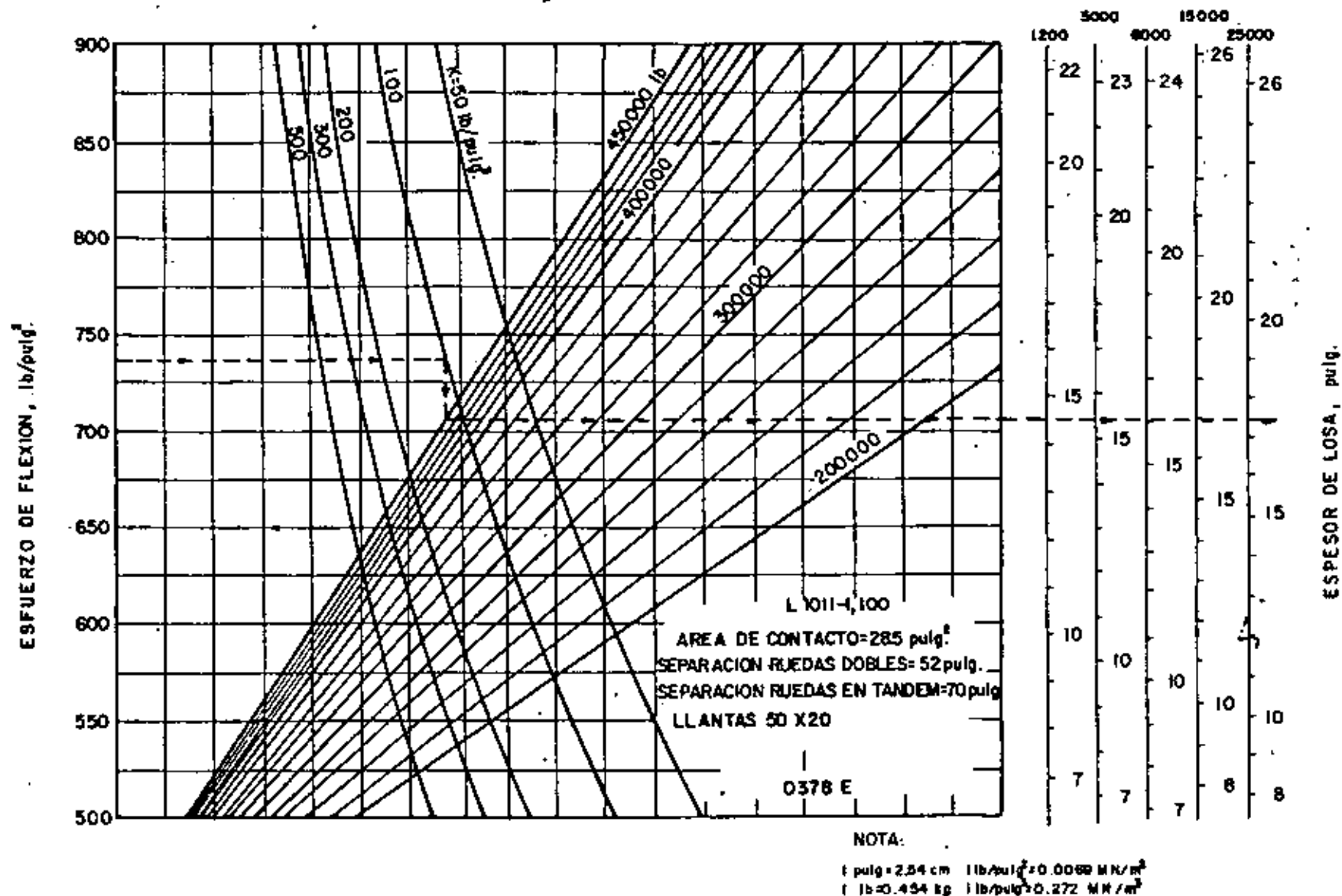


FIG. 104 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION L 1011-1,100

(FAA-1978)

SALIDAS/AÑO

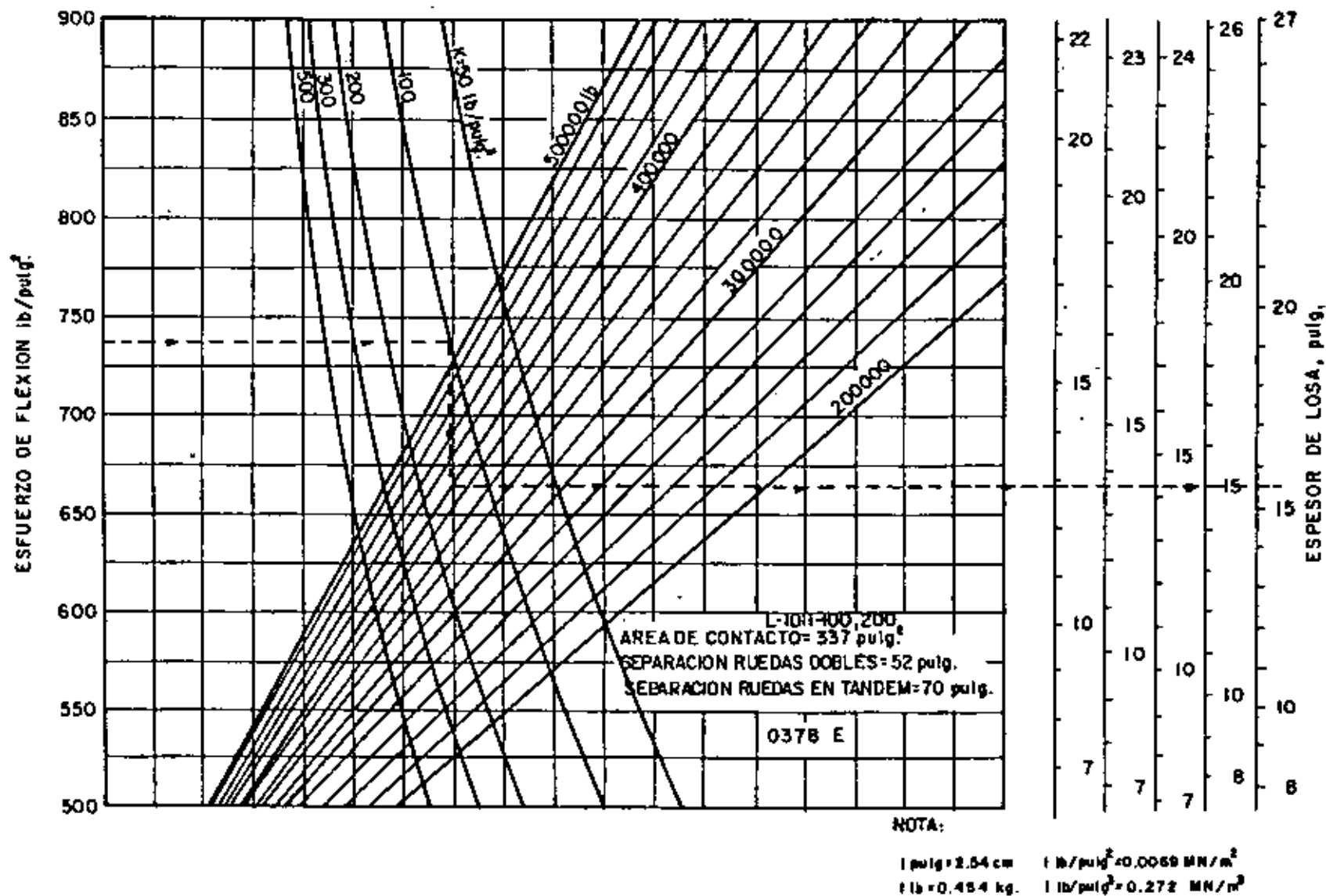


FIG. 105 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION L-1011-100,200

(FAA-1978)

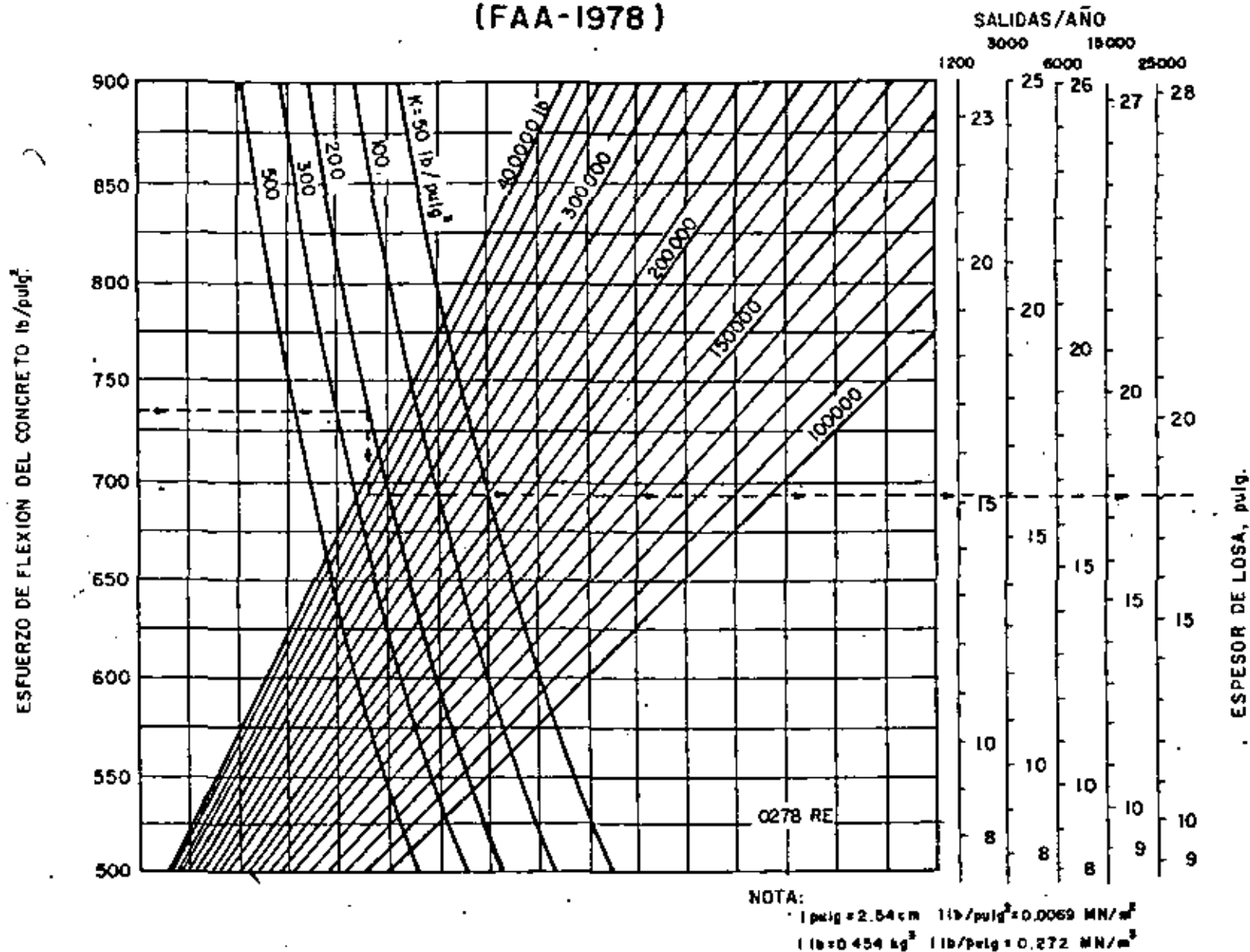


FIG. 106 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS EN DOBLE TANDEM

(FAA-1978)

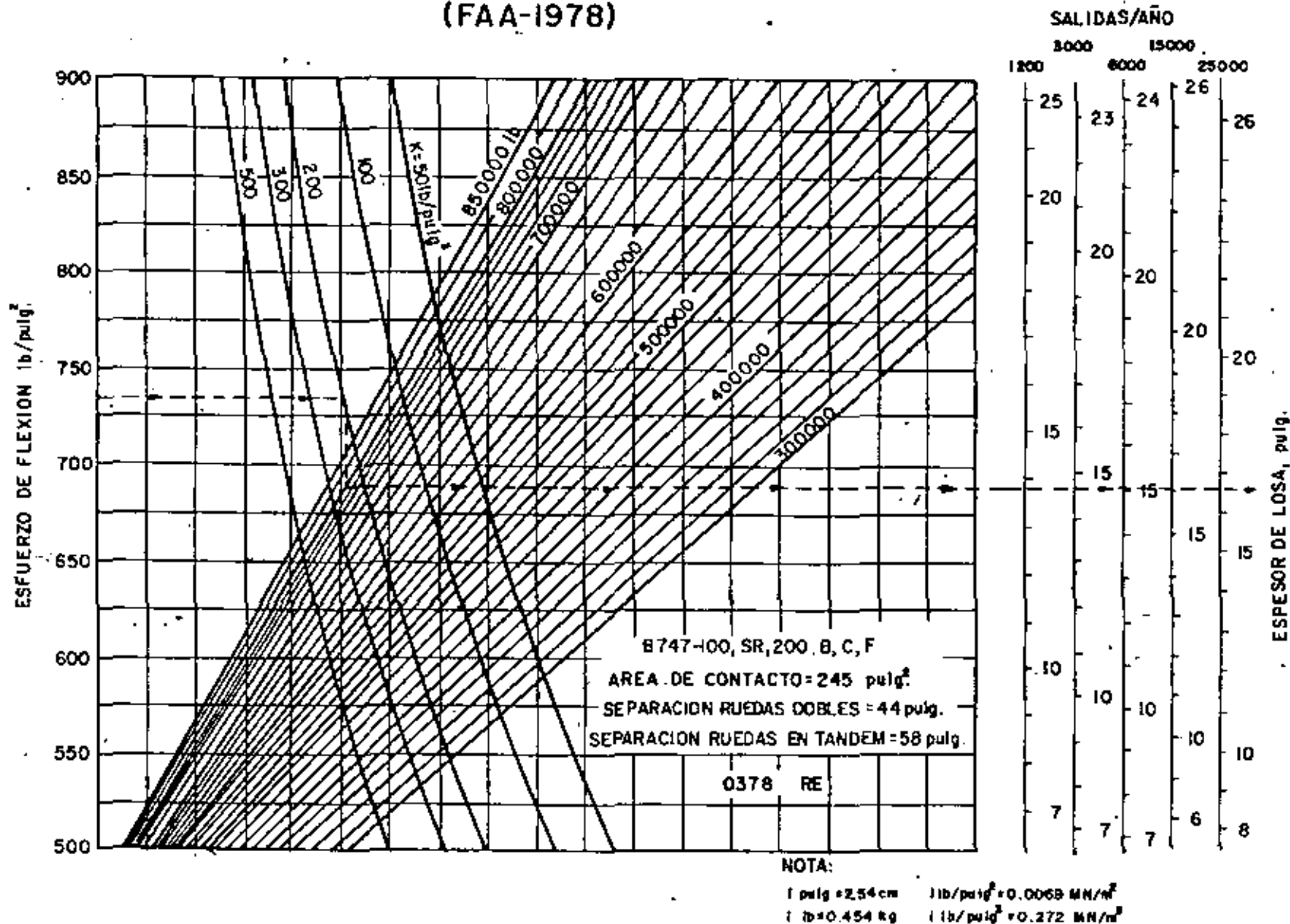


FIG. 107 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO. AVIONES B-747-100, SR, 200 B, C, F

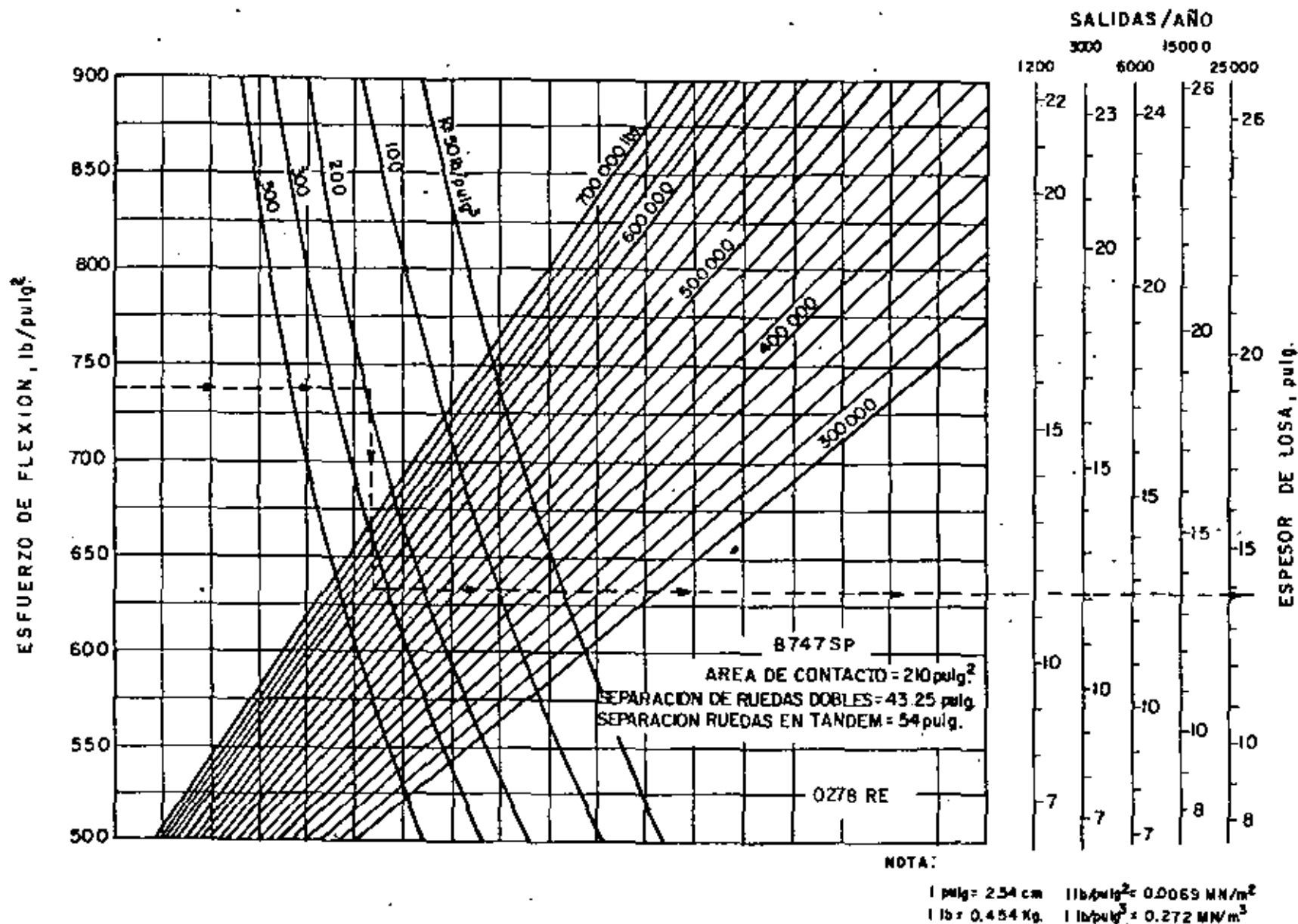


FIG. 108 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION B-747 SP

(FAA-1978)

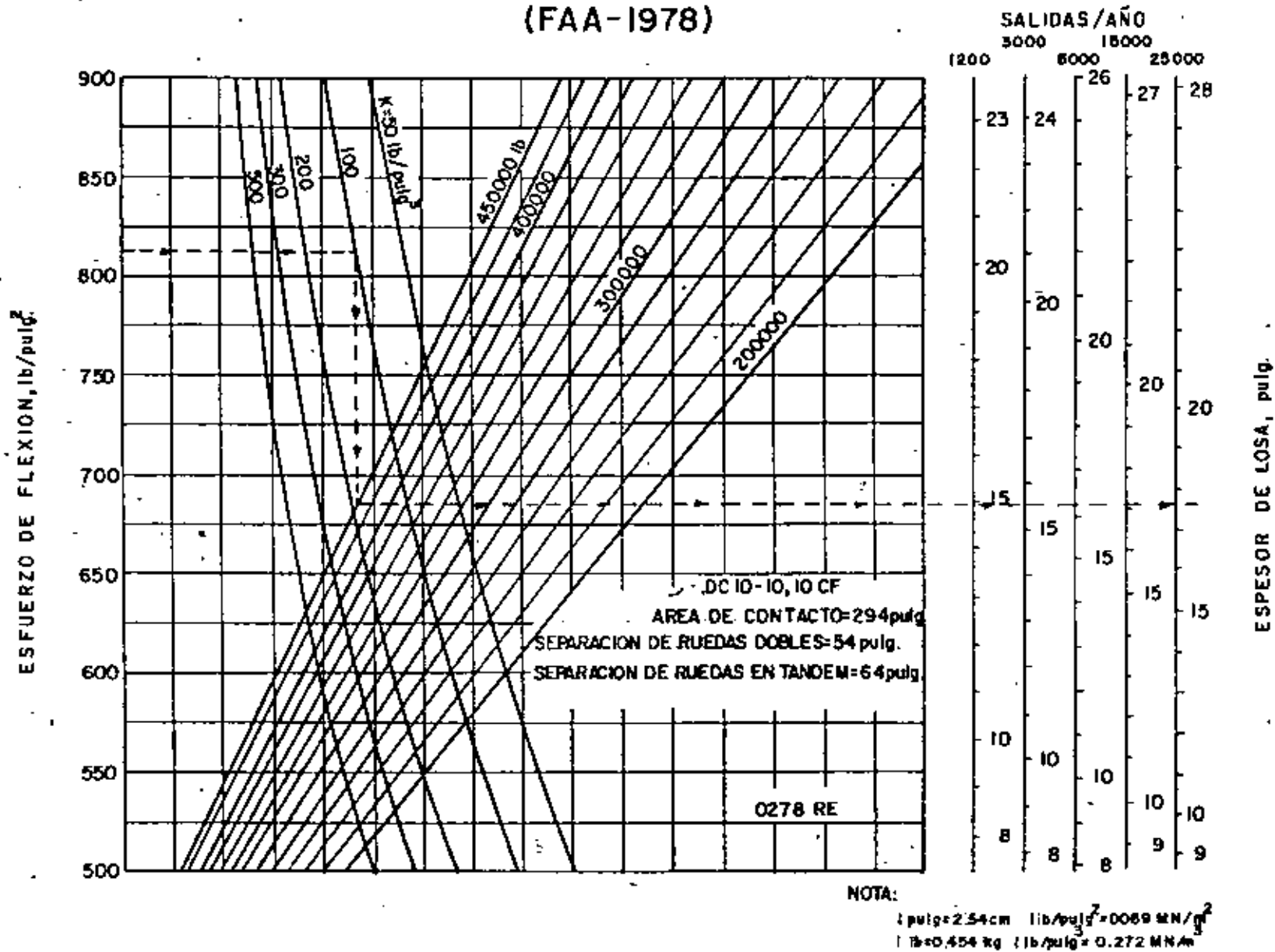


FIG. 109 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION DC-10-10, 10 CF

(FAA - 1978)

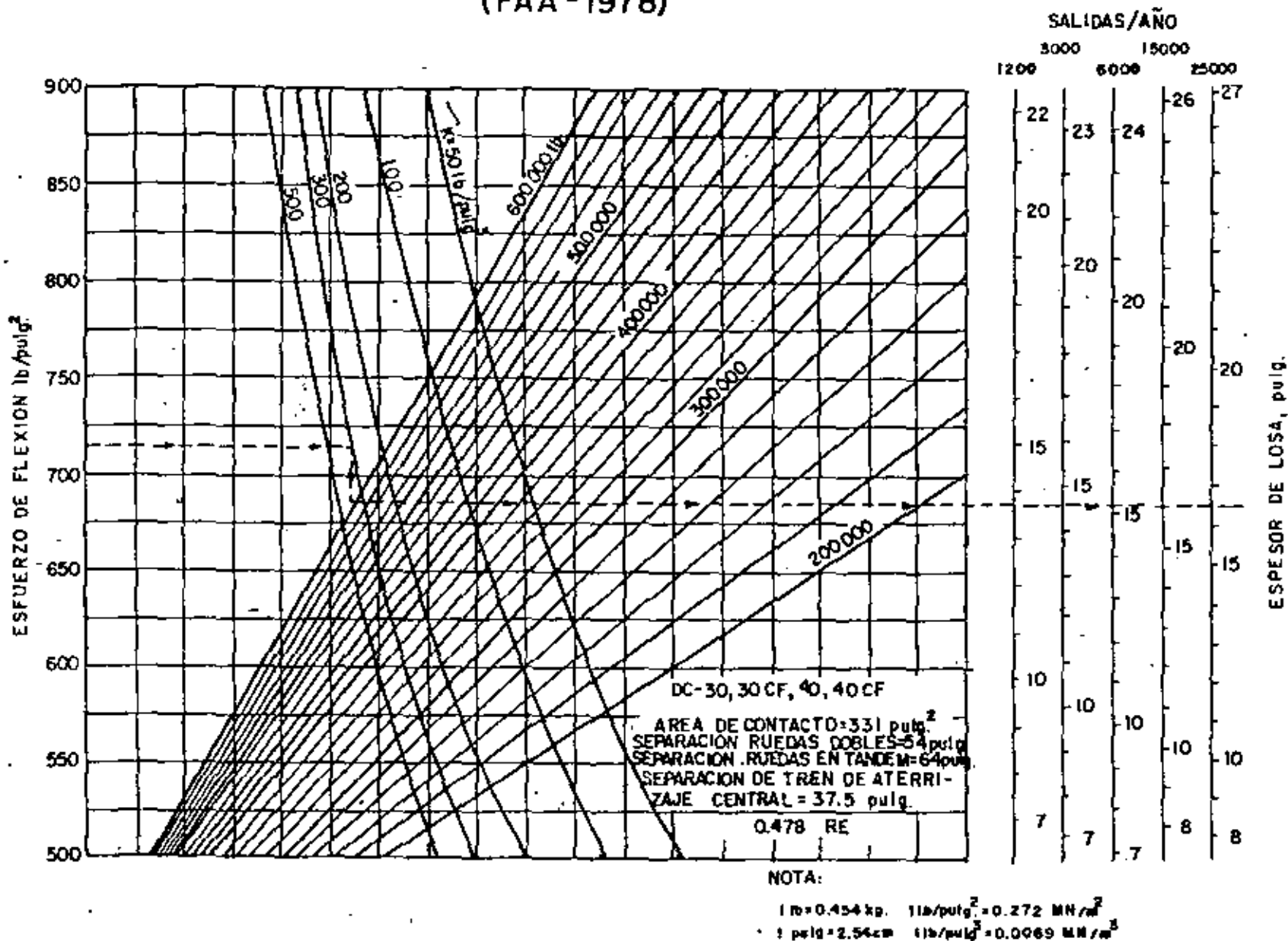


FIG. 110 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO.
 AVIONES DC 10-30, 30 CF, 40, 40 CF

(FAA-1978)

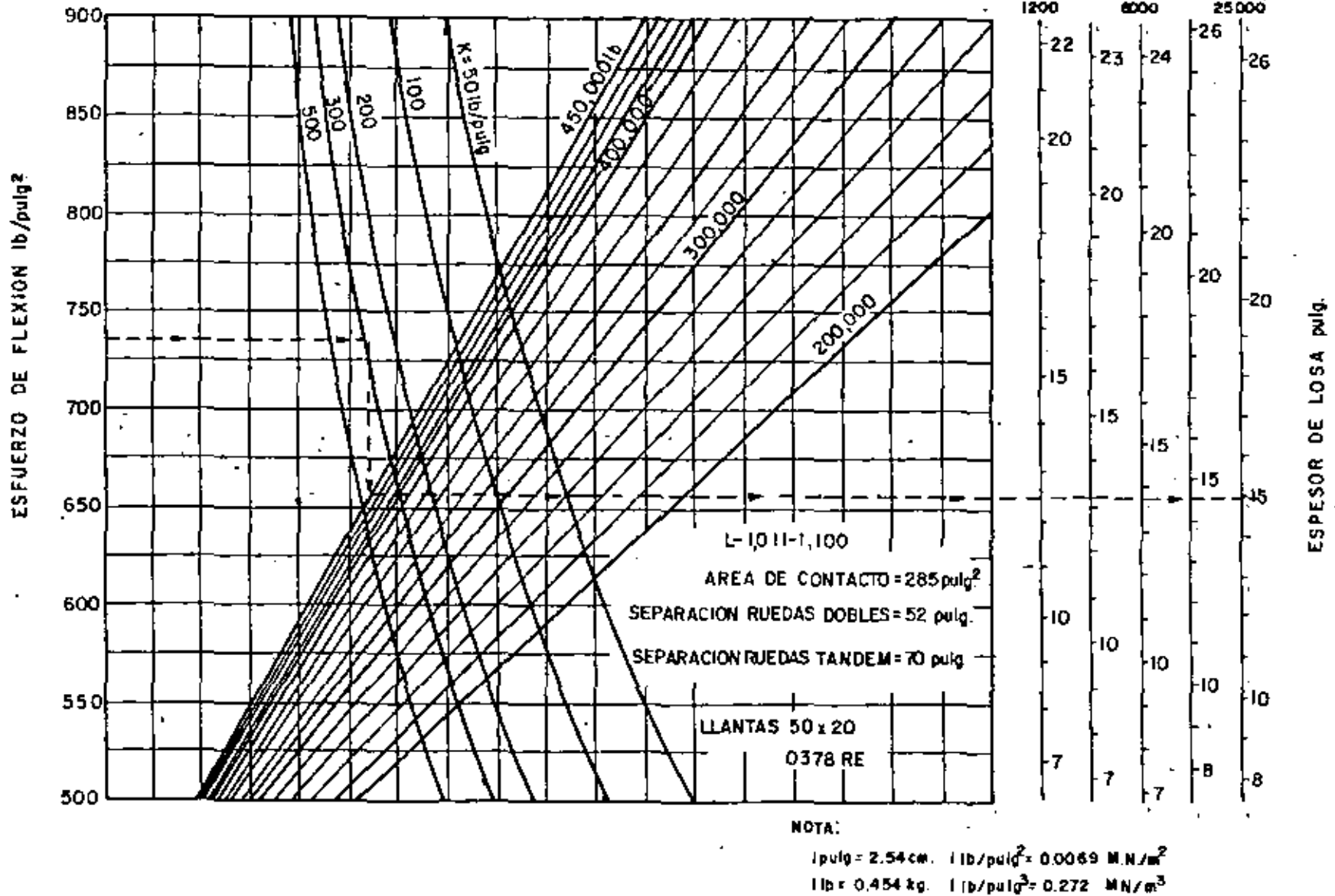


FIG. 111 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO. L-1011-1,100

(FAA-1978)

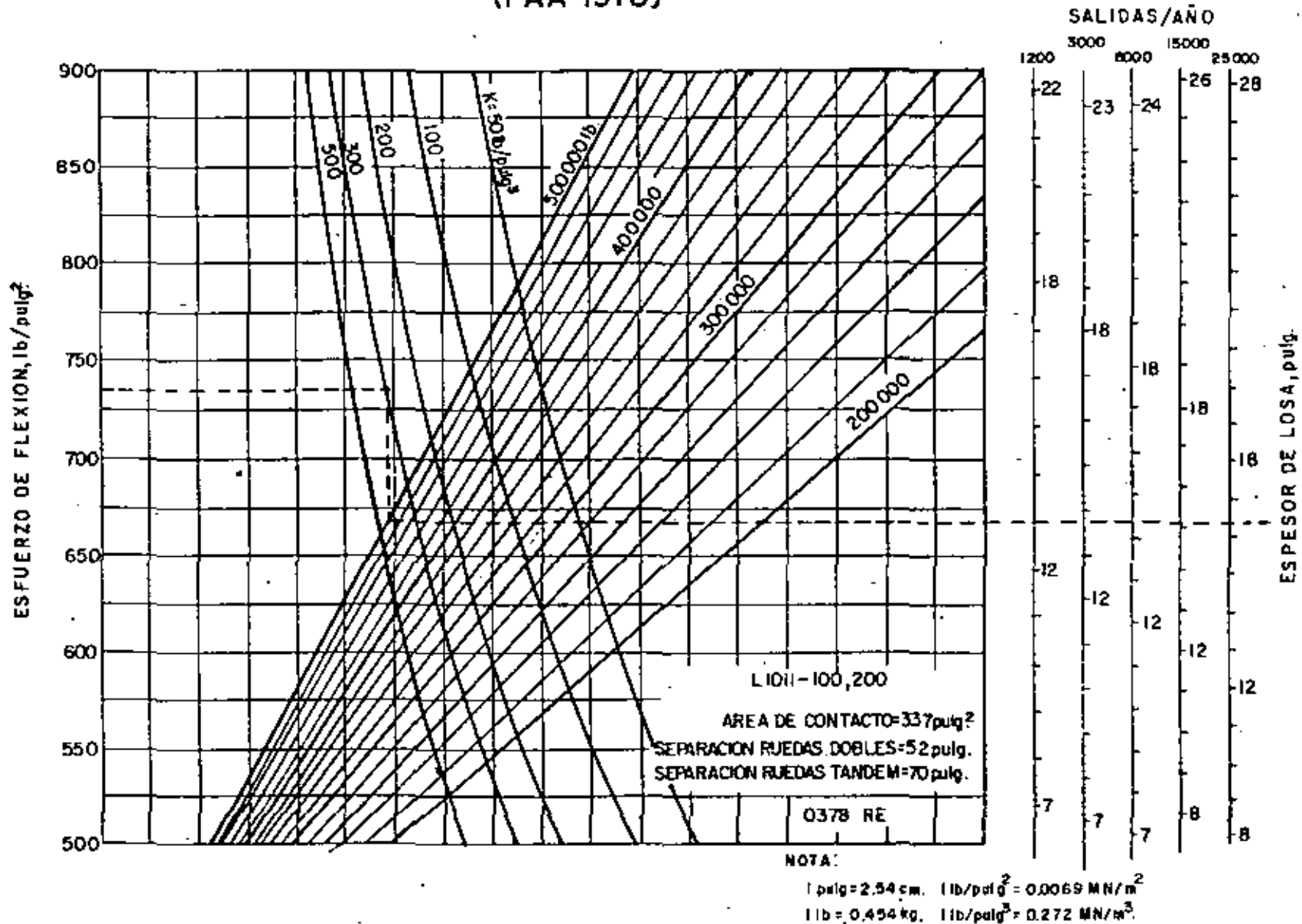
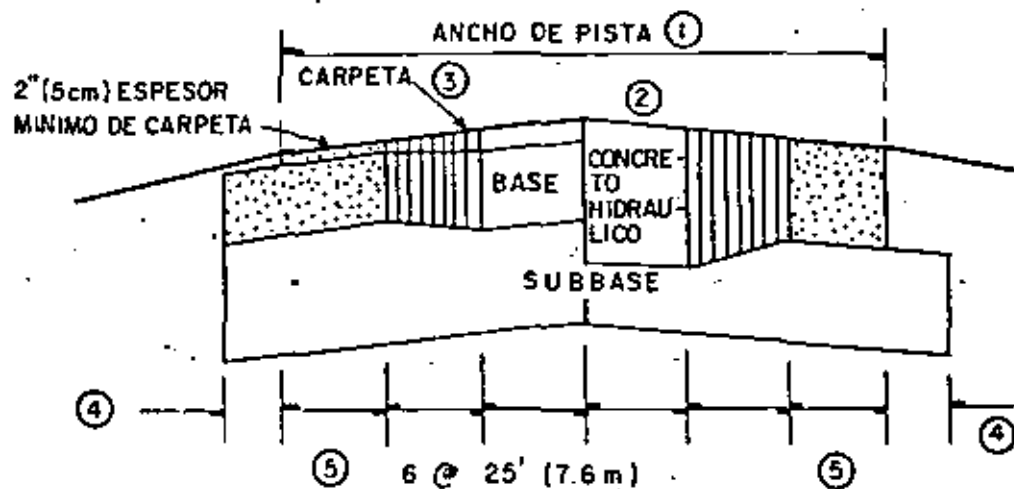
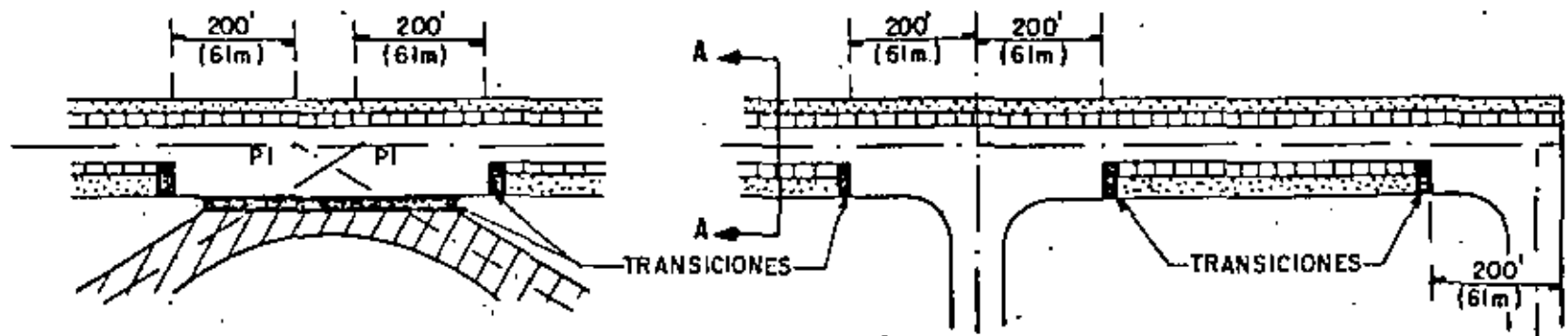


FIG. 112 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO - L-1011-100,200



SIMBOLOGIA

- ESPESOR = T
- ESPESOR VARIABLE = T — 0.7 T
- ESPESOR = 0.9 T
- ESPESOR = 0.7 T.

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. 113 PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS.

CARACTERÍSTICAS REPERTERIAS A CIMIENTACIONES PARA PAVIMENTOS

Clasificación principal		Letra	Nombre	Ver como sistema factor cuando no es la mejor a la opción de los otros.	Ver como buen atractivo mente de de la super- ficie.	Acabón general de los baldos.	Composi- ción y es- tado.	Caracterís- ticas de tráfico.	Equipo de com- pactación	Peso unita- rio seco lb/ft ³	CBR en campo	Módulo de subrasante lb/ft ²
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
Grava y sus derivados	GW	Grava o grava- gruesas bien graduadas	Excelente	Buena	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de grupos Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo metá- lico.	125-140	80-80	300 ó más	
	GP	Grava o grava bien graduada procedido	Buena o excelente	Pobre a regular.	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de grupos Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo metá- lico.	120-130	35-80	300 ó más	
	GU	Grava o grava bien graduada procedido	Buena	Pobre	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de grupos Equipo de compac- tación con neumá- ticos.	115-125	25-50	300 ó más	
	GM	Grava limosa o grava limosa de gran tamaño.	Buena o excelente.	Regular a buena	Ligera a me- diana.	Muy ligera	Regular a pobre.	Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo para de sobre, control de humedad	130-145	40-80	300 ó más	
	GC	Grava arcillosa o grava limosa de gran tamaño.	Buena	Pobre	Ligera a me- diana.	Ligera	Pobre a pro- prietamente impermeable	Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo para de sobre.	120-140	20-40	200-300	
Arena y sus derivados	AW	Arena o arena con grava bien gradu- ada.	Buena	Pobre	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente.	Tractor de grupos Equipo de compac- tación con neumá- ticos.	110-130	20-40	300-800	
	AP	Arena o arena con grava bien gradu- ada	Regular a buena.	Pobre a me- diana	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de grupos Equipo de compac- tación con neumá- ticos.	105-120	15-25	200-300	
	AU	Arena o arena con grava bien gradu- ada	Regular a buena.	No adecuado	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de grupos Equipo de compac- tación con neumá- ticos.	100-115	10-20	200-600	
	AM	Arena arcillosa o arena limosa de gran tamaño.	Buena	Pobre	Ligera a me- diana	Muy ligera	Regular a pobre.	Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo para de sobre, control de humedad	120-135	20-40	200-300	
	AC	Arena arcillosa o arena limosa de gran tamaño.	Regular a buena	No adecuado	Ligera a me- diana	Ligera a mediana	Pobre a pro- prietamente impermeable	Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo para de sobre.	105-130	10-20	200-300	
Baja compresibi- lidad LL < 50	BL	Limas, limas arcil- losas, limas con grava, limas de gran tamaño	Regular a pobre	No adecuado	Mediana a muy alta	Ligera a mediana	Regular a pobre.	Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo para de sobre, control de humedad	90-125	5-15	100-200	
	CL	Arillosa pobre, arcillosa gruesa o arcillosa con grava.	Regular a pobre	No adecuado	Mediana a alta	Mediana	Proprietamente impermeable	Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo para de sobre.	100-125	5-15	100-200	
	DL	Limas orgánicas, arcillosa orgánicas pobres	Pobre	No adecuado	Mediana a alta	Mediana a alta	Pobre	Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo para de sobre.	80-105	4-8	100-200	
Alta compresibi- lidad LL > 50	BH	Arillosa orgánicas o arcillosa orgánicas gruesas	Pobre	No adecuado	Mediana a muy alta	Alta	Regular a pobre	Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo para de sobre.	80-100	4-8	100-200	
	CH	Arillosa gruesas	Pobre a muy pobre	No adecuado	Mediana	Alta	Proprietamente impermeable	Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo para de sobre.	80-110	5-8	80-100	
	OH	Arillosa orgánicas gruesas	Pobre a muy pobre	No adecuado	Mediana	Alta	Proprietamente impermeable.	Equipo de compac- tación con neumá- ticos, rodillo para de sobre.	80-105	3-8	80-100	
Turbo pavimento arcillosa	PT	Turbo pavimento arcillosa	No adecuado	No adecuado	Ligera	Muy alta	Regular a pobre	Compresión no práctico.				

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 construídos 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 obtenida con cada dimensión de placa, como un porcentaje de la carga de rotura al utilizar una placa de 66 cm (26 pulg) de diámetro ($3,419 \text{ cm}^2 = 530 \text{ pulg}^2$). Se eligió esa área de contacto porque en aquel momento representaba la de las aeronaves pesadas en uso.

Se puede observar en las figs. 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.

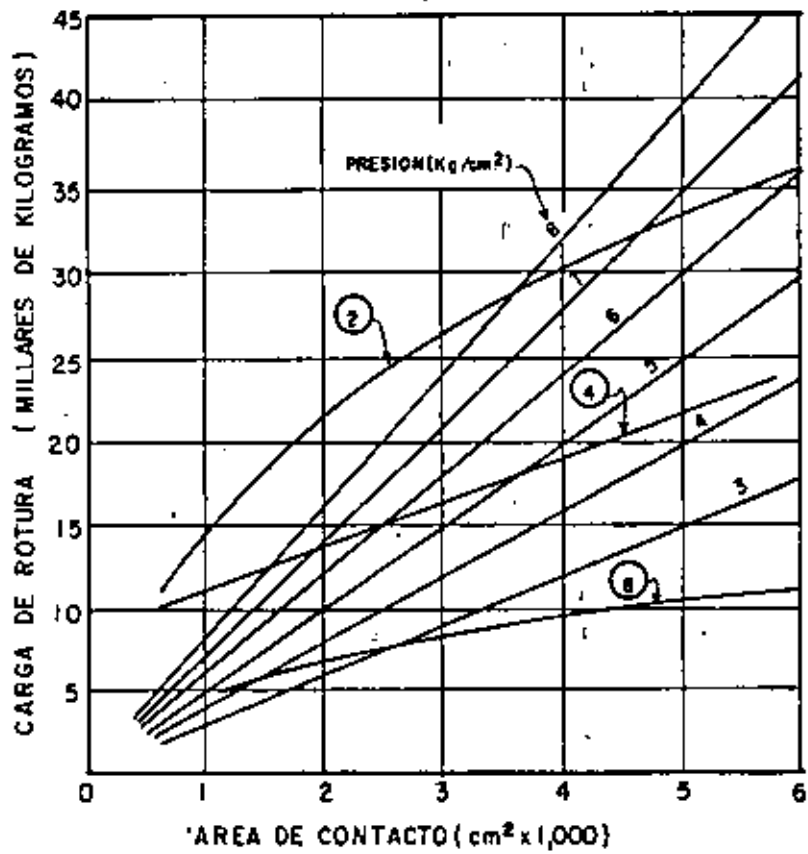
El siguiente paso se muestra en la fig. 117 en la que se obtuvieron las curvas de "Carga de rotura/área de contacto" para pavimentos rígidos y flexibles típicos; de ambas curvas se obtuvo la curva que representa razonablemente el comportamiento de un pavimento "medio" sometido a carga y cuya ecuación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

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

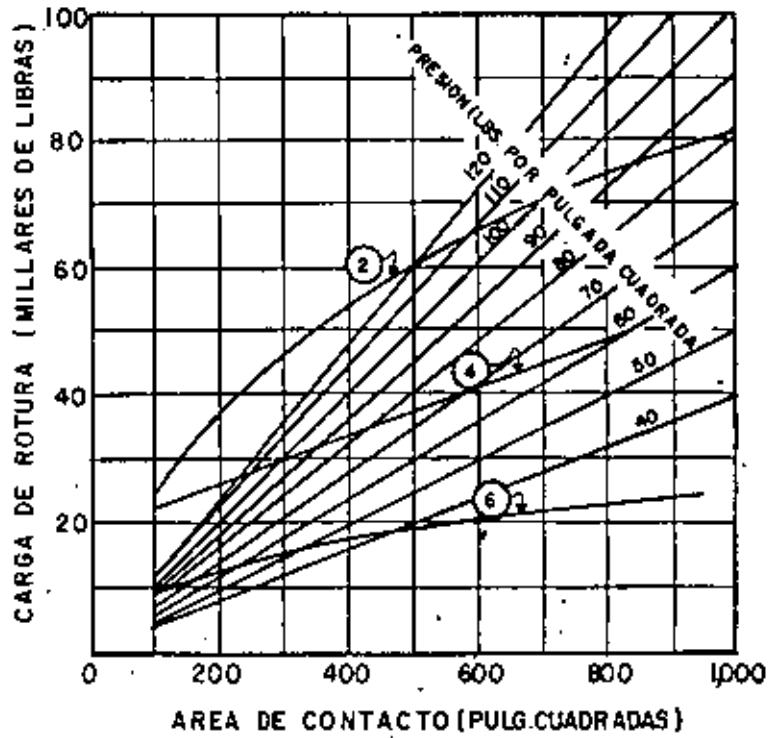
en donde W_1 y W_2 son las cargas de rotura en las áreas de contacto A_1 y A_2 respectivamente.

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 cm (256 pulg) 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%.

<u>Carga de rueda</u>		<u>Presión de neumático</u>		<u>L.C.N.</u>
<u>lb</u>	<u>kg</u>	<u>P.s.i.</u>	<u>kg/cm²</u>	
100,000	45,400	120	8.44	100
90,000	40,800	115	8.09	90
80,000	36,300	110	7.74	80
70,000	31,800	105	7.38	70
60,000	27,200	100	7.03	60
50,000	22,700	95	6.68	50
40,000	18,100	90	6.63	40
30,000	13,600	85	5.98	30
20,000	9,100	80	5.62	20
10,000	4,500	75	5.27	10

Tabla No. 20

RELACION "CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO"

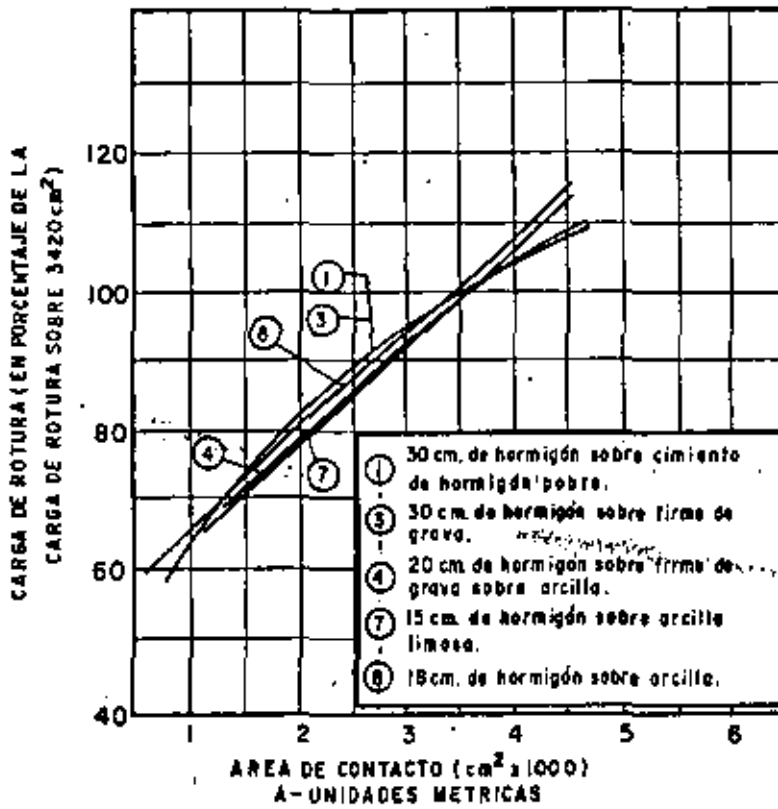


FIG. 115 PAVIMENTOS RIGIDOS.

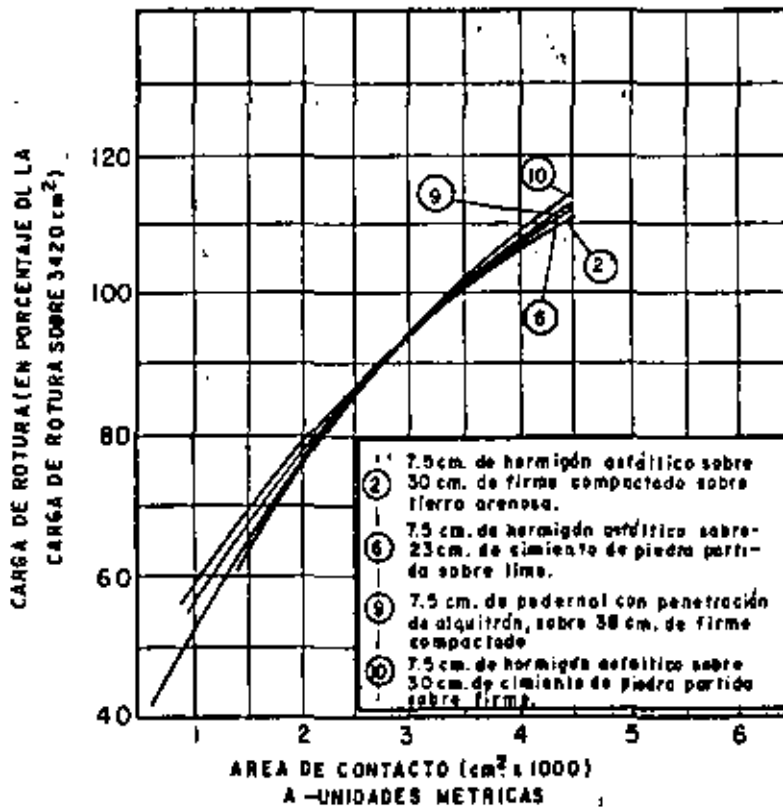


FIG. 116 PAVIMENTOS FLEXIBLES.

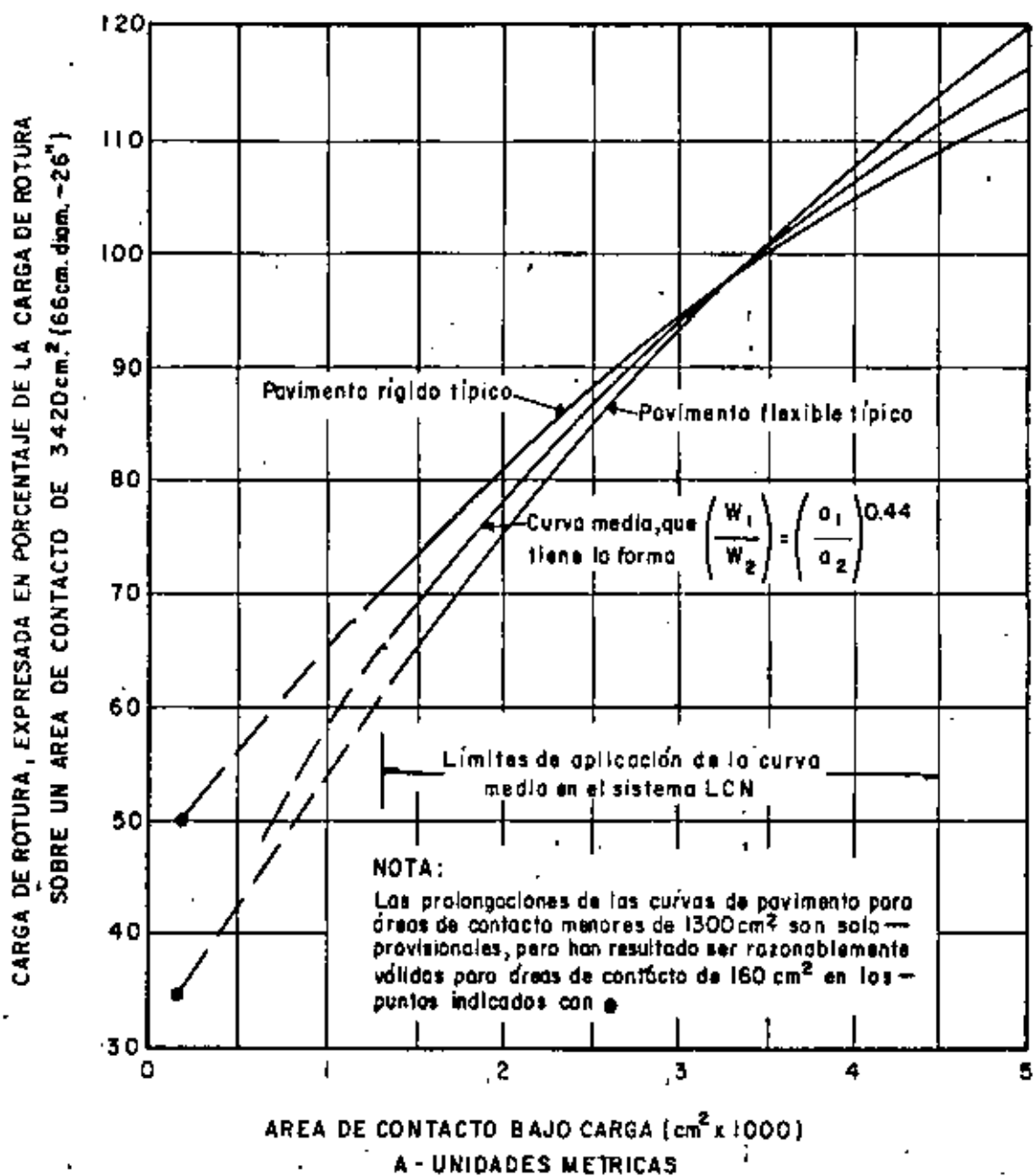


FIG. 117 CURVAS DE RELACION CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO
PARA PAVIMENTOS TÍPICOS

(OACI. 1965)

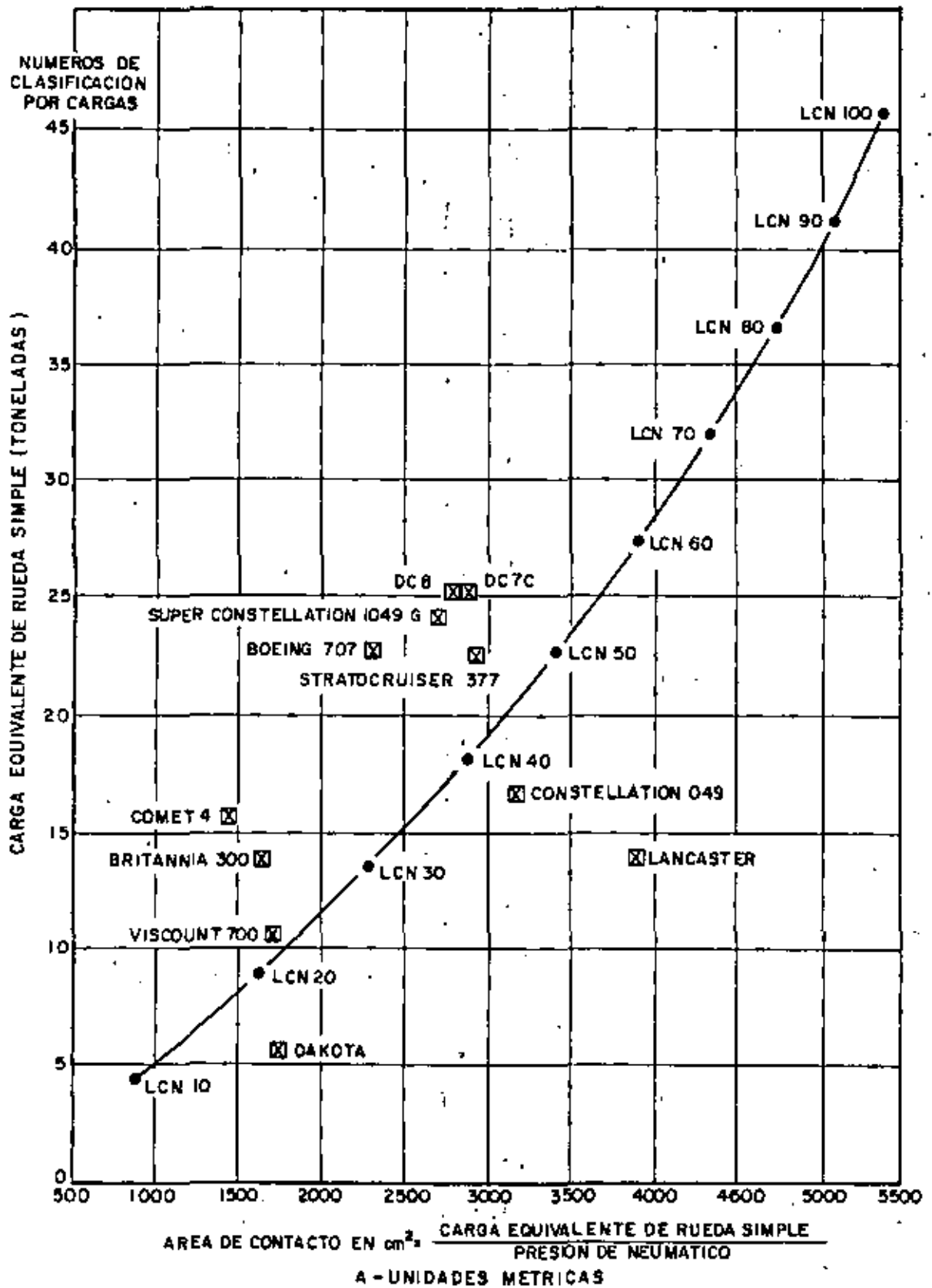
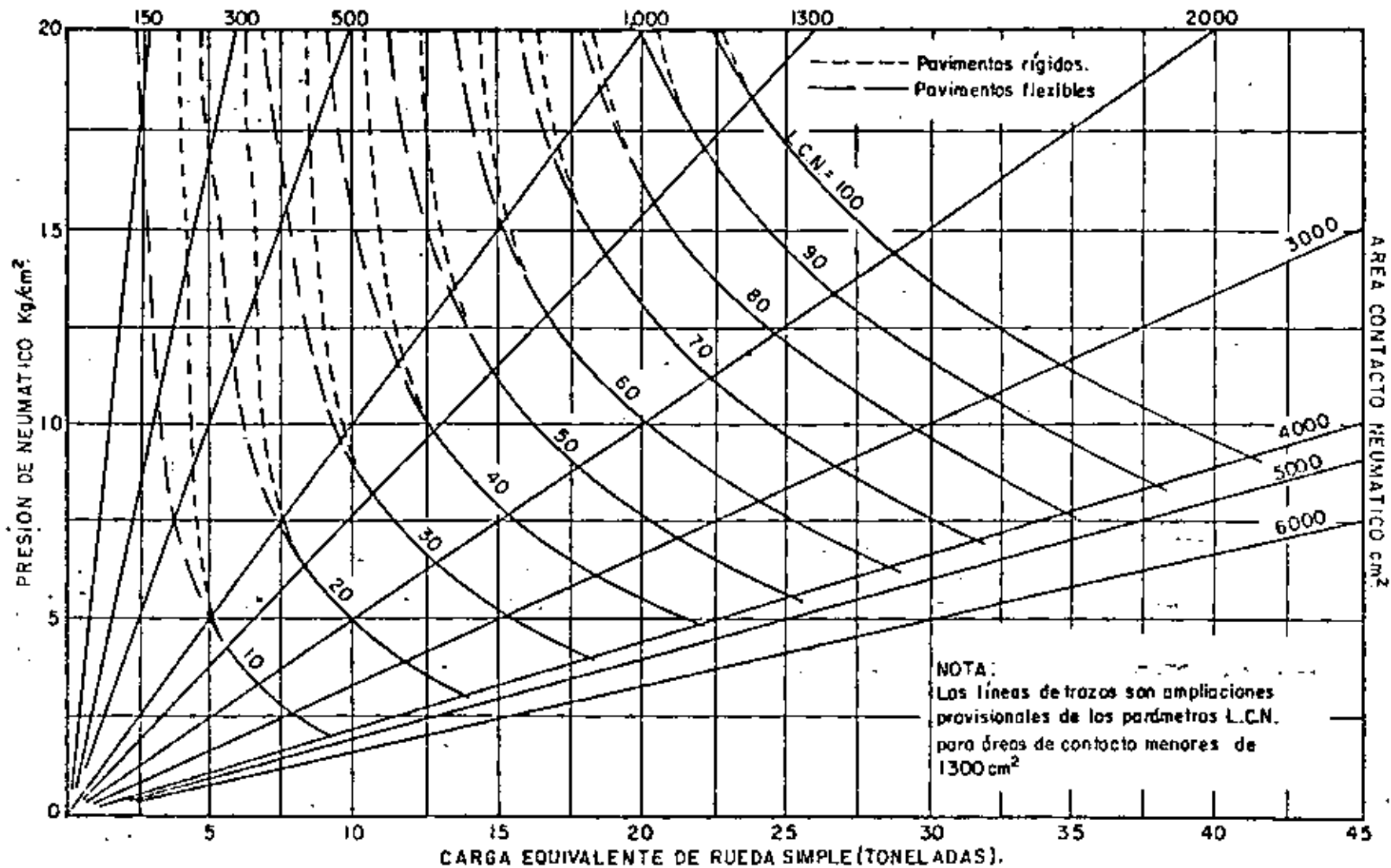


FIG. 118 CURVA TIPICA DE CLASIFICACION POR CARGAS.



NOTA:
 Las líneas de trazos son ampliaciones
 provisionales de los parámetros L.C.N.
 para áreas de contacto menores de
 1300 cm²

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

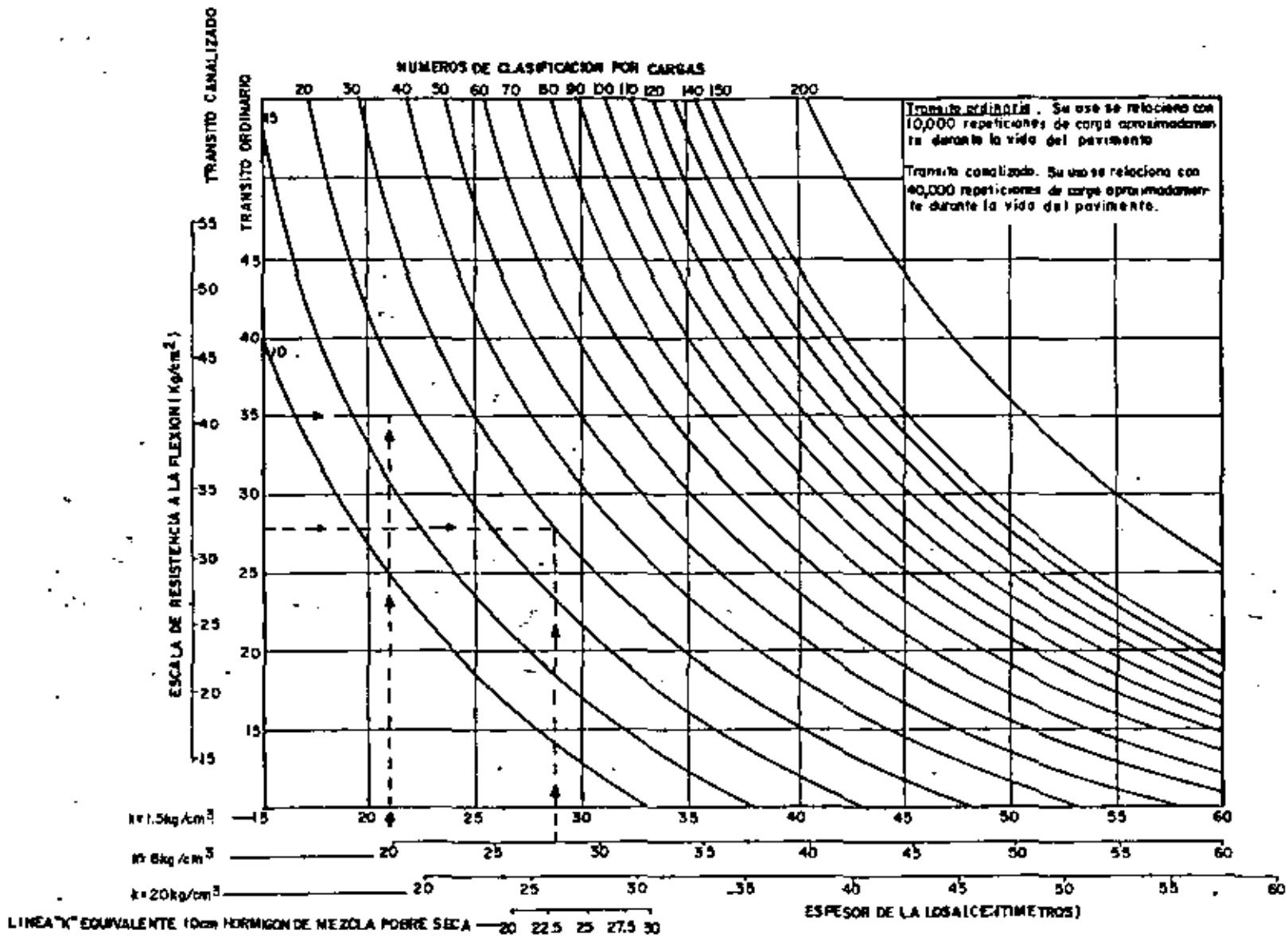


FIG. 120 ABACO PARA EL CALCULO DE PAVIMENTOS RIGIDOS-LOSA UNICA.

(OACI 1965)

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.

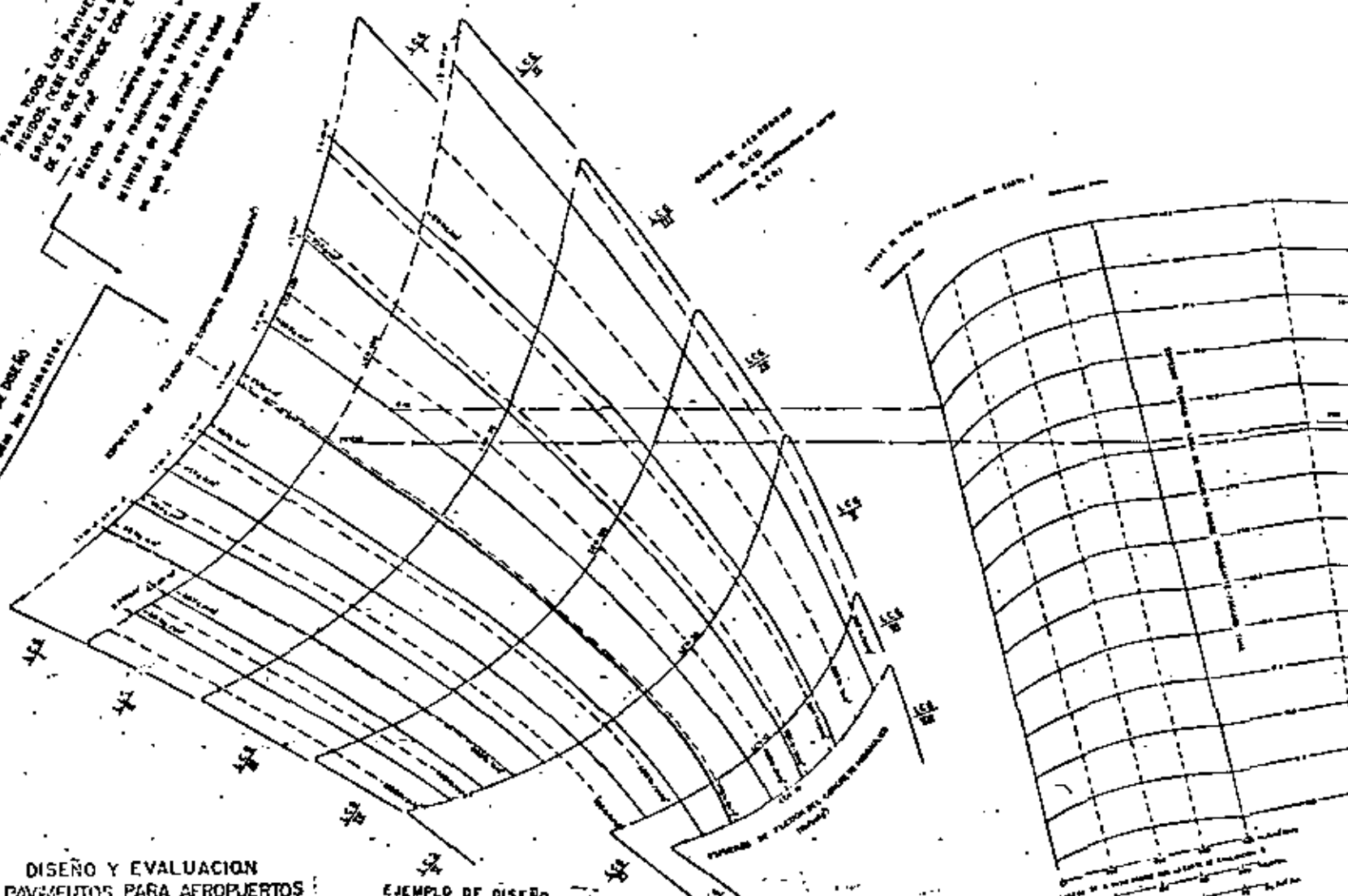
Sobre esta base, la resistencia a la flexión que ha de usarse en el cálculo para 40,000 repeticiones de carga en la relación de 1.5 a 1.8 aproximadamente. (La resistencia a la flexión de 31.6 kg/cm² que se usa para 10,000 repeticiones de carga deberá reducirse a 27 kg/cm² para 40,000 repeticiones de 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.

NOTA: PARA TODOS LOS PAVIMENTOS NO
 SUELOS (QUE USANSE LA LÍNEA
 DE 2.5 M/PIE)
 Estado de campo de trabajo
 en el momento de la prueba
 de 2.5 M/PIE a la vez
 de que el pavimento tiene un servicio

LÍNEA DE DISEÑO
 PARA LA LÍNEA DE PAVIMENTOS



CARTA 1

TIPO DE PAVIMENTO	ESTADO DE CAMPO DE TRABAJO	ESTADO DE CAMPO DE TRABAJO	ESTADO DE CAMPO DE TRABAJO
1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16
17	18	19	20
21	22	23	24
25	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

CARTA 2

TIPO DE PAVIMENTO	ESTADO DE CAMPO DE TRABAJO	ESTADO DE CAMPO DE TRABAJO	ESTADO DE CAMPO DE TRABAJO
1	2	3	4
5	6	7	8
9	10	11	12
13	14	15	16
17	18	19	20
21	22	23	24
25	26	27	28
29	30	31	32
33	34	35	36
37	38	39	40
41	42	43	44
45	46	47	48
49	50	51	52
53	54	55	56
57	58	59	60
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100

DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS PARA AEROPUERTOS DE TIPO RIGIDO, MIXTO Y FLEXIBLE. (MAY 1960 LOG DEL REINO UNIDO. 1071)

EJEMPLO DE DISEÑO
 El ejemplo mostrado es para el diseño de los franjos longitudinales centrales de las pistas, calles de rodaje y plataformas de un aeropuerto perteneciente al grupo de aerodromos LGS B, con un pavimento cimentado sobre una base de subbase compacta de superior calidad de LCM 100. La construcción posee ser:
 1. Concreto hidráulico de 35 cm colocado sobre una planilla de concreto pobre de 10 cm.
 2. Una capa de asfalto de 10 cm, colocada sobre una capa de 10 cm de concreto hidráulico con refuerzo con barras de acero sobre una planilla de concreto pobre de 10 cm.
 3. Capa asfáltica de 10 cm colocada sobre una base cementada de COCM extendida a su vez sobre una planilla de concreto pobre de 10 cm, de acuerdo de la superficie requerida y de la economía de la construcción.
 Los franjos laterales de las pistas, calles de rodaje y plataformas para el mismo aeropuerto deben estar basados en los requerimientos del LGS IX.

EJEMPLO DE EVALUACION
 Este ejemplo muestra la distribución de concreto hidráulico simple de 40 cm de espesor colocado sobre una planilla de concreto pobre de 10 cm de espesor. Los caracteres de prueba indican que la resistencia mínima a la flexión es 30 MN/m² lo equivalente en masa (15 MN/m²/m).
 El punto final del diseño de la franja del LGS IX.
 El número de operaciones permitidas debe ser asignado en función de la posición relativa del punto final de evaluación con respecto a los límites de la franja LGS, de los largos previstos y de algunos otros factores locales.

- LEYENDA
- PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRÁULICO SIMPLE SIN BARRAS REFORZADAS.
 - PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRÁULICO SIN BARRAS REFORZADAS CON TRANSVERSALIZACIÓN.
 - CONCRETO Pobre (PLANILLAS).
 - CAPAS ASFÁLTICAS.
 - BASE TRANSVERSALIZACIÓN CON CEMENTO, ASFALTO O ALQUITRANES.
 - BASE CONVENCIONAL.

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 alabeadas, 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:

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

en donde:

- R_1 y R_2 = número de operaciones
- P_1 y P_2 = carga por rueda

Se considera que el 95% del peso del avión lo toma el tren de aterrizaje principal. La ecuación anterior está limitada para grupos de aviones con la misma configuración de trenes de aterrizaje principal.

Cuando el tráfico incluya aviones con diferentes configuraciones de tren de aterrizaje (sencillo, doble y doble tandem) se utilizarán los siguientes factores:

Para convertir de	a	Multiplicar R por
rueda sencilla	ruedas dobles	0.80
rueda sencilla	doble tandem	0.50
rueda doble	doble tandem	0.60

Una vez determinado el número de "operaciones" del avión de diseño equivalente, el siguiente paso es determinar el número de "repeticiones" efectivas de dicho avión sobre el pavimento para lo cual se utilizará la tabla 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 trabajo 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).

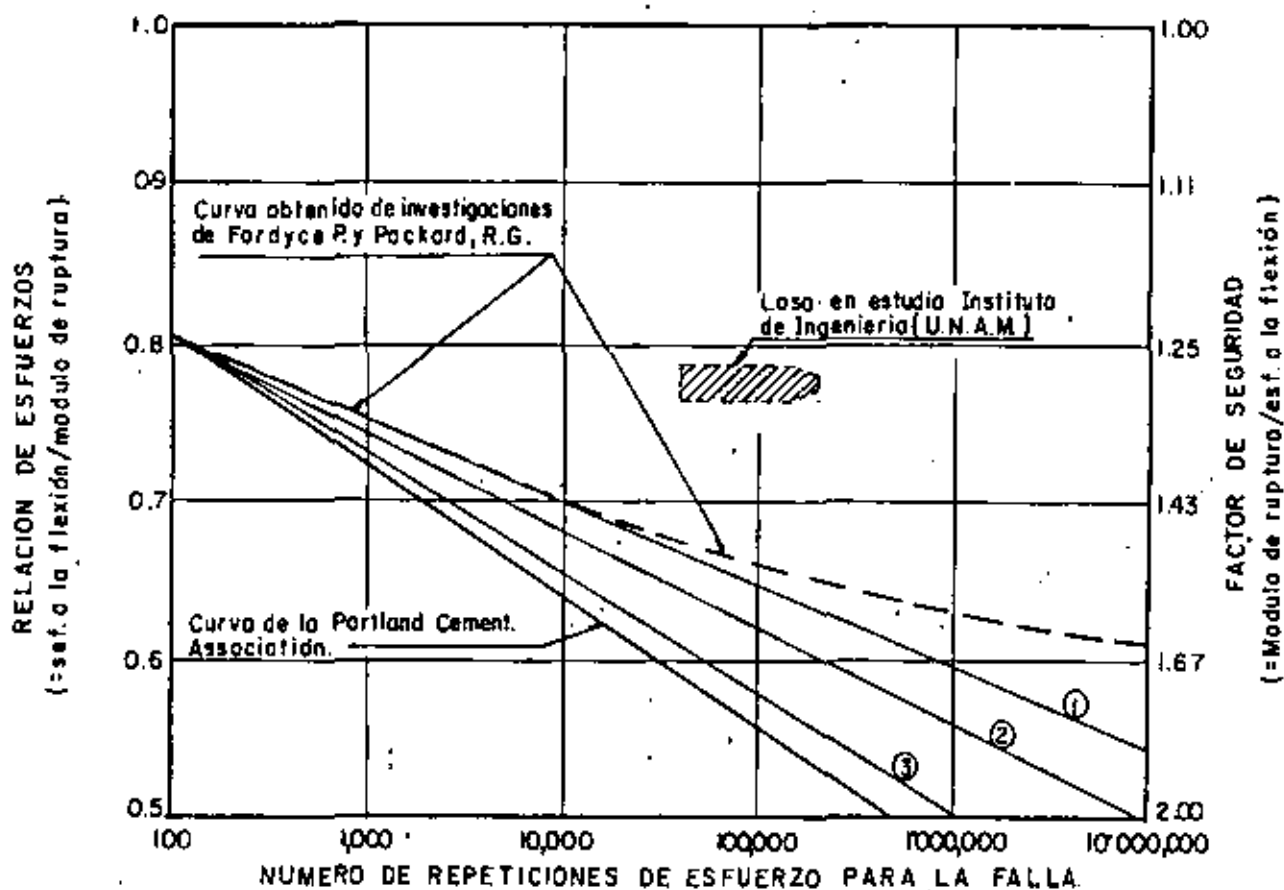
El área de tráfico tipo "B" corresponde a la franja central de las pistas, que no vayan a ser utilizadas como rodajes, y a las salidas de alta velocidad, que no vayan a ser utilizadas como rodajes de entrada.

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 inferiores 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 dia.		
	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 N. 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 BANDA 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	0.20
DC-8-63	1.00	0.86	0.70	0.58	0.58	0.50	0.32	0.28
B - 747	0.63	0.50	0.45	0.40	0.40	0.38	0.38	0.38
DC-10-10	0.92	0.78	0.69	0.62	0.62	0.56	0.46	0.46
L - 1011	1.10	0.96	0.84	0.75	0.75	0.65	0.46	0.42

* Valor correspondiente 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.

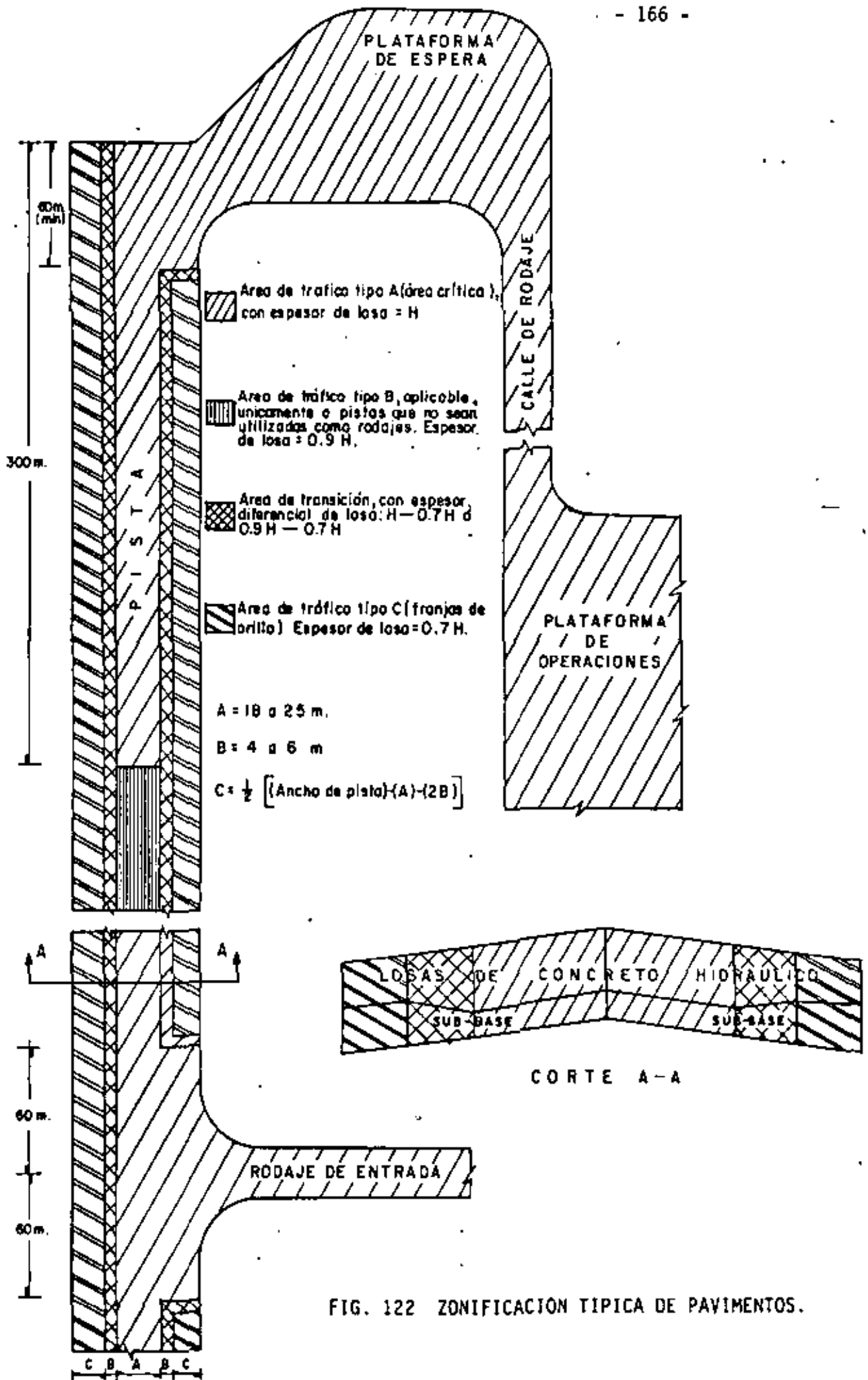


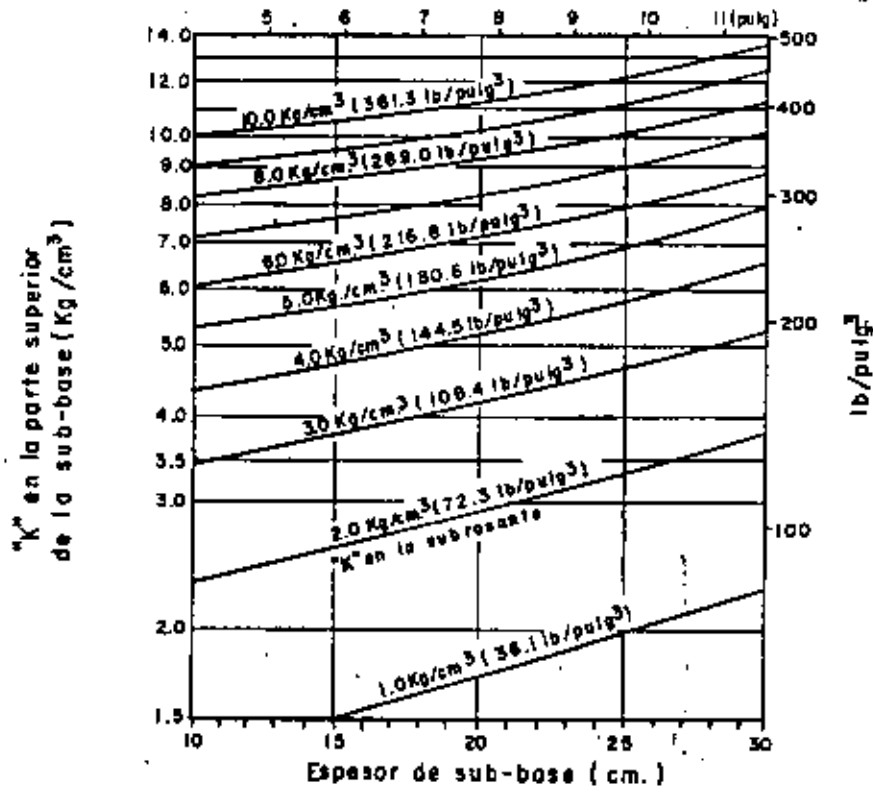
FIG. 122 ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS.

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

ESPESOR DE LOSA (cm)	K=1.5 (kg/cm ³)	K=2	K=4	K=6	K=8	K=10	K=12	K=14
18	95.41	88.79	74.66	67.46	62.78	59.38	56.73	54.59
19	99.35	92.46	77.75	70.26	65.38	61.83	59.08	56.85
20	103.25	96.09	80.80	73.01	67.95	64.26	61.40	59.07
21	107.10	99.67	83.81	75.73	70.48	66.65	63.68	61.28
22	110.91	103.21	86.79	78.42	72.98	69.02	65.95	63.45
23	114.67	106.71	89.73	81.08	75.45	71.36	68.18	65.60
24	118.38	110.17	92.64	83.71	77.90	73.67	70.39	67.73
25	122.07	113.59	95.52	86.31	80.32	75.96	72.58	69.84
26	125.71	116.99	98.37	88.89	82.72	78.23	74.75	71.92
27	129.32	120.34	101.20	91.44	85.10	80.48	76.89	73.99
28	132.89	123.67	104.00	93.97	87.43	82.70	79.02	76.03
29	136.44	126.97	106.77	96.48	89.78	84.91	81.13	78.06
30	139.95	130.24	109.52	98.96	92.09	87.10	83.22	80.07
31	143.44	133.48	112.25	101.42	94.39	89.26	85.29	82.06
32	146.89	136.70	114.95	103.87	96.66	91.42	87.34	84.04
33	150.32	139.89	117.63	106.29	98.92	93.55	89.38	86.00
34	153.72	143.06	120.30	108.70	101.16	95.67	91.41	87.95
35	157.10	146.20	122.94	111.09	103.38	97.77	93.41	89.88
36	160.46	149.32	125.57	113.46	105.59	99.86	95.41	91.80

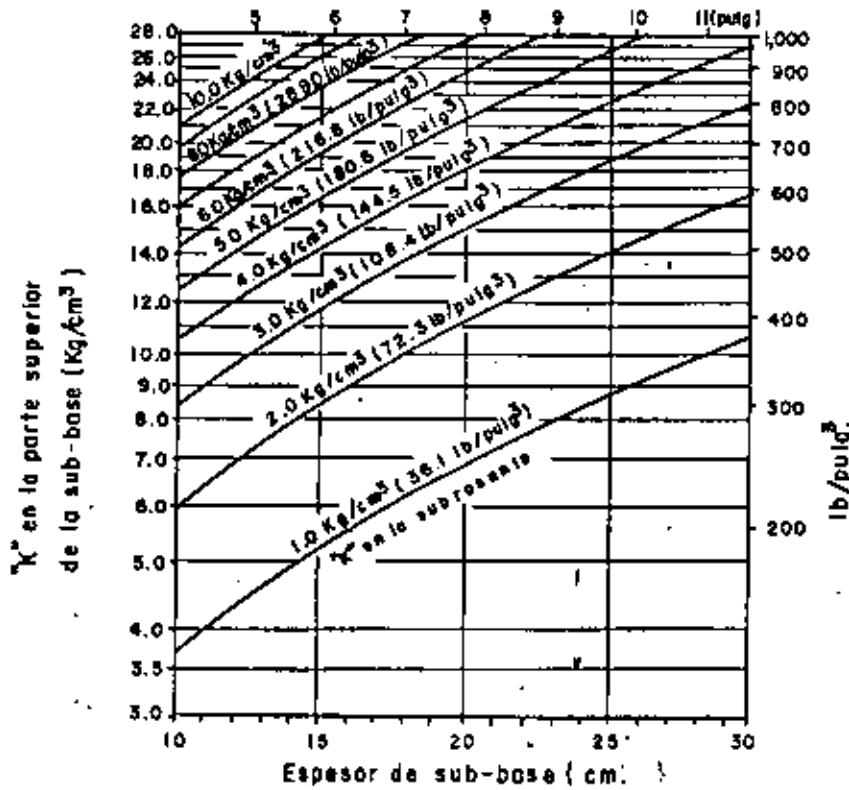
(*) Valores calculados para E = 250,000 kg/cm² y M = 0.15

$$\lambda = \frac{Eh^3}{12(1-M^2)K} = 12.0826 \frac{h^3}{k}$$



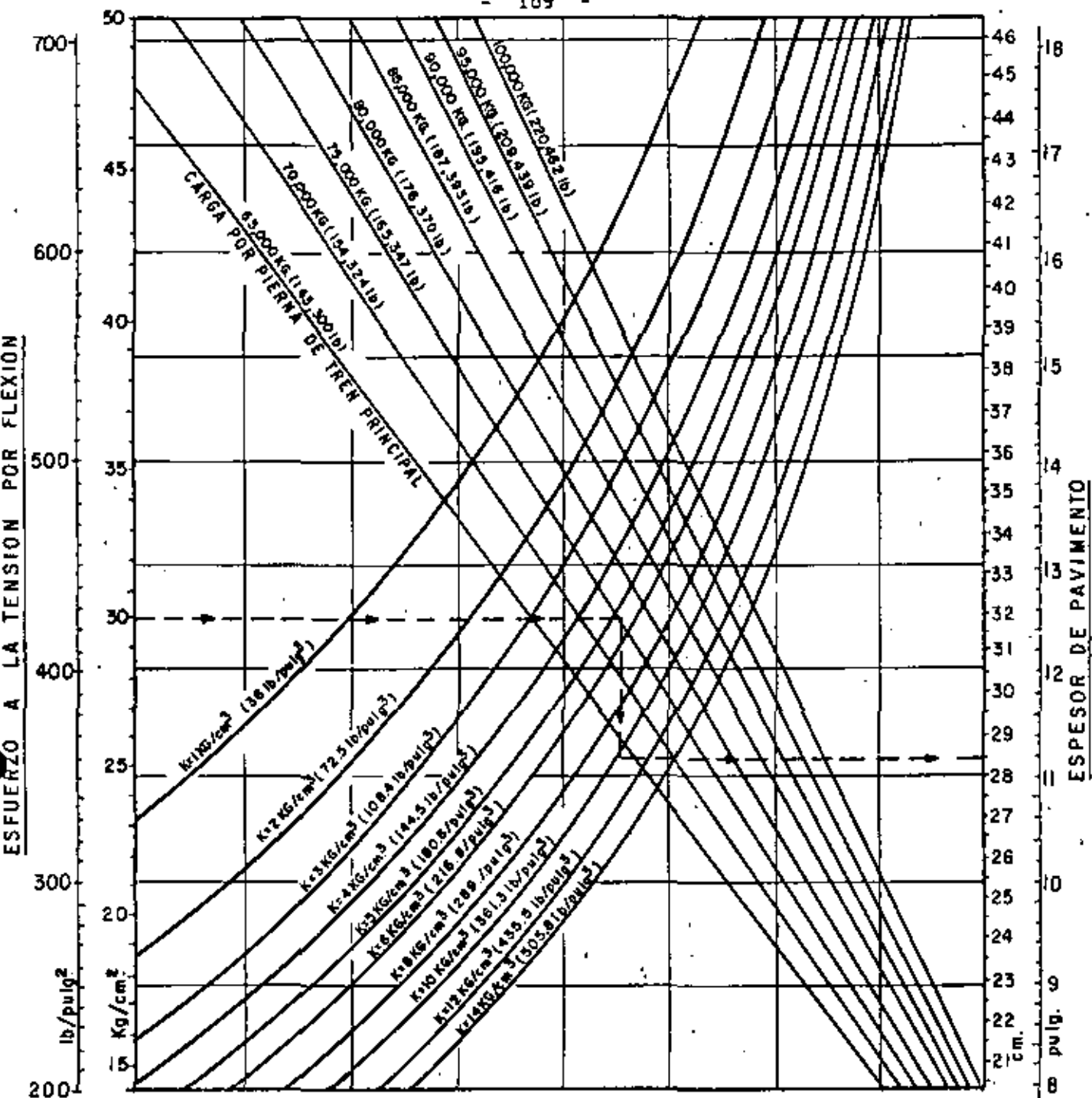
165

A) EFECTO DE LA SUB-BASE HIDRAULICA EN LOS VALORES DE "K"

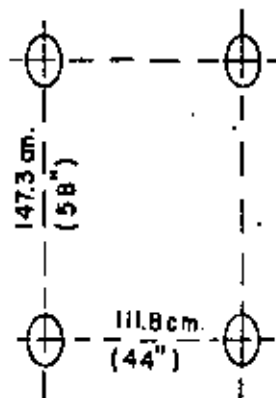


B) EFECTO DE LA SUB-BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO EN LOS VALORES DE "K"

FIG. 123



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,316.1 cm²
(204 pulg.²)



AVION: BOEING B-747

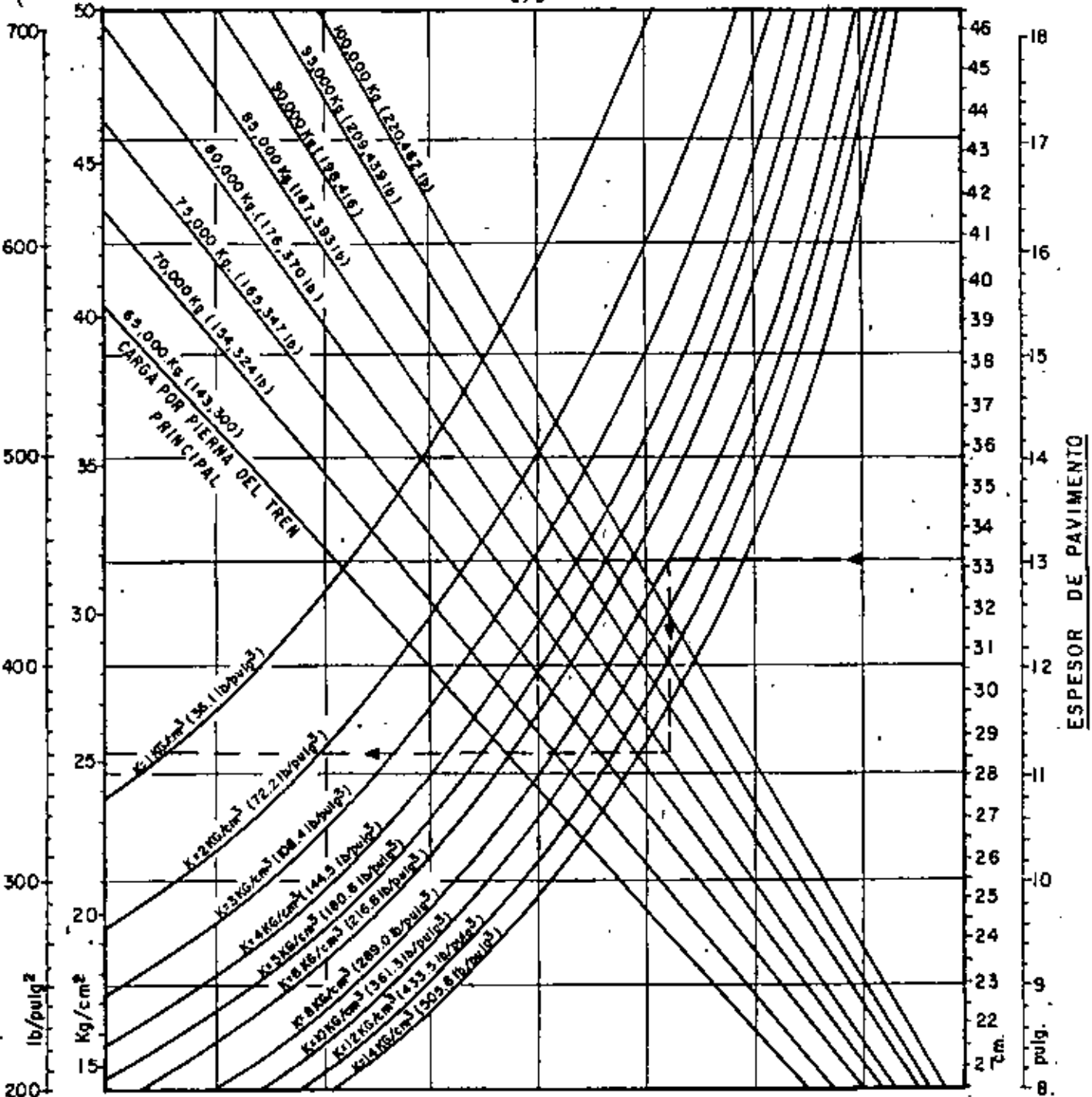
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS

Pierna tren principal: Doble Idndem.

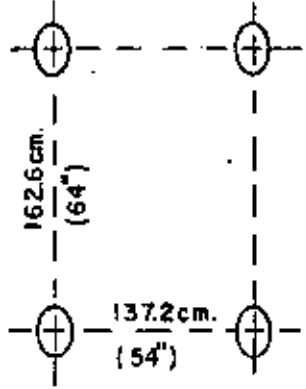
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

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

FIG. 124

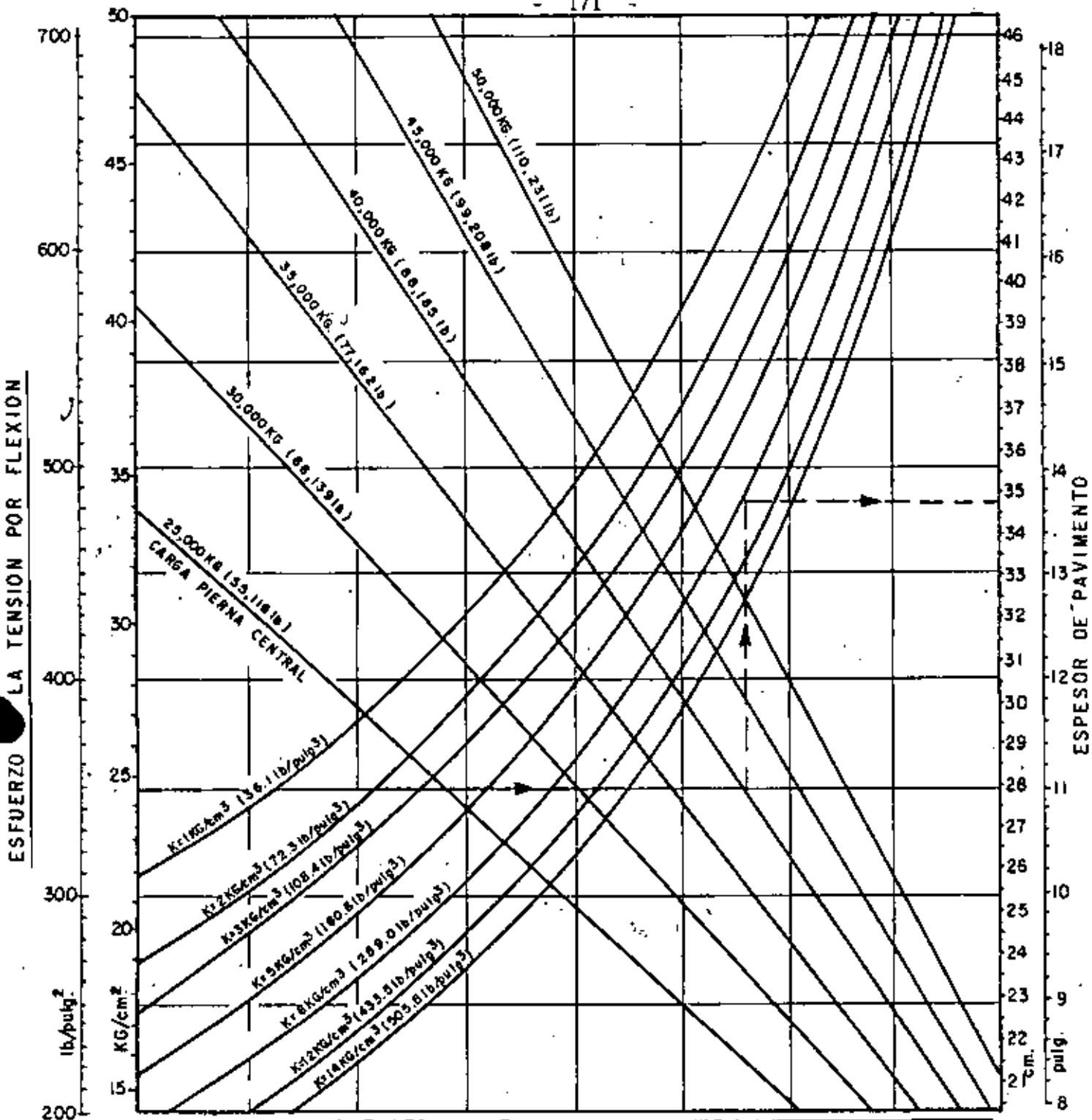


AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,638.7 cm²
(254 pulg²)

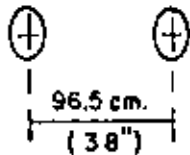


AVION: Mc. DONNELL-DOUGLAS DC-10
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Doble índem.
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones

FIG. 125



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,780.6 cm²
(276 pulg.²)



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

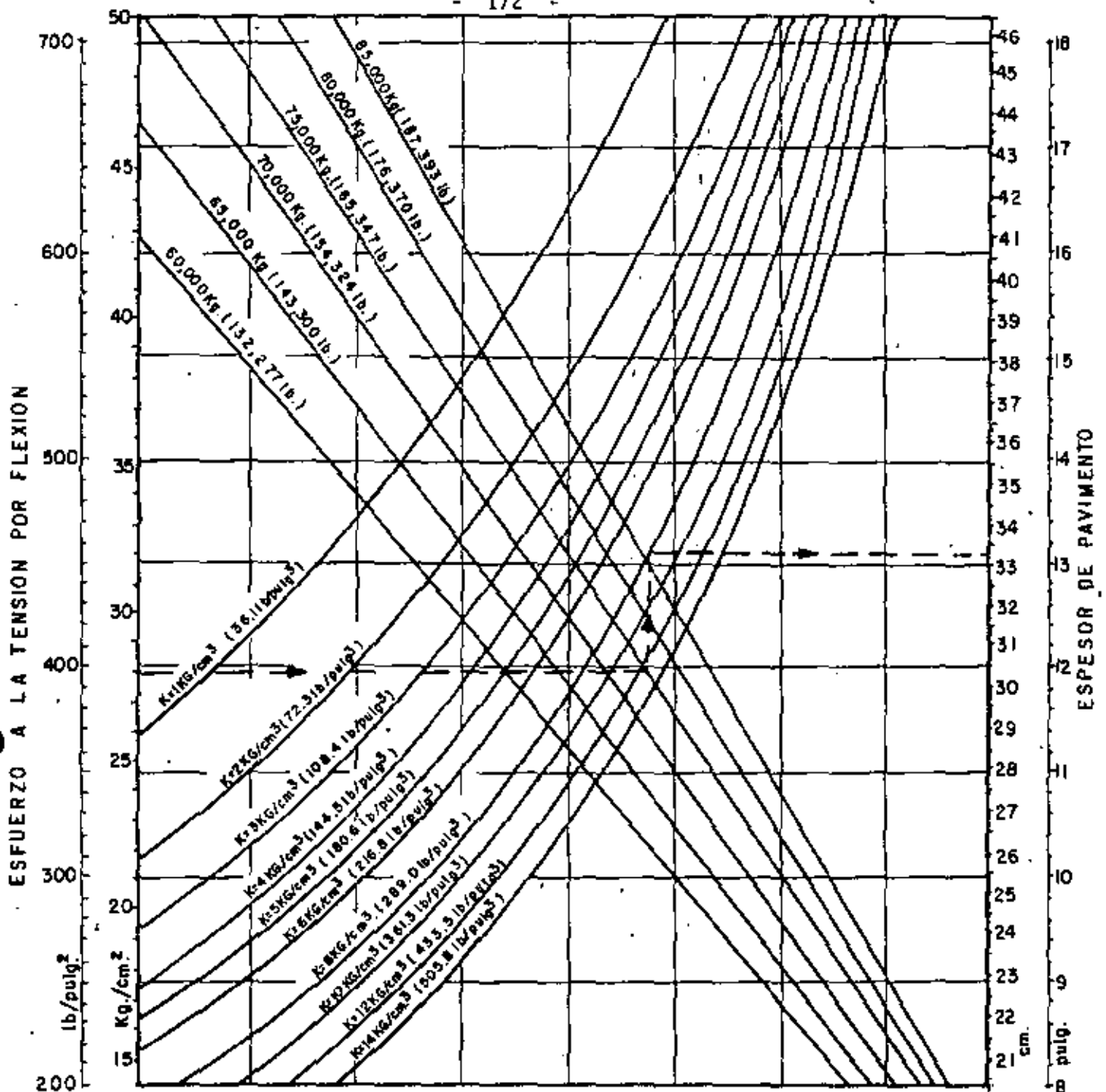
**GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS**

Pierna central: Ruedas dobles

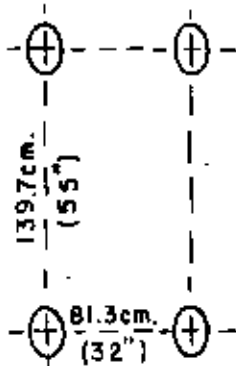
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

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

FIG. 126



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,419.4 cm²
(220 pulg²)



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

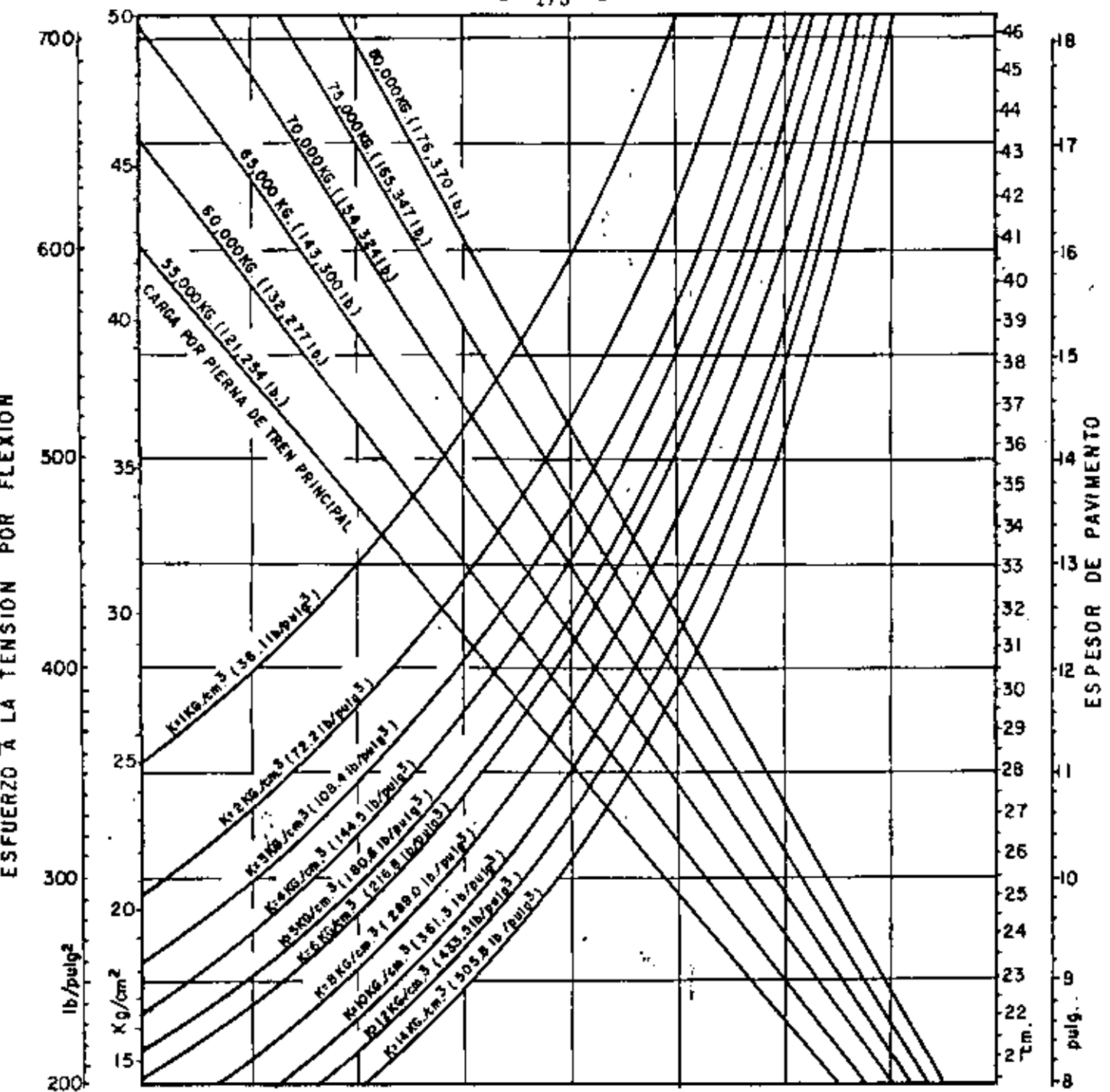
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS

Pierna tren principal: Doble tandem

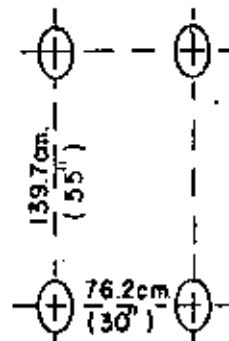
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

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

FIG. 127

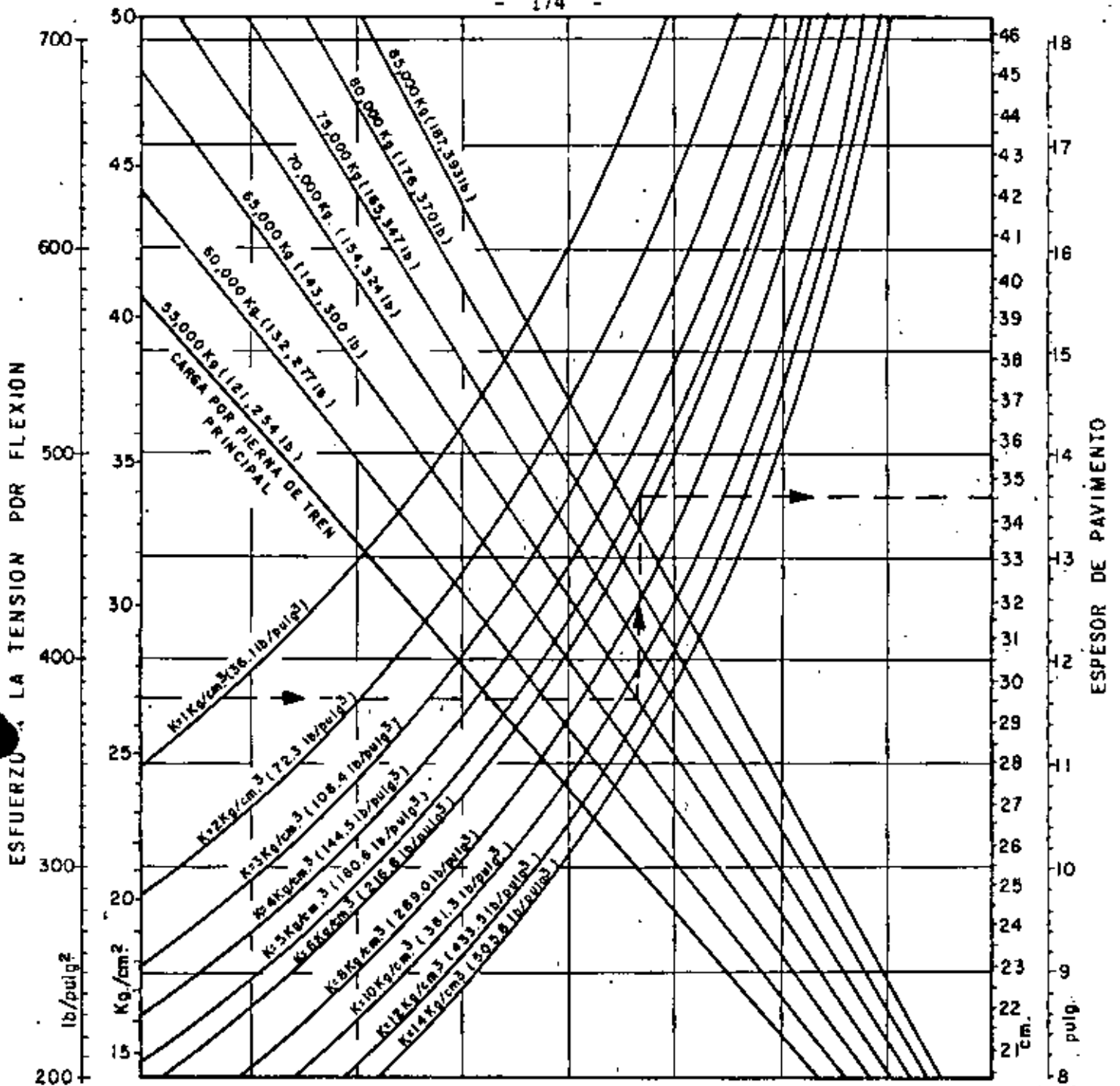


AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,348.4 cm²
(209 pulg²)

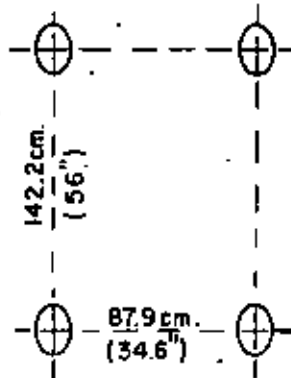


AVION: Mc. DONNELL - DOUGLAS DC-8 (MODELOS 55, 61, 62)
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Doble tándem
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

FIG. 128

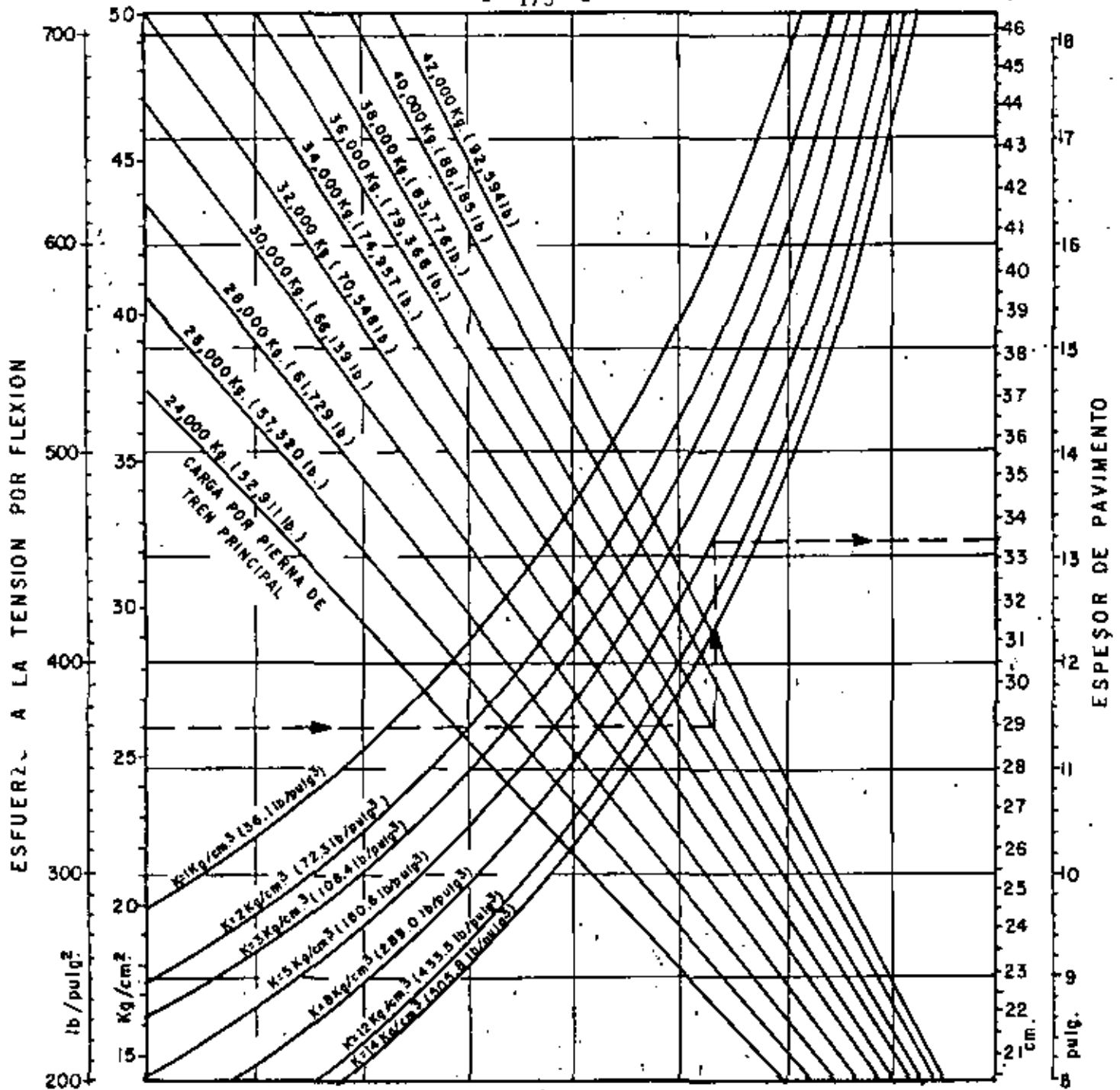


AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,406.4 cm²
(218 pulg²)

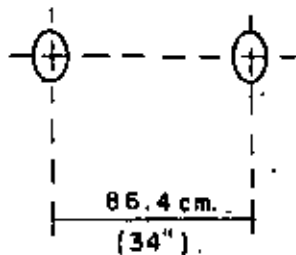


AVION: BOEING B-707 (MODELOS 320B Y 320C)
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Doble tandem
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

FIG. 129



AREA DE CONTACTO
 POR LLANTA: 1,529.0 cm²
 (237 pulg²)



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 utilizado por personal profesional competente, que conozca su significación y limitaciones.

FIG. 130

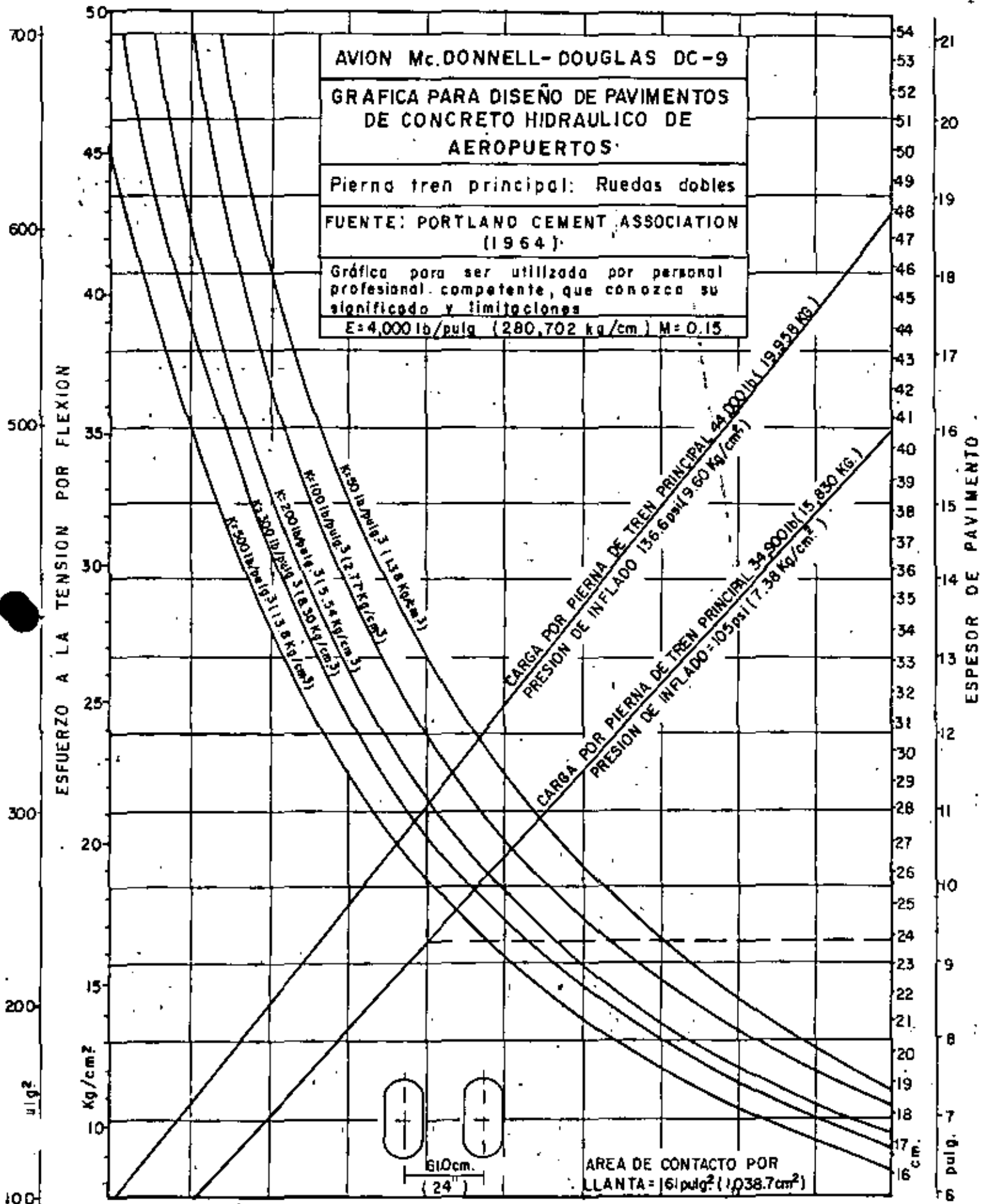


FIG. 131

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 intersecta 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:

- 1ª) Un adecuado espesor de pavimento para soportar las cargas de los aviones y,
- 2ª) 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 comunmente 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 espaciamento.- El diámetro mínimo de las varillas depende de su espaciamento 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 espaciamento permitido, adherencia y consideraciones de transferencia de carga. Para una buena transferencia de carga y buena adherencia, el espaciamento de las varillas es el siguiente:

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

donde:

S_w = espaciamento, 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 comunmente 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 = Area 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 LCN
- b) Viga Benkelman

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

Hoja No.

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.

Fecha.

PISTA - 18 - 36

1/5/77

ESTACION	CICLO	CARGA	LECTURA EN MICROMETROS							
			1		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. 32,000	54.0	11.0	57.0	14.0	55.0	11.0	55.3	
	3		56.0	12.0	59.0	16.0	58.0	13.0	57.6	
	4		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. 59,000	109.0	35.0	114.0	42.0	112.0	35.0	111.6	
	3		114.0	39.0	120.0	47.0	118.0	40.0	117.3	
	4		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. 97,000	221.0	93.0	228.0	97.0	228.0	93.0	225.6	
	3		232.0	101.0	240.0	105.0	240.0	101.0	237.3	
	4		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 TECNICO
 OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VoBo EL JEFE DE LA OFICINA
 Ing Fco. Fdo. Rodarte Lora.
 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

Número de aplicación de cargas.

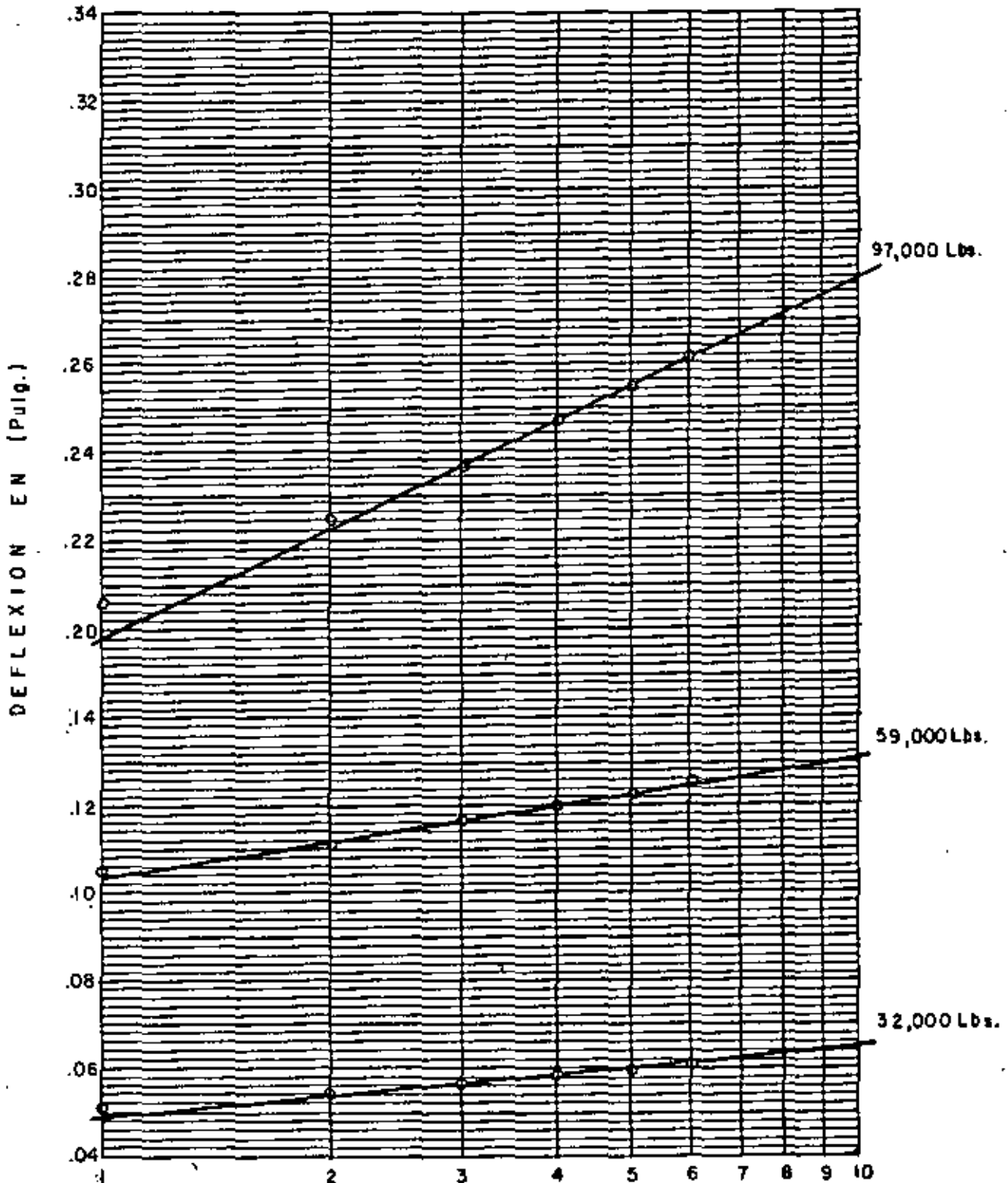


FIG. 132

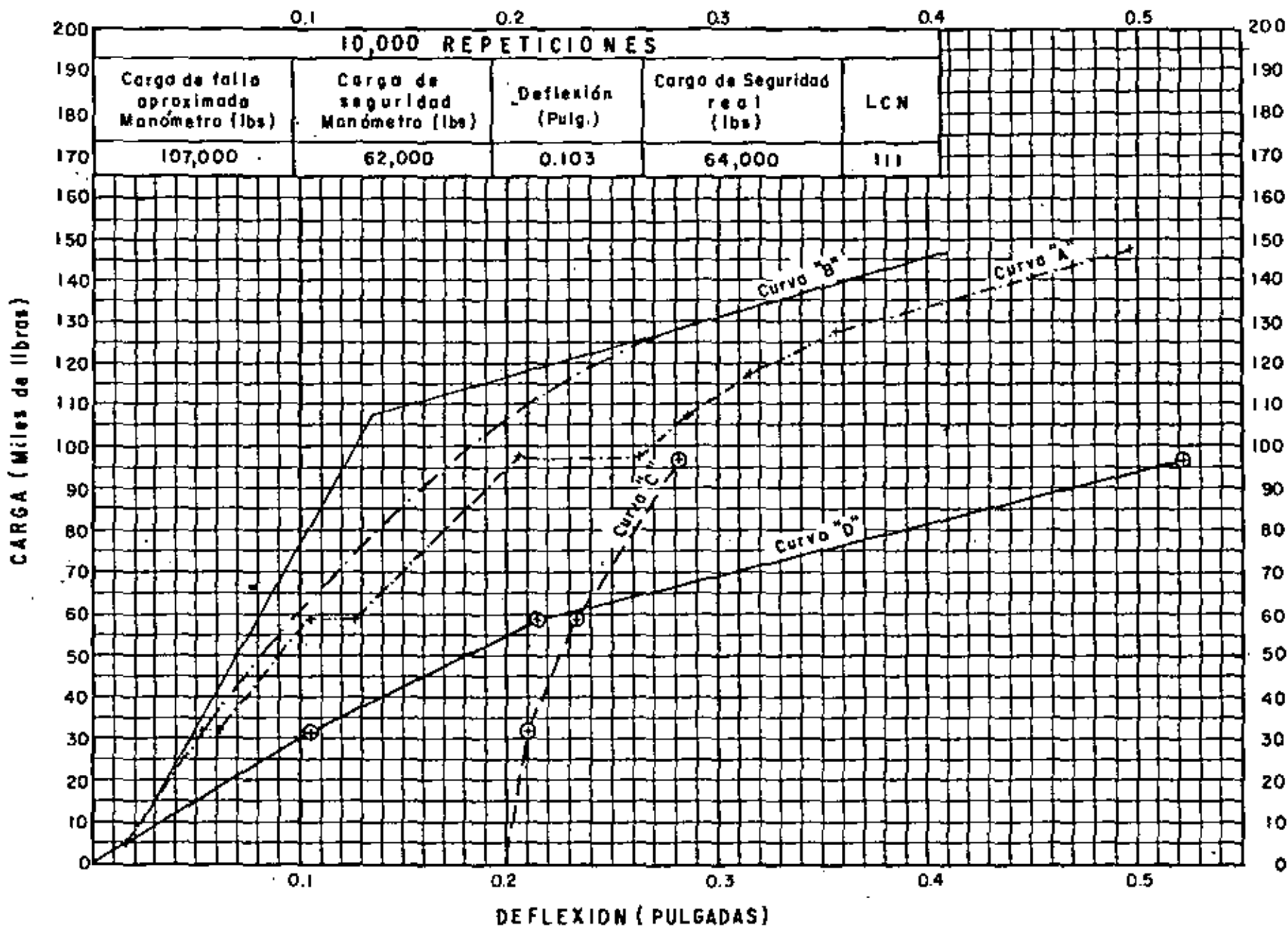
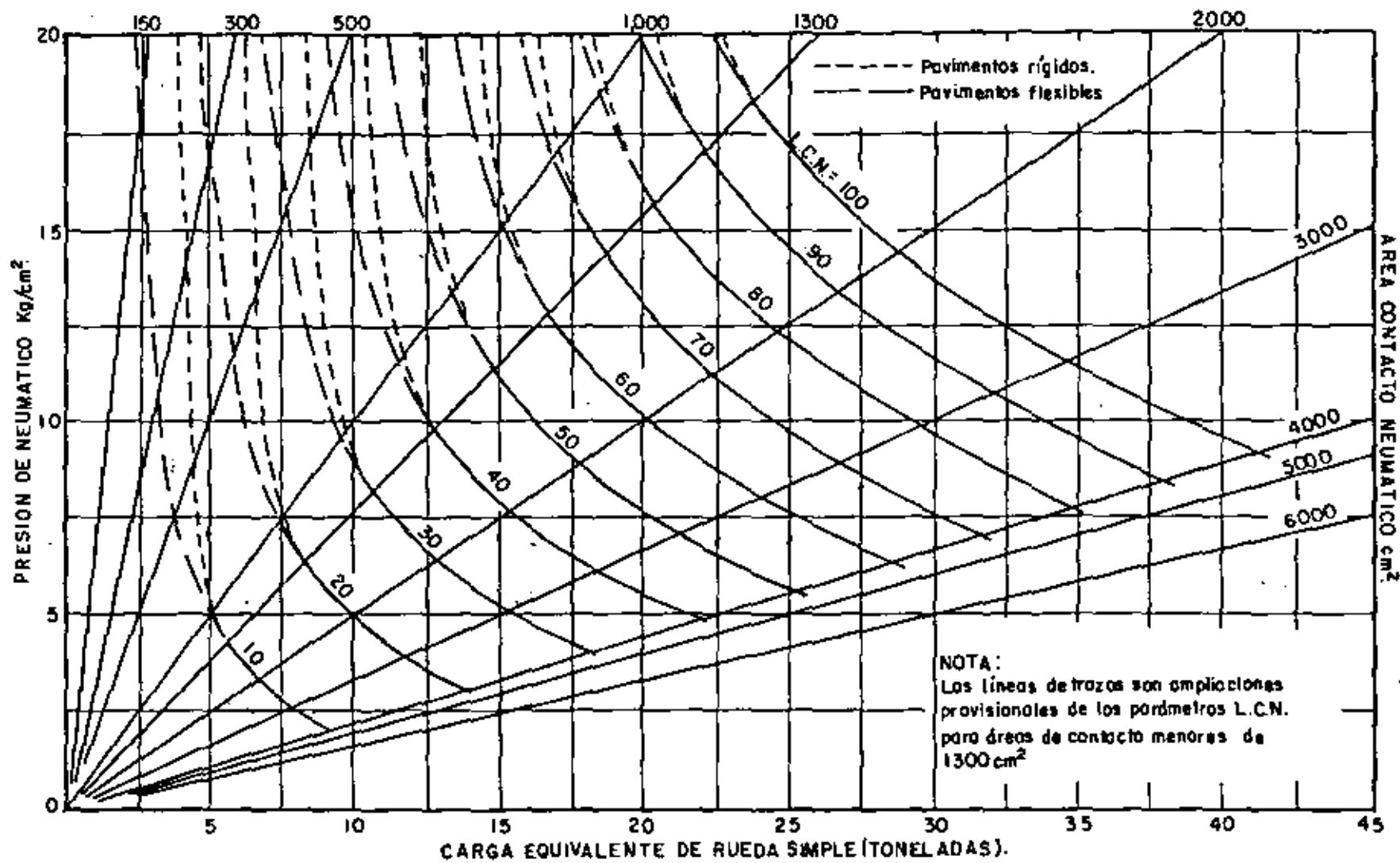


FIG. 133 DEFLEXION (PULGADAS) CALCULO LCN PAVIMENTOS FLEXIBLES. AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH.
 .PISTA 18-36 IV/77.



(Método LCN)

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 pierde aproximación.

El equipo de prueba consiste en una Viga Benkelman y un camión lastrado cuyo eje trasero pese 8.2 tons (18,000 lbs), distribuido uniformemente en dos pares de ruedas, las cuales deberán tener una separación mínima de 5 cm (2"); las llantas deberán ser de 10 x 20 infladas a una presión de 5.6 kg/cm² (80 lbs/pulg²).

La viga Benkelman consiste de una parte fija y una viga móvil. La parte fija descansa en el pavimento apoyada en tres patas ajustables. La viga móvil se acopla a la parte fija por medio de un gozne; uno de sus extremos (punta de prueba) permanece en contacto con el pavimento en el punto por probar; el otro extremo está en contacto con un micrómetro que señala cualquier movimiento vertical del punto de prueba.

La parte fija está equipada con un vibrador para reducir al mínimo la fricción de las partes móviles durante la prueba.

El procedimiento de prueba consiste en centrar uno de los pares de ruedas del camión sobre el punto a probar; se inserta el 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 LCN.- 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.

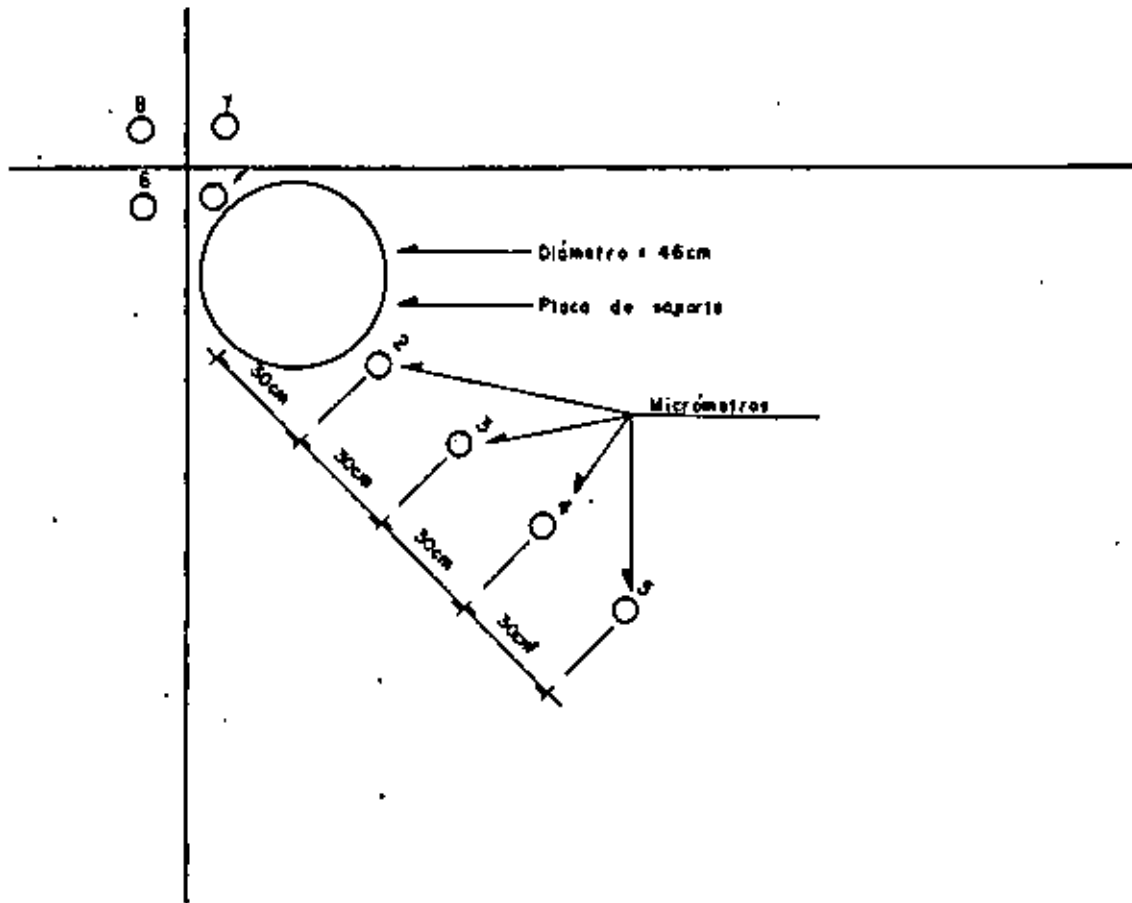
Asimismo, el puente-armadura, que sirve de apoyo fijo a los micrómetros, debe quedar, de ser posible, con sus apoyos fuera de la losa, para evitar que los micrómetros den lecturas falsas de deformación al estar efectuando la prueba.

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.

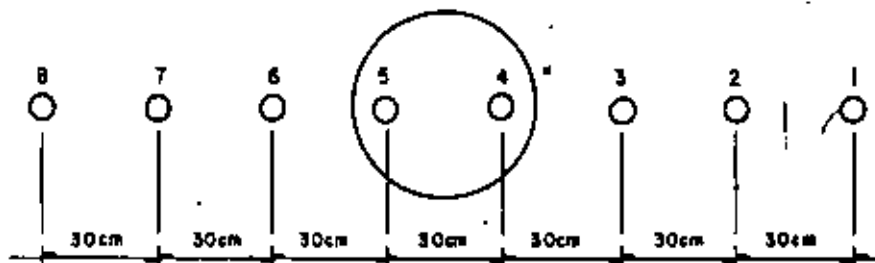
Para la prueba en el centro de losa, los micrómetros se colocan según se indica en la fig. 136.

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:

$$\begin{array}{l} \text{Lectura en micrómetro "6" menos} \\ 0.010 \text{ pulg} \end{array} + \begin{array}{l} \text{Lectura en micrómetro "7" menos} \\ 0.010 \text{ pulg} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Lectura en micrómetro "1"} \\ \text{metro "1"} \end{array} + \begin{array}{l} \text{Lectura en micrómetro "6" menos} \\ 0.010 \text{ pulg} \end{array} + \begin{array}{l} \text{Lectura en micrómetro "7" menos} \\ 0.010 \text{ pulg} \end{array}$$

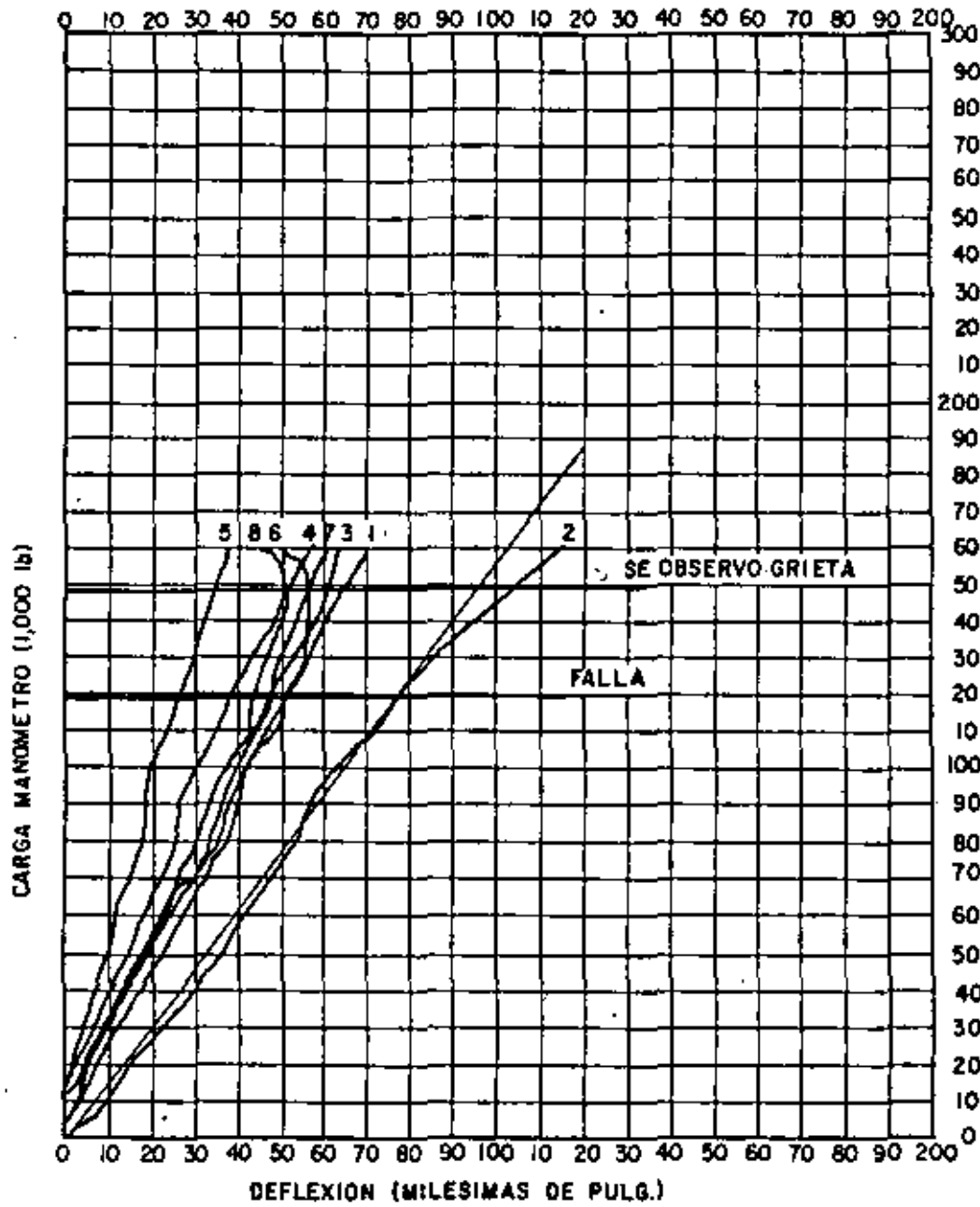


FIG. 137 CALCULO DE LCN PAVIMENTOS RIGIDOS. Deflexión (milésimas de Pulg)
AEROPUERTO DE MEXICALI, B. C. Pista 10-28 Losa 74-C.(30/9/70).

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.



TABLA 28

PRUEBAS DE PLACA
Pavimento rígido

Hoja No

AEROPUERTO DETAMPICO, TAMPS.

Fecha.

Pista 13-31 Cabeceras

Jul/75

Np	Prueba en Lazo (Cadenamiento)	Carga de seguridad (lbs)	Deflexión en carga de seguridad (0.001 pulg.)			CORRECCION POR TRANSFERENCIA DE CARGA				LCM Individual de seguridad ajustado	
			Micrómetro 1	Micrómetro 6 (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=	1.00	68 733	122	
2	19-VII	68 733	31	18	12	49	11	.89	61 172	104	
3	17-XIII	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-I	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

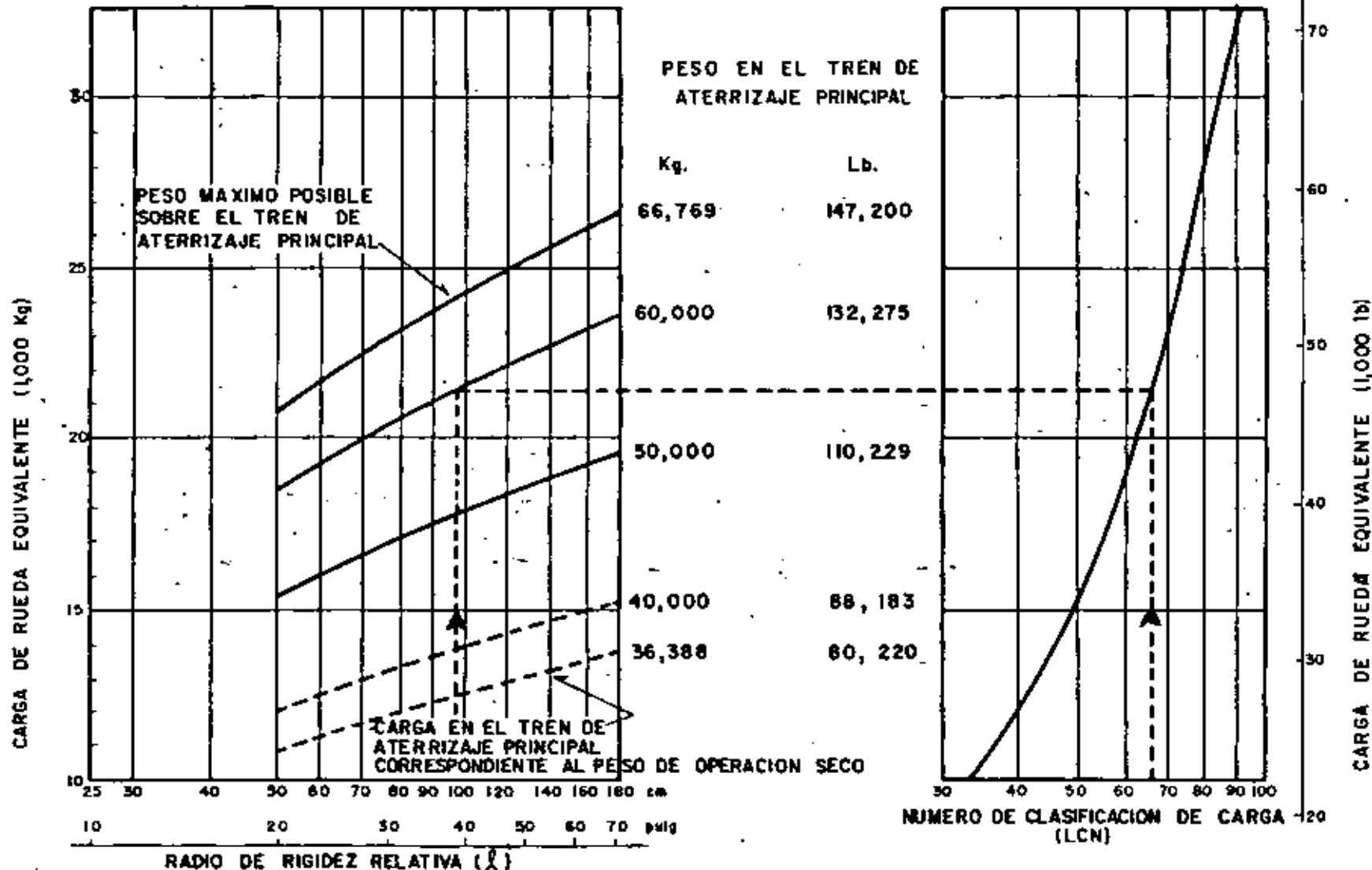
Visto por EL JEFE DE LA OFICINA
Ing Fco. Edo. Rodarte Lazo

Revisó: J. Sec. ING. H. 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 (158 lb/pulg²)



REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO RIGIDO. CONVERSION A L.C.N.
 MODELO BOEING 727-100 A 73,100Kg (16,000 lb) DE PESO TOTAL

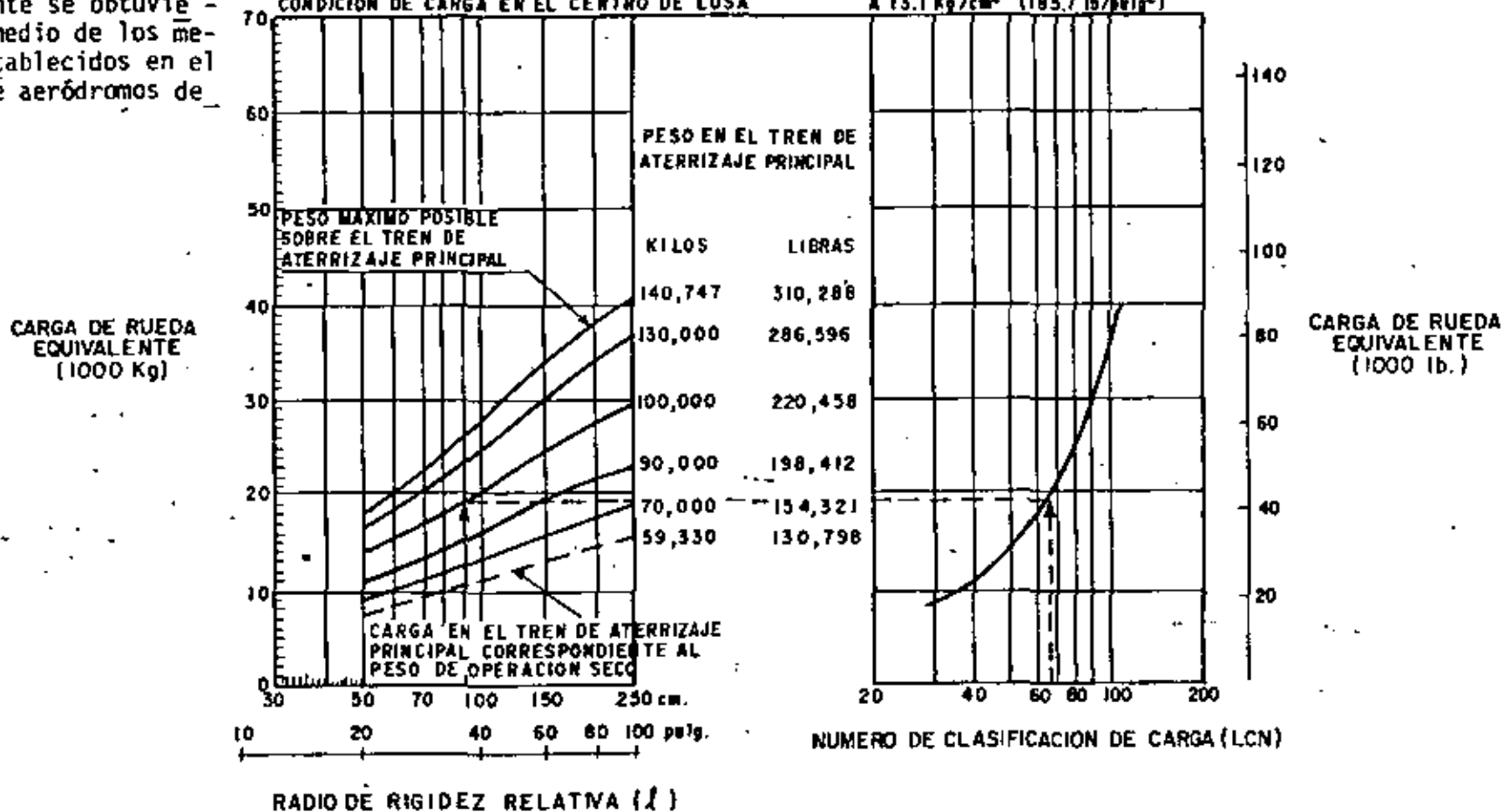
FUENTE: B. 727 AIRPLANE CHARACTERISTICS FOR AIRPORT PLANNING. DIC. 1972 BOEING COMMERCIAL AIRPLANE COMPANY.

FIG. 138

NOTA: Las cargas de rueda equivalente se obtuvieron por medio de los métodos establecidos en el manual de aeródromos de la OACI.

LOS REQUERIMIENTOS DE LCN ESTAN BASADOS EN LA CONDICION DE CARGA EN EL CENTRO DE LOSA

LLANTAS 44x16, PRESION CONSTANTE A 13.1 Kg/cm² (185.7 lb/pulg²)



REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO RIGIDO. CONVERSION A LCN MODELO DC-8-55

FIG. 139

FUENTE:
 DC-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.

Modulo de elasticidad del concreto E = 350,000 kg./cm² = 5,000,000 lbs./sq.in.
Radio de rodaje relativo R = 100,2 cm. = 39,47 pulg.

AEROPUERTO DE: TAMPICO TAMPS.
ELEMENTO: PLATAFORMA DE OPERACIONES

Espesor del pavimento h = 28 cm. = 11 pulg.
Modulo de reaccion de la subrasante K = 6,5 kg./cm³ = 234 lbs./sq.ft.

TIPO DE AVION	CARACTERISTICAS	PESO MAXIMO PERMISIBLE EN EL TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL	
		Para uso normal. LCN Provocada a 85	Para uso limitado. (Tipo de operaciones) P 6 LCN Provocada a
	Aviones con tren de aterrizaje principal de ruedas sencillas Presión llantas 4.2 - 4.9 kg./cm ² (60 - 70 psi.) Peso máximo sobre el pavimento = 45,400 kg. = 100,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
	Aviones de motor de palán o turbopalán con tren de aterrizaje principal de ruedas dobles (Cessna 240, 340, 440 Douglas DC-4, DC-6, Breguet 763 Lockheed Electra 188 A, Vickers Vanguard, Hawker Siddeley 74B y aviones similares) Presión llantas 4.9-10.2 kg./cm ² (70-145 psi.) Peso máximo sobre el pavimento = 65,000 kg. = 143,172 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Douglas DC-9-15	Tren principal ruedas dobles. Llantas 40"x14" presión = 8.96 kg./cm ² (127 psi) Peso cero comb. = 33,516 kg = 74,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 41,504 kg = 91,500 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Douglas DC-9-32	Tren principal ruedas dobles. Llantas 40"x14" presión = 10.68 kg./cm ² (152 psi) Peso cero comb. = 39,463 kg = 87,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 49,442 kg = 109,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Douglas DC-9-51	Tren principal ruedas dobles. Llantas 41"x15" presión = 11.85 kg./cm ² (170 psi) Peso cero comb. = 44,680 kg = 98,500 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 55,340 kg = 122,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 727-100	Tren principal ruedas dobles. Llantas 49"x17" presión = 11.10 kg./cm ² (158 psi) Peso cero comb. = 53,525 kg = 118,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 73,030 kg = 161,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 727-200	Tren principal ruedas dobles. Llantas 50"x21" presión = 10.55 kg./cm ² (150 psi) peso cero comb. = 61,690 kg = 136,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 78,473 kg = 173,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 707-320	Tren principal ruedas en doble tandem. Llantas 46"x18" 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" 18" presión = 13.7 kg./cm ² (195 psi) Peso cero comb. = 104,328 kg = 231,000 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 = 253,309 kg = 558,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 747-3P	Tren principal ruedas cuatro doble tandem. Llantas 45"x16" 26" PR presión = 13.2 kg./cm ² (188 psi) peso cero comb. = 186,000 kg = 410,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 302,400 kg = 666,000 lbs.	SIN RESTRICCION	---
Boeing 747-200B	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 = 373,310 kg = 823,000 lbs.	304,180kg = 670,000 lbs (323,595kg = 712,765 lbs)	SIN RESTRICCION

NOTA: Los números entre paréntesis indican peso total del avión sobre el pavimento (Se considera el 84% del peso sobre el tren principal)

Folio No.
Fecha

2. TECNICAS
MODERNAS
DE
PRODUCCION
DE
AGREGADOS

Ing. Pedro Luis Benítez Esparza

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

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 Rodriguez

1. PLANEACION
DE
LOS
TRABAJOS
DE
CONSTRUCCION

Ing. Carlos Manuel Chavarri Maldonado

PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION.

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 sigue 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.

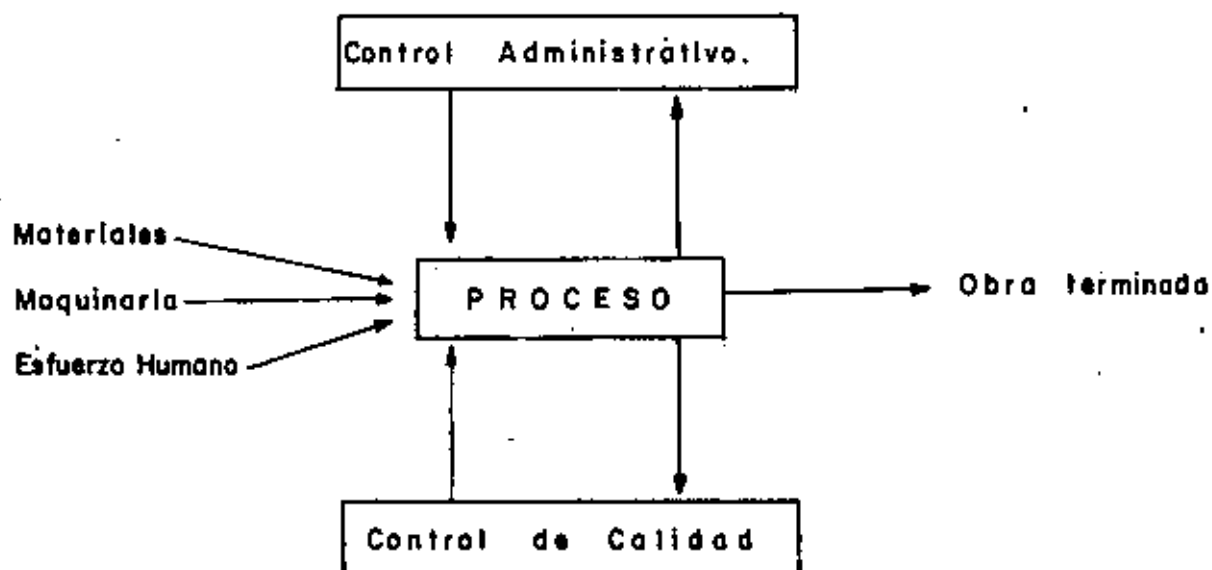


Como habíamos dicho antes el proceso puede ser uno o varios, pero también podremos dividirlo en subprocesos, por ejemplo: (bases, subbases, carpas), cada uno de los cuales producirán una parte de la obra, estos pueden ser simultáneos o en cadena, y es usual que estos subprocesos se analicen -- por separado 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 ejecu -- ción 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 planea -- ción; en realidad constituyen en sí un proceso capaz también de ser planeado. Este tipo de procesos se denominan de Control o Retroalimentación. Si en es -- tos 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 guada 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 ella 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.

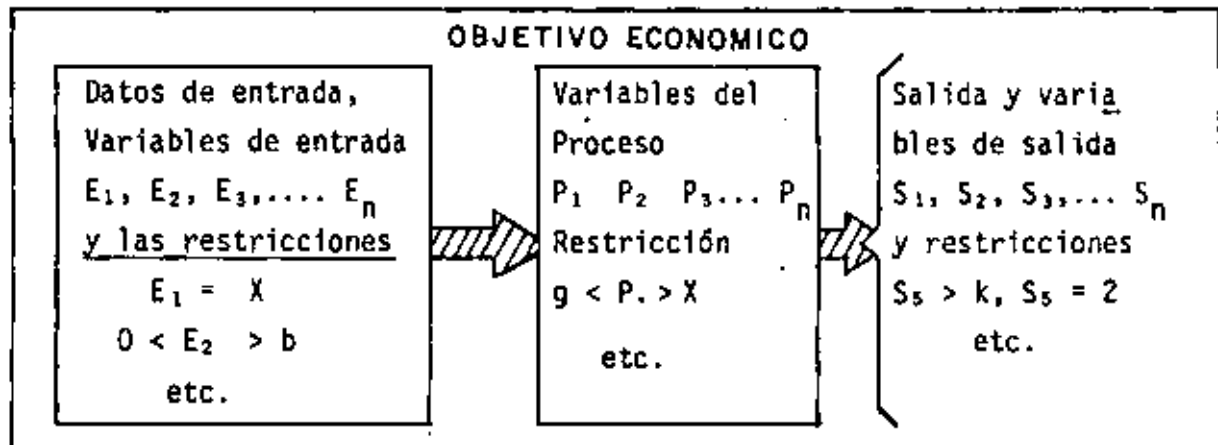
XI SELECCION DE VARIABLES.

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:

- a) Controlables, aquellas que podremos variar a nuestro antojo, como la influencia de iniciar los trabajos, el equipo a usar, etc.
- b) 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 cuando 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 consideran 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 en 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.

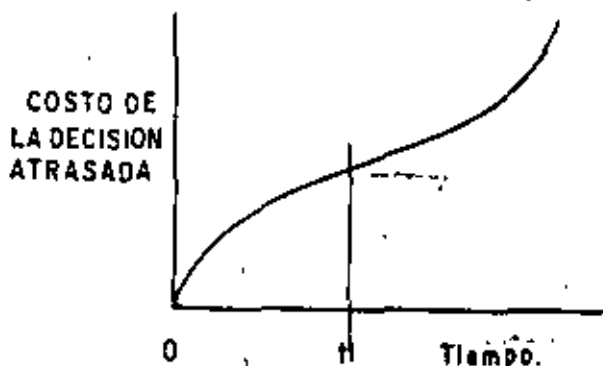
Posteriormente se ampliará el concepto de control, pero conviene recordar que el control es una herramienta indispensable para lograr resultados satisfactorios.

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 es el tiempo 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 se 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 incrementa 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 principiado 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 sí.

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.

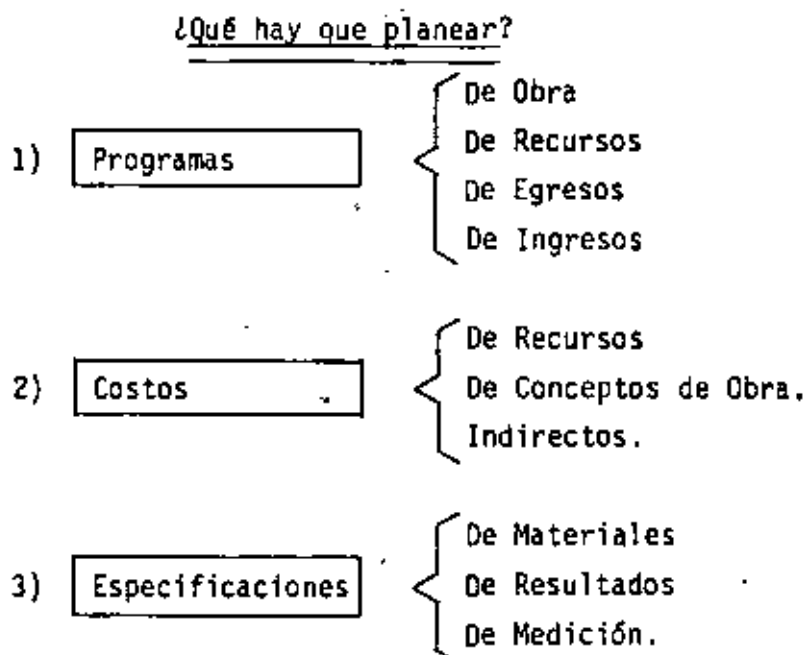
XVIII DECISIONES A NIVEL GERENCIA.

Las decisiones a nivel gerencia se tomarán considerando el sistema-em-presa. En este sistema las obras son subsistemas.

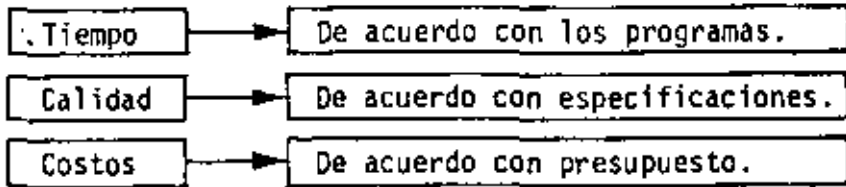
Es común que una decisión a nivel de gerencia modifique una decisión aparentemente óptima considerando el sistema obra. Esto si no es explicado adecuadamente puede ocasionar problemas serios entre las relaciones ejecutor gerente; pues aparece como contradictorio el hecho de que se proponga una solución 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.

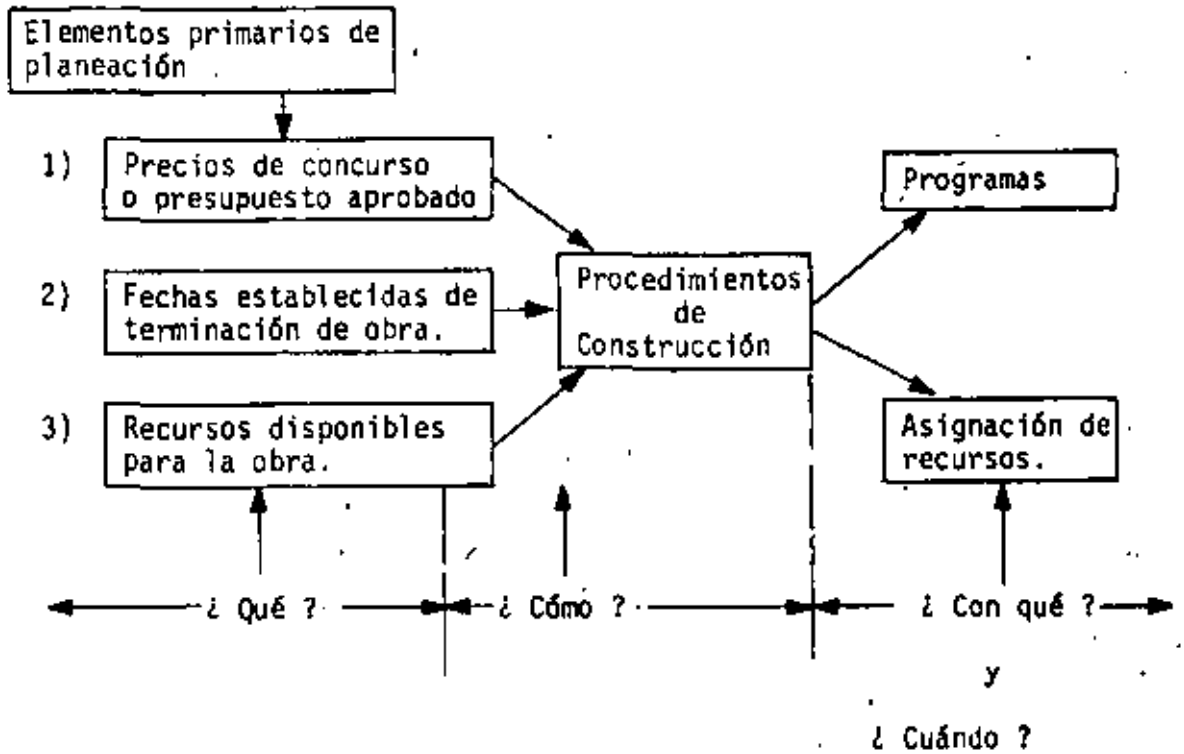
En resumen podríamos plantear las tres preguntas que se indican a continuación y buscar su solución.

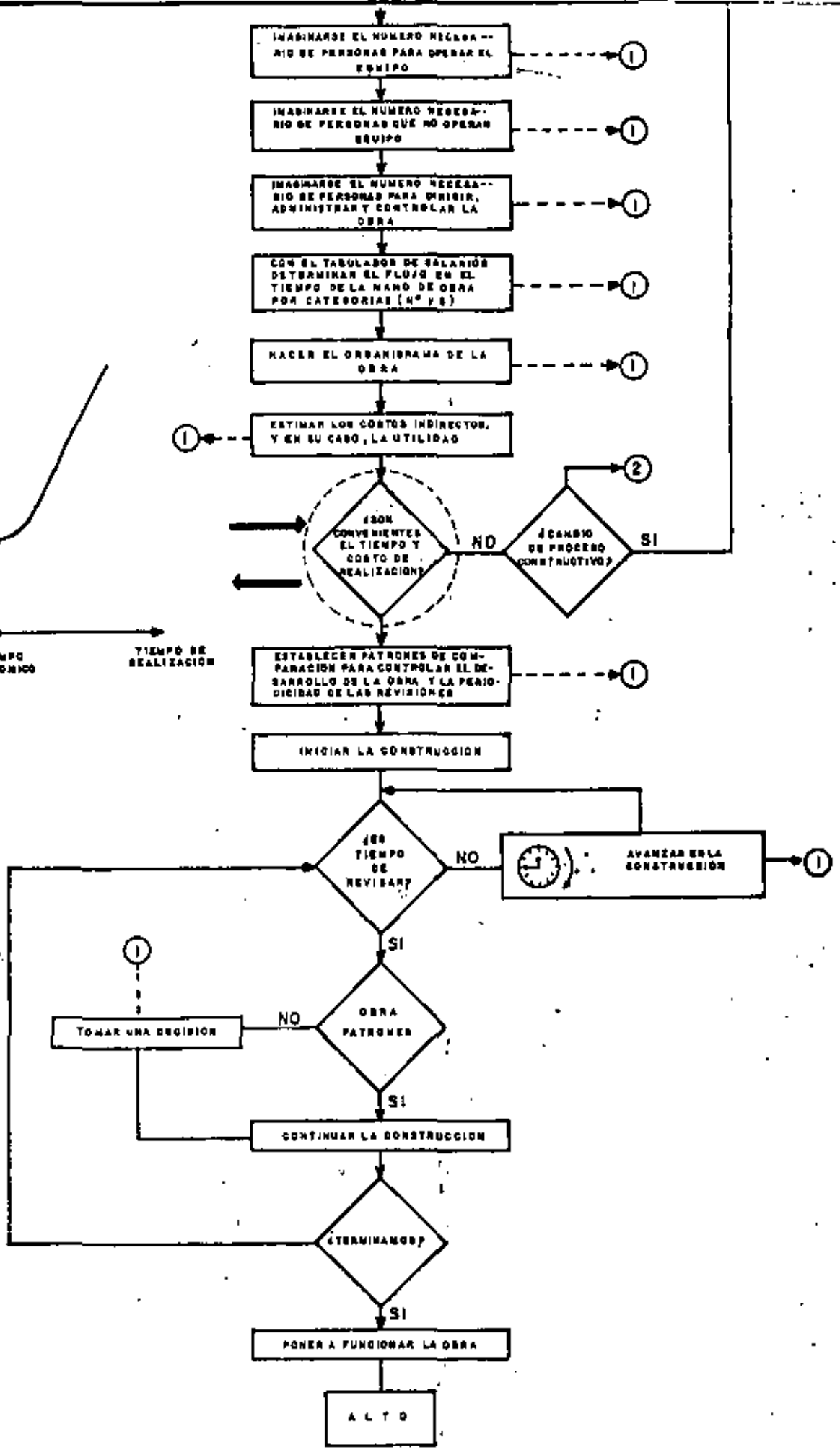
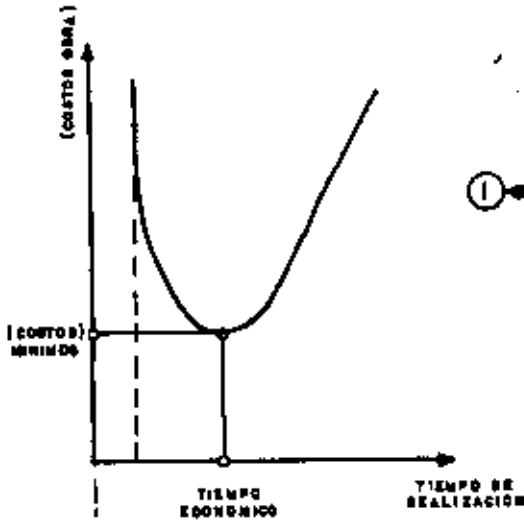


¿ Qué hay que controlar ?

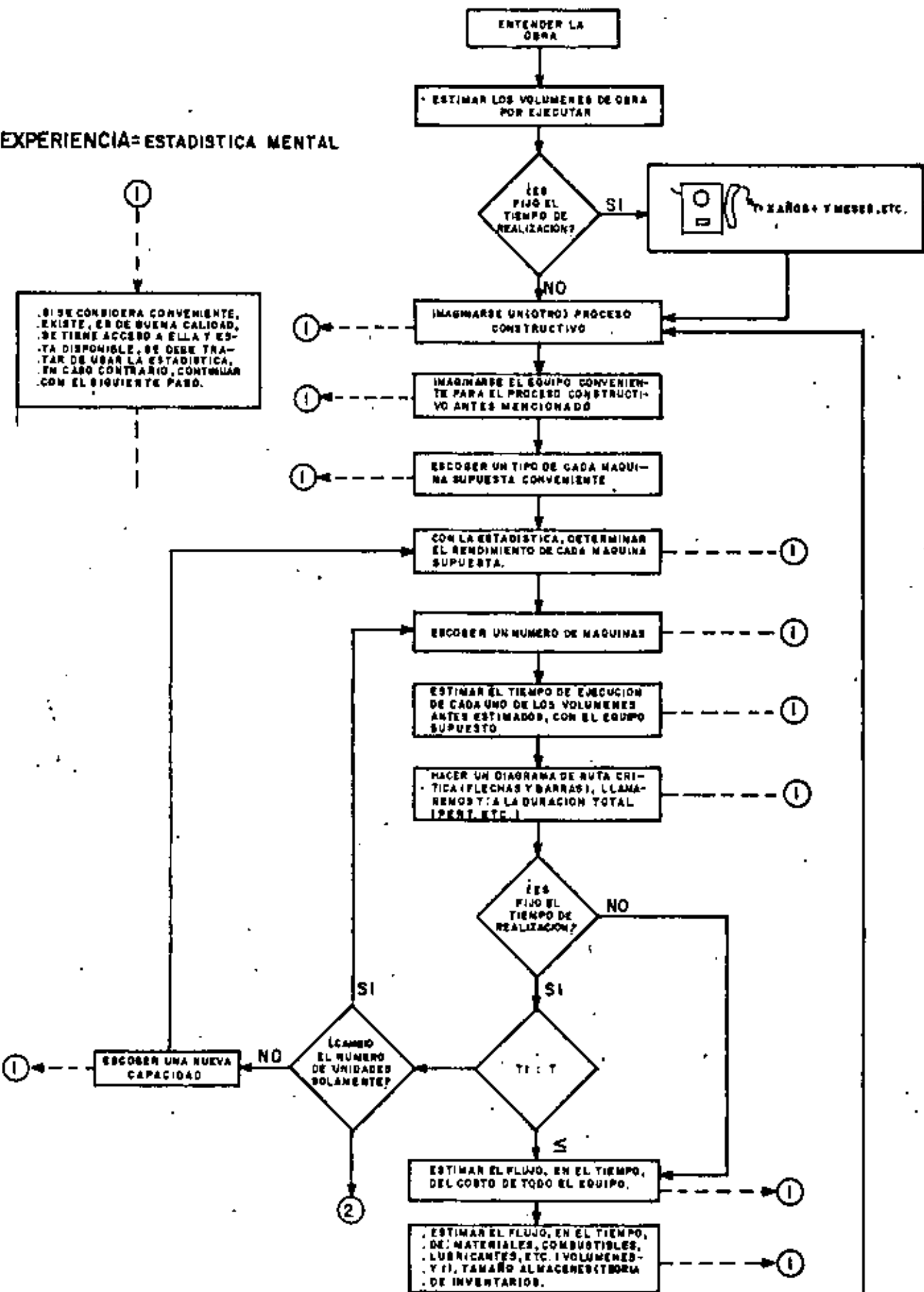


¿ Cómo planear ?





EXPERIENCIA= ESTADISTICA MENTAL





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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS.

Notas complementarias

ING. MIGUEL QUINTERO N.

Agosto, 1983.

TABLA I
TERRACERIA

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	76	1500 ó 0.5 espesor de capa	2000 ó 0.5 espesor de capa
% < malla N° 200	30 máx.	----	----
W_L (%)	40 máx.	50 máx.	60 máx.
I.P. (%)	---	---	25 máx.
AASHTO Estándar (%)	95 mín.	90 ± 2 ó Bureado	90 ± 2 ó Dentado
CBR (%)	5 mín.	5 mín.	3 mín.
Expansión (%)	---	---	3

23

TABLA II
SUB-RASANTE

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	75	75	75
% < malla N° 200	25 máx.	35 máx.	----
W_L (%)	30 máx.	40 máx.	50 máx.
I.P. (%)	10 máx.	20 máx.	25 máx.
AASHTO Estándar (%)	100 mín.	100 ± 2	100 ± 2
CBR (%)	20 mín.	15 mín.	15 mín.

24

TABLA IV

BASES

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA
Tamaño máx. (mm)	75	75
% < malla N° 200	10 máx.	15 máx.
Zona granulométrica	1 y 2	1, 2 y 3
W_L (%)	25 máx.	30 máx.
I.P. (%)	6 máx.	6 máx.
E.A. (%)	50 mín.	40 mín.
AASHTO Modif. (%)	100 mín.	100 mín.
CBR (%)	100 mín.	60 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx.	40 máx.

* AASHTO T100-70

TABLA III

SUB-BASES Y REVESTIMIENTO

CARACTERISTICA	DESEABLE	TOLERABLE	REVESTIMIENTO
Tamaño máx. (mm)	75	75	75
% < malla N° 200	15 máx.	25 máx.	10 - 25
Zona granulométrica	1 y 2	1 a 3	----
W_L (%)	25 máx.	30 máx.	35 máx.
I.P. (%)	6 máx.	10 máx.	4 - 10
E.A. (%)	40 mín.	30 mín.	-----
AASHTO Modif. (%)	100 mín.	100 mín.	100 mín. (AASHTO Estándar)
CSR (%)	40 mín.	30 mín.	30 mín.

* AASHTO T100-70



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

**APUNTES TALLER PAVIMENTOS
METODO INSTITUTO DEL ASFALTO
METODO CALIFORNIA
METODO COMPUTARIZADO**

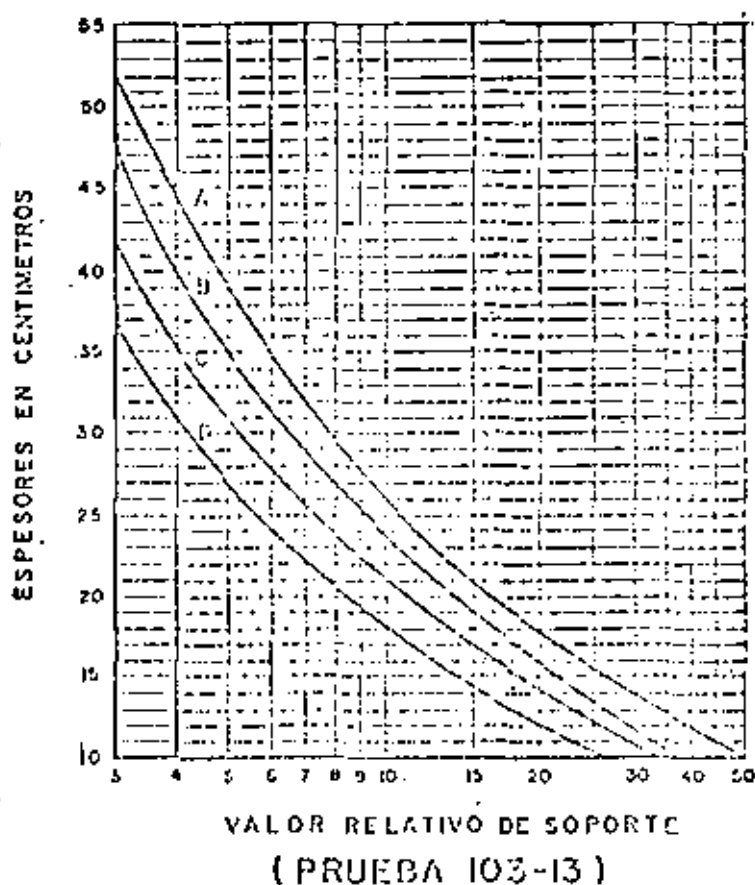
M. EN C. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

AGOSTO, 1983

PAVIMENTOS I

DISIÑO METODO S O P

GRAFICA PARA CALCULAR EL ESPESOR MINIMO DE SUB-BASE MAS BASE EN PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CAMINOS EN FUNCION DE V. R. S. DE LA SUB-RASANTE.



INTENSIDAD DE TRANSITO DE VEHICULOS CON CAPACIDAD DE CARGA IGUAL O SUPERIOR A 3 TONELADAS METRICAS CONSIDERADO EN UN SOLO SENTIDO.	CURVA APLICABLE PARA PROYECTO DE ESPESORES.	TIPO RECOMENDABLE DE CARPETA ASFALTICA.
MAYOR DE 1000 VEHICULOS AL DIA	A	MEZCLA EN PLANTA
DE 600 A 1000 " " "	B	MEZCLA EN EL LUGAR O MEZCLA EN PLANTA.
DE 200 A 600 " " "	C	TRATAMIENTO SUPERFICIAL TRIPLE O MEZCLA EN EL LUGAR
MEJOR DE 200 " " "	D	TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE O DOBLE.

FIG. NUM. 1

CARACTERISTICAS-ESTRUCTURALES DE CARPETAS ASFALTICAS

Espesores recomendables prácticos en función del Tránsito Diario.

INTENSIDAD DE TRANSITO.	CARPETA ASFALTICA.
Más de 2000 vehículos.	Concreto asfáltico con espesor mínimo de <u>7.5 cm.</u>
De 1000 a 2000 vehículos.	Concreto asfáltico con espesor mínimo de <u>5 cm.</u>
De 500 a 1000 vehículos.	Mezcla en el lugar o en planta de 5 cm de espesor.
Menos de 500 vehículos.	Tratamiento superficial simple, o doble en lugares de alta precipitación pluvial.

APUNTES TALLER PAVIMENTOS

METODO INSTITUTO DEL ASFALTO

M. EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ.

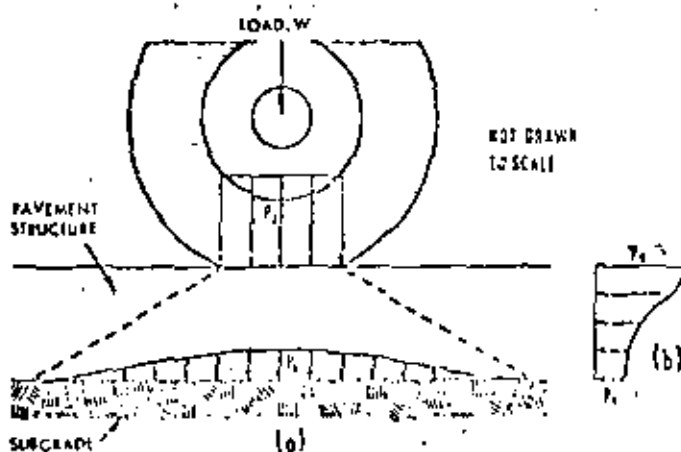


Figure 1-1—Spread of wheel-load through pavement structure

Dispersión de la carga de la rueda a través de la estructura del pavimento.

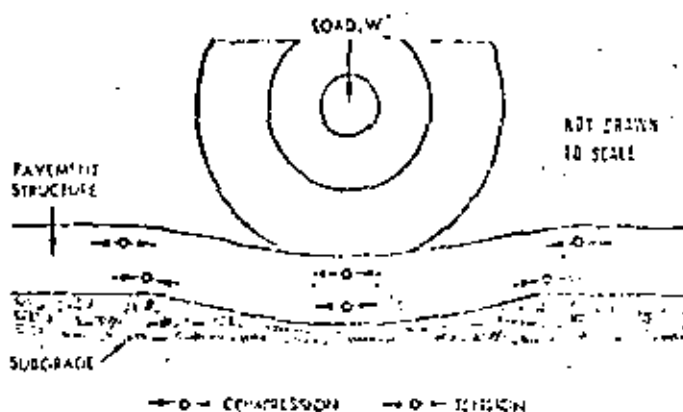


Figure 1-2—Pavement deflection results in tensile and compressive stresses in pavement structure

Deflexión del pavimento que provoca esfuerzos de tensión y compresión en la estructura total.

TABLE III-2—PERCENTAGE OF TOTAL TRUCK TRAFFIC IN DESIGN LANE

Number of Traffic Lanes (Two Directions)	Percentage of Trucks in Design Lane
2	50
4	45 (25-48)*
6 or more	40 (25-48)*

* Probable range.

Porcentaje del tráfico total de camiones en el carril de diseño.

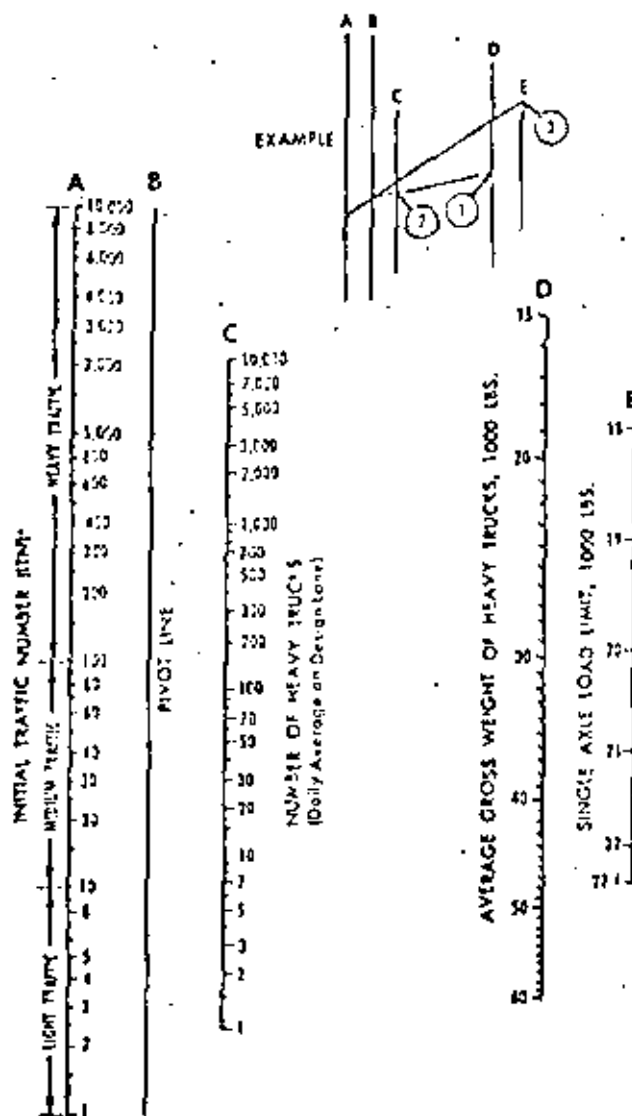
TABLE III-1—ESTIMATED RANGES IN PERCENT TRUCKS AND AVERAGE GROSS WEIGHT IN THE UNITED STATES

Description of Highway or Street	Percent ^a Heavy Trucks	Average ^a Gross Weight (1000 Pounds)
City Streets (local)	5 or less	15-25
Urban Highways		
Primary	5 ¹ - 15	20-30
Interstate	5 - 10	35-45
Local Rural Roads	15 or less	15-25
Interurban Highways		
Primary	5 - 20	30-40
Interstate	10 - 25	35-45

Rango estimado en porciento de camiones y promedio pesado en USA.

Número de camiones pesados =

$$IDT \times \frac{A}{100} \times \frac{B}{100}$$



* IDT value may require correction where the IDT of automobiles and light trucks is relatively high. See Figure III-2.

Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure III-1—Traffic analysis chart

NOMOGRAFIA de análisis de tráfico

(obtención del IDT)

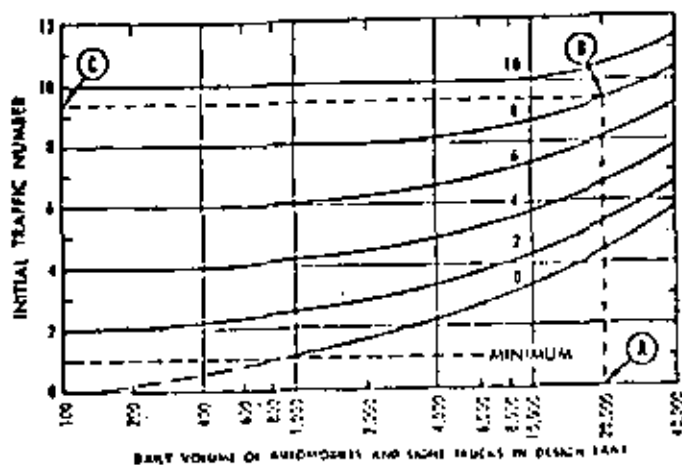


Figure III-2—Chart for adjusting Initial Traffic Number (ITN) for daily volume of automobiles and light trucks

Gráfica para ajustes del número inicial de tráfico ITN por volúmenes diarios de automóviles y pick-ups.

TABLE III-3—INITIAL TRAFFIC NUMBER (ITN) ADJUSTMENT FACTORS					
Design Period, Years, (n)	Annual Growth Rate, percent (r)				
	2	4	6	8	10
1	0.03	0.05	0.05	0.05	0.05
2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
4	0.21	0.21	0.22	0.22	0.23
6	0.32	0.33	0.35	0.37	0.39
8	0.43	0.46	0.50	0.52	0.57
10	0.55	0.60	0.66	0.72	0.60
12	0.67	0.75	0.84	0.95	1.07
14	0.80	0.92	1.05	1.21	1.40
16	0.93	1.09	1.26	1.57	1.80
18	1.07	1.28	1.55	1.87	2.28
20	1.21	1.49	1.84	2.27	2.86
25	1.60	2.08	2.74	3.65	4.92
30	2.03	2.80	3.95	5.65	6.77
35	2.50	3.65	5.37	8.02	13.55

$$\text{Factor} = \frac{(1 + r)^n - 1}{20r}$$

Tabla para factores de ajuste del ITN con base al período de diseño en años y al porcentaje de crecimiento anual.

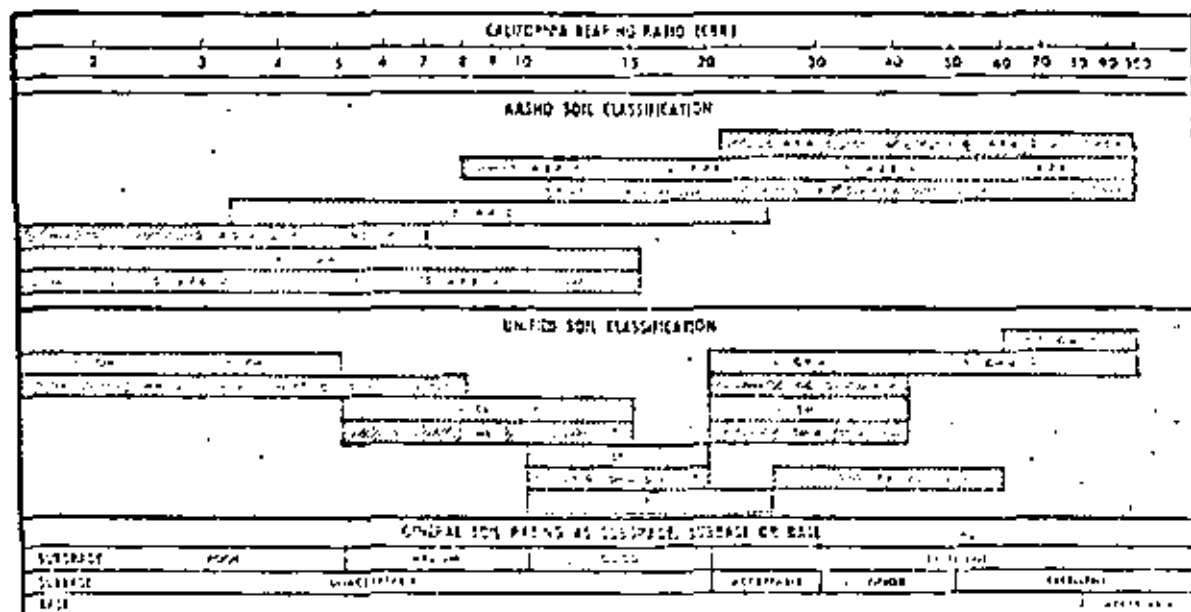


Figure IV-1—Approximate correlation of soil ratings for use in design of light traffic pavements

GUIA para correlación y obtención de CBR con base a las clasificaciones de suelos .

Nota : Usese solamente como guía. Deberán realizarse pruebas directas en el campo para obtención de valores reales y posteriormente análisis estadístico de probabilidades al 90 percentil.

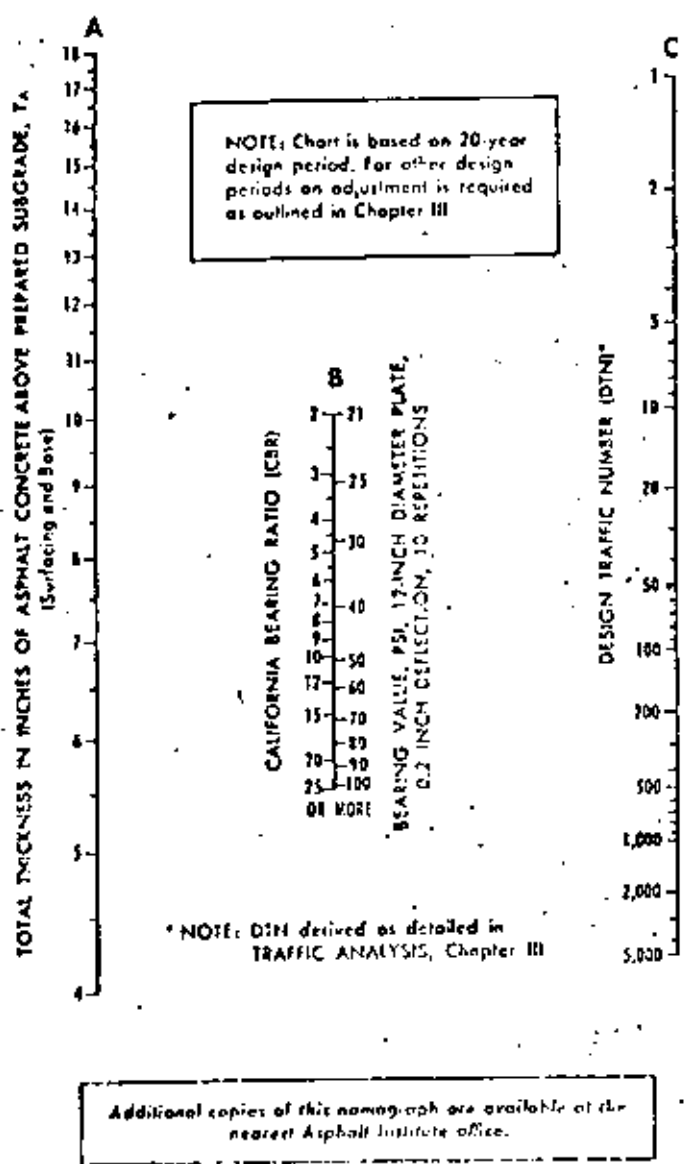
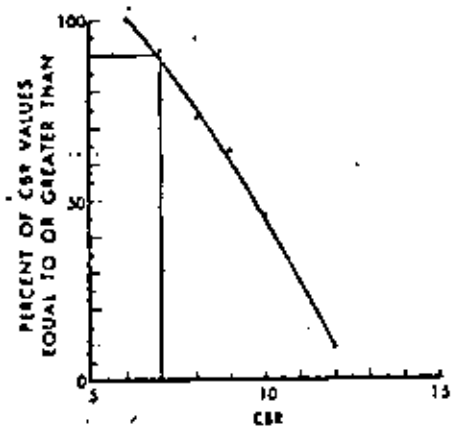
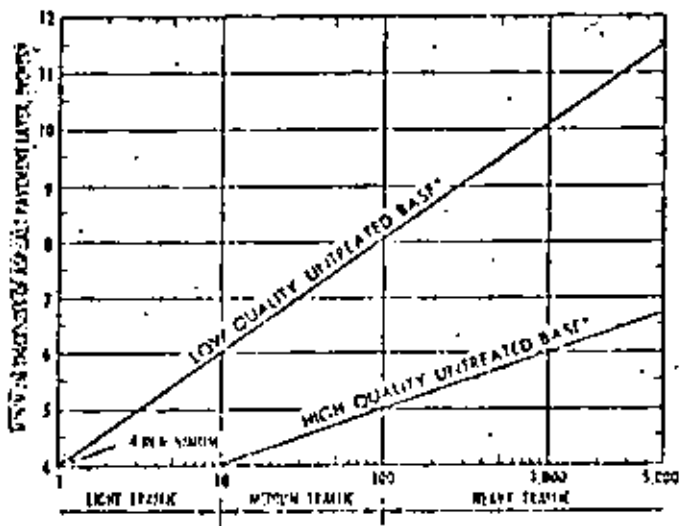


Figure V-1—Thickness design chart for asphalt pavement structures using subgrade soil CBR or Plate-Bearing values

GRAFICA PARA EL DISEÑO DE LOS ESPESORES DE PAVIMENTOS ASFALTICOS UTILIZANDO VALORES RELATIVOS DE SOPORTE Y NUMERO DE TRAFICO DE DISEÑO (DTN) BASADA EN PERIODO DE 20 AÑOS.



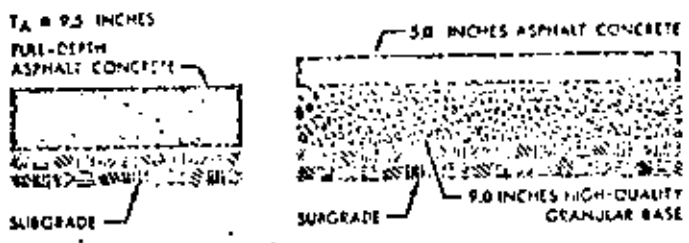
Percentil 90 para obtención del CBR



*See Article B 01. DESIGN TRAFFIC NUMBER (DTN)

Figure B-1—Minimum thickness of asphalt pavement layers over untreated granular bases

Esposores mínimos de pavimento asfáltico sobre bases no tratadas. Recomendado para convertir resultados de pavimentos con espesor asfáltico total a estructuras de carpetas mas delgadas sobre una base obtenida sin estabilizar.



APUNTES TALLER PAVIMENTOS
METODO CALIFORNIA

M. EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ.

DEFLEXIONES DYNAFLECT SAHOP

Hoja N° 1 de 32
Hora 12:30
Km. 58+000

OBRA: Límite Edos. Mor. / Gro. - Taxco

FECHA: 16 - Julio - 1979

OPERADOR: RTG / EZ

CAMINO, CALLE, AEROPISTA: Km. 58+000 al 58+500

TEMP. AMBIENTE: 35°C ESTADO DEL TIEMPO: Caluroso, claro

B-22.30 D-273

Lectura N°	Km.	Temp. °C Circuito	Hora	SENSOR 1			SENSOR 2			SENSOR 3			SENSOR 4			SENSOR 5			Equivalente	
				Lect.	Mult.	Deflex.	Lect.	Mult.	Deflex.	Lect.	Mult.	Deflex.	Lect.	Mult.	Deflex.	Lect.	Mult.	Deflex.	V. B. x 10 ³	Deflex.
1	58+000	40°C	12:30	3.2	0.3	0.96	2.5	0.3	0.75	1.2	0.3	0.36	1.6	0.1	0.16	2.1	0.03	0.063		18.7
2	+020	"	"	3.0	0.3	0.90	1.4	0.3	0.42	3.2	0.1	0.32	2.3	0.1	0.23	1.4	0.1	0.14		18.0
3	+040	"	"	2.8	0.3	0.84	1.3	0.1	0.13	3.6	0.1	0.36	2.2	0.1	0.22	1.2	0.1	0.12		16.0
4	+060	"	"	3.4	0.3	1.02	2.2	0.1	0.22	3.2	0.1	0.32	1.6	0.1	0.16	1.9	0.03	0.057		20.0
5	+080	"	"	1.5	0.3	0.45	1.8	0.3	0.54	1.2	0.1	0.12	2.0	0.1	0.20	1.5	0.1	0.15		8.0
6	+100	"	"	2.5	1.0	2.50	4.0	0.3	1.20	3.3	0.3	0.99	2.2	0.3	0.66	1.3	0.3	0.39		53.0
7	+120	"	"	1.4	1.0	1.40	1.5	0.3	0.45	1.4	0.3	0.42	2.0	0.1	0.20	2.5	0.03	0.075		28.5
8	+140	"	"	3.0	0.3	0.90	3.4	0.03	1.02	2.0	0.1	0.20	2.8	0.03	0.84	1.4	0.03	0.42		18.0
9	+160	"	"	1.8	0.3	0.54	1.8	0.01	0.018	1.2	0.03	0.036	1.0	0.01	0.010	1.0	0.01	0.010		10.0
10	+180	"	"	2.9	0.1	0.29	1.2	0.03	0.036	4.4	0.03	0.132	2.8	0.03	0.084	1.8	0.03	0.054		4.0
11	+200	"	"	3.5	0.5	1.05	1.2	0.5	0.60	2.7	0.1	0.27	1.2	0.1	0.12	1.3	0.03	0.039		22.0
12	+220	"	"	3.2	0.3	0.96	2.2	0.1	0.22	2.4	0.1	0.24	2.8	0.03	0.084	1.3	0.03	0.039		19.0
13	+240	"	"	4.0	0.3	1.20	1.8	0.3	0.54	3.3	0.1	0.33	1.6	0.1	0.16	2.2	0.03	0.066		24.0
14	+260	"	"	3.6	0.5	1.80	1.6	0.3	0.48	4.4	0.1	0.44	2.4	0.1	0.24	1.2	0.1	0.12		22.0
15	+280	"	"	1.6	1.0	1.60	1.3	0.3	0.39	2.3	0.1	0.23	1.6	0.1	0.16	1.9	0.03	0.057		32.0

B-25

CALCULOS DEL TRAZO Y OBSERVACIONES:

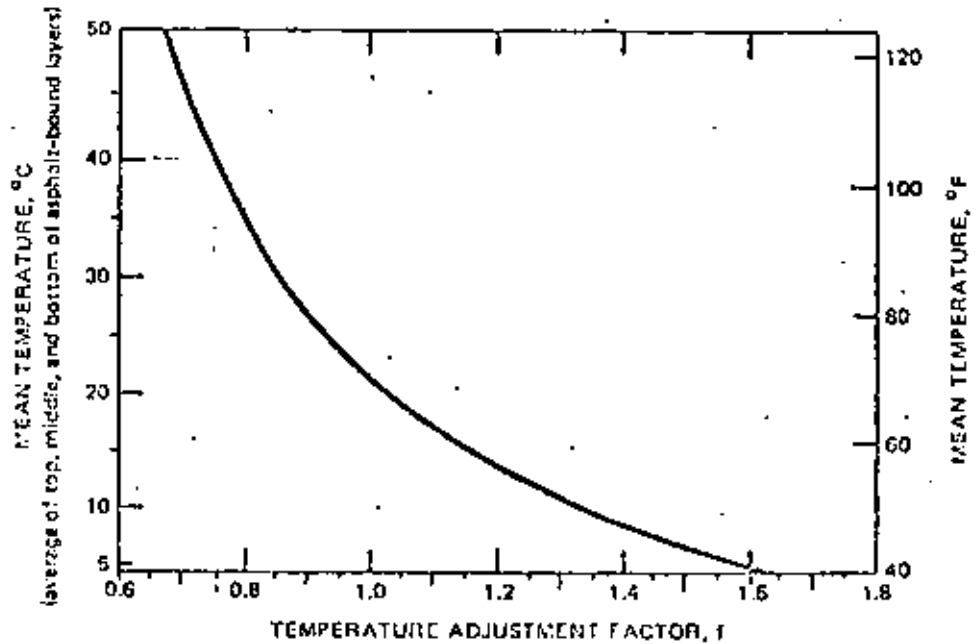
CALCULO DE LA DEFLEXION CARACTERISTICA REPRESENTATIVA

(Método del Instituto del Asfalto 1978)

$$S_c = (\bar{x} + 2s) f \cdot c$$

$$s = \sqrt{\frac{n(\sum x^2) - (\sum x)^2}{n(n-1)}}$$

- \bar{x} = media
- s = desviación std. (95)
- f = fact. ajuste temp.
- c = fact. período crit. (i)



Para poblaciones de 10 o menos :

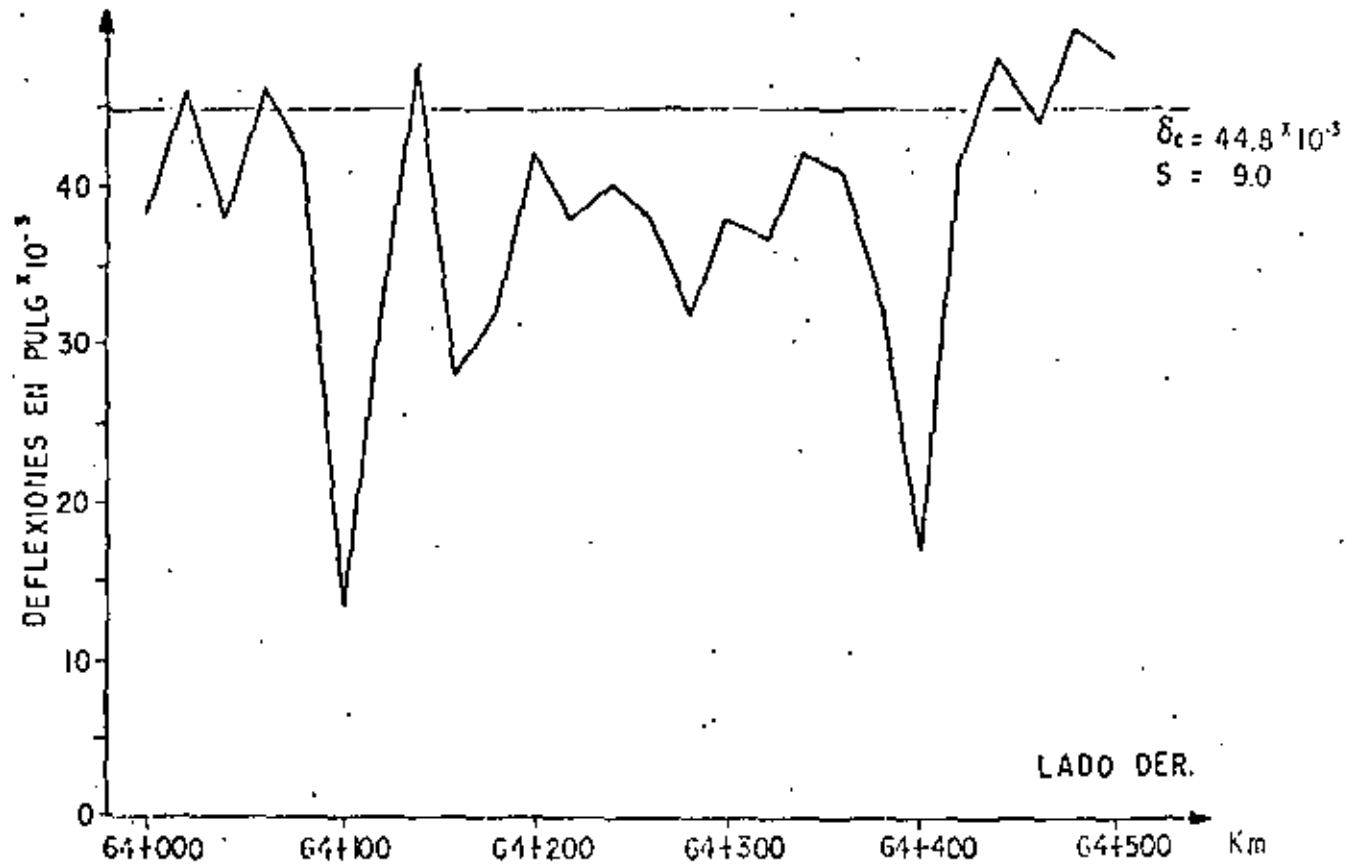
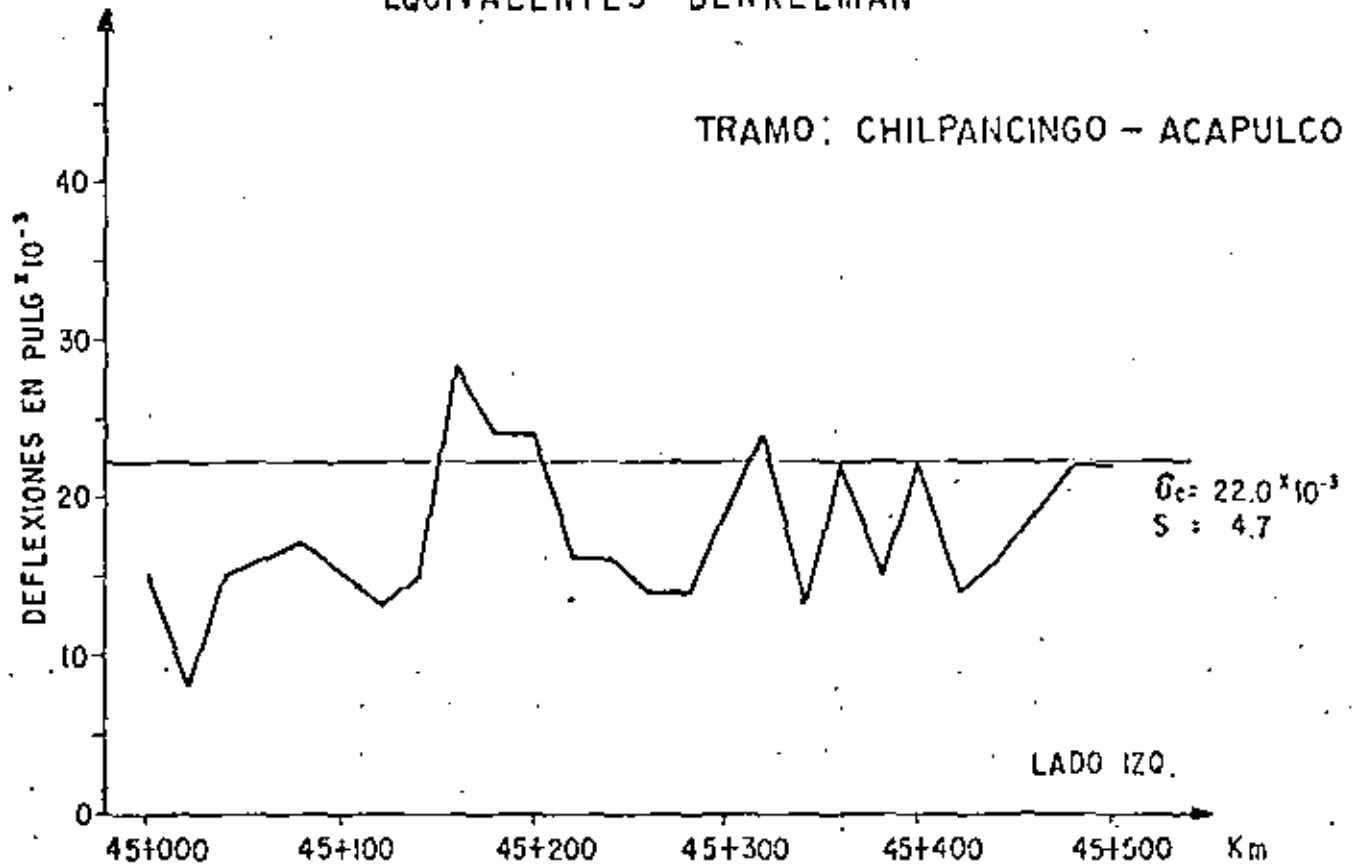
donde R es la dif. entre el valor mayor y el menor

$$s = \frac{R}{d} \quad \text{ó} \quad s = R \cdot m$$

n	d	m
2	1.1284	0.8862
3	1.6926	0.5908
4	2.0588	0.4857
5	2.3259	0.4299
6	2.5344	0.3946
7	2.7044	0.3698
8	2.8472	0.3512
9	2.9700	0.3369
10	3.0775	0.3249

DEFLEXIONES MEDIDAS CON EQUIPO DYNAFLECT
EQUIVALENTES BENKELMAN

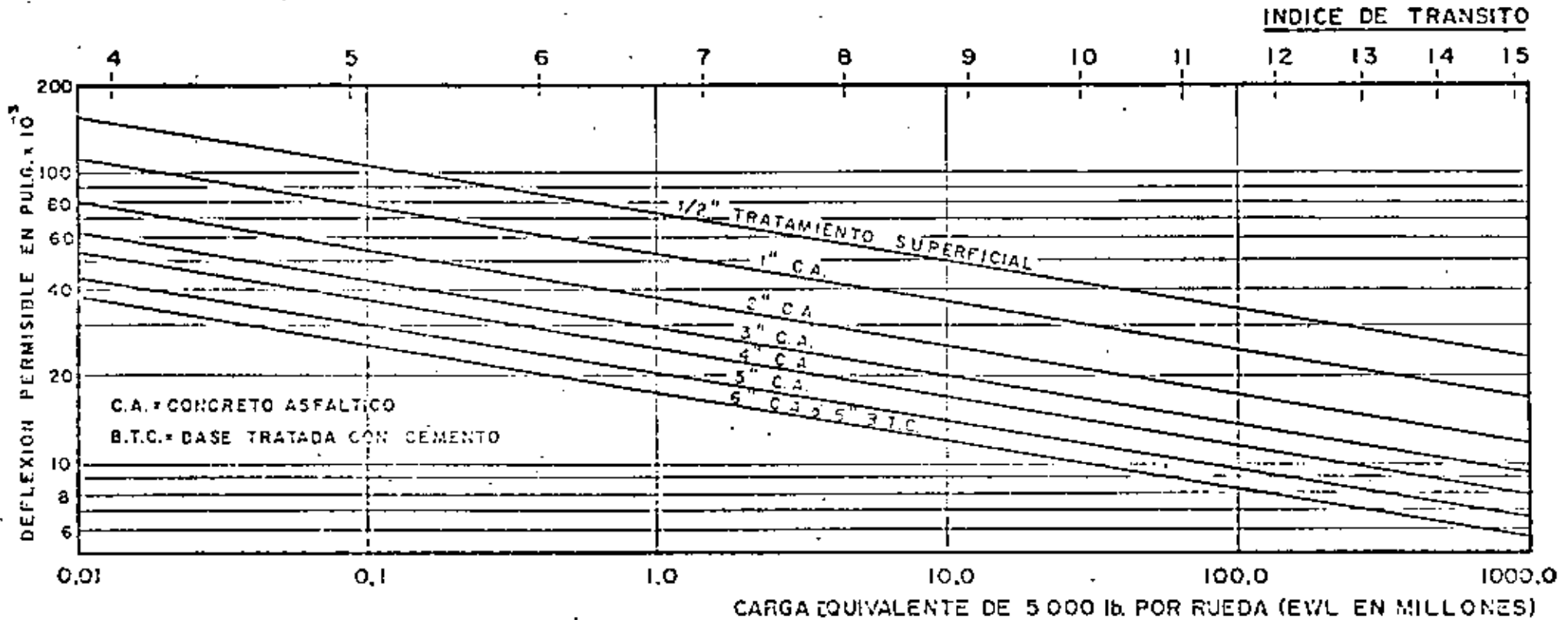
TRAMO: CHILPANCINGO - ACAPULCO



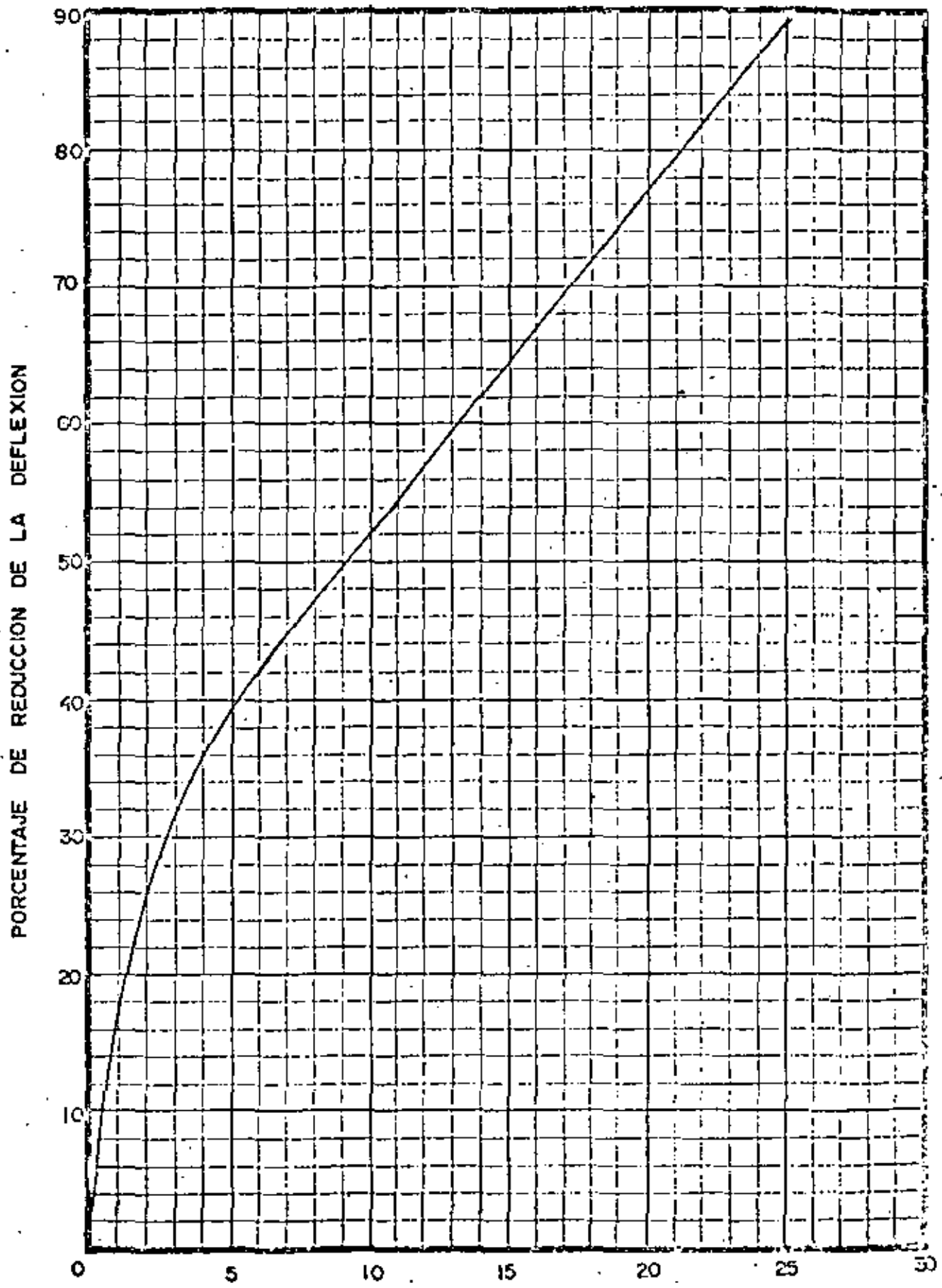
CARRETERA FEDERAL MEXICO - ACAPULCO

EVALUACION PAVIMENTO

METODO CALIFORNIA DE LA VIGA BENKELMAN



VALOR DE LA DEFLEXION PERMISIBLE (δ_p) BASADO EN LA FATIGA DE C.A.



INCREMENTO DE ESPESOR EN GRAVA EQUIVALENTE (Pulg.)

REFUERZO DEL PAVIMENTO EN TERMINOS DE GRAVA EQUIVALENTE PARA REDUCIR LA DEFLEXION.

\widehat{VRS}_2

ESTRATICO PROMEDIO (SUBRASANTE)

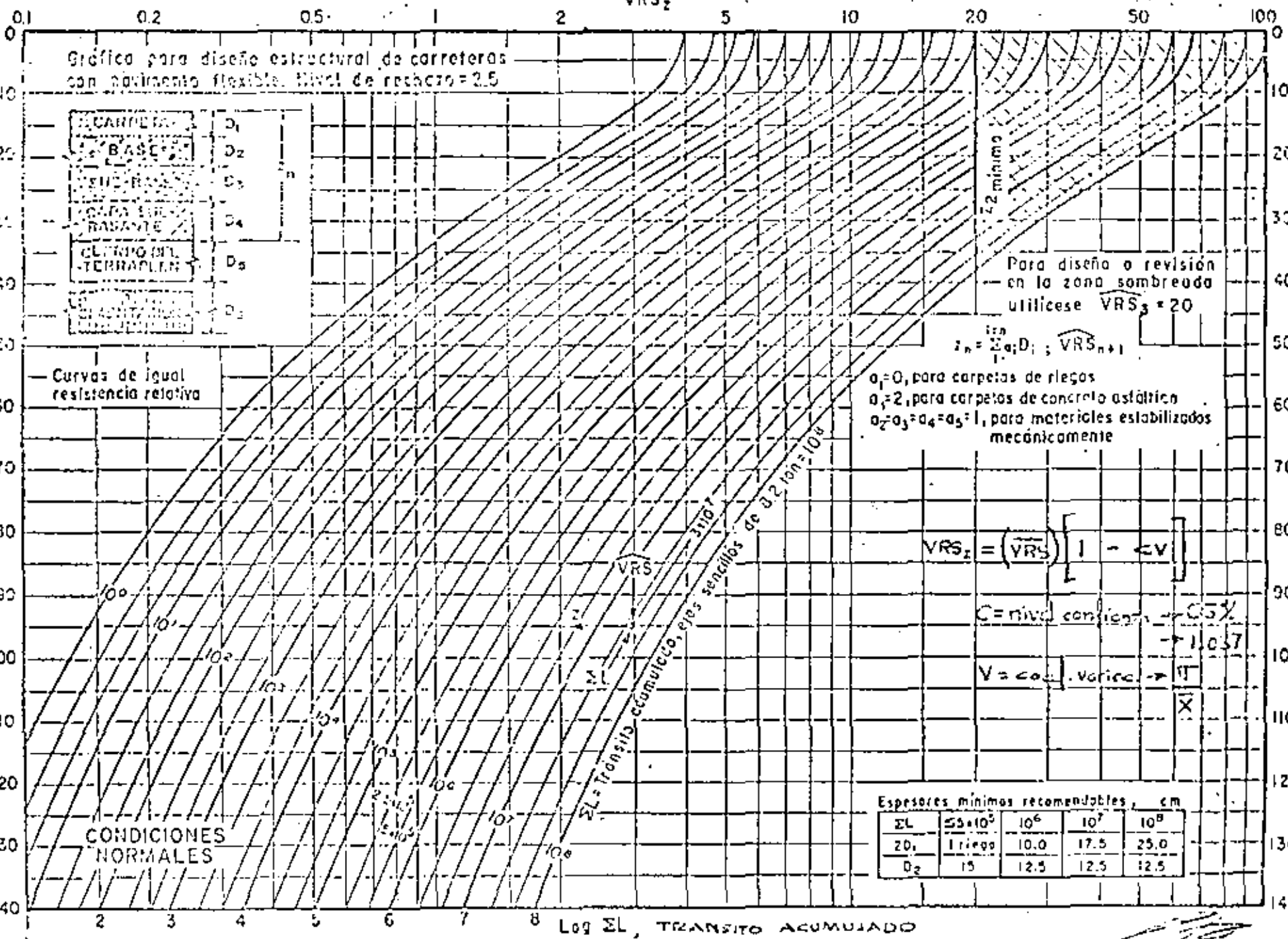


FIG. 5.

Tramo km	Esp. carpeta actual, cm.	V P 5 Subrasante	Sc Deflexión característica Pulg.	Sp Deflexión permisible Pulg.	% Reducción deflexión	Deflexiones (Pulg.)					
						CA	CE	Total	Estructural	Falla	
LIMITE COOS. - TALLEZ L.T. = 8.5	59+000 al 58+500	11.0	22	23.7×10^{-3}	18×10^{-3}	7.2 0	CA: 3.0 G.E.: 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	20	RS
	75+000 al 75+500	11.5	29	20.4×10^{-3}	17×10^{-3}	0 0	CA: 3.0 G.E.: 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	16	RS
	83+500 al 84+000	11.0	91	29.3×10^{-3}	18×10^{-3}	25.0 7.8	CA: 3.0 G.E.: 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	0	RS
	92+000 al 92+500	9.0	16	22.7×10^{-3}	20×10^{-3}	0 0	CA: 3.0 G.E.: 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	10	RS
TALLEZ ESCUELA L.T. = 9.5	7+000 al 7+500	29.0	13	16.2×10^{-3}	5×10^{-3}	69.0	CA: 0 G.E.: 0	0 0	0	42	S.O.C.
	21+000 al 21+500	17.0	10	31.8×10^{-3}	5×10^{-3}	47.0 29.0	CA: 3.0 G.E.: 2.7 2.0 0	7.5 6.0 5.0 0	13.5 5.0	59	S.O.C.
	38+000 al 38+500	12.0	22	34.7×10^{-3}	15×10^{-3}	48.0 31.0	CA: 3.0 G.E.: 2.6 2.0 0	7.5 7.0 5.0 0	14.5 5.0	39	S.O.C.
	59+000 al 59+200	8.0	67	10.5×10^{-3}	19×10^{-3}	Sc L Sp	CA: 0 G.E.: 0	0 0	0	4	S.O.C.
	85+000 al 85+500	10.0	77	19.2×10^{-3}	17×10^{-3}	6.2 0	CA: 3.0 G.E.: 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	0	S.O.C.
ESCUELA - CRISPACINCO L.T. = 9.5	3+000 al 3+500	14.5	7	18.6×10^{-3}	12×10^{-3}	3.2 0	CA: 3.0 G.E.: 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	60	7.5 S.O.C.
	12+000 al 12+500	14.5	8	30.2×10^{-3}	12×10^{-3}	40.0 20.0	CA: 3.0 G.E.: 2.0 2.0 0	7.5 5.0 5.0 0	12.5 5.0	55	7.5 S.O.C.
	45+000 al 45+500	29.5	12	22.0×10^{-3}	5×10^{-3}	18.0 0	CA: 3.0 G.E.: 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	45	7.5 S.O.C.
	64+000 al 64+500	10.0	21	44.8×10^{-3}	16×10^{-3}	60.0 46.0 76.0	CA: 3.0 G.E.: 7.3 2.0 3.2 1.0 0.1	7.5 18.5 5.0 9.4 2.5 0.3	26.0 14.4 3.0	32	20 S.O.C. 7.5 S.O.C.
	83+500 al 84+000	13.0	23	41.6×10^{-3}	14×10^{-3}	57.0 42.0 71.0	CA: 3.0 G.E.: 6.3 2.0 2.2 1.0 0	7.5 16.0 5.0 6.0 2.5 0	23.5 11.0 2.5	28	20 S.O.C. 7.5 S.O.C.
	107+500 al 107+500	26.0	77	23.5×10^{-3}	5×10^{-3}	23.0 0	CA: 3.0 G.E.: 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	2	S.O.C.
	127+500 al 127+500	20.0	127	35.2×10^{-3}	6×10^{-3}	57.0 49.0 76.0	CA: 3.0 G.E.: 6.2 2.0 4.7 1.0 0.1	7.5 16.0 5.0 12.0 2.5 0.3	23.5 17.0 3.0	0	20 S.O.C. 7.5 S.O.C.

FJRV/RTG/vss.

Simbología: e = esponsor
sc = sobre carpeta
RS = riego de sello
CA = carpeta estable
CE = capa estabilizante
IT = fallo de tránsito

O. G. S. T.
COMANDO EN JEFE DE FUERZAS ARMADAS
OFICINA DE INGENIERIA Y PAVIMENTOS

APUNTES TALLER PAVIMENTOS
METODO COMPUTARIZADO

M. EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ.

LISTADO DE PROGRAMAS DISPONIBLES

DENOMINACION	NOMBRE	FUNCION	PROYECTO/INSTITUCION
FPS-2	FLEXIBLE PAVEMENT SYSTEM	Diseñar sistemas de Pavimentos Flexibles	123 U.S. Dept. of Transp. FHRR, Univ. of Texas, Austin Texas AgM Univ. Texas Highway Dept.
LVR 1-B	LOW VOLUME ROADS	Diseño caminos revestidos y pavimentados flexibles para bajo volumen, de bajo costo.	60 U.S. Forest Service Dept. of Agriculture U. Texas at Austin C.A.T.S.
MS-11-A	COMPUTER PROGRAM FOR ASPHALT PAVEMENTS FOR AIR CARRIER AIRPORTS	Diseño de pavimentos flexibles para aeropuertos	1973 The Asphalt Institute U.S.A.
RPS-2	RIGID PAVEMENT SYSTEM 2	Diseño de pavimentos rígidos de concreto hidráulico	123-21, 1974 Texas Transportation Institute Texas AgM Univ. Univ. of Texas at Austin Texas Highway Department
TMA	TRAFFIC MIX ANALYSIS	Predicción de tráfico - aéreo para el diseño - de aeropistas y calles equivalentes.	The Asphalt Institute, U. S. A.
MODLAS 1-10	MODULUS OF ELASTICITY	Caracterización de materiales, analizando - propiedades elásticas.	Center for Highway Research. Council for Advanced Transportation Studies
CRCP-1 CRCP-2	CONTINUOUSLY REINFORCED CONCRETE PAVEMENT	Diseño de pavimentos rígidos de concreto - reforzado o armado - continuo sin juntas, para aeropistas y carreteras.	177.- Center for Highway Research Austin Research Engs. Texas Highway Dept. FHWA

DENOMINACION	NOMBRE	FUNCION	PROYECTO/INSTITUCION
PLOT-2	DEFLECTION PROFILE	Análisis, recolección e Impresión del contorno de deflexiones medidas continuas. Registro de condiciones existentes sobre la superficie de rodamiento.	Federal Highway Procedure "Design Procedure"
TVAL-2	STATISTICAL ANALYSIS	Análisis Estadístico de cualquier índole para estudio de datos iniciales, p.e. deflexiones medidas e inventario - carreteras.	Statistical Analysis of Design Sections, FHWA " Design Procedure"
RPOD-1	RIGID PAVEMENT OVERLAY DESIGN	Diseño de refuerzos o sobrecarpetas para pavimentos rígidos.	77-56,67 FHWA, U.S.A.
RPOD-2	RIGID PAVEMENT OVERLAY DESIGN, UP-DATED	Diseño de refuerzos en pavimentos rígidos, considerando criterios por deflexiones, fatiga y grietas (predicción).	177-13 FHWA, U.S.A. Center for Highway Research Texas Highway Dept.
RFICK-1	REFLECTION CRACKING PROGRAM	Procedimiento Nacional de evaluación grietas y grietas reflejadas en sobrecarpetas.	177-13-1 Center for Highway Research.
SLAB-30	SLAB ANALYSIS	Programas de diseño y análisis, combinando teoría elástica para múltiples capas de pavimentos rígidos y sobrecarpetas.	Transportation Facilities Branch, Department of the Army, U.S.A.
SLAB-49	SLAB ANALYSIS		
ELSYM-5	ELASTIC SYSTEM ANALYSIS LAYERED	Criterios de LPLA, esfuerzos-deflexión y predicciones de procedimiento.	Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California U.S.A.
SHELL BISTRO	MULTI LAYERED ELASTIC SYSTEM ANALYSIS MLESA		Shell Oil Company, U.S.A.

PROGRAMAS DE APOYO A LOS ANTERIORES

DENOMINACION	NOMBRE	FUNCION	PROYECTO/INSTITUCION
ACAP-1 ACAP-2	Airport Capacity Analysis Airport Capacity Analysis	Analisis y Diseño Capacidad en base al tráfico aéreo de aero- puertos	University of Texas at Austin CFHR CATS
GEOPRO SIMPRO TEXAS MODEL	A Geometric Processor Simulator Process Texas Model	Tráfico y su análisis para Intersecciones de carreteras y ur- banas.	Texas Highway Dept. F A A FHWA
* PHIB	Computer Program for Airport Pavement Design	Programa de computadora para calcular la resis- tencia de pavimentos de Aeropuertos	Portland Cement Assn. R.G. Packard, Illinois, U.S.A.
* ACN-PCN	Aircraft Class Number- Pavement Class. "	Programa iniciado por la Boeing y perfeccionado por Cuerpo de Ingenieros USA. Metodo CBR de calculo de pavimentos flexibles, Actualizado por Douglas para obtener ACN.	S-77-1 USACMS

(*) OACI Estanda al ANEXO 14 del Método para Notificar la Resistencia de los pavimentos (1960).

DIS/PAV	Diseño de Pavimentos	Programa que obtiene alternativas de diseño de pavimentos flexibles para carreteras	Instituto de Ingeniería Universidad Nacional Autónoma de México U.N.A.M. Nov. 1963
DISPA	Diseño de Pavimentos II Actualizado	Idem, DIS/PAV, operable con teletipos	Instituto de Ingeniería U.N.A.M. Mayo 1963

PROB 14 SENSITIVITY ANALYSIS FOR ICP, LVM, VALUES OF VARIABLES - ALL AVERAGES

THE CONSTRUCTION MATERIALS UNDER CONSIDERATION ARE

LAYER CODE	MATERIALS NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT.	SS VALUE
1	A TOP LAYER	35.00	.30	1.00	10.00	50.0	4.00
2	B SECOND LAYER	12.00	.15	3.00	15.00	50.0	4.00
3	C THIRD LAYER	7.00	.10	3.00	15.00	50.0	4.00
	SUBGRADE	0.20	0.00	0.00	0.00	0.0	4.00

THIS IS AN ICP ROAD.

TOTAL NUMBER OF INPUT MATERIALS, EXCLUDING SUBGRADE	3
NO. OF LAYERS OF MATERIAL WHICH HAS PREVIOUSLY CONSTRUCTED	0
LENGTH OF THE ANALYSIS PERIOD (YEARS)	20.0
WIDTH OF EACH LANE (FEET)	12.0
ROAD WIDTH OF THE BASE (FEET)	26.0
SLOPE OF THE BASE IN RELATION TO 1:1	2.0
INTEREST RATE ON TIME VALUE OF MONEY (PERCENT)	4.0
REGIONAL FACTOR	1.0
SERVICEABILITY INDEX OF THE INITIAL STRUCTURE	4.2
SERVICEABILITY INDEX P1 AFTER AN OVERLAY	4.2
MINIMUM SERVICEABILITY INDEX P2	2.0
SHELLING CLAY PARAMETERS -- P2 PRIME	1.50
BI	26.0
MAX FUNDS AVAILABLE FOR INITIAL DESIGN (DOLLARS PER MILE)	15000.00
MAXIMUM ALLOWED THICKNESS OF INITIAL CONSTRUCTION (INCHES)	25.0
MINIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)	1.0
ACCUMULATED MAXIMUM DEPTH OF ALL OVERLAYS (INCHES)	12.0
MAXIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)	4.0
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE O.D. (MILES)	.50
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE N.O.D. (MILES)	.50
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.D. (PERCENT)	5.0
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.O.D. (PERCENT)	5.0
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.D. (HOURS)	1.00
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.O.D. (HOURS)	1.00
AVERAGE APPROACH SPEED TO THE OVERLAY ZONE (MPH)	30.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN O.D. (MPH)	20.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN N.O.D. (MPH)	30.0
AVERAGE SPEED OF THE GRADER OR S.C. TRUCK (MPH)	10.0
TRAFFIC MODEL USED IN THE ANALYSIS	2
NUMBER OF LANES OF THE ROAD	2
OPERATING COST FOR LOW-TRUCKS (DOLLARS/MILE)	.30
OPERATING COST FOR TRUCKS (DOLLARS/MILE)	1.50
TIME BETWEEN SEAL COAT (YEARS)	5.0
VALUES FOR THE MINIMUM TIME BETWEEN REHABILITATIONS (YEARLY)	

2.0

PROB 14 SENSITIVITY ANALYSIS FOR ACP, LVR, VALUES OF VARIABLES * ALL AVERAGES

FOR THE 1 LAYER DESIGN WITH THE FOLLOWING MATERIALS--

LAYER CODE	MATERIALS NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT.	SS VALUE
1	TOP LAYER	39.00	.30	1.00	10.00	50.0	0.00
	SUBGRADE	2.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00

1 THE OPTIMAL DESIGN FOR THE MATERIALS UNDER CONSIDERATION--

FOR INITIAL CONSTRUCTION THE DEPTHS SHOULD BE

TOP LAYER 7.75 INCHES

THE LIFE OF THE INITIAL STRUCTURE * 7.25 YEARS

THE OVERLAY SCHEDULE IS

2.00 INCHES (INCLUDING 1 INCH LEVEL-UP) AFTER 7.25 YEARS,
TOTAL LIFE = 23.98 YEARS

SEAL COST SCHEDULE

(1) 5.00 YEARS

(2) 12.25 YEARS

(3) 17.25 YEARS

THE TOTAL COST IN DOLLARS FOR THESE CONSIDERATIONS ARE :

	PER SQ. YD.	PER MILE
INITIAL CONSTRUCTION COST	7,535	10000,00
TOTAL ROUTINE MAINTENANCE COST	.301	291,00
TOTAL OVERLAY CONSTRUCTION COST	1,135	1500,67
TOTAL DELAY COST DURING OVERLAY CONSTRUCTION	.001	12.22
TOTAL DELAY COST DURING SEAL COST	.000	.75
TOTAL SEAL COST COST	.284	885,74
SALVAGE VALUE	-0.913	-1200,05
TOTAL OVERALL COST	8,343	11740,65
OPERATING COST FOR NON-TRUCKS	16,493	118100,01
OPERATING COST FOR TRUCKS	16,493	118100,01

NUMBER OF FEASIBLE DESIGNS EXAMINED FOR THIS SET -- 16

AT THE OPTIMAL SOLUTION, THE FOLLOWING BOUNDARY RESTRICTIONS ARE ACTIVE--

NONE

PROB 1A SENSITIVITY ANALYSIS FOR ACP, LVR, VALUES OF VARIABLES * ALL AVERAGES

FOR THE 2 LAYER DESIGN WITH THE FOLLOWING MATERIALS--

LAYER CODE	MATERIALS NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT.	SS VALUE
1	A TOP LAYER	35.00	.30	1.00	17.00	50.0	2.20
2	B SECOND LAYER SUBGRADE	17.00 18.00	.15 0.28	3.00 0.00	15.00 0.00	50.0 0.0	1.60 4.20

2 THE OPTIMAL DESIGN FOR THE MATERIALS UNDER CONSIDERATION--
FOR INITIAL CONSTRUCTION THE DEPTHS SHOULD BE

TOP LAYER 4.00 INCHES

SECOND LAYER 7.50 INCHES

THE LIFE OF THE INITIAL STRUCTURE = 7.25 YEARS

THE OVERLAY SCHEDULE IS

2.00 INCHES (INCLUDING 1 INCH LEVEL-UP) AFTER 7.25 YEARS.

TOTAL LIFE = 23.00 YEARS

SEAL COAT SCHEDULE

(1) 5.00 YEARS

(2) 12.25 YEARS

(3) 17.25 YEARS

THE TOTAL COST IN DOLLARS FOR THESE CONSIDERATIONS ARE :

	PER SQ. YD.	PER MILE
INITIAL CONSTRUCTION COST	8,727	94722.22
TOTAL ROUTINE MAINTENANCE COST	.381	4241.48
TOTAL OVERLAY CONSTRUCTION COST	1,135	15970.67
TOTAL DELAY COST DURING OVERLAY CONSTRUCTION	.381	12.22
TOTAL DELAY COST DURING SEAL COAT	.890	.75
TOTAL SEAL COAT COST	.284	4005.74
SALVAGE VALUE	-4,876	-11629.78
TOTAL OVERALL COST	7,623	107327.38
OPERATING COST FOR NON-TRUCKS	16,493	116149.41
OPERATING COST FOR TRUCKS	16,493	116149.41

NUMBER OF FEASIBLE DESIGNS EXAMINED FOR THIS SET -- 246

AT THE OPTIMAL SOLUTION, THE FOLLOWING
BOUNDARY RESTRICTIONS ARE ACTIVE--

NONE

PROB 1A SENSITIVITY ANALYSIS FOR MCP, LVP, VALUES OF VARIABLES = ALL AVERAGES

FOR THE 3 LAYER DESIGN WITH THE FOLLOWING MATERIALS--

LAYER CODE	MATERIALS NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT.	SS VALUE
1	A TOP LAYER	35.00	.34	1.00	14.00	50.0	8.33
2	B SECOND LAYER	12.00	.15	3.00	15.00	50.0	8.60
3	C THIRD LAYER SUBGRADE	7.00 4.00	.14 0.00	3.00 3.00	15.00 0.00	50.0 0.0	8.60 8.00

3 THE OPTIMAL DESIGN FOR THE MATERIALS UNDER CONSIDERATION--

FOR INITIAL CONSTRUCTION THE DEPTHS SHOULD BE

TOP LAYER 4.00 INCHES
SECOND LAYER 3.75 INCHES
THIRD LAYER 5.50 INCHES

THE LIFE OF THE INITIAL STRUCTURE = 7.03 YEARS

THE OVERLAY SCHEDULE IS

2.00 INCHES (INCLUDING 1 INCH LEVEL-UP) AFTER 7.83 YEARS.
TOTAL LIFE = 21.88 YEARS

SEAL COAT SCHEDULE

(1) 5.00 YEARS
(2) 12.03 YEARS
(3) 17.03 YEARS

THE TOTAL COST IN DOLLARS FOR THESE CONSIDERATIONS ARE 1

	PER SQ. YD.	PER MILE
INITIAL CONSTRUCTION COST	6,559	92388.76
TOTAL ROUTINE MAINTENANCE COST	.301	4241.64
TOTAL OVERLAY CONSTRUCTION COST	1,135	15974.67
TOTAL DELAY COST DURING OVERLAY CONSTRUCTION	.803	12.22
TOTAL DELAY COST DURING SEAL COAT	.208	.15
TOTAL SEAL COAT COST	.287	4039.89
SALVAGE VALUE	-4,888	-67374.65
TOTAL OVERALL COST	7,474	105238.10
OPERATING COST FOR NON-TRUCKS	16,493	228100.41
OPERATING COST FOR TRUCKS	16,493	228100.41

NUMBER OF FEASIBLE DESIGNS EXAMINED FOR THIS SET -- 503

AT THE OPTIMAL SOLUTION, THE FOLLOWING
BOUNDARY RESTRICTIONS ARE ACTIVE--

NONE

PROB 1A SENSITIVITY ANALYSIS FOR MCP, LVP, VALUES OF VARIABLES = ALL AVERAGES

A SUMMARY OF THE BEST DESIGN FOR EACH COMBINATION
OF MATERIALS, IN ORDER OF INCREASING TOTAL COST
(DOLLARS PER MILE)

LINE WIDTH = 12.5 FT.

DESIGN NUMBER	TOTAL COST
1	105238.10
2	107327.59
3	117474.65

ALL MATERIAL COMBINATIONS HAVE AT LEAST ONE FEASIBLE DESIGN.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

"LA INGENIERIA DE SISTEMAS EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
PAVIMENTOS PARA AEROPUERTOS"

M. EN C. RODOLFO TELIEZ GUTIERREZ

AGOSTO, 1983

Dentro de las ramas de la ingeniería civil, pueden considerarse a las vías terrestres como fundamentales para el desarrollo de un país. Por los beneficios socioeconómicos que generan, la magnitud de la inversión que representan, el tiempo que deben mantenerse prestando un servicio adecuado, etc., es claramente palpable la importancia de su correcta planeación, diseño y construcción de tales obras de infraestructura.

El diseño y construcción de pavimentos para aeropuertos involucra estudios complejos de suelos y materiales, su comportamiento bajo cargas y su habilidad para soportar el tránsito durante todas las condiciones climatológicas a lo largo de su vida de diseño útil. La tecnología debiera ser dinámica y cambiante día con día por los requerimientos impuestos por el creciente tráfico aéreo. En el pasado, la "regla del dedo" basada en experiencias previas gobernaba y tipificaba los diseños. Durante el período de 1920 a 1940, los ingenieros se concentraron en evaluar propiedades estructurales de los suelos, por lo que fue posible conseguir gran cantidad de información y datos que permitieron desarrollar teorías y modelos realísticos en el diseño de pavimentos.

Experimentos masivos a gran escala, como BATES, WASHO y AASHO, definieron los derroteros a seguir por muchos años resultando en métodos usuales hasta la fecha. Sin embargo, esos métodos actuales de diseño no son considerados del todo adecuados. Son empíricos por naturaleza o no han sido implementados. Debe recordarse aquí la complejidad del sistema de pavimentos. Conscientes de ello, la investigación ha seguido su formato dinámico hasta llegar a las computadoras. Con la ingeniería de sistemas se está aplicando la solución de problemas e implementación de los actuales métodos de diseño y construcción. Los programas resultantes que han sido creados para estos fines permiten al ingeniero realizar un sistema de análisis detallado y preciso de la vida y comportamiento de un pavimento sobre cualquier período de diseño.

Obras de gran envergadura como los aeropuertos, no permiten reglas de dedo, recetas de proyectos tipos o soluciones al azar, dada la enorme inversión y beneficios que representan en todos conceptos. Si también se toma en cuenta la necesidad prioritaria de mantener y conservar la red nacional existente con

presupuestos limitados, la rehabilitación y conservación refuerzan la urgencia de "diseños efectivos". Las computadoras definitivamente son al presente, herramientas muy útiles para la correcta planeación, diseño y construcción de estas obras civiles de infraestructura que a final de cuentas son el sistema circulatorio del país.

Existen programas de computadora muy versátiles para pavimentos de aeropuertos. Constantemente son experimentados y actualizados para cumplir con sus objetivos eficientemente. Los hay para sistemas múltiples de capas que sirven para estudiar con detalle esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles y rígidos. Estos programas permiten analizar cada capa componente de la estructura y también la consideración de cargas múltiples repetidas en el diseño. Predicciones de fatiga son analizadas con precisión. El ingeniero debe tomar en cuenta los costos iniciales de construcción, de mantenimiento, intereses, amortización, etc. etc., para integrar un sistema de -- aproximadamente 50 variables básicas de entrada al programa. Entonces, con el auxilio de la computadora se obtendrán múltiples alternativas de diseño de entre las que se seleccionarán aquellas óptimas basadas en el costo mínimo.

Existen a la fecha un número de programas de computadora disponibles para el ingeniero en pavimentos rígidos o flexibles, para aeropuertos. Sin embargo, se tratarán aquí solo los más usuales y actualizados. Estos programas han sido experimentados con magníficos resultados en diferentes obras de gran envergadura como son los aeropuertos internacionales O'Hare en Chicago, USA; Dallas-Ft Worth, en Texas y Washington, D. C.

A continuación, se da un listado de programas disponibles.

LISTADO DE PROGRAMAS DISPONIBLES

DENOMINACION	NOMBRE	FUNCION	PROYECTO/INSTITUCION
TMA	TRAFFIC MIX ANALYSIS	Predicción de tráfico aéreo para el diseño de aeropistas y cargas equivalentes.	The Asphalt Institute, U. S. A.
MEDIAS 1-10	MODULUS OF ELASTICITY	Caracterización de materiales, analizando propiedades elásticas.	Center for Highway Research. Council for Advanced Transportation Studies
CRCP-1 CRCP-2	CONTINUOUSLY REINFORCED CONCRETE PAVEMENT	Diseño de pavimentos rígidos de concreto reforzado o armado continuo sin juntas, para aeropistas y carreteras.	177.- Center for Highway Research Austin Research Engs. Texas Highway Dept.
SLAB-30 SLAB-19	SLAB ANALYSIS SLAB ANALYSIS	Programas de diseño y análisis, empleando teoría elástica para múltiples capas de pavimentos para carreteras y aeropistas. Criterios de falla, esfuerzos de deformación y predicciones son procesadas aquí.	Transportation Facilities Branch, Department of the Army, U. S. A.
ELSYM-5	ELASTIC SYSTEM ANALYSIS LAYERED	Programas de diseño y análisis, empleando teoría elástica para múltiples capas de pavimentos para carreteras y aeropistas. Criterios de falla, esfuerzos de deformación y predicciones son procesadas aquí.	Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California U. S. A.
SHELL HISTRO	MULTI LAYERED ELASTIC SYSTEM ANALYSIS	Programas de diseño y análisis, empleando teoría elástica para múltiples capas de pavimentos para carreteras y aeropistas. Criterios de falla, esfuerzos de deformación y predicciones son procesadas aquí.	Shell Oil Company, U. S. A.
* PDHJB	Computer Program for Airport Pavement Design	Programa de computadora para calcular la resistencia de pavimentos de Aeropuertos.	Portland Cement Assn. R.G. Packard, Illinois, U. S. A.
* ACN-PCN	Aircraft Class, Number Pavement Class.	Programa iniciado por la Boeing y perfeccionado por Cuerpo de Ingenieros USA. Método CIB de cálculo de pavimentos flexibles. Actualizado por Douglas para obtener ACN.	S-77-1 BSWRIS
ACAP-1 ACAP-2	Airport Capacity Analysis Airport Capacity Analysis	Análisis y diseño. Capacidad en base al tráfico aéreo de aeropuertos.	University of Texas at Austin CRRI CAIS, FAA

"AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MEXICO"

UN CASO ESPECIAL DE CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE

PAVIMENTOS

Dentro de la red nacional aeroportuaria en México de 50 aeropuertos de mediano y largo alcance, el internacional de la Ciudad de México es considerado como un caso muy especial en cuanto a prácticas de mantenimiento y reconstrucción. En 1325 los Aztecas fundaron la ciudad en el lago de Texcoco. En 1933 se construyó el aeropuerto original en las afueras de la ciudad, pero desafortunadamente sobre los mismos terrenos secos del lago. El actual aeropuerto fue construido en la misma área en 1950 sobre el terreno pobre del lago, dotándosele de dos pistas principales y una tercera para aviación general.

Los efectos del bombeo indiscriminado, la evaporación y el crecimiento de la ciudad todo esto a través de los años, redujo el tamaño del lago en forma considerable, con un tipo de suelo de características físicas y mecánicas pobres con valor relativo de soporte de aproximadamente 0, un contenido de agua del 400%, arcillas expansivas con un comportamiento especial cuando se les seca y además suelo salitroso (a la fecha una fábrica está explotando la sal de esa zona).

Con esa calidad de suelo los técnicos mexicanos construyeron buenos pavimentos para el aeropuerto en cuestión con las técnicas de esa época y su comportamiento fue adecuado en general para las cargas y el tráfico de ese período. Pero con el tiempo, el volumen del tráfico y las cargas se incrementaron tremendamente hasta 800 operaciones por día actuales y con pistas colocadas sobre esa clase de suelo los pavimentos empezaron a comportarse como un montaña rusa con largos asentamientos diferenciales no uniformes, requiriéndose una sobrecarpeta de concreto asfáltico cada 6 meses para nivelar la longitud total.

1.- RESULTADOS ACTUALES

Dado el tipo de mantenimiento mayor previamente mencionado, el espesor total de la estructura del pavimento llegó a 2.10 mts. (1.5 mts. de car-

peta asfáltica). El peso muerto de la estructura del pavimento sin cargas de aeronaves es tan pesado que produce los asentamientos mayores - no uniformes que requieren del mantenimiento mayor único especial y costoso (ver anexo de perfiles 1981).

2.- SOLUCIONES

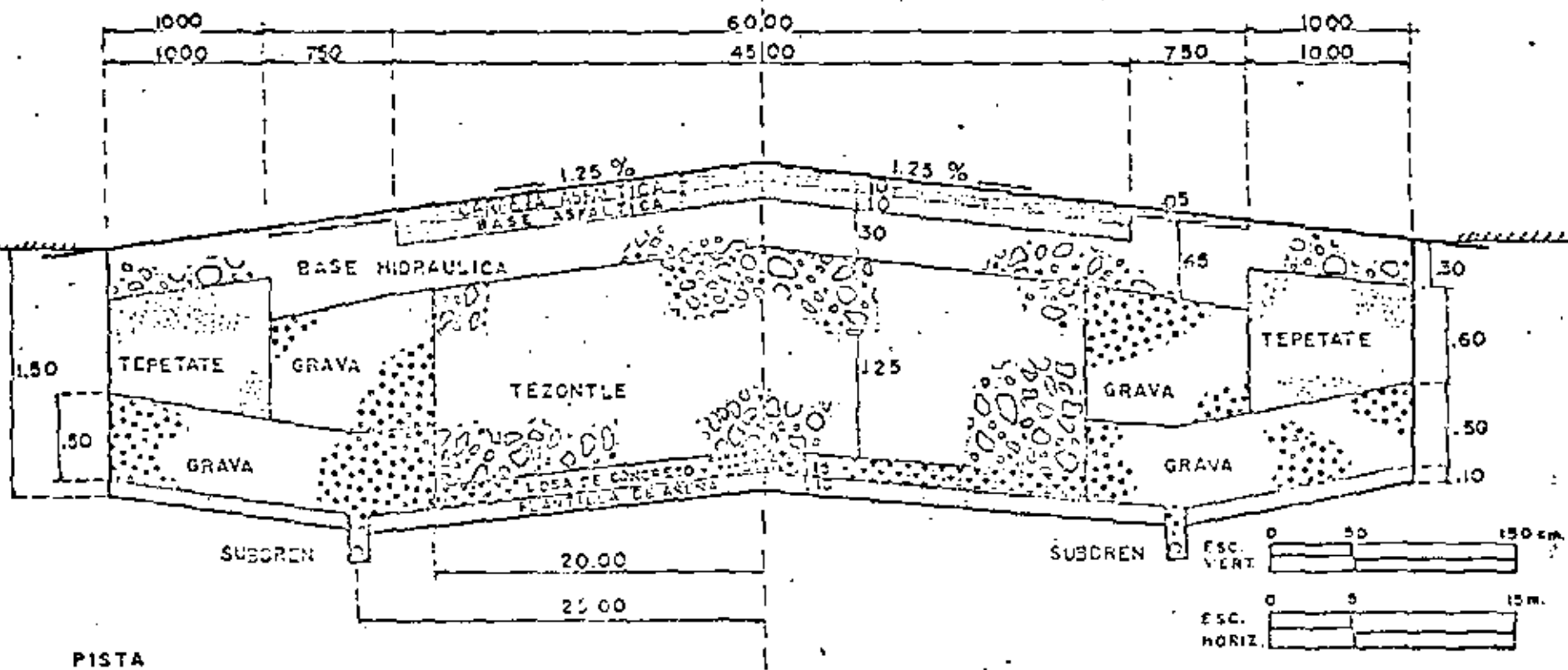
- a) Se trató en principio de desvastar al pavimento para su renivelación con las máquinas de la Dirección General de Aeropuertos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, pero dado el alto número de operaciones, el tráfico durante 24 hrs. y las deformaciones permanentes mayores, se decidió por otro tipo de solución más expedita, como es el reencarpetao frecuente.
- b) En base a los problemas previamente mencionados y con las nuevas técnicas de ingeniería para el diseño de pavimentos y su construcción, se efectuó un contrato con una compañía mexicana consultora -- que trabajó en forma coordinada con los ingenieros de la Dirección General de Aeropuertos, llegando al diseño efectivo de un nuevo pavimento llamado "Sección Compensada Flotante", por lo que las ampliaciones de las pistas existentes del aeropuerto de la Ciudad de México se construyeron de esa manera obteniéndose excelentes resultados desde 1961, 1972 y 1980.

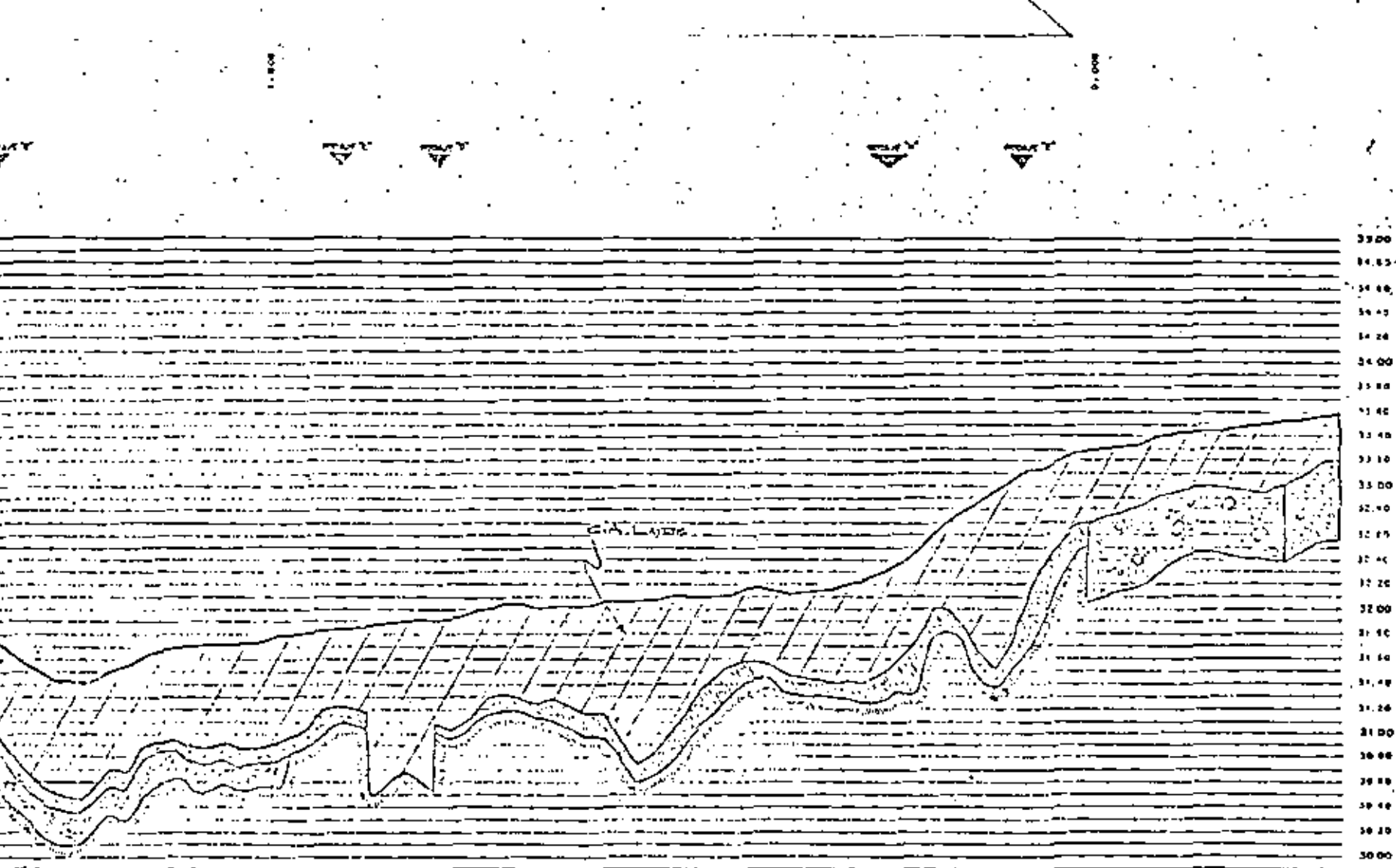
El proyecto para el nuevo aeropuerto internacional de la Ciudad de México, localizado aproximadamente 10 kms. al Norte del actual, Sitio Texcoco, tendrá 4 pistas principales y una para aviación general. Hace aproximadamente 5 años se construyeron secciones experimentales del mismo tipo con pavimento de sección compensada, una para pista de 200 x 85 mts. y un segundo trazo para plataforma de 300 x 100 mts., para obtenerse un récord detallado del comportamiento en cuanto a asentamientos. (Ver anexo copia de la nueva sección compensada).

Febrero/1985.

RTG/gre.

SECCION COMPENSADA. A.I.C.M.





CABECERA 05-1

1981 Perfiles de la Estructura del Pavimento de la pista 05I-23D del
Aeropuerto Internacional de la Cd. de México.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

GRAFICAS TALLER PAVIMENTOS

M. EN C. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

AGOSTO, 1983

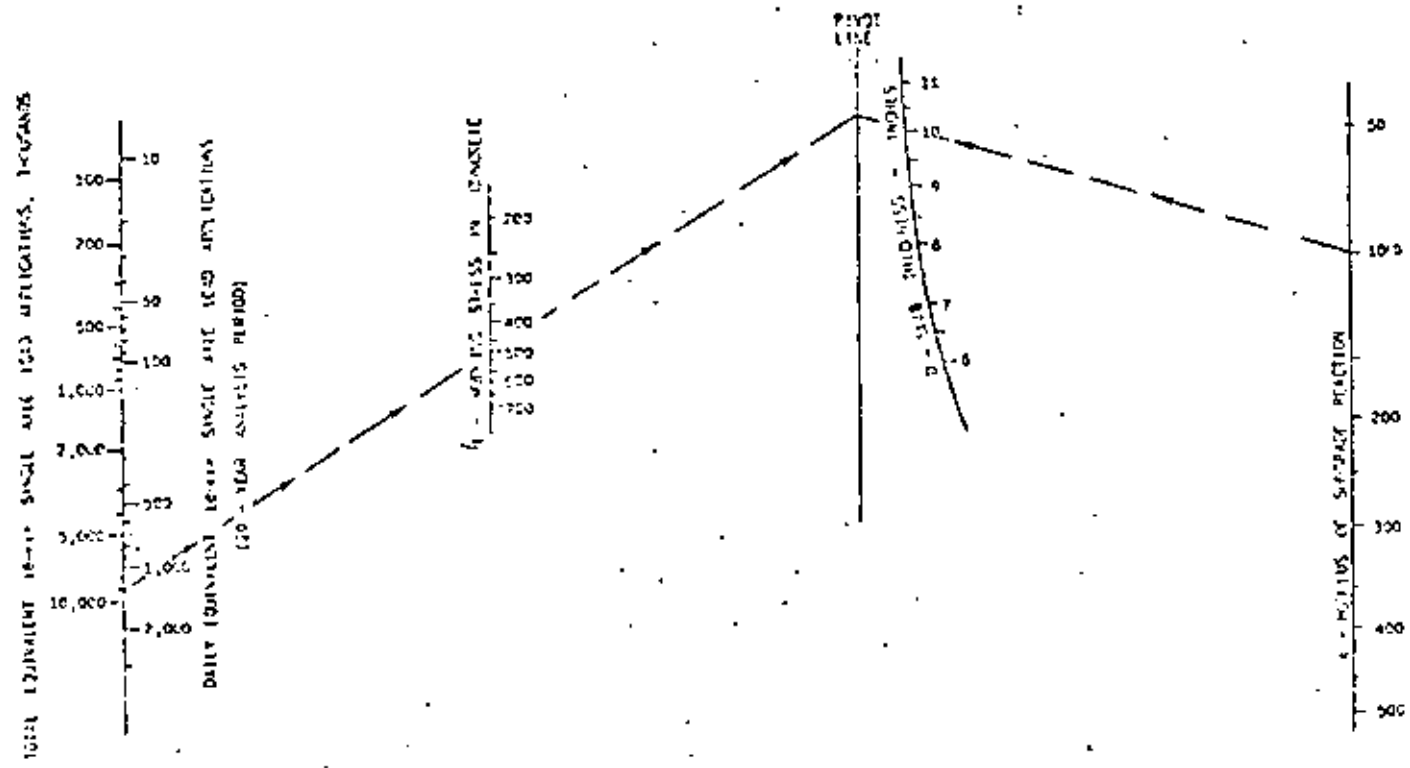


Figure III-1

Gráfica de diseño para pavimentos rígidos AASHTO $p_t = 2.5$

(continued)

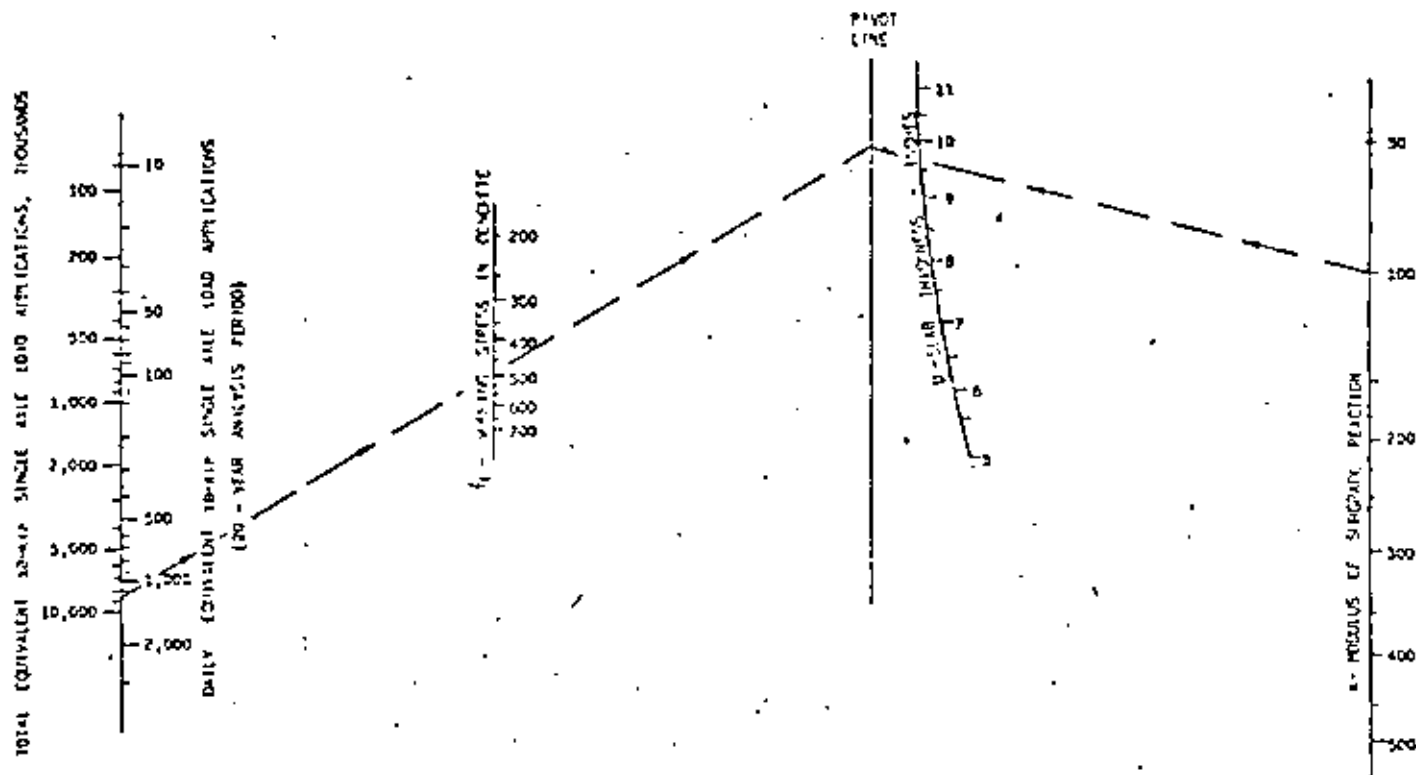


Figure III-2

Gráfica de diseño para pavimentos rígidos AASHTO $p_t = 2.0$

(IS catinas)
Standard

Friction Factor of Subbase for Use in Empirical Design Equation

Subbase Type	Subbase Friction Factor
Surface treatment	2.2
Lime stabilization	1.8
Asphalt stabilization	1.8
Cement stabilization	1.8
River gravel	1.5
Crushed stone	1.5
Sandstone	1.2
Natural subgrade	0.9

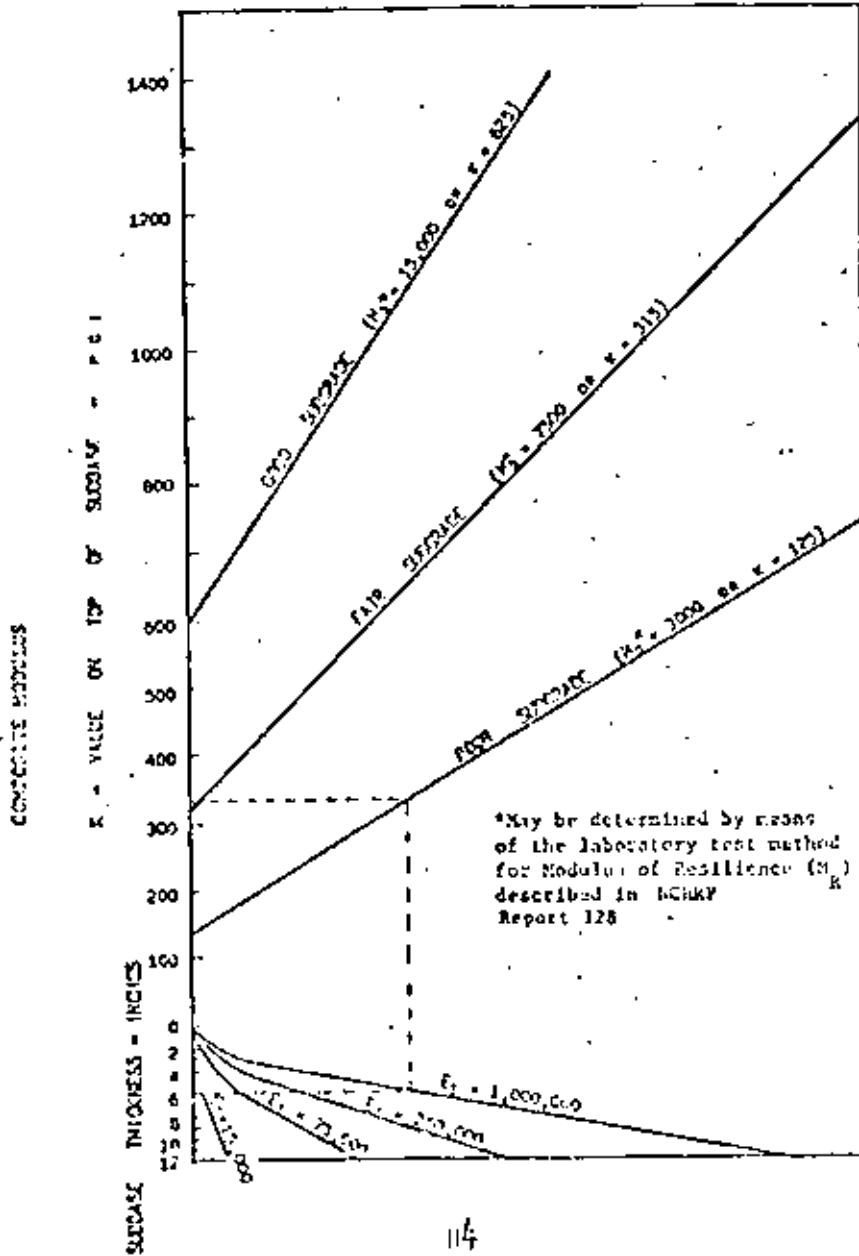
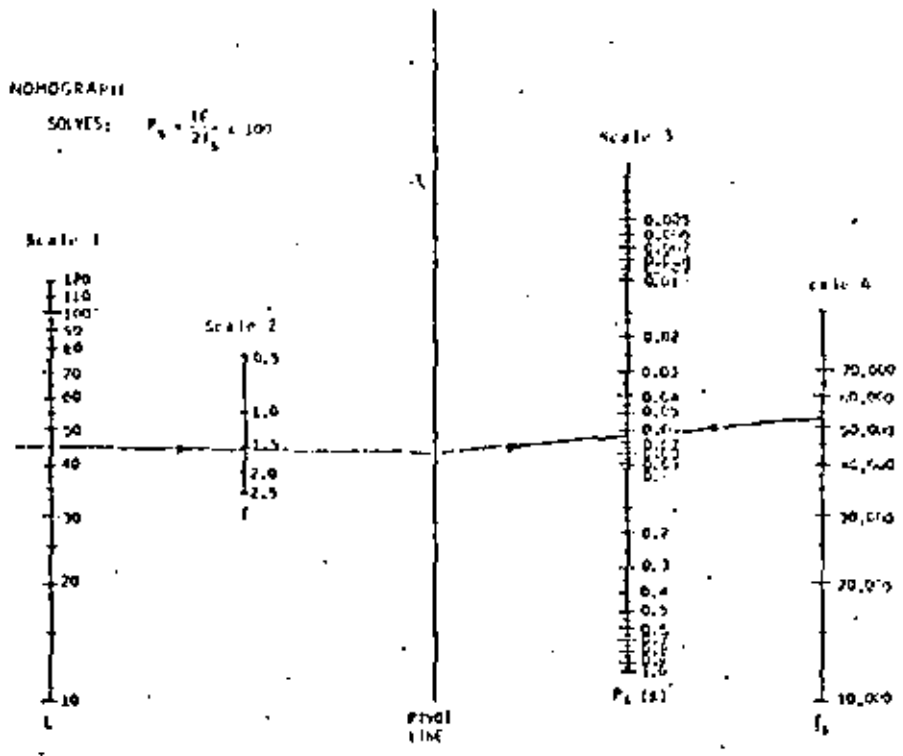


Figure D.4-1

Gráfica para obtener el valor "K"



EXAMPLE PROBLEM:
 $L = 45$ ft.
 $f = 1.5$
 $f_b = 52,000$ PSI
 ANSWER: $P_s = 16.0\%$

MEANS:
 P_s = REQUIRED STEEL PERCENTAGE - %
 L = WIDTH OF SLAB - FEET
 f = FRICTION FACTOR OF SURFACE
 f_b = ALLOWABLE WORKING STRESS IN STEEL (80% OF YIELD STRENGTH RECOMMENDED, THE EQUIVALENT OF SAFETY FACTOR OF 1.25)

Figure D. 4-A

Grafica para obtener el porcentaje de acero de refuerzo en pavimentos rígidos de concreto armado.

124

NAIPGRAPH SOLVES: $P_s = (1.3 - 0.27) \frac{f}{f_s} = 100$

EXAMPLE PROBLEM:
 $f = 250$
 $f_s = 37,500$
 $P = 2.0$
 ANSWER: $P_s = 0.57$

WHERE
 P_s = REQUIRED STEEL PERCENTAGE-%
 P = FRICITION FACTOR OF SUCBASE
 f = TENSILE STRENGTH OF CONCRETE - PSI
 f_s = ALLOWABLE WORKING STRESS IN STEEL - PSI
 (0.675 OF YIELD STRENGTH RECOMMENDED, THE
 EQUIVALENT OF SAFETY FACTOR OF 1.333)

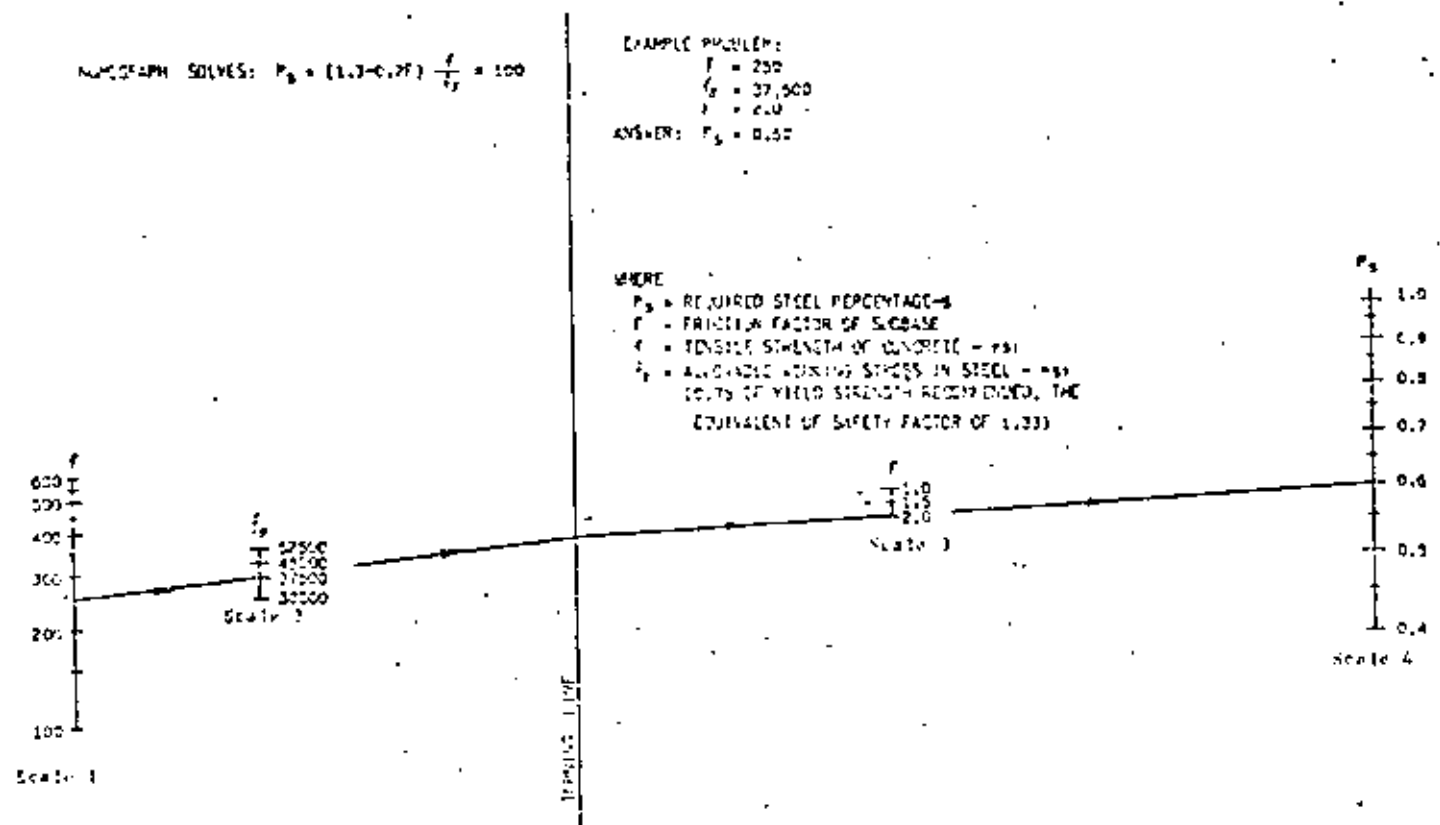


Figure 3. 4-6

Gráfica para obtener el acero longitudinal para CRCP

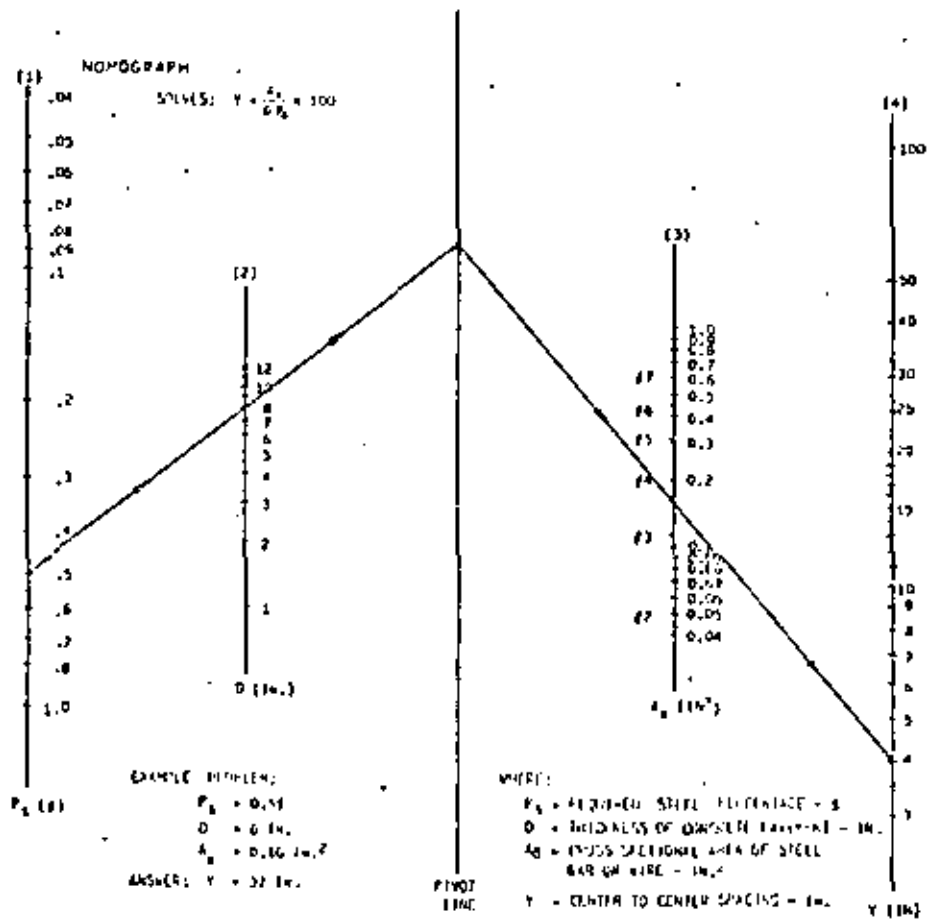


Figure 0.4-7

Nomegrama para obtener el diseño del espaciamiento de varillas.

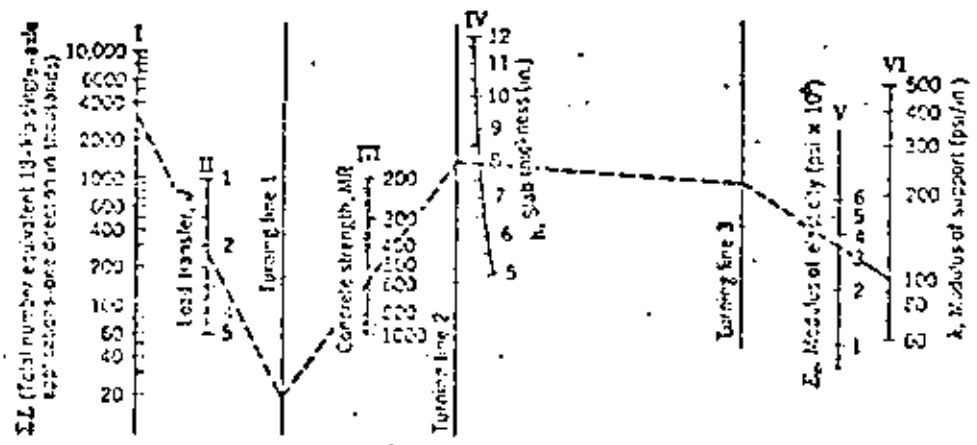


Figure 17.7.

Método de diseño de espesores para pavimentos CFC
(según ACI)

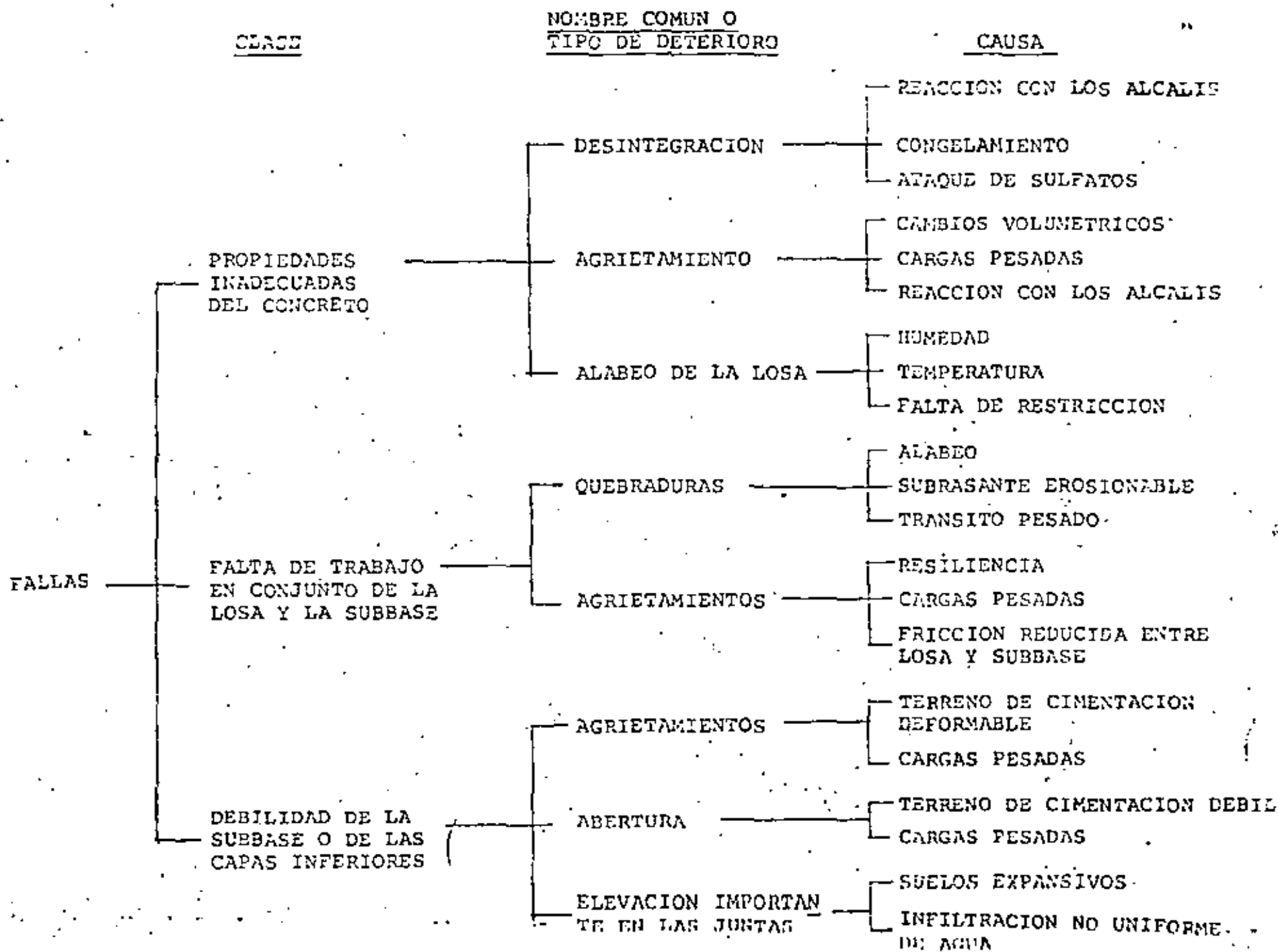
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS

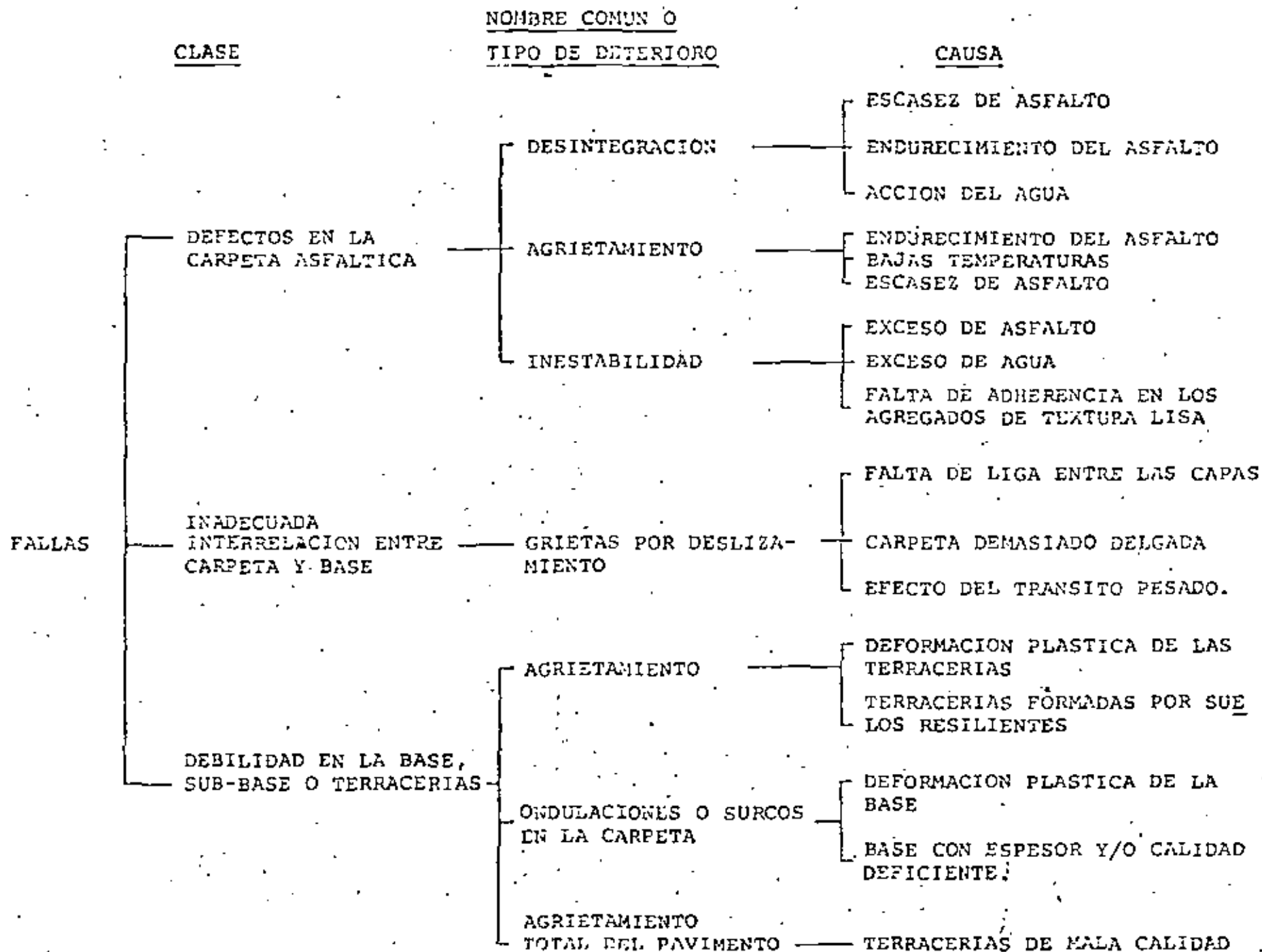
ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA.

AGOSTO DE 1983.

CLASIFICACION DE LAS FALLAS EN PAVIMENTOS RIGIDOS



CLASIFICACION DE LAS FALLAS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES



3

REHABILITACION

- FINALIDAD:

- 1.- CORREGIR LOS DETERIOROS EXISTENTES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO.
- 2.- PREVENIR DETERIOROS FUTUROS EN EL PAVIMENTO.
- 3.- ADAPTACION A NECESIDADES DEL TRANSITO FUTURO.

- PROCEDIMIENTOS MAS GENERALES

- 1.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES.
- 2.- SOBRECARPETAS (ASFALTICAS, CONCRETO HIDRAULICO, BASE HIDRAULICA Y CARPETA)
- 3.- AMPLIACIONES
- 4.- OBRAS DE DRENAJE.

- FUNCION

- 1.- PROPORCIONAR UNA ADECUADA CALIDAD DE RODAMIENTO.
- 2.- PROPORCIONAR LA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO NECESARIA.
- 3.- PROPORCIONAR LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL ADECUADA PARA SOPORTAR EL TRANSITO FUTURO.
- 4.- MEJORAR LAS CONDICIONES GEOMETRICAS DEL CAMINO.

- CARACTERISTICAS

- ADECUADA
- OPORTUNA

(2)

CRITERIOS DE DECISION PARA JUSTIFICAR LA
NECESIDAD DE EFECTUAR LA REHABILITACION
DE UN PAVIMENTO

- NIVEL DE SERVICIO
- CALIDAD DE RODAMIENTO
- SEGURIDAD
- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- CONDICIONES SUPERFICIALES
- COSTOS DE OPERACION, MANTENIMIENTO, ETC.

REACONDICIONAMIENTO DEL PAVIMENTO EN AEROPUERTOS

PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS

ZONIFICACION

EVALUACION ESTADO SUPERFICIAL

OBTENCION DE DATOS: TRANSITO, CLIMA, ETC.

ESTABLECIMIENTO METODOS DE DISEÑO

EXPLORACION Y MUESTREO

ENSAYES DE LABORATORIO

DETERMINACION DE LOS VALORES INDICE CARACTERISTICOS.

CARACTERIZACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

TIPIFICACION DE DETERIOROS Y CAUSAS POSIBLES

ESTABLECIMIENTO DE LAS PREMISAS DE DISEÑO

MANIPULACION DE LA INFORMACION OBTENIDA Y ESTABLECIMIENTO DE ALTERNATIVAS DE REHABILITACION

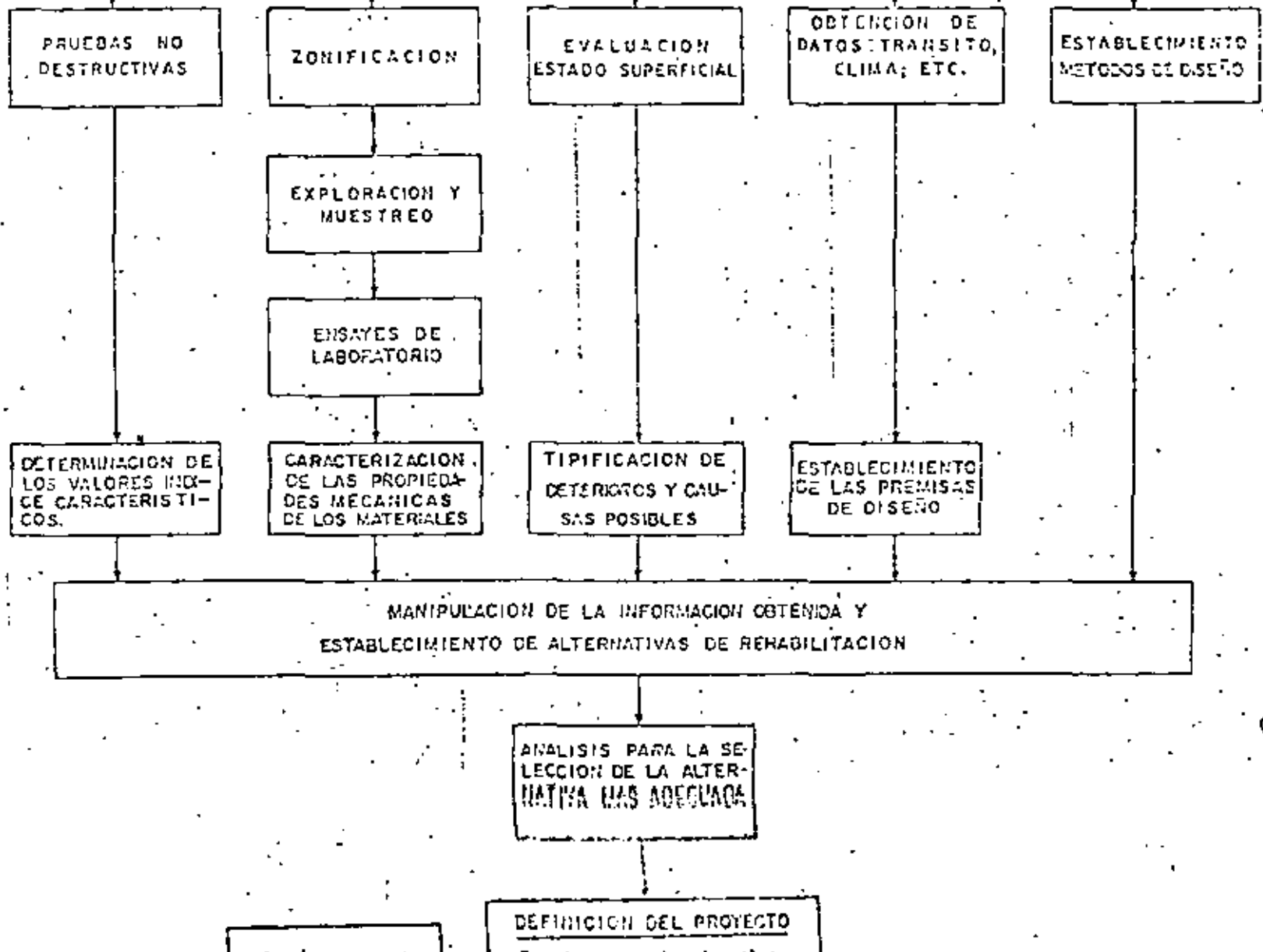
ANALISIS PARA LA SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS ADECUADA

EVALUACION Y RETROALIMENTACION

DEFINICION DEL PROYECTO

- Secciones estructurales.
- Normas y especificaciones de construcción.
- Banco de materiales.
- Tolerancias.

REACONDICIONAMIENTO DEL PAVIMENTO EN CARRETERAS.



$$CPA = \left[C_I + M_1 (FA)_1 + M_2 (FA)_2 - \left(1 - \frac{Y}{X}\right) M_2 (FA)_n \right] (RC)_n + M_y$$

CPA = Costo promedio anual.

C_I = Costo inicial.

M_y = Costo de mantenimiento de rutina anual.

FA = Factor de actualización = $\frac{1}{(1+i)^n}$

i = Interés.

Y = Número de años entre la última rehabilitación mayor y el fin del período analizado.

X = Vida estimada del último esfuerzo.

RC = Factor de recuperación del capital = $\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$

MÉTODOS PARA VALUAR EL ESPESOR
REQUERIDO DE SOBRECARPETA

- 1.- ANALISIS COMPARATIVO ENTRE LA ESTRUCTURA EXISTENTE Y LA RECOMENDABLE, SEGUN UN -- DETERMINADO METODO DE DISEÑO.

- 2.- ANALISIS DEL PAVIMENTO, A PARTIR DE LA DETERMINACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO EN SU CONJUNTO, DETERMINADA POR PRUEBAS REALIZADAS SOBRE LA ESTRUCTURA REAL DEL MISMO.
 - MEDICIONES DE DEFLEXIONES.
 - PRUEBAS DE PLACA.

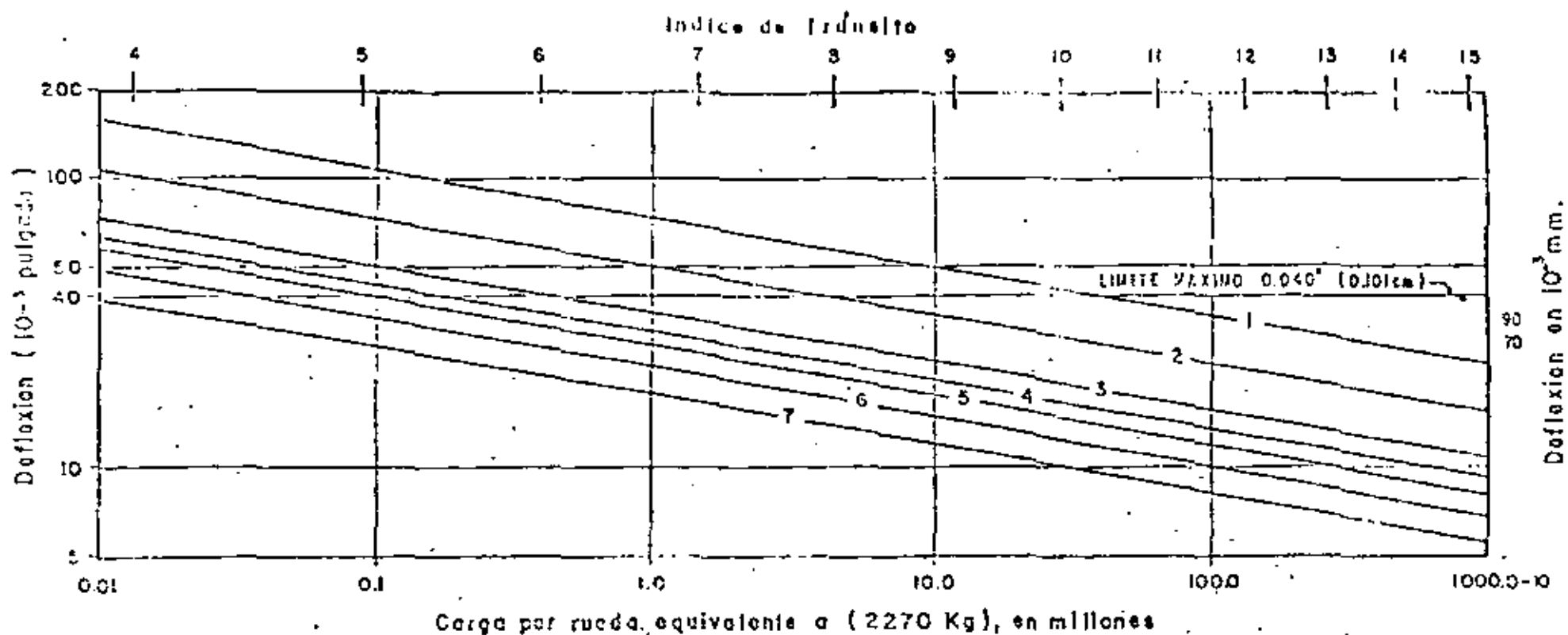
TABLE 20.3. Conversion Factors for Several Agencies

Material Type	FAA Equivalency	U.S. Navy Equivalency	U.S. Air Force Equivalency	Portland Cement Association (U.S.)
Flexible Overlays				
1 in. A.C. surface (good condition, bit, overlay)	1.5 in. G.B.	1.0 in. G.B.	1.0 in. G.B.	
1 in. A.C. surface (poor condition)	1.0 in. G.B.			
1 in. A.C. base (good condition, bit, overlay)	1.5 in. G.B.			
1 in. C.T.B. (good condition)	1.5 in. G.B.			
Rigid Overlays				
1 in. P.C.C. (good condition)	1.0 in. PCC	1.0 in. PCC*	1.0 in. PCC*	1.0 in. PCC*
1 in. P.C.C. (initial corner cracking, no progressive cracking)	0.75 in. PCC	0.75 in. PCC*	0.75 in. PCC*	0.75 in. PCC*
1 in. P.C.C. (badly cracked or crushed)	0.35 in. PCC	0.35 in. PCC*	0.35 in. PCC*	0.35 in. PCC*

* These are the C values used in equations 20.9 and 20.10. See Table 20.4.

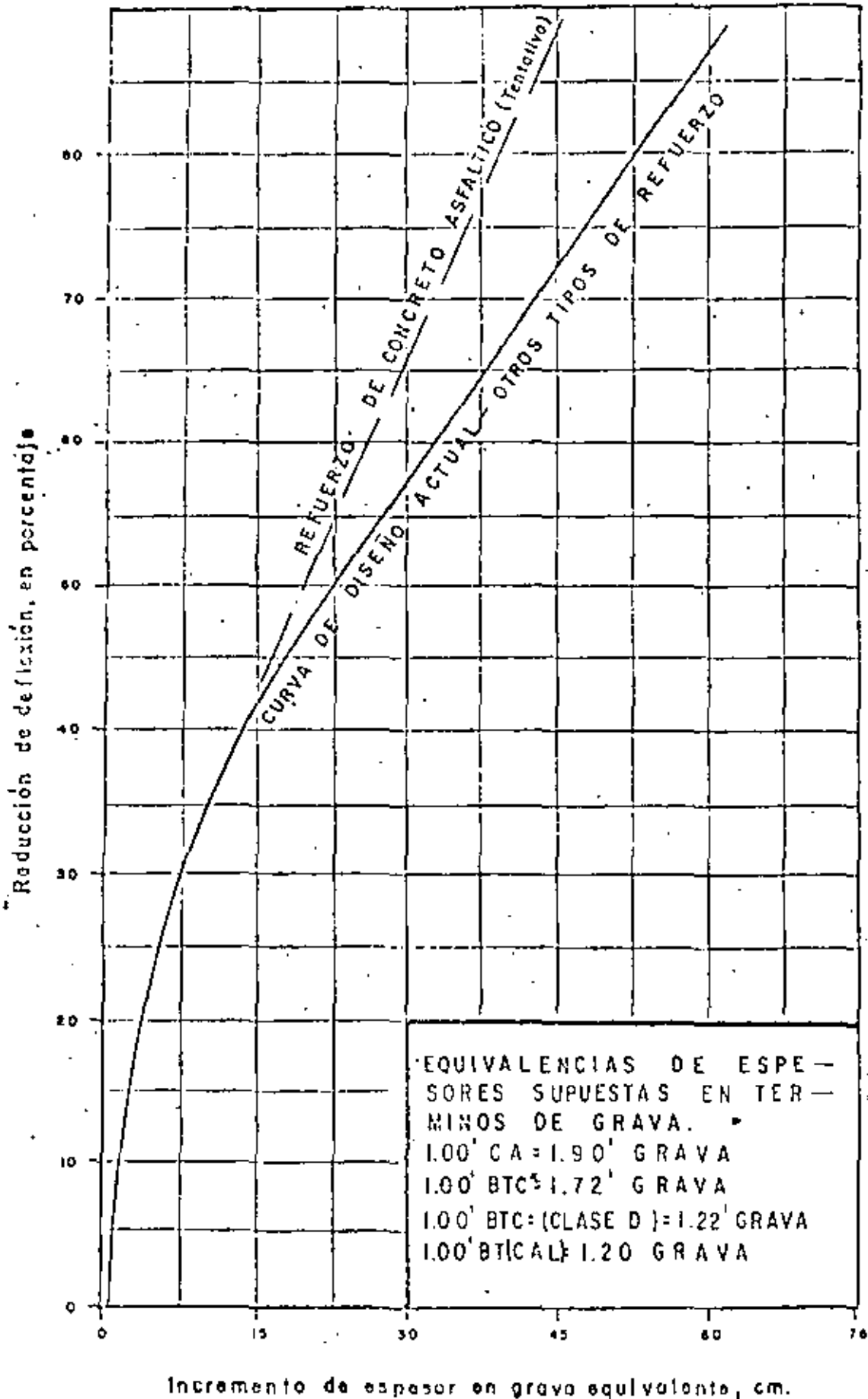
ESPEORES EFECTIVOS SEGUN EL INSTITUTO DEL ASFALTO. (11)

CLASIFI- CACION.	DESCRIPCION DEL MATERIAL.	FACTORES DE CONVERSION.
I	Terreno natural en todos los casos	0.0
II	a).- Subrasantes construidas con materiales granulares, con algo de limo o arcilla e $IP \leq 10$ b).- Subrasante de suelos muy plásticos con $IP > 10$; estabilizadas con cal.	0.0-0.2
III	a).- Bases o subbases granulares bien graduadas con $CBR > 20$, el limite superior se usa si el $IP \leq 6$ y el inferior si $IP > 6$. b).- Subbase y bases de suelo cemento, con materiales con $IP \leq 10$ y poco cemento.	0.2-0.3
IV	a).- Base granular de alta calidad ($CBR > 80$). b).- Carpetas asfálticas muy agrietadas y deformadas. c).- Pavimento de concreto hidráulico roto en piezas menores de 2 pies, se usa el rango superior cuando tiene subbase, limite inferior cuando sólo hay subrasante. d).- Bases de suelo cemento muy agrietadas.	0.3-0.5
V	a).- Carpeta y bases asfálticas muy agrietadas pero poco deformadas. b).- Pavimentos de concreto hidráulico agrietados y con algunas fallas. c).- Bases de suelo cemento poco agrietadas.	0.5-0.7
VI	a).- Carpetas de concreto asfáltico con pocas grietas y poca deformación. b).- Bases asfálticas poco agrietadas. c).- Concreto hidráulico poco agrietado.	0.7-0.9
VII	a).- Concreto asfáltico incluyendo bases de concreto asfáltico con muy pocas grietas y pocas deformaciones en las huellas de rodada. b).- Concreto hidráulico, sellado y pocas grietas. c).- Base de concreto hidráulico bajo carpeta asfáltica estable, sin bombeo y con pocas grietas reflejadas.	0.9-1.0



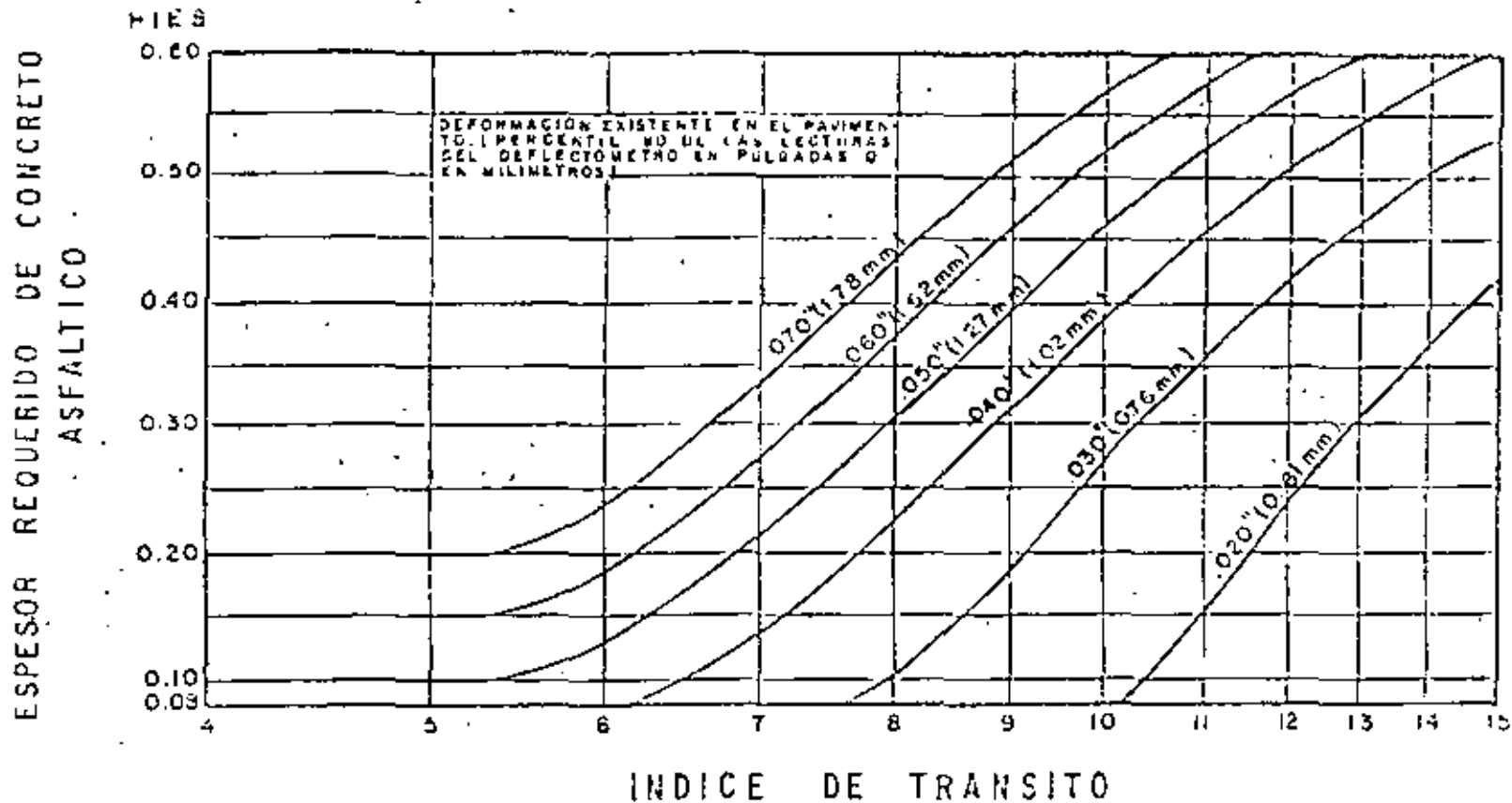
TIPOS DE SUPERFICIES DE RODAMIENTO	Espesor (cm)
1 - Tratamiento Superficial	1.2
2 - Concreto Asfáltico	3
3 - Concreto Asfáltico	6
4 - Concreto Asfáltico	7.5
5 - Concreto Asfáltico	9
6 - Concreto Asfáltico	10
7 - Concreto Asfáltico	16
7 - Base Tratada con Cemento	15

Grafica para la determinación del nivel tolerable de deflexion en el Metodo de California (1960)



Incremento del espesor de un pavimento (Grava Equivalente) en función del coeficiente de reducción de deflexiones (Método de California) (1951)

GRAFICA PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE LA SOBRECARPETA DE CONCRETO ASFALTICO, A PARTIR DE LA DEFLECCION MEDIDA EN EL PAVIMENTO. (CALIFORNIA)

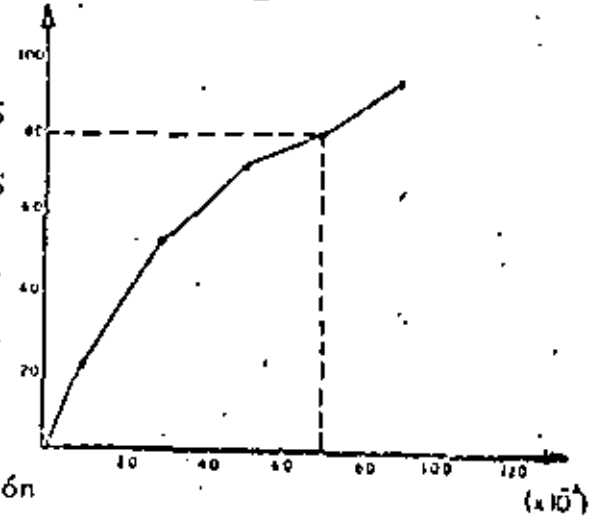


DEFLEXIONES.

0.040	0.060
0.044	0.040
0.020	0.024
0.088	0.036
0.088	0.032
0.084	0.024
0.072	0.000
0.012	0.016
0.036	0.028
0.024	0.056
0.020	0.016
0.056	0.028
0.076	0.024
0.084	0.016
0.120	0.016
0.100	0.032
0.158	0.048
0.100	0.042
0.080	
0.044	N = 39
0.044	

1 - 20
21 - 40
41 - 60
61 - 80
81 - 100
101 - 120
121 - 140
141 - 160

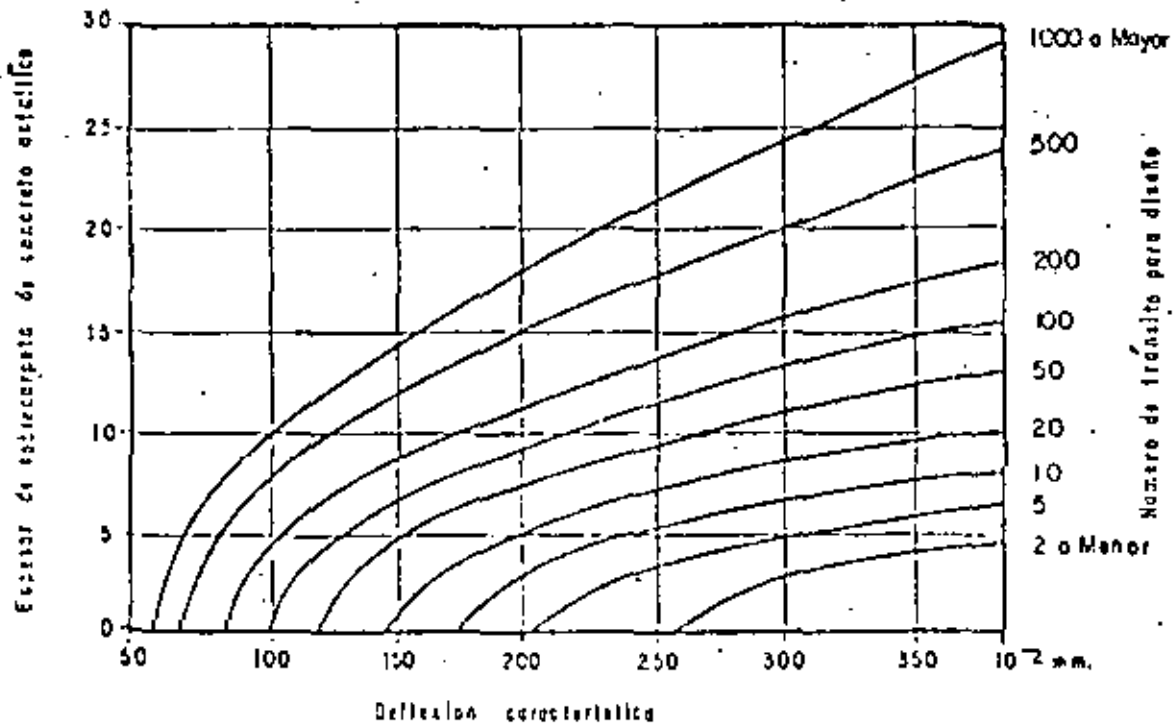
	%
8	20.5
12	31
8	20.5
3	8
6	15
1	2.5
$\frac{1}{39}$	2.5



De la fig. 25 la corrección por temperatura será:
 espesor de la carpeta $h = 11 \text{ cms.}$
 temperatura 26°C.
 $f_c = 0.8$
 $P_{80c} = 0.8 \times 0.7 = 0.56$

$P_{80} = 0.70$

a. - ANALISIS ESTADISTICO PARA LA OBTENCION DE LA DEFLEXION.



b - Espesores de sobrecarpeta de refuerzo, en función de la deflexión característica del pavimento, según el Instituto Norteamericano del Asfalto. (11)

10

20

30

40

50

60

70

80

GRAFICA A

GRAFICA B

GRAFICA C

CARPETA ASFALTICA

BASE HIDRAULICA

CAPA SUBRASANTE
(MATERIALES SELECCIONADOS)

SUB BASE

TERNACERIAS

10

20

30

40

50

60

70

80

CARRETERA N° _____ NOMBRE _____ OBSERVADOR _____
 DIVISION _____ FECHA _____

ANTECEDENTES	CALIFICACION INICIAL											
	SUPERFICIE DE RODAMIENTO	SELLO										
		CARPETA										
		BASE N.										
AÑOS DE SERVICIO												

K I L O M E T R A J E _____

SECCION N° _____

CALIFICACION ACTUAL DEL PAVIMENTO	EXCELENTE	5										
	MUY BUENO	4										
	BUENO	3										
	REGULAR	2										
	MALO	1										
	MUY MALO	0										
	INTRANSITABLE	0										

CALIFICACION ACTUAL _____

PAVIMENTO ACEPTABLE	SI											
	NO											
	DUDOSO											

DESCRIPCION DAÑOS	Huellas, L.L. ligero. Ex fuerte		N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	
	DEFORMACION	Longitudinal																						
		Transversal																						
	GRIETAS																							
	BACHES	Abiertos																						
		Tapados																						
ZONAS LLORACAS																								
DESPRENDIMIENTO SELLO																								

NOTA N° _____

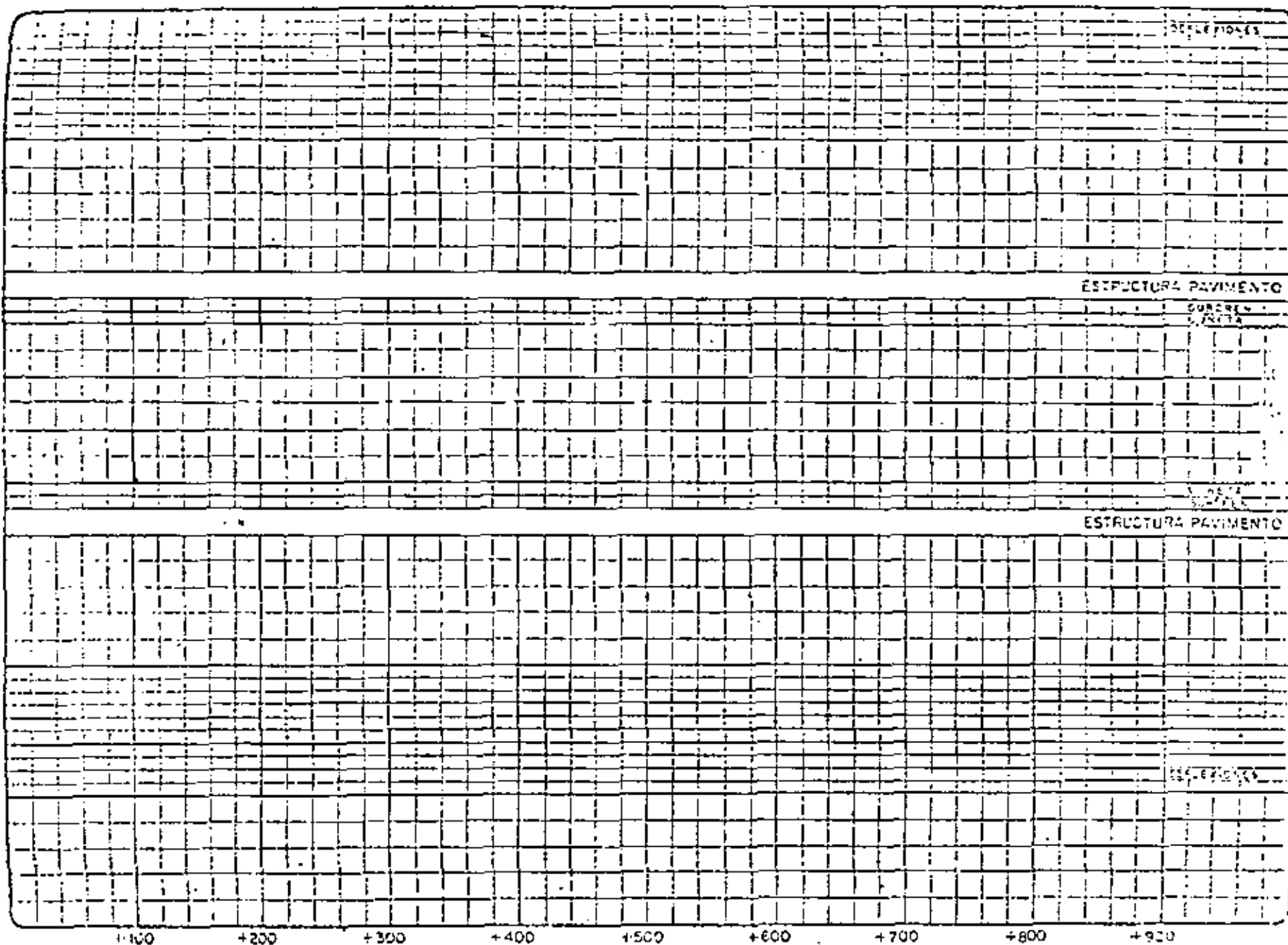


FIGURA N.º 7

(19)

TABLA I - 1

CONDICIONES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO RIGIDO

Aeropuerto: _____

Elemento: _____

Observador: _____

Fecha: _____

0 Ninguna 1 Menor 2 Moderada 3 Mayor 4 Severa	TIPO CRIETA	Longitudinal.														
		Transversal.														
		Escamosa o Costrosa.														
		En Esquina.														
		En Orilla														
		Astillamiento o Desconchamiento.														
		Desintegración del Concreto.														
		Hundimientos Diferenciales														
		Bombas														
				Lasas que se botan												
10 } Muy Bien 9 } A		Pérdida del sello de la junta.														
		Crietas sin Sellar.														
8 } Bien 7 } B		Cortes en el Pavimento														
		Parches														
6 } Regular 5 } C		Reconstrucción Localizada.														
		Rugosidad Superficial														
		Drenaje Superficial.														
4 } Pobre 3 } D		Subdrenaje.														
		Condiciones Generales														
2 } Muy Pobre 1 } E		Efectos de las turbinas en el Sello de las Juntas.														
		Defectos en la Superficie														
0		Acumulación de Cocho.														
		Trabajos Requeridos														

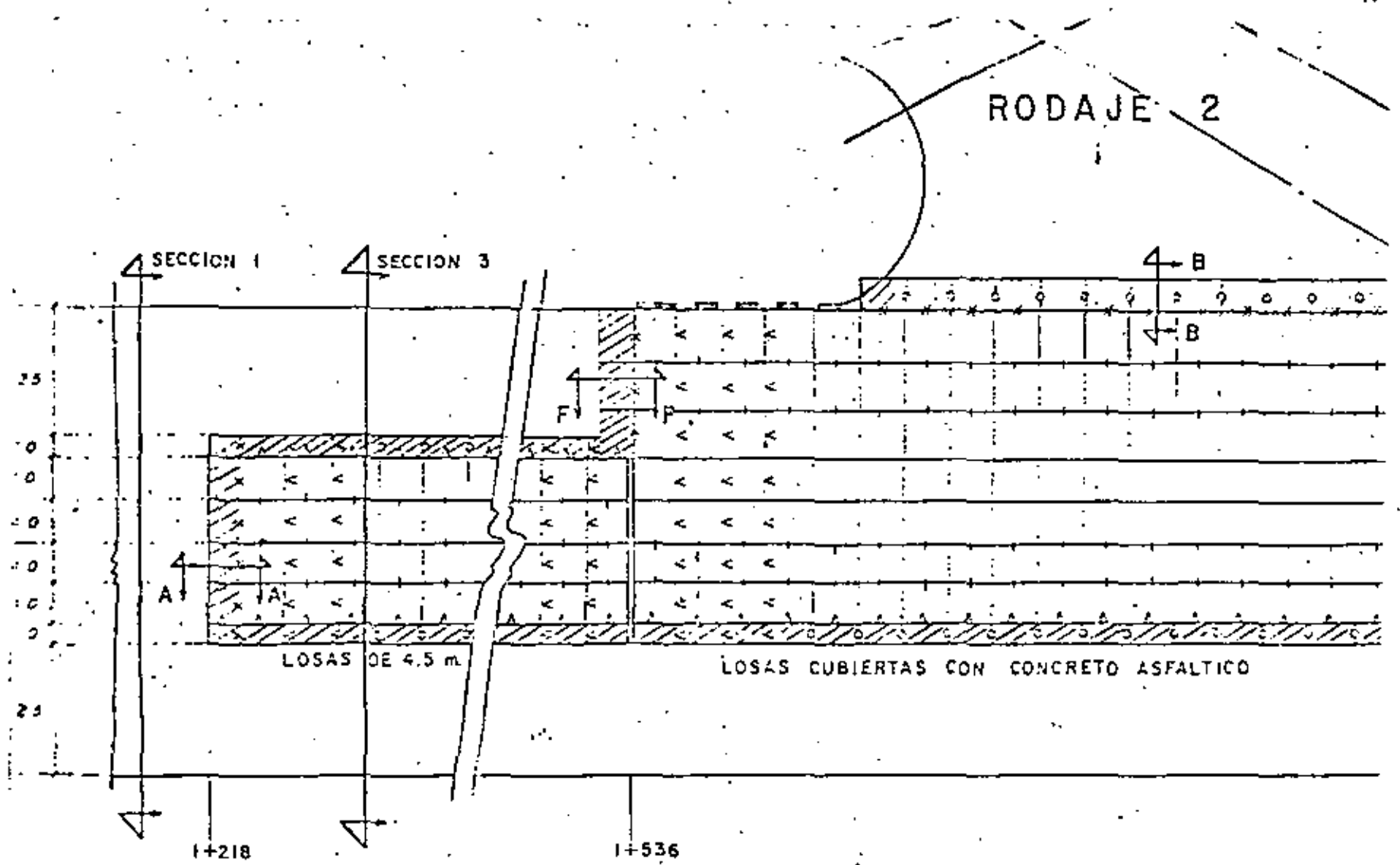
Observaciones Drenaje: _____

Observaciones: _____

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS RIGIDOS

20

TIPOS	APLICACION
- RESTAURACION DE JUNTAS - CALAFATEO DE GRIETAS	MEJORAR LA FUNCION DE LAS JUNTAS E IMPERMEABILIZAR
- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES RANURADO REBAJADO PRODUCTOS QUIMICOS	CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO.
- RECONSTRUCCION DE LOSAS, INTEGRAL O PARCIAL	RESTITUIR ESTRUCTURA
- SOBRECARPETAS ASFALTICAS O REFUEZO DE CONCRETO HIDRAULICO	MEJORAR TEXTURA Y DERRAPAMIENTO, REFUEZO ESTRUCTURAL
- MODERNIZACIONES Y RECONSTRUCCION	ADECUAR PARA TRANSITO MAS PESADO Y MAS IMPORTANTE. MEJORAR ALINEAMIENTO Y DRENAJE.

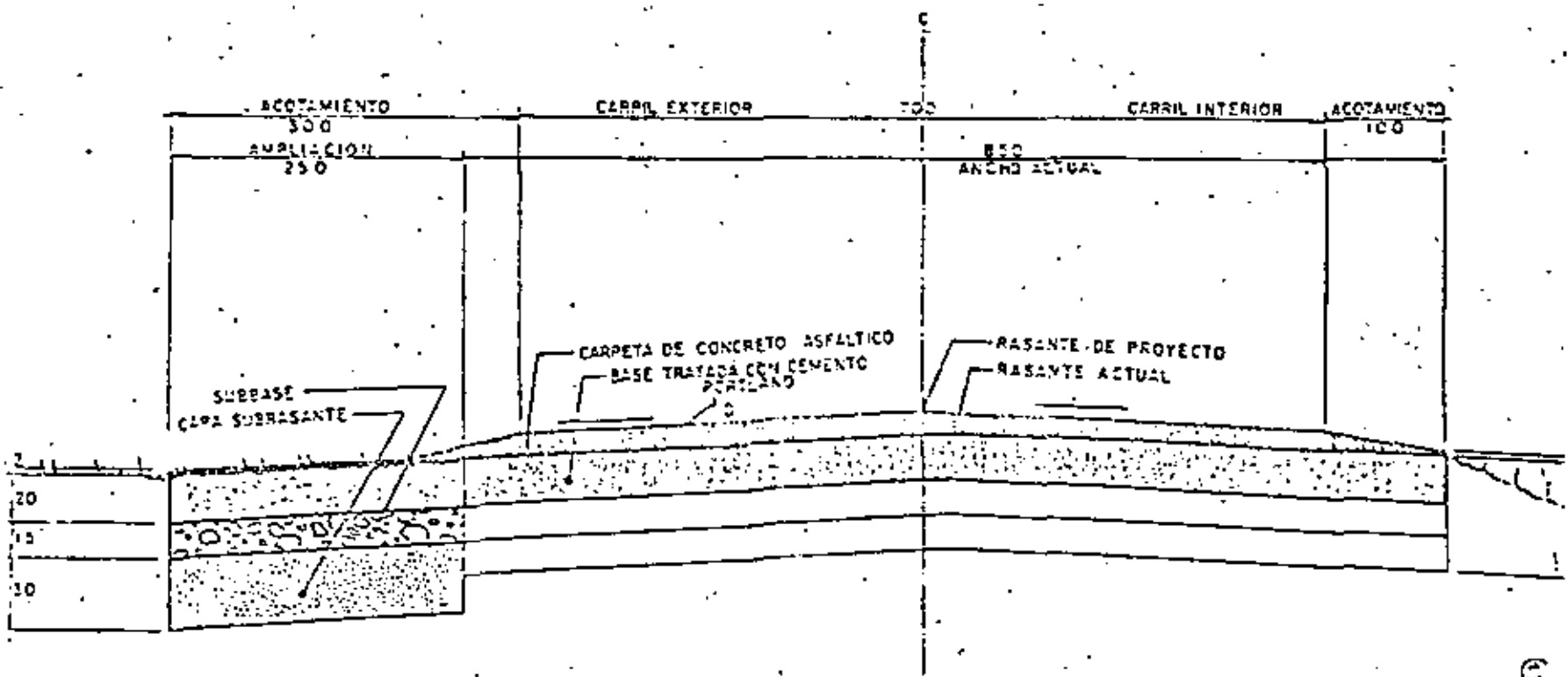


PISTA 18 = 36

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

TIPO		APLICACION
-	TRATAMIENTOS SUPERFICIALES	
	RANURADO	CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DESGASTE.
	REBAJADO	
	PRODUCTOS QUIMICOS	
	CALAFATEO	RELLENO DE GRIETAS
	SLURRY SEAL	CORREGIR TEXTURA Y DESGASTE.
	RIEGOS DE SELLO	IMPERMEABILIZAR, MEJORAR APARIENCIA.
-	BACHEO	
	SUPERFICIAL	CORREGIR FALLAS DE CARPETA.
	PROFUNDO	CORREGIR AREAS DEBILES
-	RENIVELACIONES	CORREGIR DEFORMACIONES
-	RECICLADO	CORREGIR FALLAS DE CARPETA, REJUVENECERLA Y FORZARLA.
-	SOBRECARPETA	REFUERZO, ESTRUCTURAL Y CONTRA FATIGA.
-	MODERNIZACIONES	ADECUAR PARA TRANSITO -- MAS IMPORTANTE, AMPLIACIONES Y RECTIFICACIONES MEJORAR DRENAJE.
-	RECONSTRUCCION	ADAPTACION PARA UN TRANSITO MAS PESADO.

ESTRUCTURA TIPICA DEL PAVIMENTO EN EL CUERPO ACTUAL

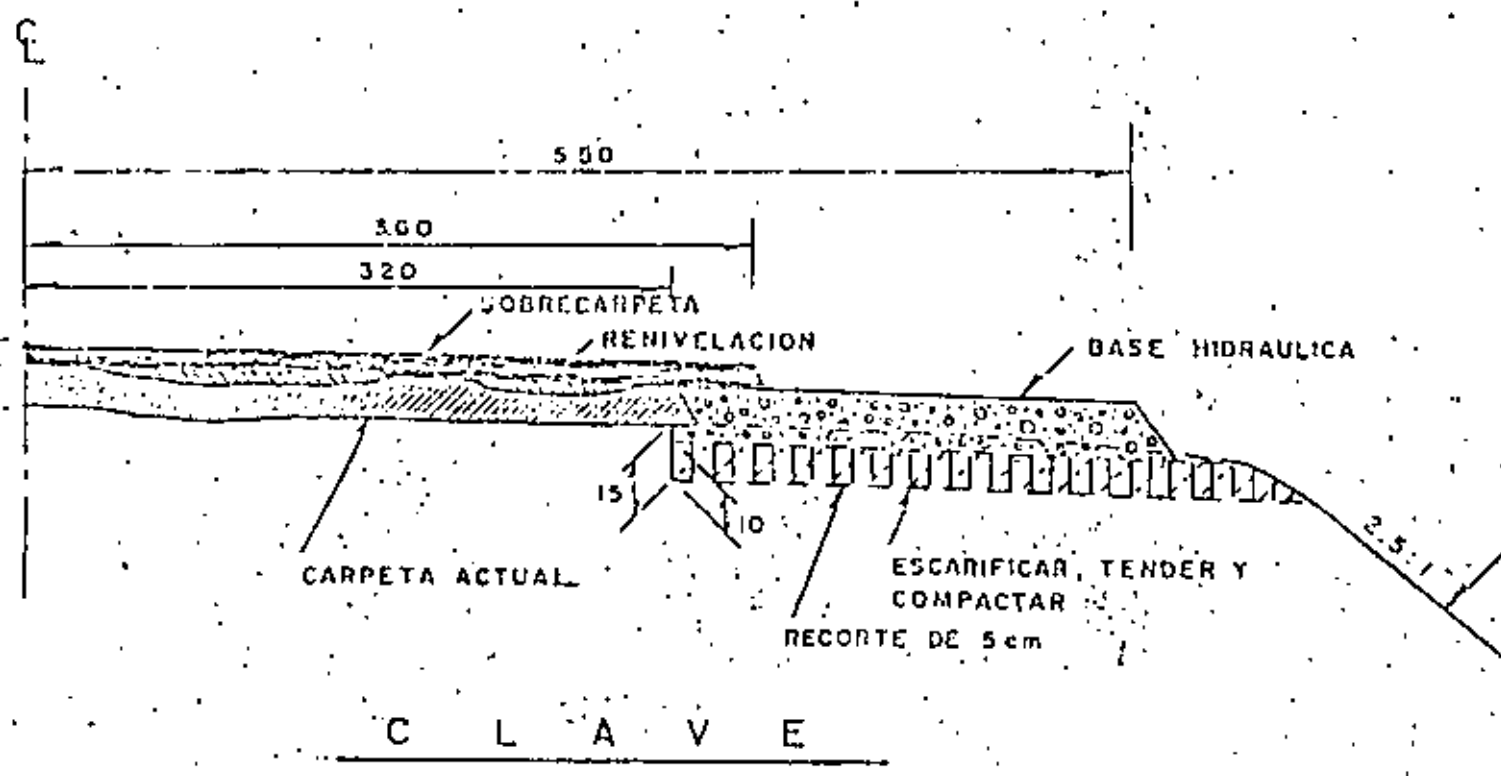












DIMENSIONES EN CENTIMETROS

ESC. HOR. 1:50
VER. 1:25

(13)

SECCION III



- C L A V E**
-  DESPALMAR LOS 15 cm SUPERIORES DEL TALUD DEL TERRAPLEN ACTUAL O RECORTAR 5cm SUPERIORES BAJO EL ACTAMIENTO ACTUAL
 -  RECORTAR UN ESCALON BAJO EL NIVEL SUPERIOR DEL ACOTAMIENTO, EMPEZANDO A 3.20m DEL E Y HACIA FUERA
 -  COLOCAR EN LA AMPLIACION EL MATERIAL RECORTADO DEL ESCALON ANTERIOR Y COMPACTADO A 90%
 -  COMPLETAR LA AMPLIACION HASTA EL NIVEL DEL ACOTAMIENTO, UTILIZANDO MATERIAL DE CAPA SUBRASANTE Y COMPACTANDOLO AL 95%
 -  ESCARIFICAR
 -  EXTENDER Y RECOMPACTAR HASTA ALCANZAR EL 95% DE COMPACTACION
 -  BASE HIDRAULICA COMPACTADA AL 100%
 -  RENIVELACION CON MEZCLA ASFALTICA
 -  CARPETA ACTUAL
 -  SOBRECARPETA O CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO

EVALUACION

MEDICION PERIODICA DE LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL PAVIMENTO:

- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- RUGOSIDAD
- DETERIOROS
- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

CAPTA Y TRANSMITE INFORMACION ACERCA DE LA FORMA EN QUE EL PAVIMENTO CUMPLE CON SUS FUNCIONES.

PERMITE: COMPROBAR LAS PREDICCIONES DEL PROYECTO-PROGRAMAR LOS TRABAJOS DE REHABILITACION-MEJORAR LOS MODELOS DE DISEÑO-MEJORAR TECNICAS DE CONSTRUCCION Y DE MANTENIMIENTO, PRONOSTICAR LA VIDA UTIL DEL PAVIMENTO.

GENERAL CONCEPTS OF PAVEMENT EVALUATION

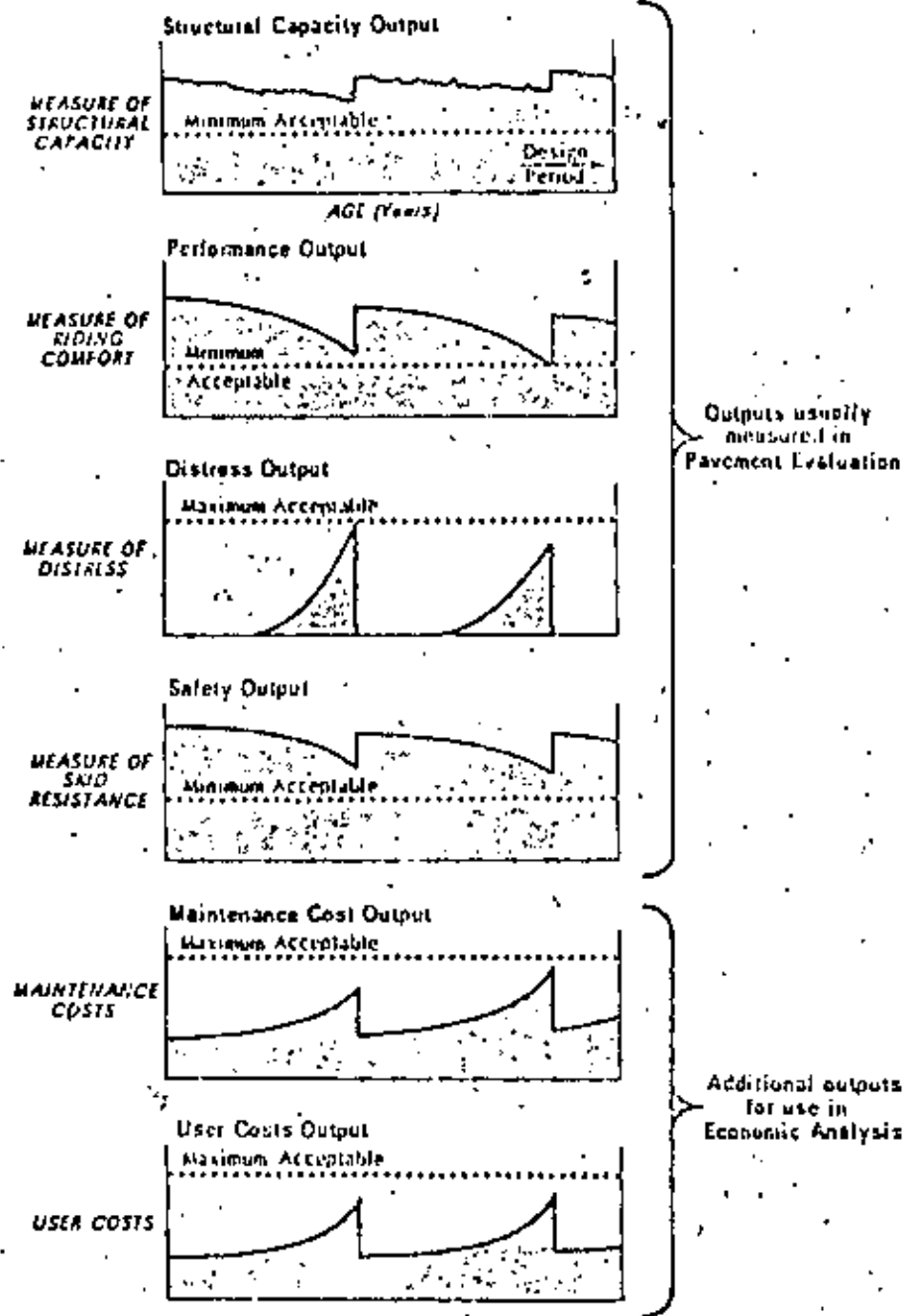
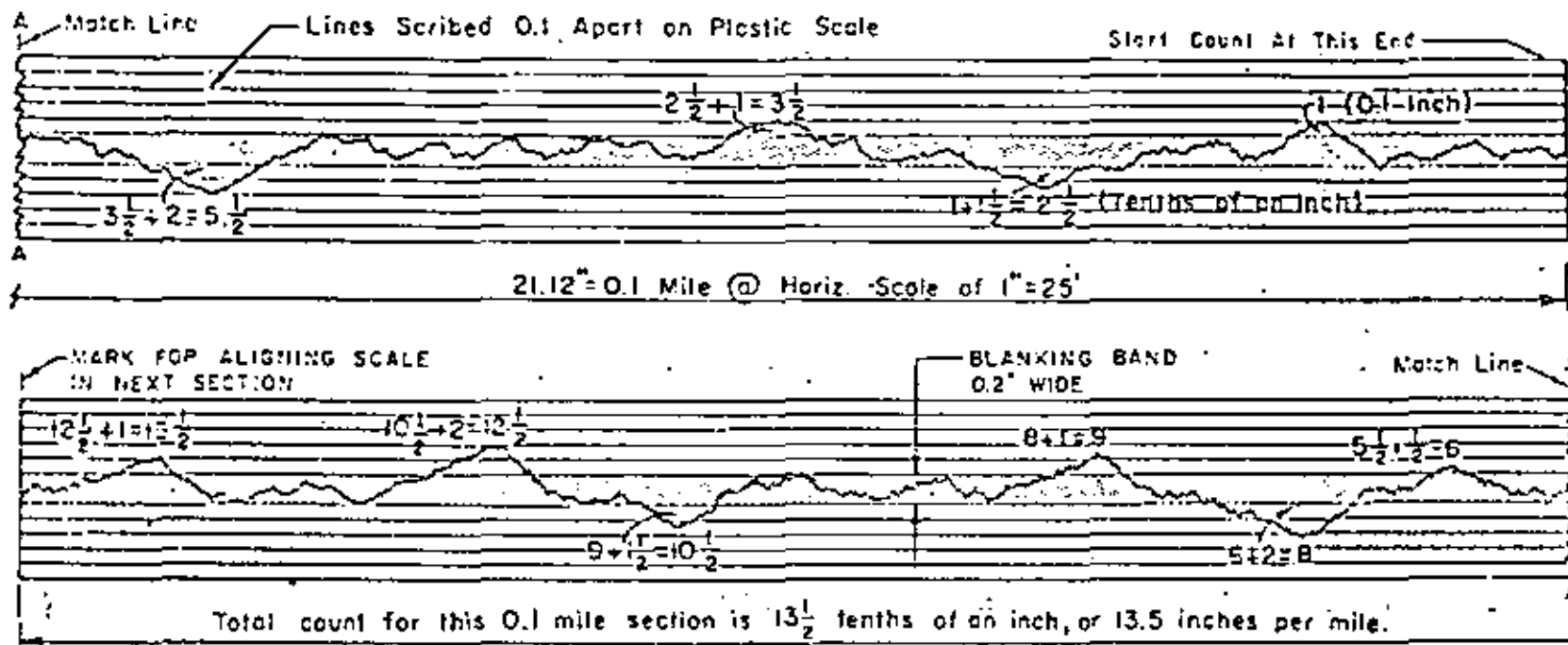


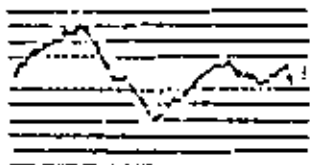
Figure 6.1 Major types of pavement outputs.

EXAMPLE SHOWING METHOD OF DERIVING PROFILE INDEX FROM PROFILOGRAMS



TYPICAL CONDITIONS

Scallops ~~are~~ are enclosed by profile line and blinding band. (Shown crosshatched in this sketch)



A

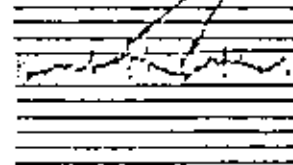
Small projections which are not included in the count.



B

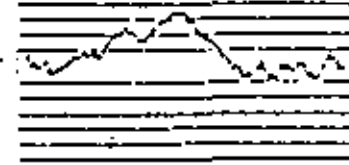
SPECIAL CONDITIONS

Rock or dirt on the pavement. (Not counted)



C

Double peaked scallop. (Only highest part counted)



D

FIGURE I

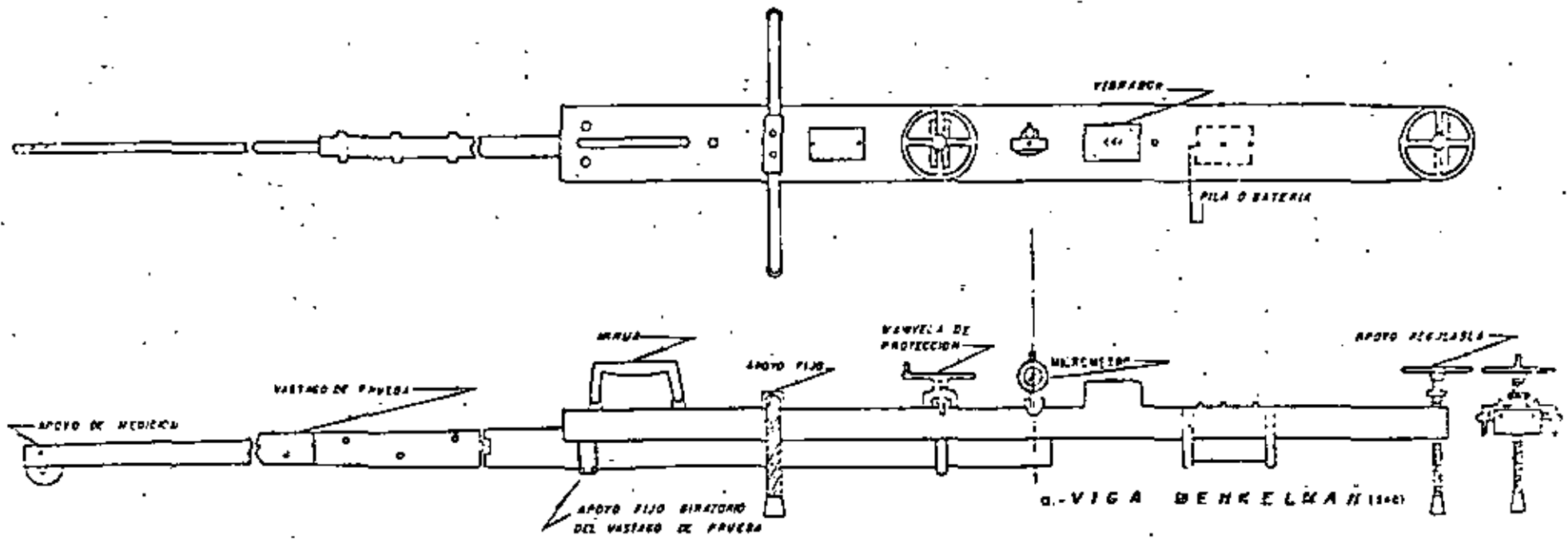
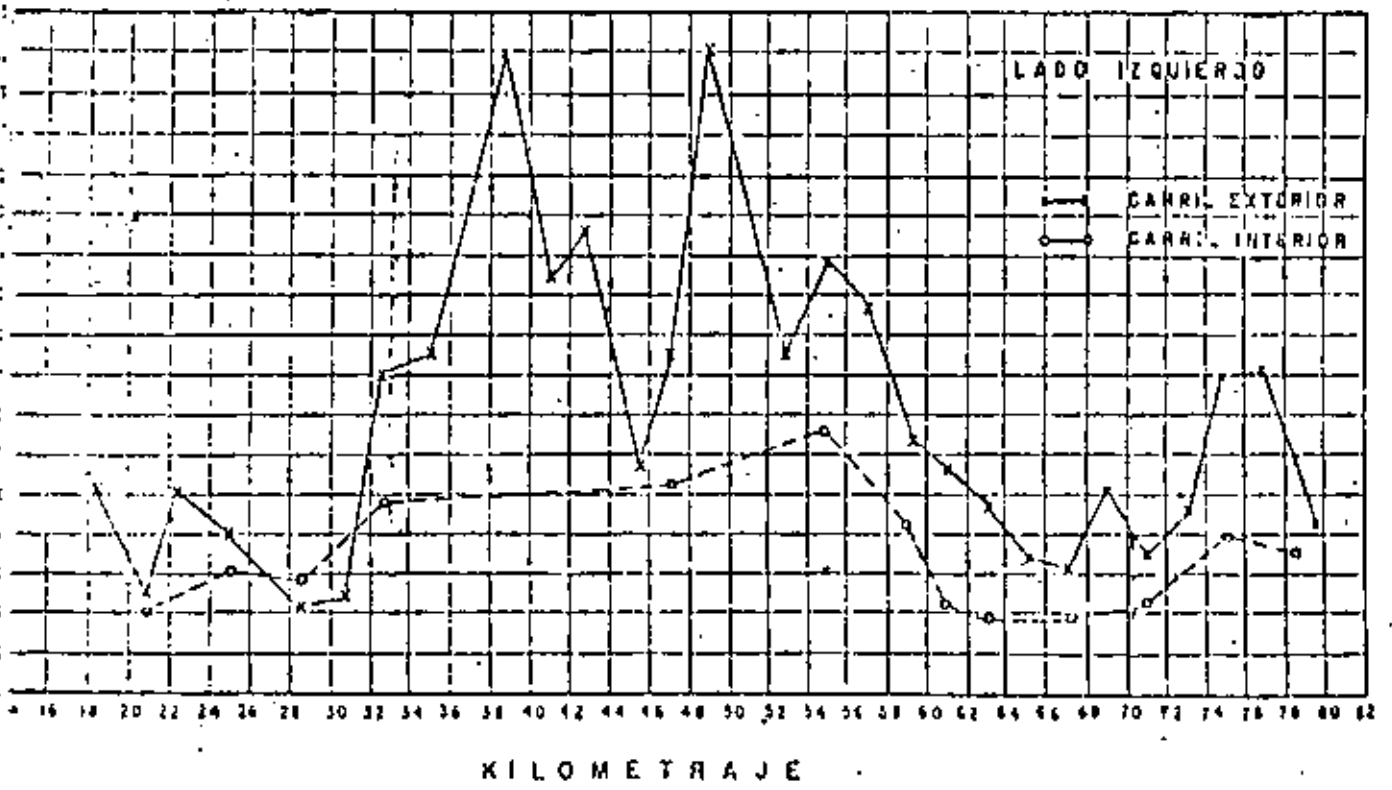
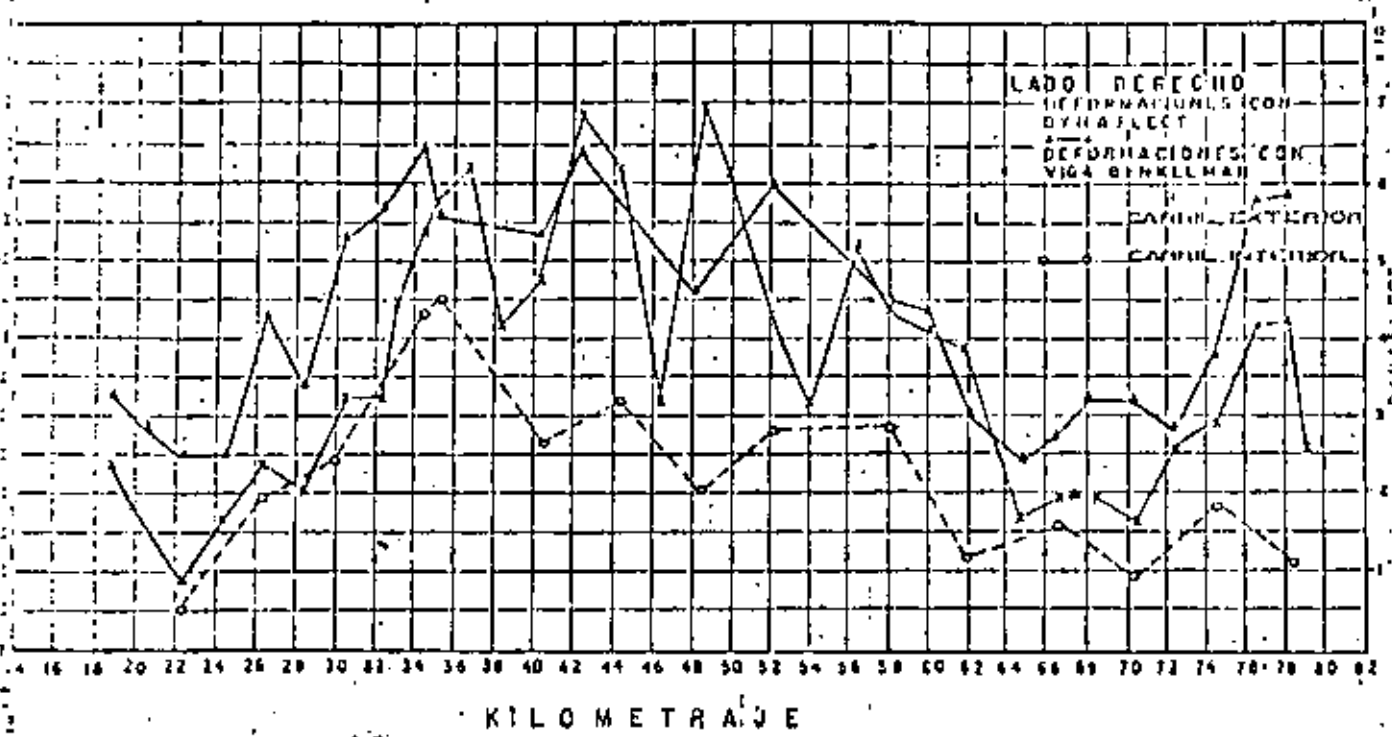
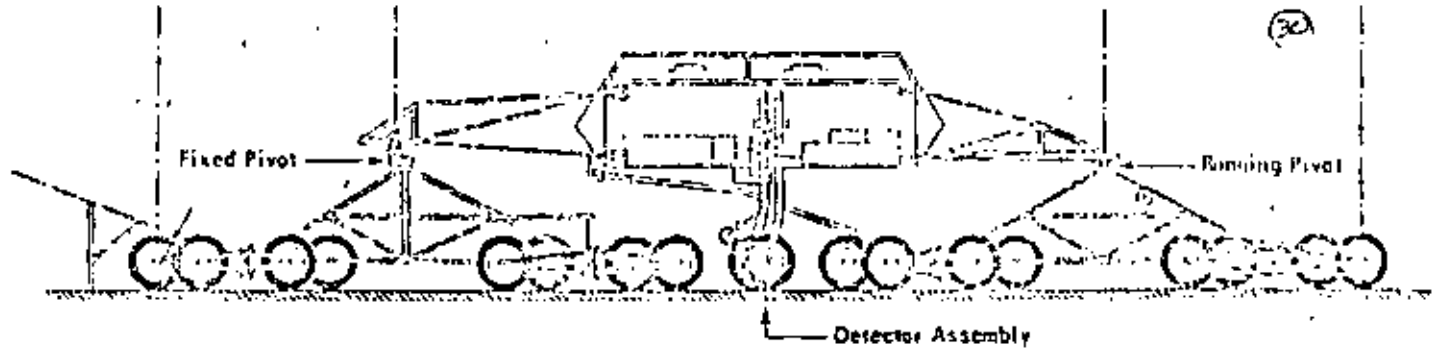


Figure 9

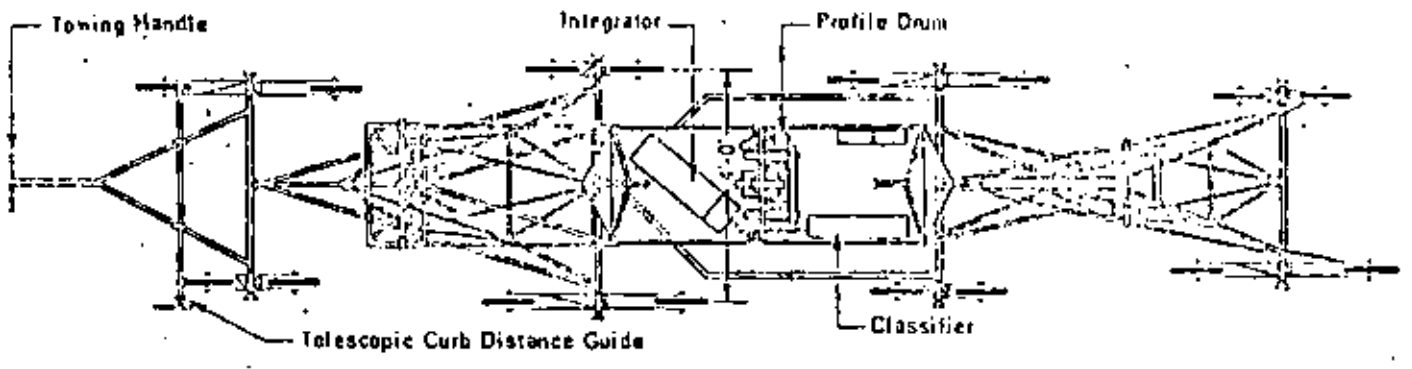


AUTOPISTA MEXICO - CUERNAVACA
 COMPARACION DE LAS DEFORMACIONES CARACTERISTICAS
 MEDIDAS CON VIGA BENKELMAN BAJO UNA CARGA
 = 10000 KG POR M2 CON UNO
 Y CON SENSADO DYNAFLECT.

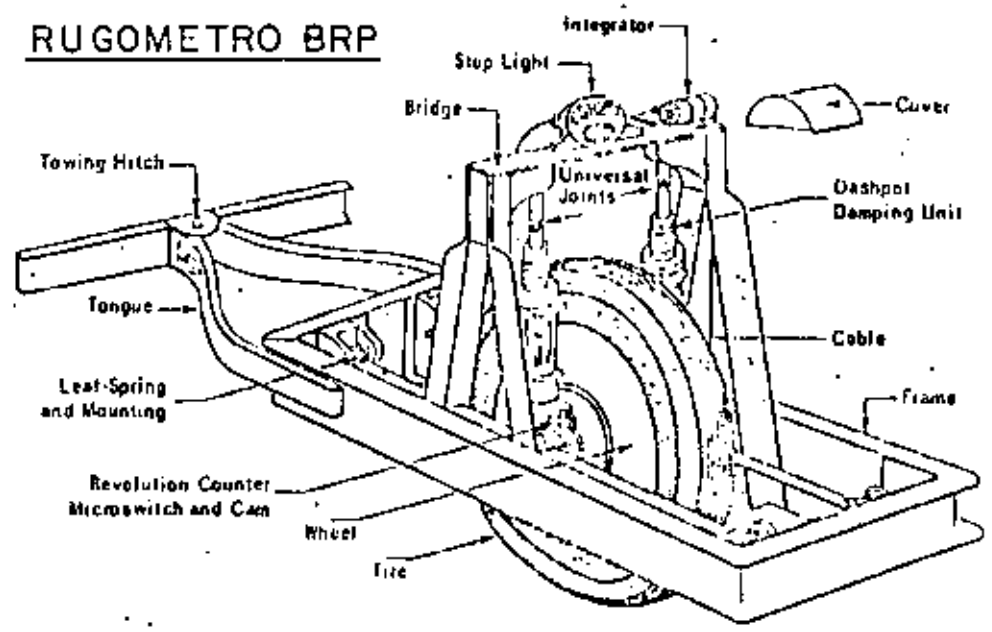




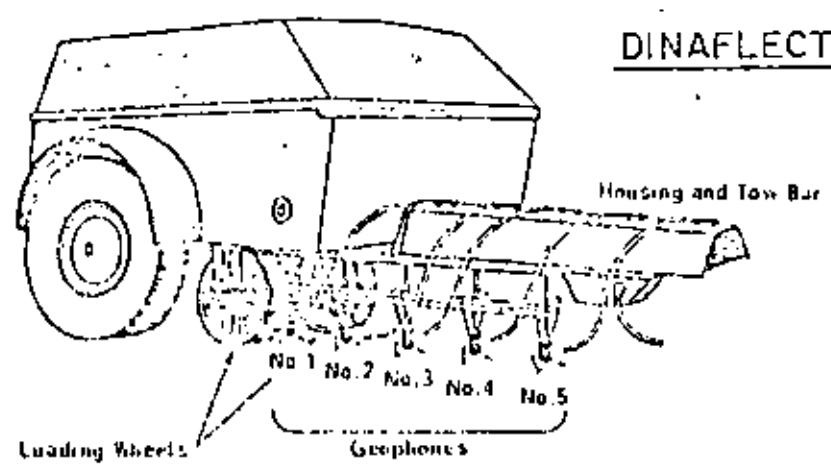
PERFILOGRAFO RRL



RUGOMETRO BRP



DINAFLECT



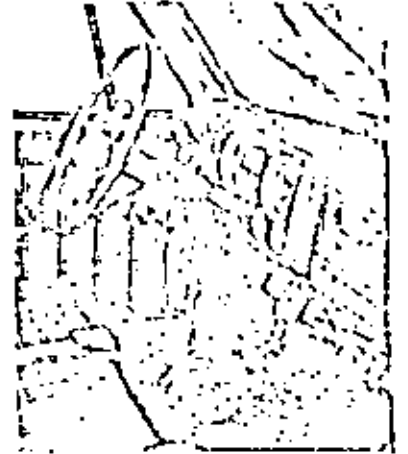
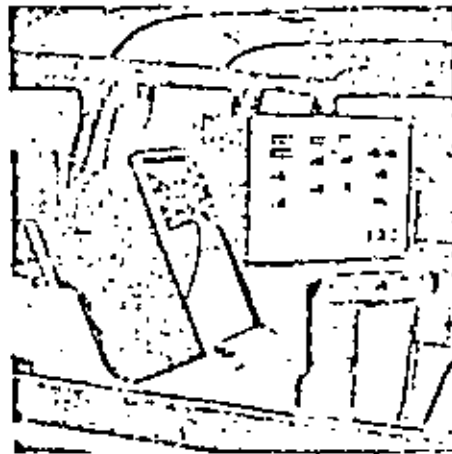
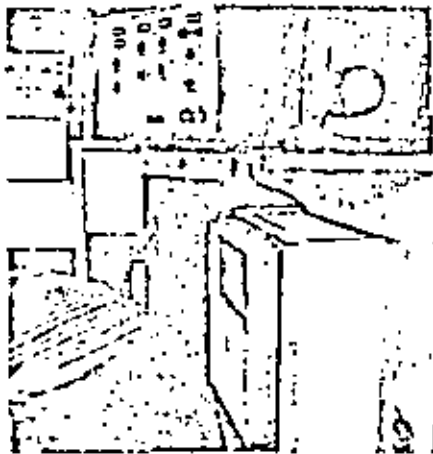
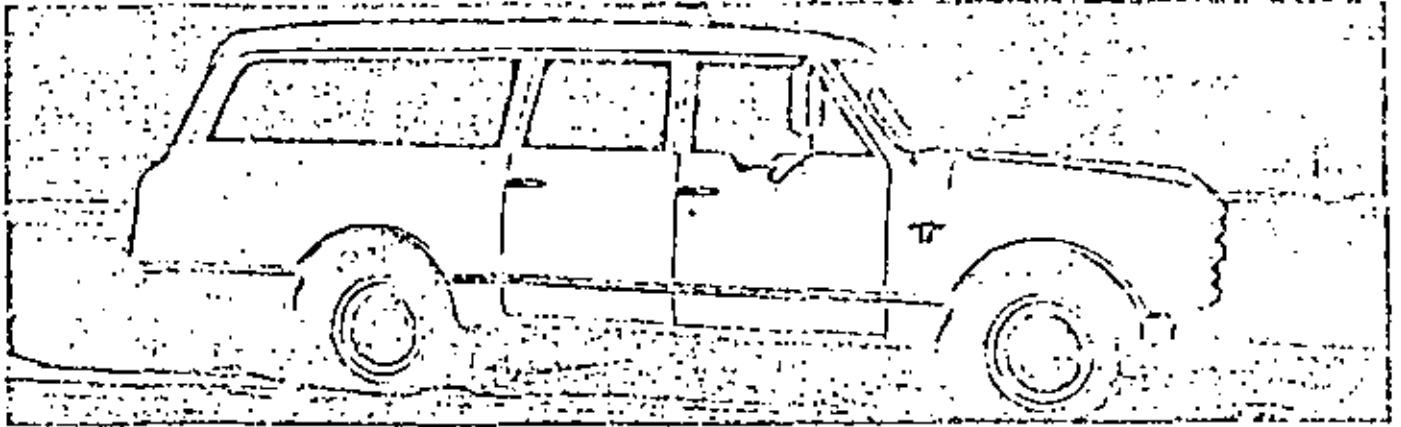


Fig. 16-53 General Motors Road Profometer (From Ref. 36)

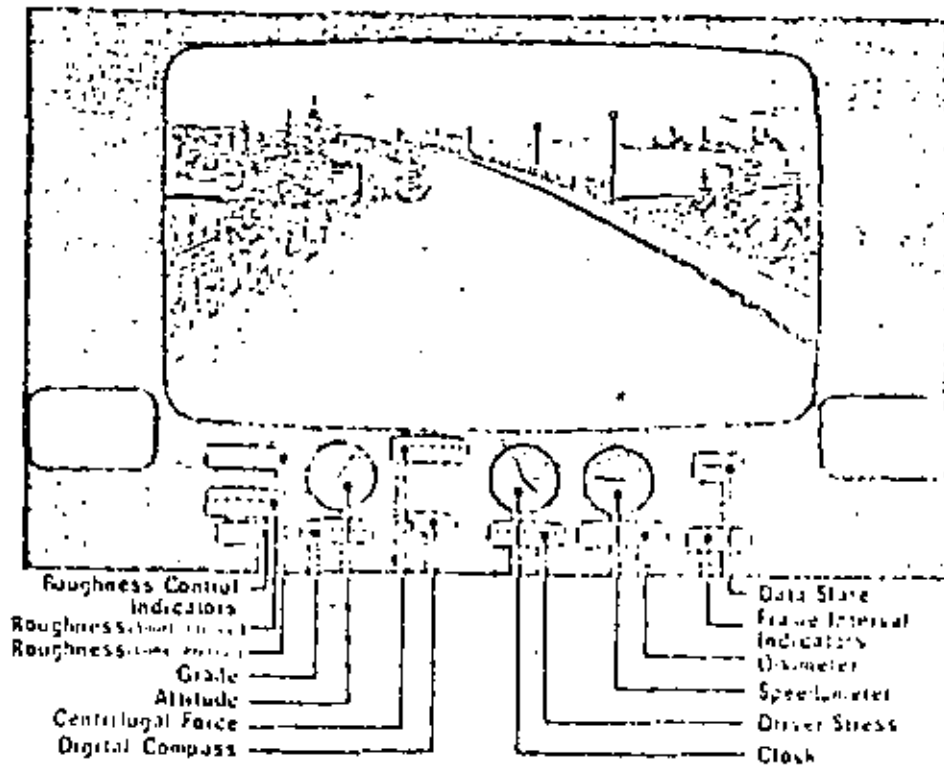
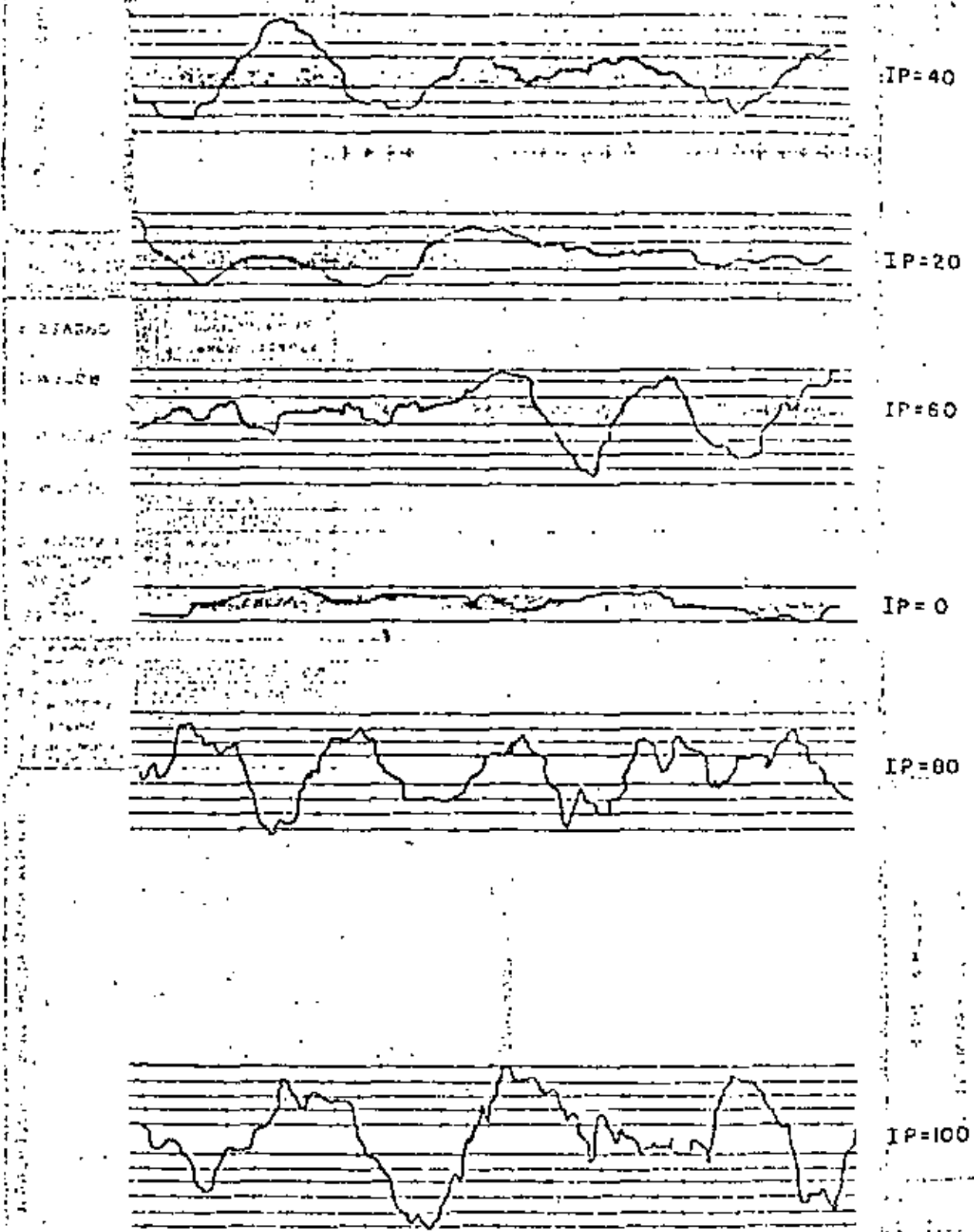


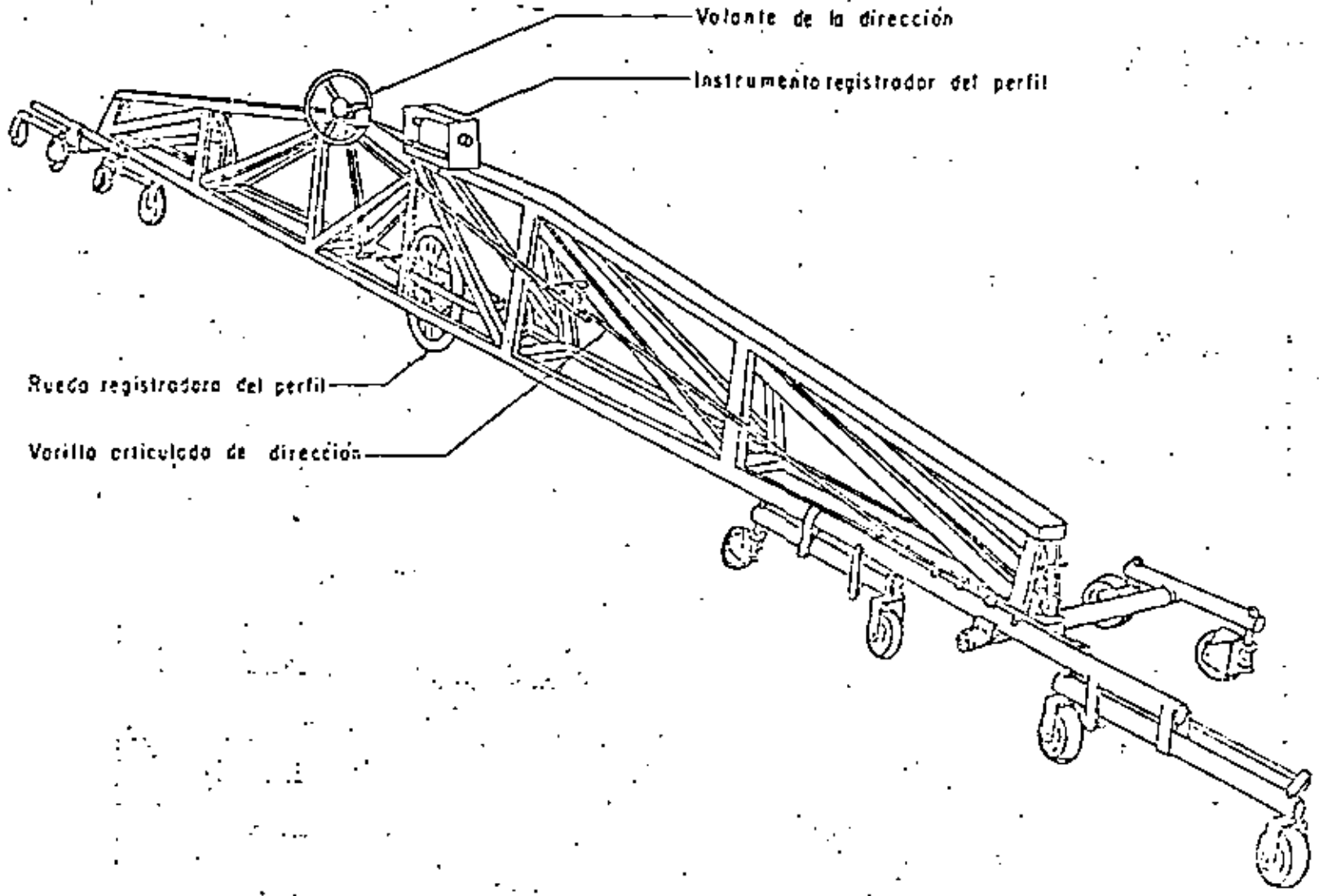
Figure 7.7 Schematic of frame for British Columbia photo institute

EJEMPLOS DE PERFILES PARA DIFERENTES VALORES DE INDICE DE PERFIL



Esc.H. 1:300
Esc.V. 1:1

FIGURA N° 5



Rueda registradora del perfil

Vorillo articulado de dirección

Volante de la dirección

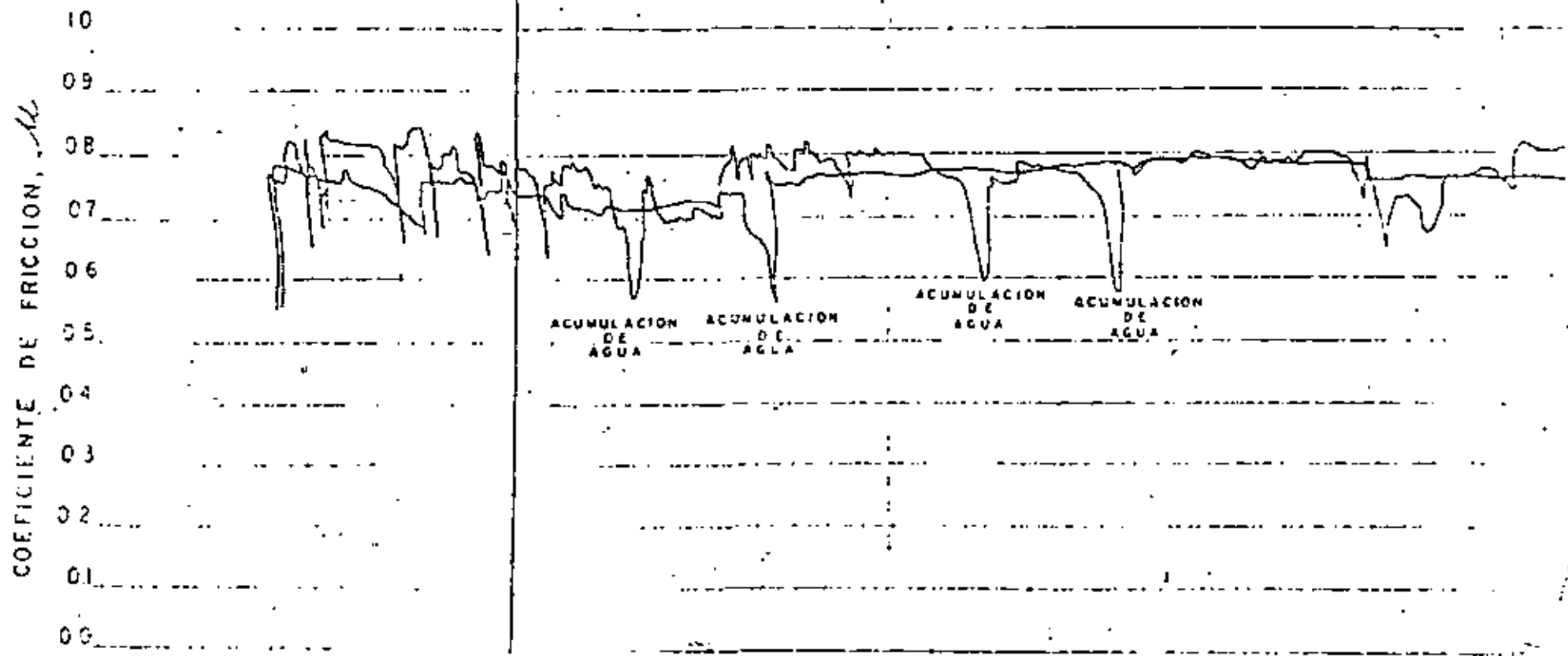
Instrumento registrador del perfil

INSTRUMENTO REGISTRADOR DEL TIPO BIVEL (400)

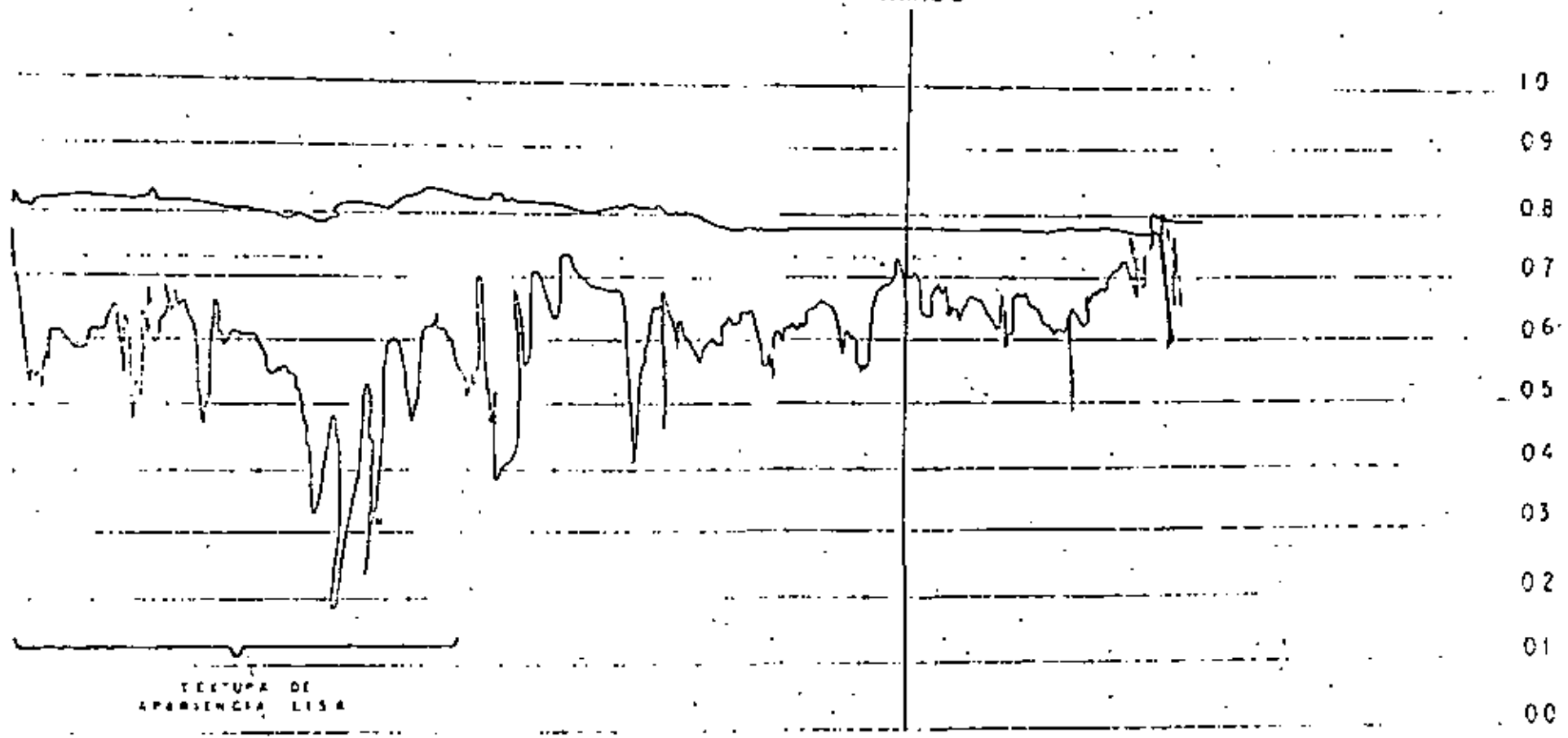
FIGURA Nº 19

(27)

Km. 58

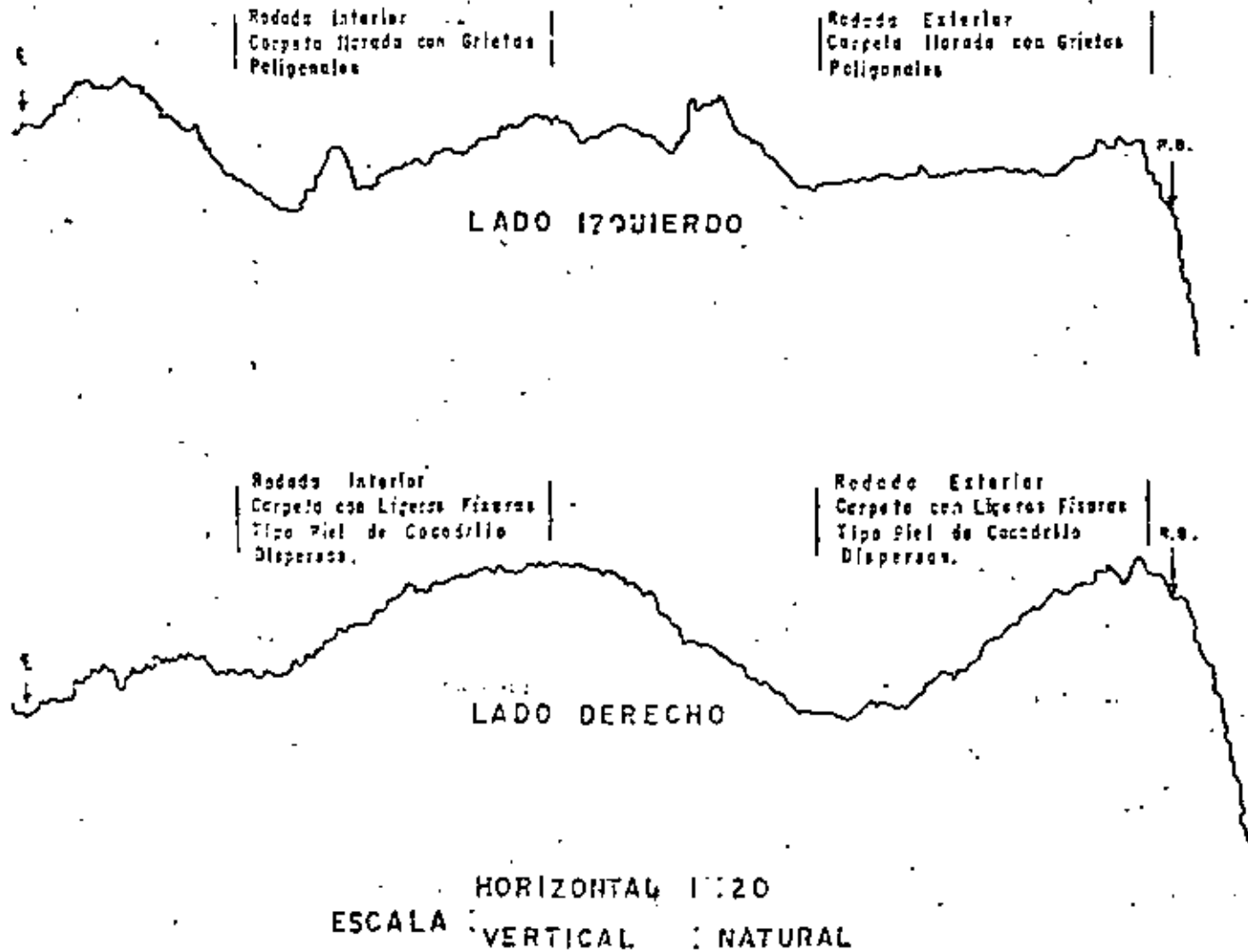


Km. 55



TEXTURA DE APARENCA LISA

PERFILES TRANSVERSALES



(99)

PERFILOGRAFO TRANSVERSAL DE LABORATORIO CENTRAL DE PARIS (212)

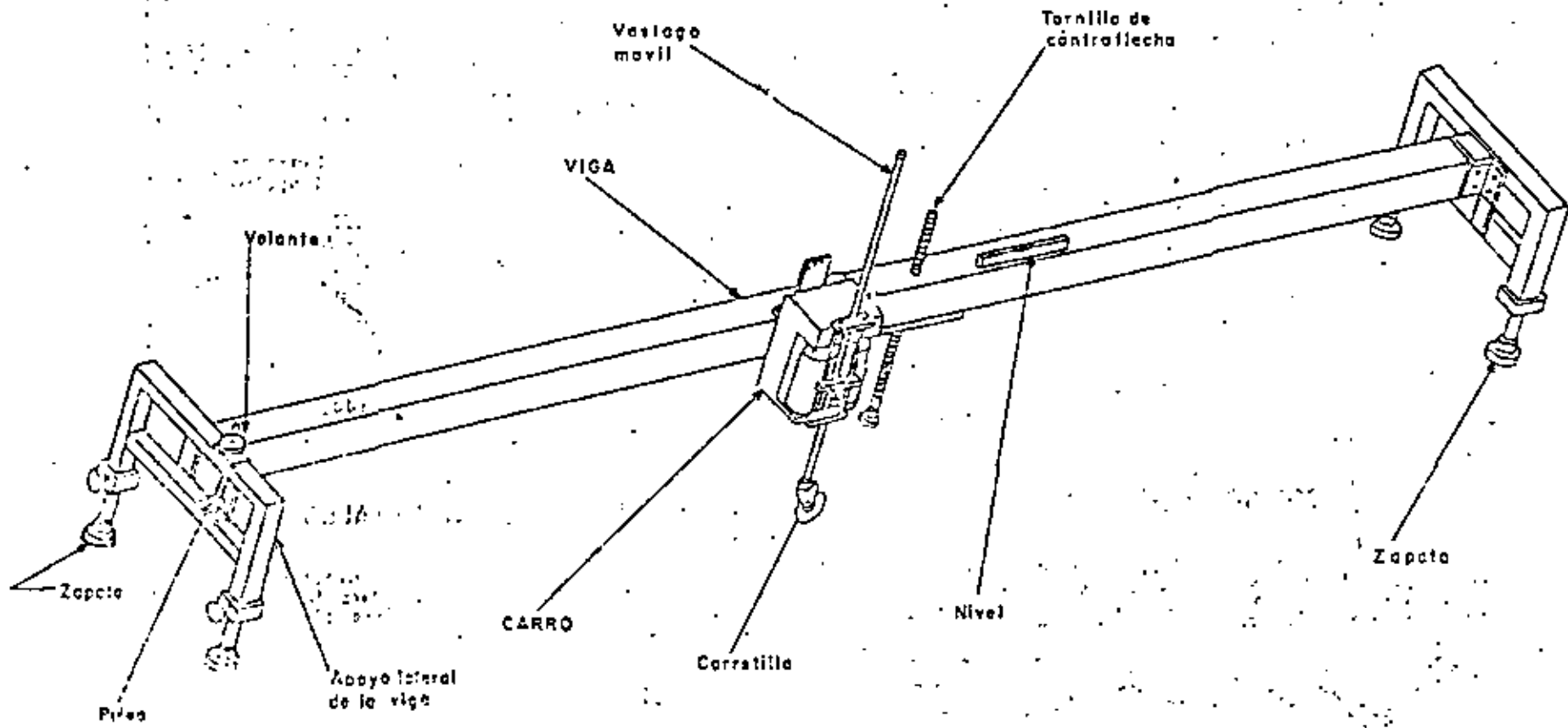


FIGURA Nº 21

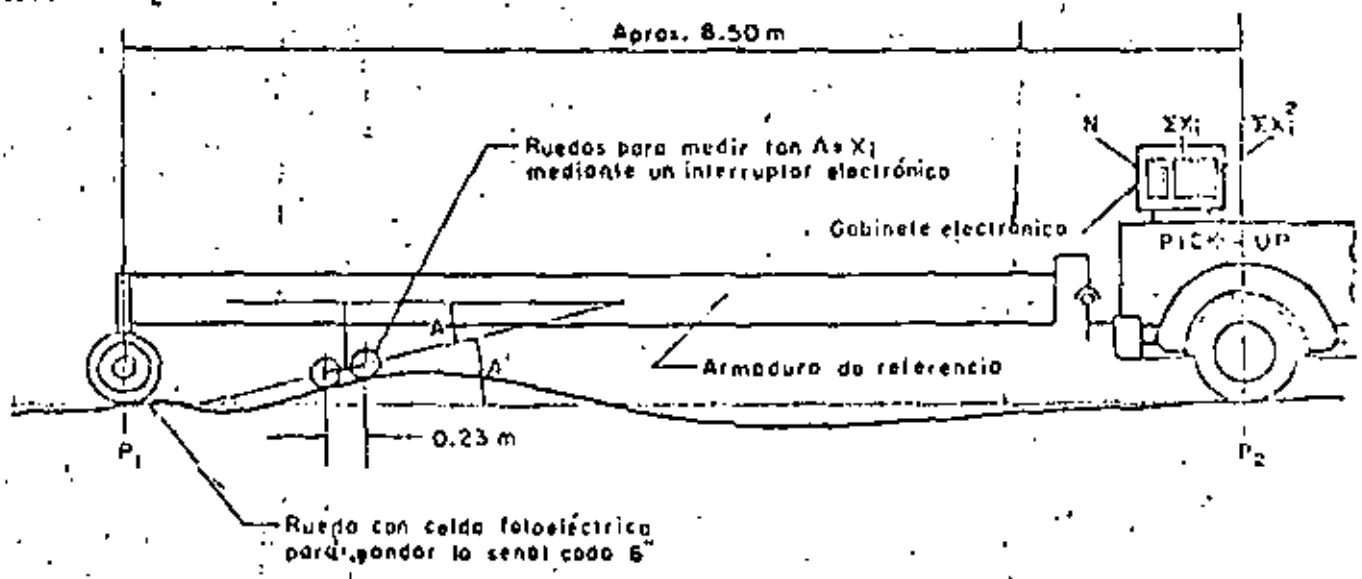


FIG. 11. Croquis del perfilómetro simplificado CHLOE.

Dir. of traffic →

Initial stepoff

Outer Lane

Short cracks in shoulder at transverse joint

Shoulder

STAGE 1

Increased Stepoff

Depression at transverse joint
More extensive cracking

STAGE 2

Continuous shoulder distress

STAGE 3

Slab
Breakup

STAGE 4

Figure 1

TYPICAL STAGES IN THE LIFE OF A CONCRETE PAVEMENT

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

**EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS
Y CRITERIOS PARA SU REHABILITACION.**

ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA.

ING. MANUEL ZARATE AQUINO.

AGOSTO DE 1983.

DISERIO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

**EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS
Y CRITERIOS PARA SU REHABILITACION.**

ING. MANUEL ZARATE AQUINO.

AGOSTO DE 1983.

PAVIMENTO

ESTRUCTURA CONSTITUIDA POR VARIAS CAPAS DE MATERIALES, QUE TIENE POR OBJETO PERMITIR EL TRANSITO DE VEHICULOS EN FORMA COMODA, SEGURA Y EFICIENTE, CON UN COSTO MINIMO.

UN PAVIMENTO ADECUADO ES EL QUE LLEGA A LA FALLA FUNCIONAL DESPUES DE HABER RESISTIDO EL TRANSITO DE PROYECTO HASTA LLEGAR A LA CALIFICACION DE RECHAZO, CON EL MENOR COSTO POSIBLE.

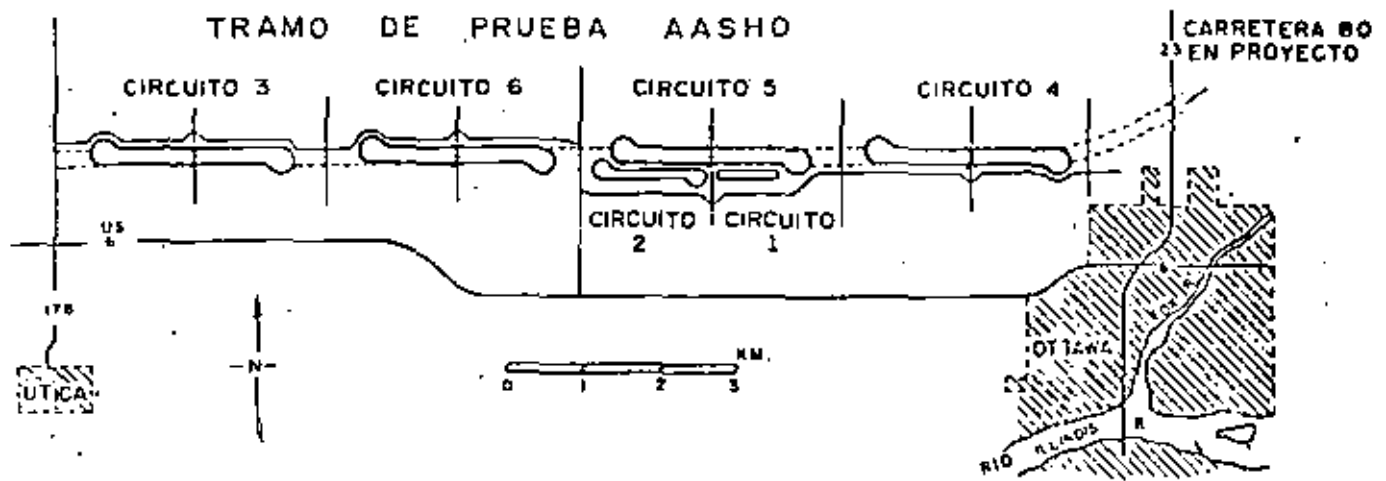
FACTORES QUE AFECTAN SU COMPORTAMIENTO

②

- TRANSITO
- TEMPERATURA
- PRECIPITACION PLUVIAL
- TOPOGRAFIA
- ASPECTOS REGIONALES: CLIMA, GEOLOGIA, TERRENO DE CIMENTACION, SISMICIDAD; HIDROLOGIA.
- PROPIEDADES INTRINSECAS, DERIVADAS DE CARACTERISTICAS TALES COMO ORIGEN, COMPOSICION GRANULOMETRICA, ALTERACION, PERMEABILIDAD, ETC.
- RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.
 - UTILIZACION
 - PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION
 - GRADO DE COMPACTACION
 - TALUDES
 - BANQUETAS Y BERMAS
 - ESCALONES
 - MUROS DE CONTENCION
 - OBRAS DE DRENAJE
 - OBRAS DE SUBDRENAJE
 - OBRAS DE COMPLEMENTARIAS
- CONSTRUCCION,

CAUSAS DE FALLA

- PROYECTO INADECUADO
- MATERIALES DE CALIDAD DEFICIENTE
- CONSTRUCCION DEFICIENTE O INAPROPIADA
- CONSERVACION DEFICIENTE.



TIPOS Y PESOS DE VEHICULOS POR CARRIL

CIRCUITO	CARRIL	PESO EN TONS.		
		EJES DELANTEROS	EJES TRASEROS	TOTAL
2	①	1	1	2
	②	1	3	4
2	①	2	6	14
	②	3	12	27
2	①	3	9	21
	②	5	16	37
2	①	3	11	25
	②	5	20	45
2	①	5	15	35
	②	6	24	54

5

CONCEPTOS ESTABLECIDOS A PARTIR DE LA PRUEBA AASHO

- DIFERENCIACION ENTRE FALLA ESTRUCTURAL Y FUNCIONAL
- INDICE DE SERVICIO Y CALIFICACION ACTUAL
- NIVEL DE RECHAZO
- COMPORTAMIENTO
- INDICE DE ESPESOR

TRAMO DE PRUEBA AASHO (1956 - 1960)

CONCEPTOS DERIVADOS DE ENSAYO

1.- CONCEPTO DE FALLA

FUNCIONAL

ESTRUCTURAL

2.- INDICE DE SERVICIABILIDAD (PSI)

3.- NIVEL DE RECHAZO

4.- ESPESOR EQUIVALENTE Y NUMERO ESTRUCTURAL

$$TI = 0.44 D_1 + 0.14 D_2 + 0.11 D_3$$

PAVIMENTO

<u> </u>	1 - 6" *	CONCRETO ASFALTICO
<u> </u>	0 - 9"	BASE DE GRAVA TRITURADA BIEN GRADUADA
	0 - 16"	GRAVA
<u> </u>		ARENA ARCILLOSA

CARGAS

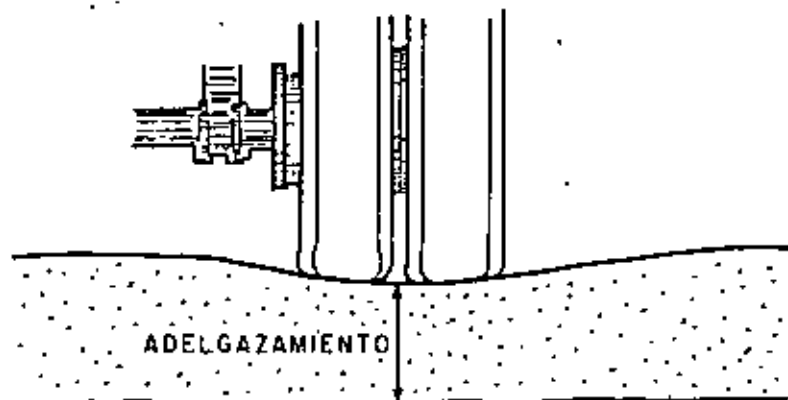
- EJES SENCILLOS DE 2 A 30 KIPS
- EJES TAMDEN DE 24 A 48 KIPS

ESTRUCTURAL.- COLAPSO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO O DE ALGUNO DE SUS COMPONENTES, DE TAL MANERA QUE EL PAVIMENTO ES INCAPAZ DE SOPORTAR LAS CARGAS O BIEN, SE REDUCE A UNA INTERRUPCION EN SU CONTINUIDAD O INTEGRIDAD. PUEDE DEGENERAR EN FALLA FUNCIONAL.

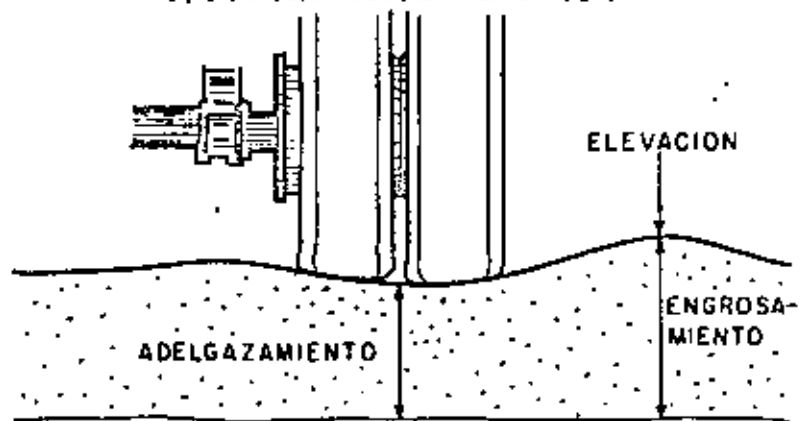
TIPO DE FALLA

FUNCIONAL.- EL PAVIMENTO NO CUMPLE CON SU FUNCION PRIMORDIAL, PROVOCANDO INCOMODIDAD E INSEGURIDAD EN EL USUARIO, ASI COMO ESFUERZOS IMPREVISTOS EN LOS VEHICULOS. NO SIEMPRE ESTA ACOMPAÑADA DE FALLA ESTRUCTURAL.

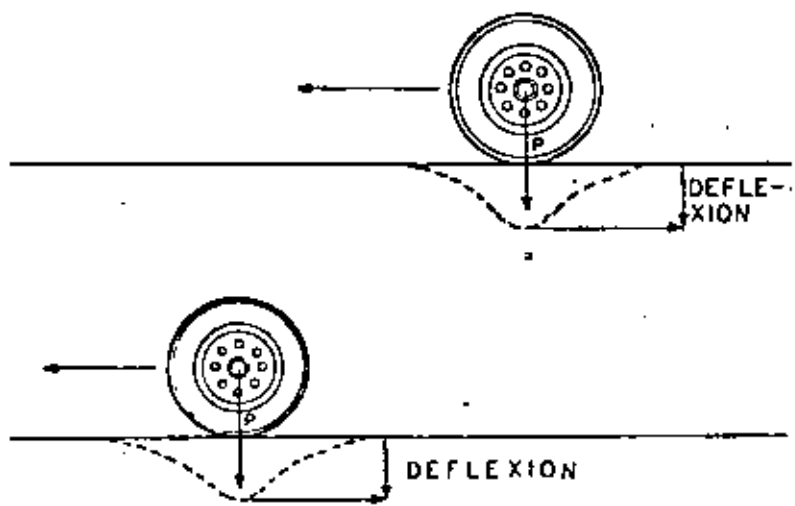
a) DENSIFICACION



b) DEFORMACION PLASTICA



1) DEFORMACION PERMANENTE



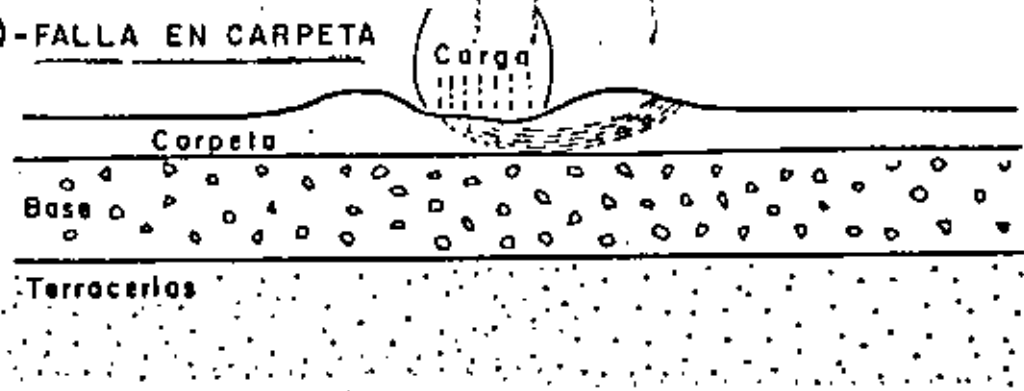
2) DEFORMACION POR DEFLEXION TRANSITORIA

FORMAS PRINCIPALES DE DETERIORO QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

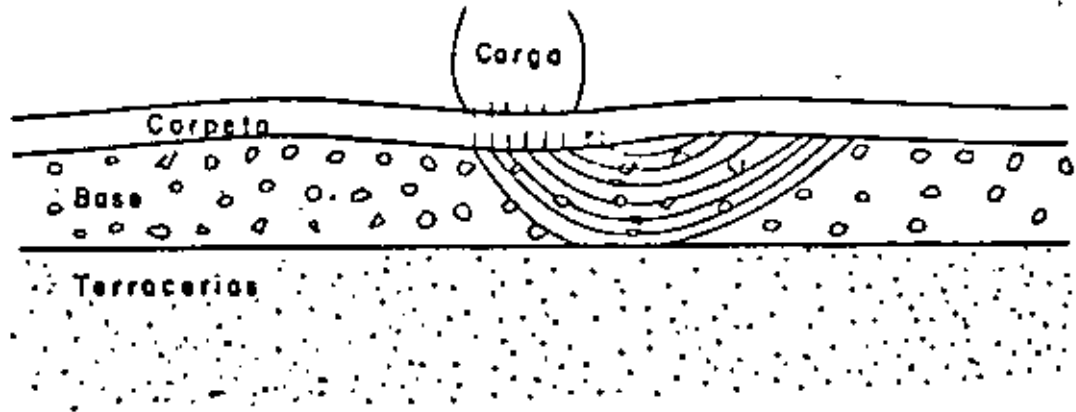
DETERIORO	CAUSA GENERAL	CAUSA ESPECIFICA QUE LO PRODUCE
AGRIETAMIENTOS O FRACTURAS	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CARGAS REPETIDAS (FATIGA) DESLIZAMIENTO (PRODUCIDO POR ESFUERZOS AL FRENAR) GRIETAS DE REFLEXION (PUEDEN INCREMENTARSE POR EL TRANSITO)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CAMBIOS TERMICOS CAMBIOS DE HUMEDAD CONTRACCION DE LOS MATERIALES SUBYACENTES
DEFORMACIONES	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	RODERAS (POR CARGAS REPETIDAS) FLUJO PLASTICO
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	EXPANSION (PRODUCIDA POR ARCILLAS EXPANSIVAS O POR CONGELAMIENTO) DEFORMACIONES POR CONSOLIDACION
DESINTEGRACION	SE ASOCIA CON LAS CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES, MAS QUE CON CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL. NO SE CONSIDERA EN LA FASE INICIAL DE DISEÑO.	

TIPOS DE FALLA

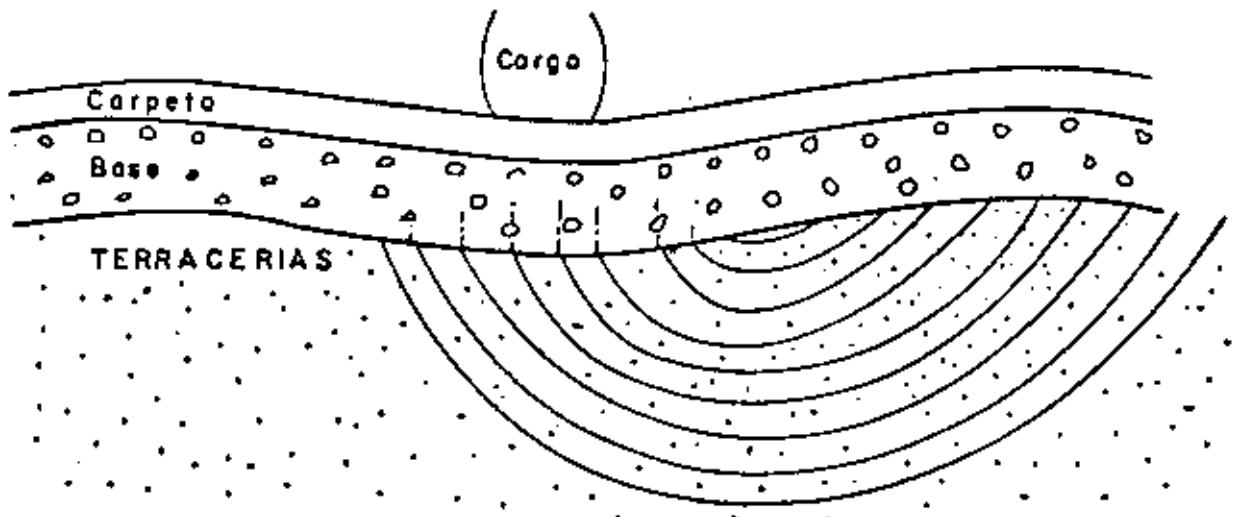
a) - FALLA EN CARPETA



b) - FALLA EN LA BASE



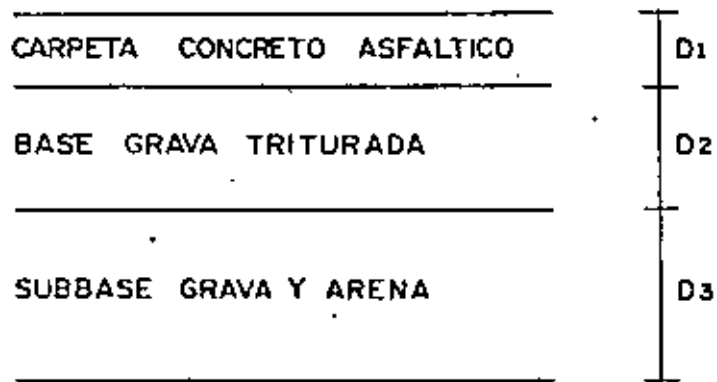
c) FALLA GENERAL DEL TERRENO DE CIMENTACION



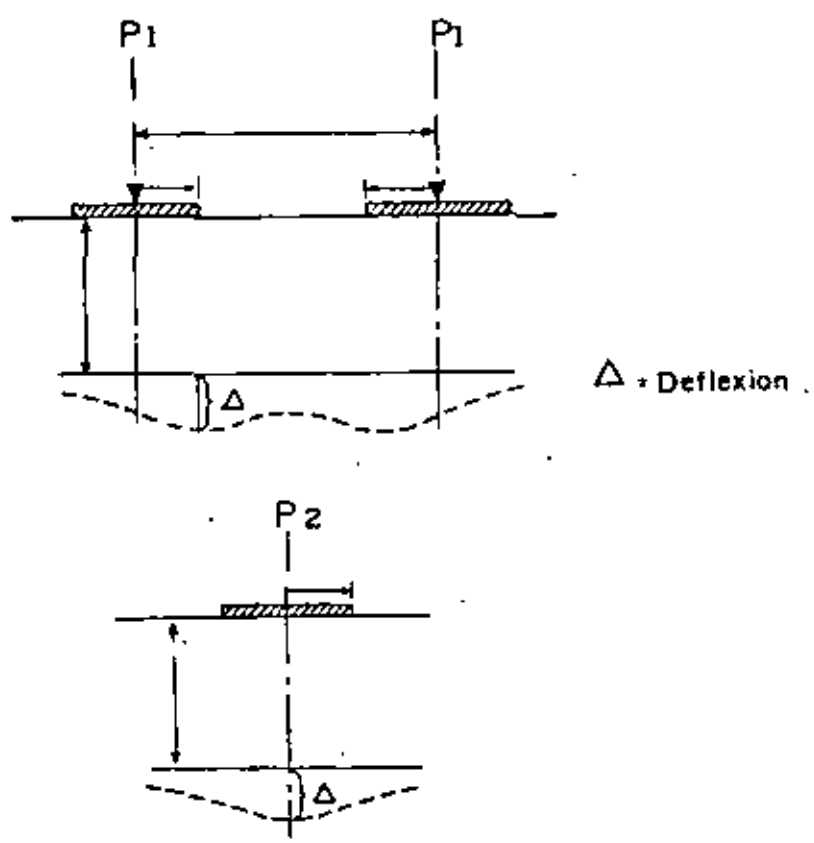
INDICE DE ESPESOR

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

$$SN = 0.44 D_1 + 0.14 D_2 + 0.11 D_3$$

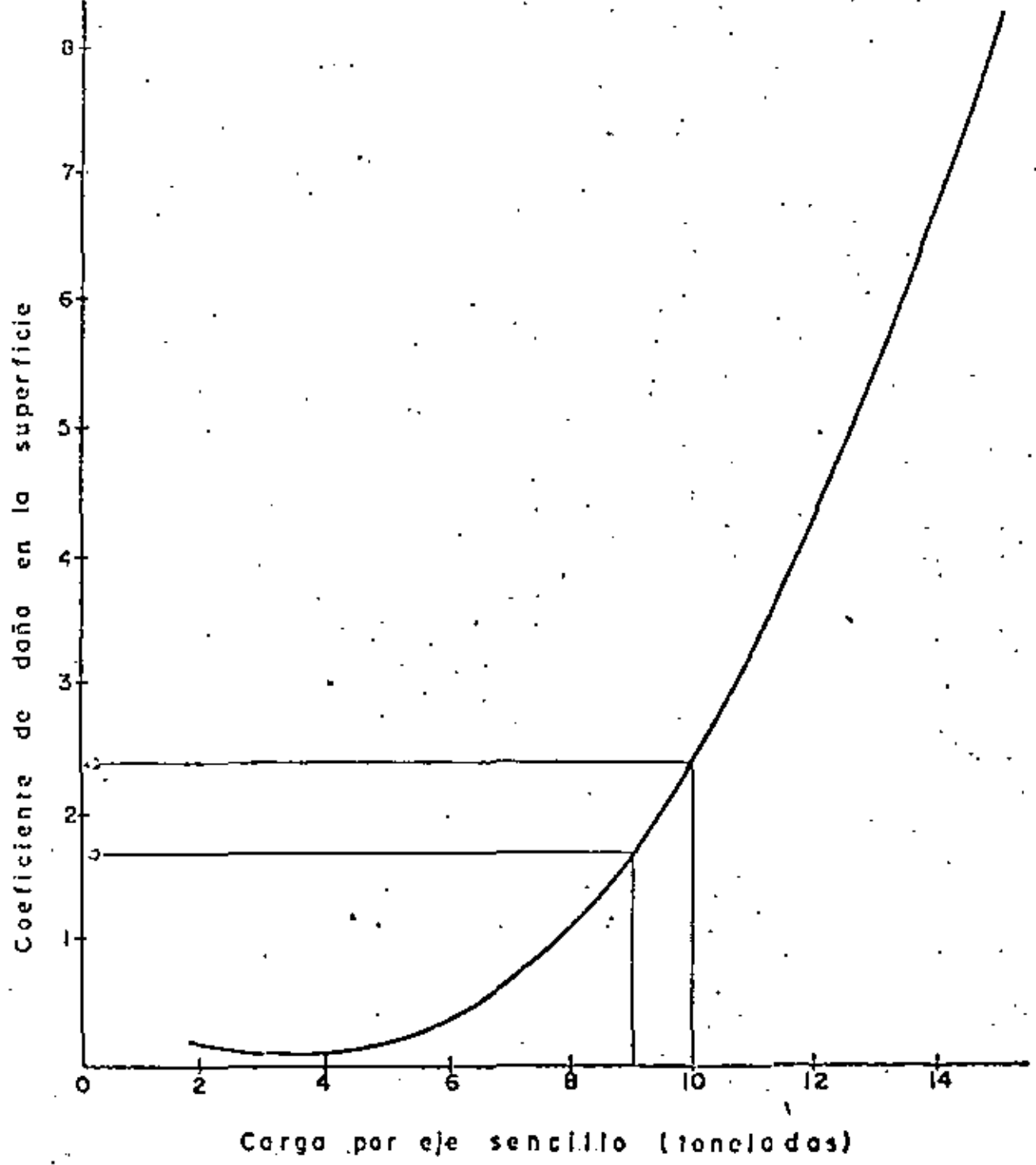


CONCEPTO DE CARGA EQUIVALENTE A RUEDA SENCILLA



CARGA EQUIVALENTE A RUEDA SENCILLA (ESWL)

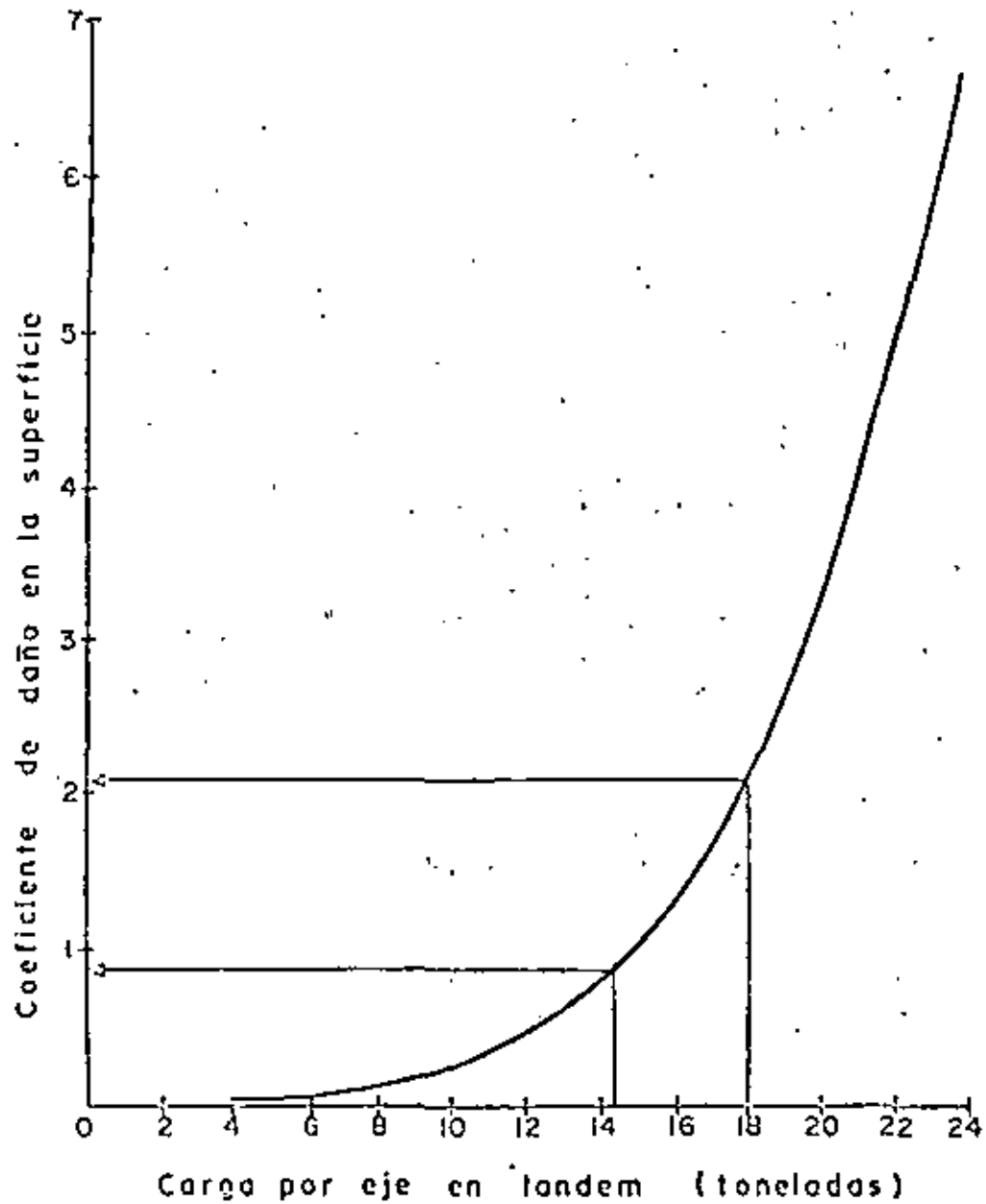
Se define como la carga que actúa en una rueda sencilla, que produce en un lugar dado de la estructura de un pavimento, el mismo efecto que el producido por una carga aplicada en un sistema de ruedas múltiples.



Carga por eje sencillo	Coeficiente de daño
2.0 Toneladas	0.003
4.0 "	0.05
6.0 "	0.28
8.0 "	0.90
10.0 "	2.21
12.0 "	4.60
14.0 "	8.40

FIG. 2 VARIACION DEL COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA DE DAÑO PARA DIFERENTES PESOS POR EJE SENCILLO.





Carga por eje en tandem	Coefficiente de daño
4.0 Toneladas	0.005
8.0 "	0.08
9.0 "	0.129
12.0 "	0.40
16.0 "	1.29
20.0 "	3.16
24.0 "	6.55

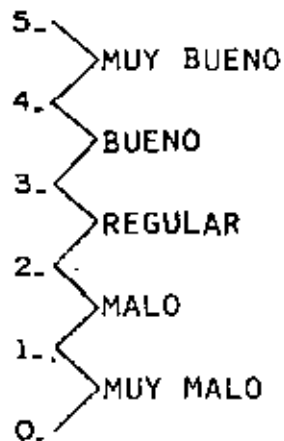
FIG. 3 VARIACION DEL COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA DE DAÑO PARA DIFERENTES PESOS POR EJE TANDEM.

- SERVICIABILIDAD.-

CAPACIDAD DE UN PAVIMENTO PARA CUMPLIR CON SU FUN-
CION, PROPORCIONANDO AL USUARIO UN VIAJE COMODO Y SEGURO
EN CONDICIONES NORMALES DE TRANSITO.

- CALIFICACION ACTUAL.-

PROMEDIO DE LAS CALIFICACIONES INDIVIDUALES QUE --
EMITE UN GRUPO DE PERSONAS, SOBRE LA SERVICIABILIDAD DE -
ÚN TRAMO DE PAVIMENTO.



- NIVEL DE RECHAZO

MINIMO NIVEL DE SERVICIABILIDAD ACEPTADO EN UN TRAMO DE PAVIMENTO. SE ELIGE EN FUNCION DE LA CATEGORIA DE LA CARRETERA.

- COMPORTAMIENTO

VARIACION DE LA SERVICIABILIDAD CON RESPECTO AL TIEMPO. SE DETERMINA MEDIANTE EVALUACIONES PERIODICAS DEL PAVIMENTO.

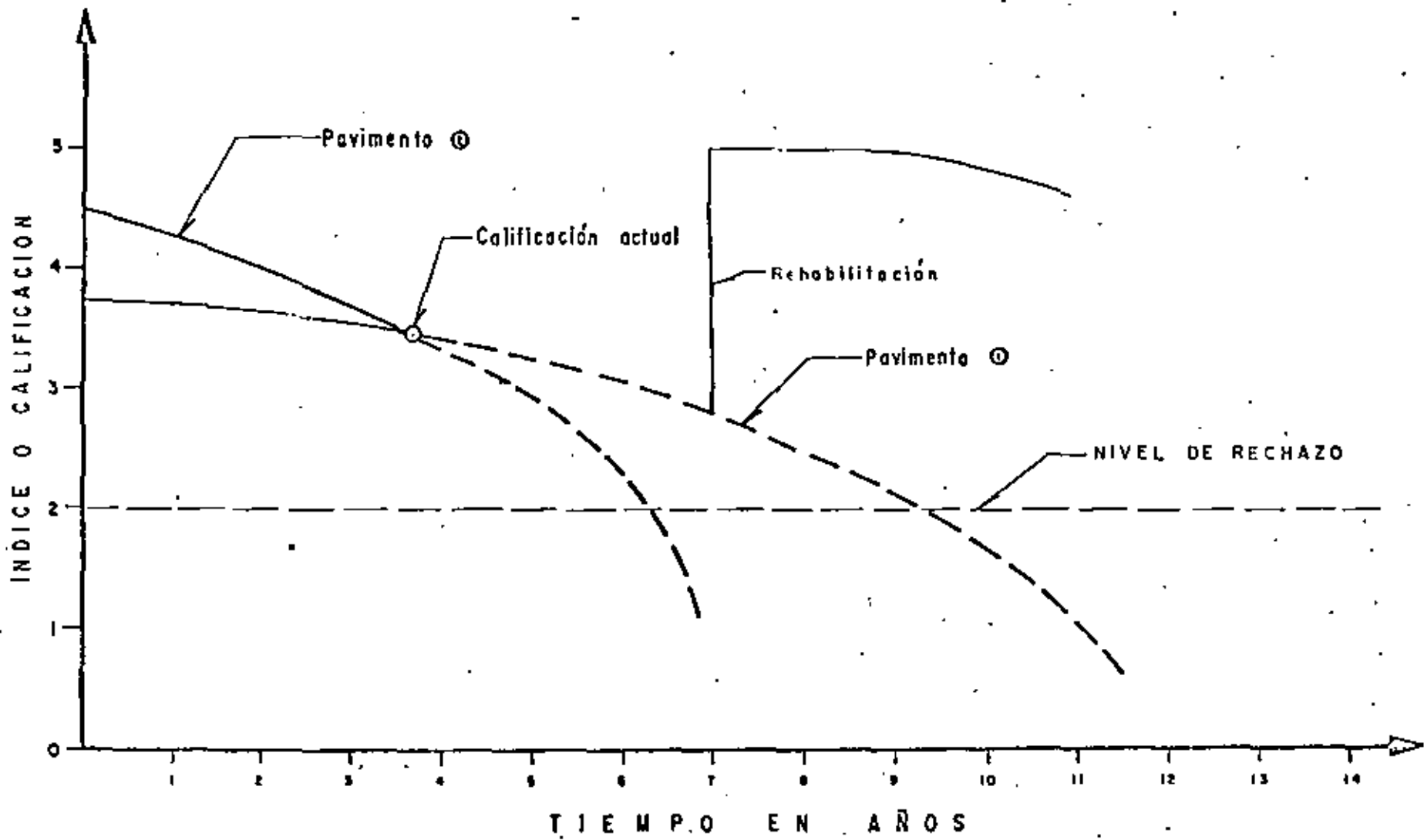


FIGURA Nº 13

VARIABLES PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

60

- CARGA
 - Magnitud de las cargas
 - Configuración de las llantas y espaciamentos entre ellas
 - Número de ejes
 - Presión de inflado
 - Presión de contacto
 - Superficie del área de contacto
 - Número de repetición de cargas; cambios anuales y estacionales
 - Tasa de crecimiento
 - Distribución de tránsito en la sección transversal
 - Vida de proyecto del pavimento antes de que requiera una reconstrucción
 - Criterio de falla
 - Tipo de impacto.

- REGIONALES
 - Temperatura
 - Régimen de precipitación
 - Precipitación media anual
 - Nivel freático
 - Geología
 - Topografía.

- ESTRUCTURALES
 - Características de las capas que constituyen el pavimento
 - Espesores
 - Resistencias
 - Deformabilidad
 - Disponibilidad de materiales
 - Costo
 - Respuesta bajo condiciones regionales

- COMPORTEAMIENTO
 - Seguridad
 - Serviciabilidad
 - Durabilidad
 - Depende de la interacción entre características estructurales, solicitaciones de tránsito, clima, regionales y -- tipo de conservación.

- CONSERVACION
 - Tipo de conservación requerido
 - Frecuencia

- CRITERIOS DE DECISION
 - Disponibilidad de fondos
 - Costos de construcción, conservación, operación
 - Confiabilidad
 - Seguridad, calidad de operación y tipo de conservación
 - Impacto ambiental.

- CONSTRUCCION
 - Control de calidad
 - Disponibilidad de equipo y personal
 - Nivel tecnológico
 - Recursos industriales.

FACTORES AMBIENTALES.

- LITOLOGIA
- CLIMATOLOGIA
- ALTERACION DE ROCAS
- ECOLOGIA.

HIDROGEOLOGIA, EROSION.

ESTRATIGRAFIA.-

- DISPOSICION DE SUELOS Y ROCAS
- PERFIL DE ALTERACION.

MORFOLOGIA Y TOPOGRAFIA

DISPOSICION DE ZONAS DE CORTE Y TERRAPLEN

SUELOS Y ROCAS

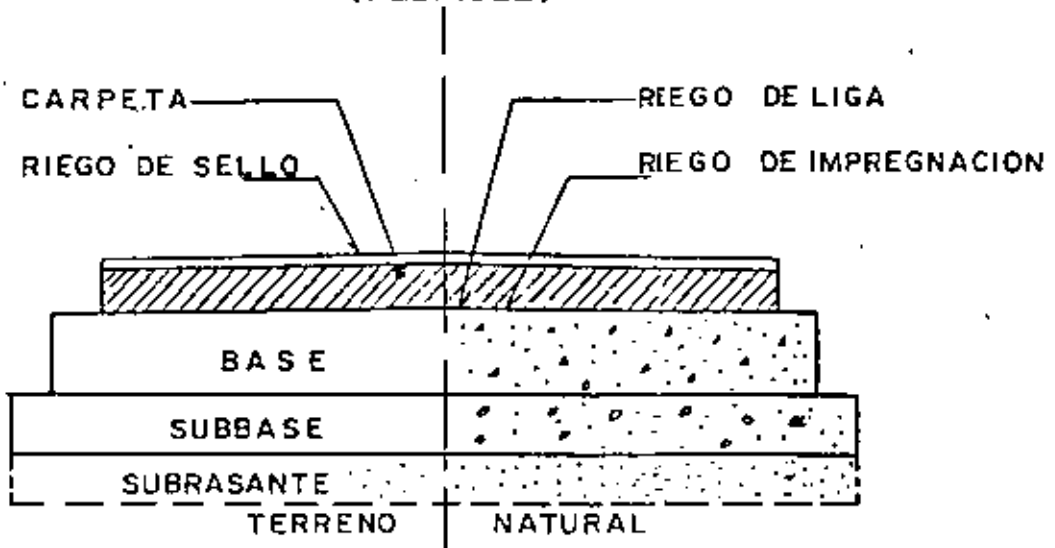
- SUELOS
- PLASTICIDAD
- VARIACION VOLUMETRICA
- RESISTENCIA
- RIGIDEZ

DRENAJE, SUBDRENAJE

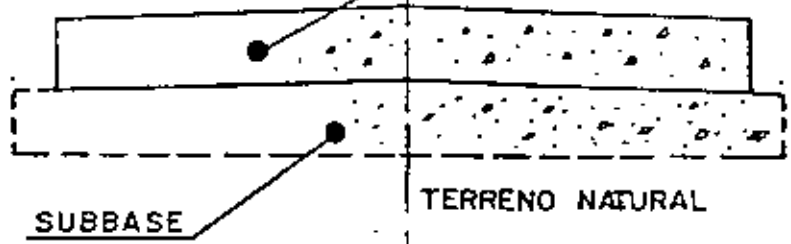
ESTABILIDAD DE CORTES.

ESTRUCTURAS

PAVIMENTO ASFALTICO (FLEXIBLE)



LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO

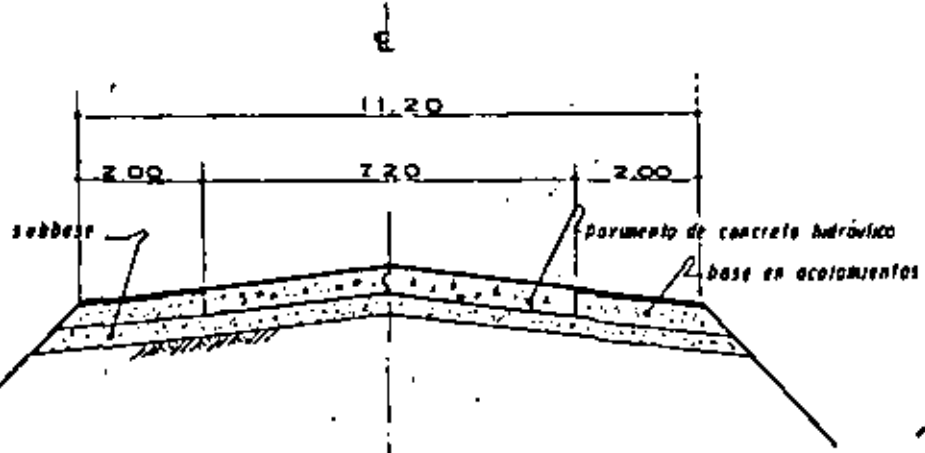


PAVIMENTO DE CONCRETO (RIGIDO)

SECCIONES TÍPICAS DE PAVIMENTOS

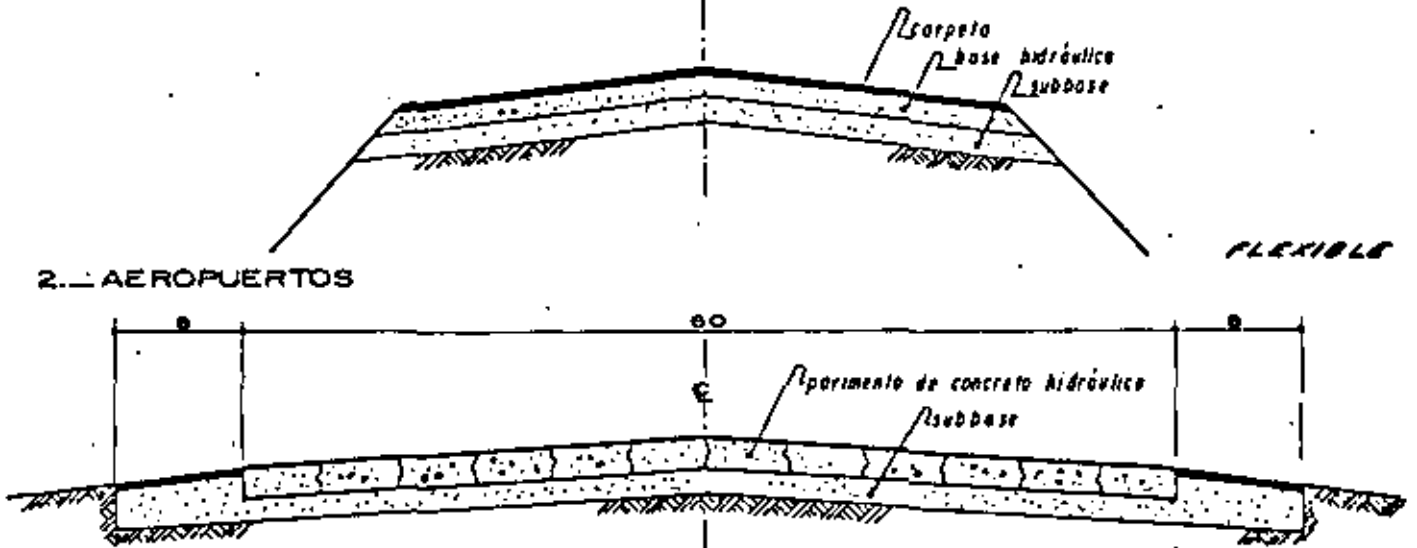
(23)

1. CARRETERAS



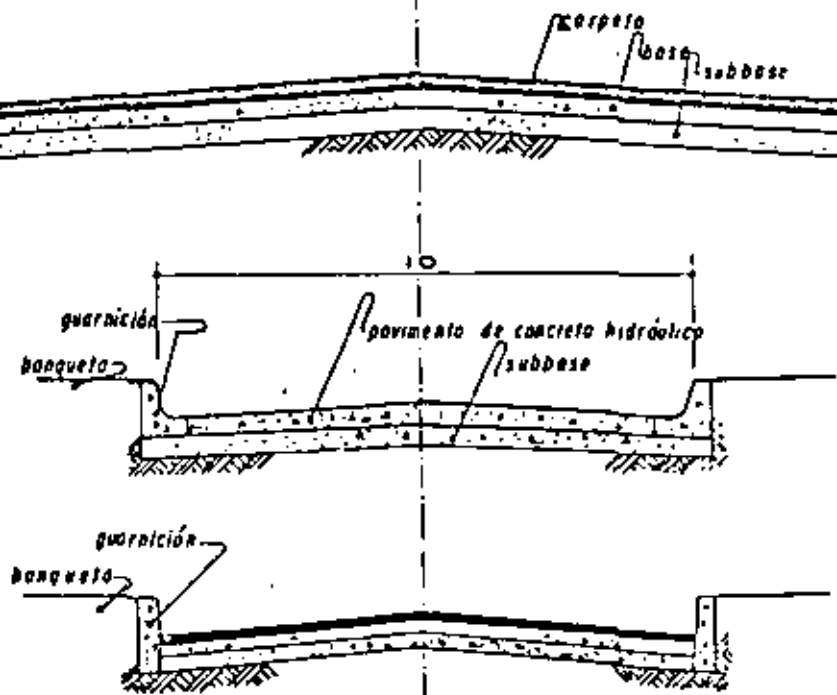
RIGIDO

2. AEROPUERTOS



FLEXIBLE

3. CALLES

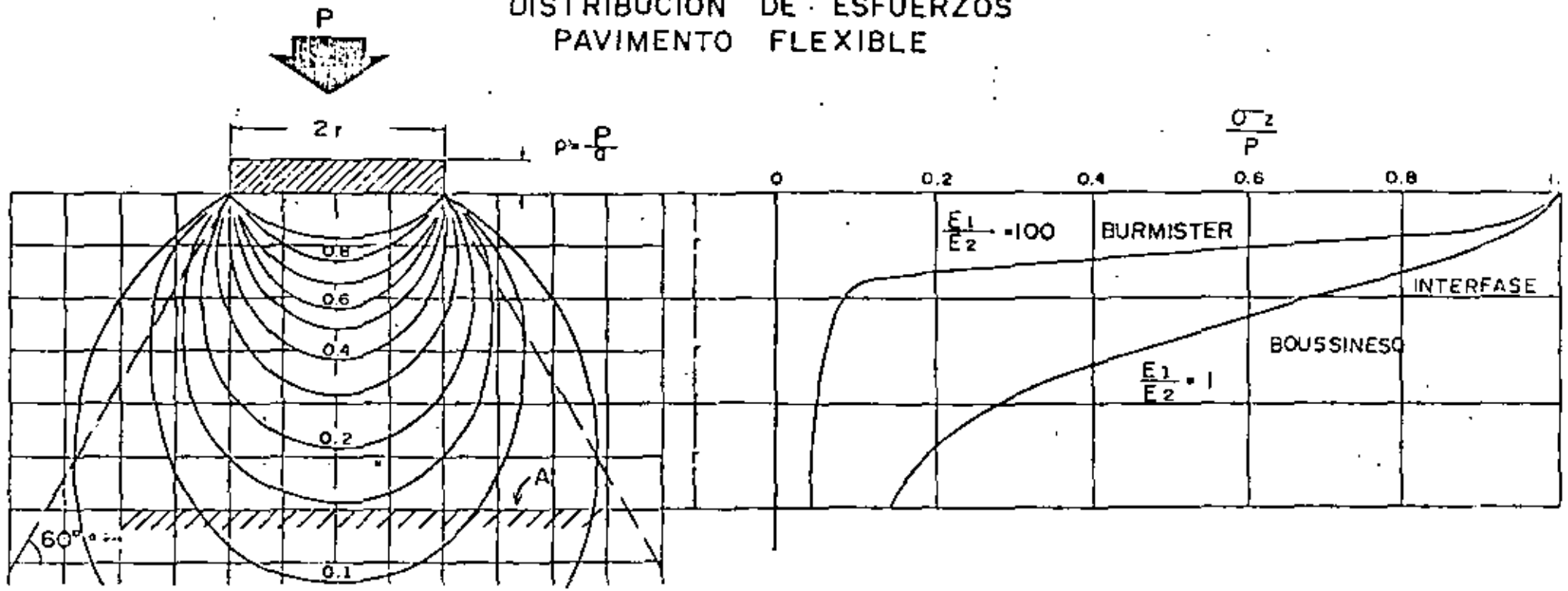


RIGIDO

FLEXIBLE

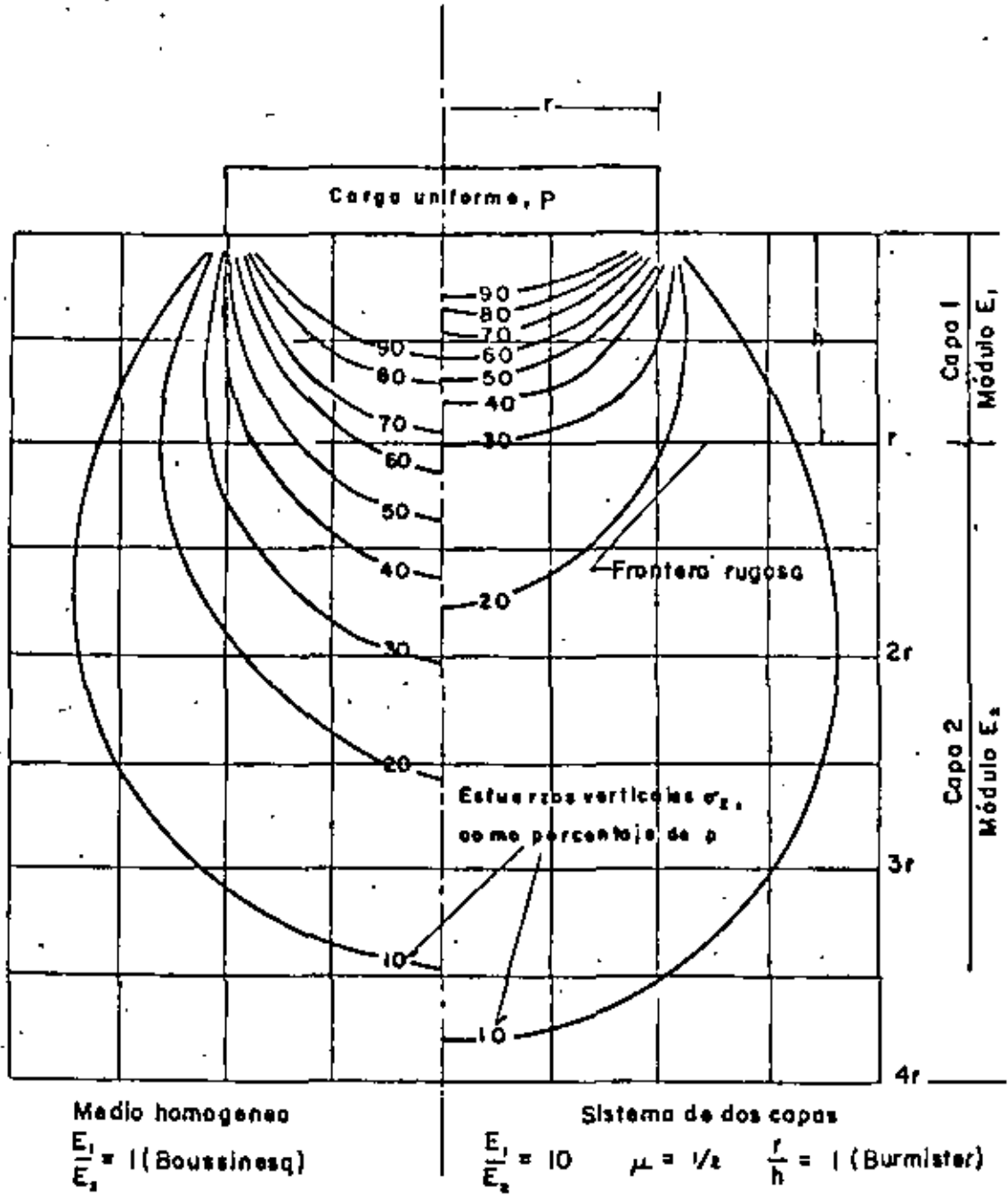
FIGURA Nº 1

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PAVIMENTO FLEXIBLE



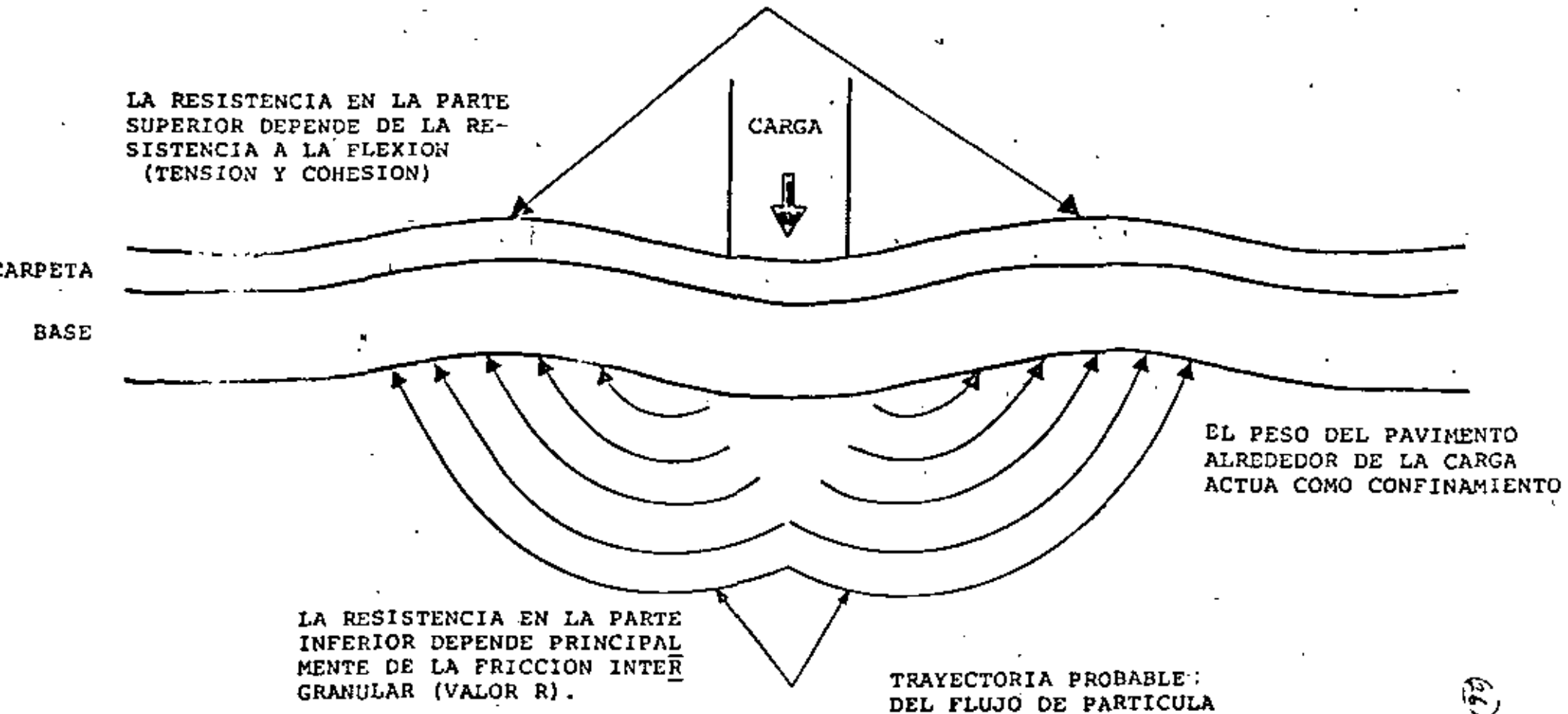
$$p' = \frac{P}{A}$$

$$p' = p \cdot \frac{q}{A}$$

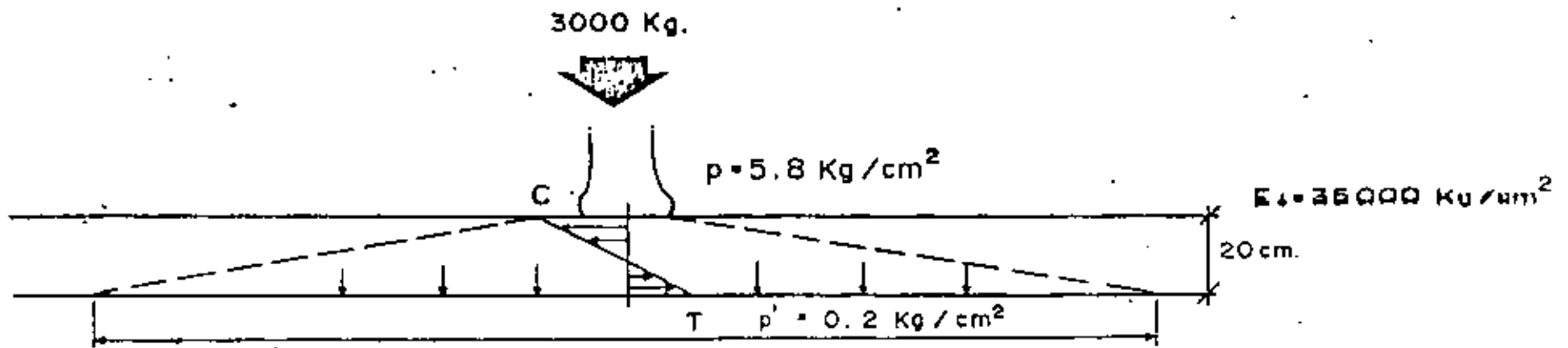


COMPARACION DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN MEDIO HOMOGENEO Y EN UN SISTEMA DE 2 CAPAS

ESQUEMA DEL FENOMENO DE FLUJO PLASTICO EN EL SUELO QUE SOPORTA AL PAVIMENTO.

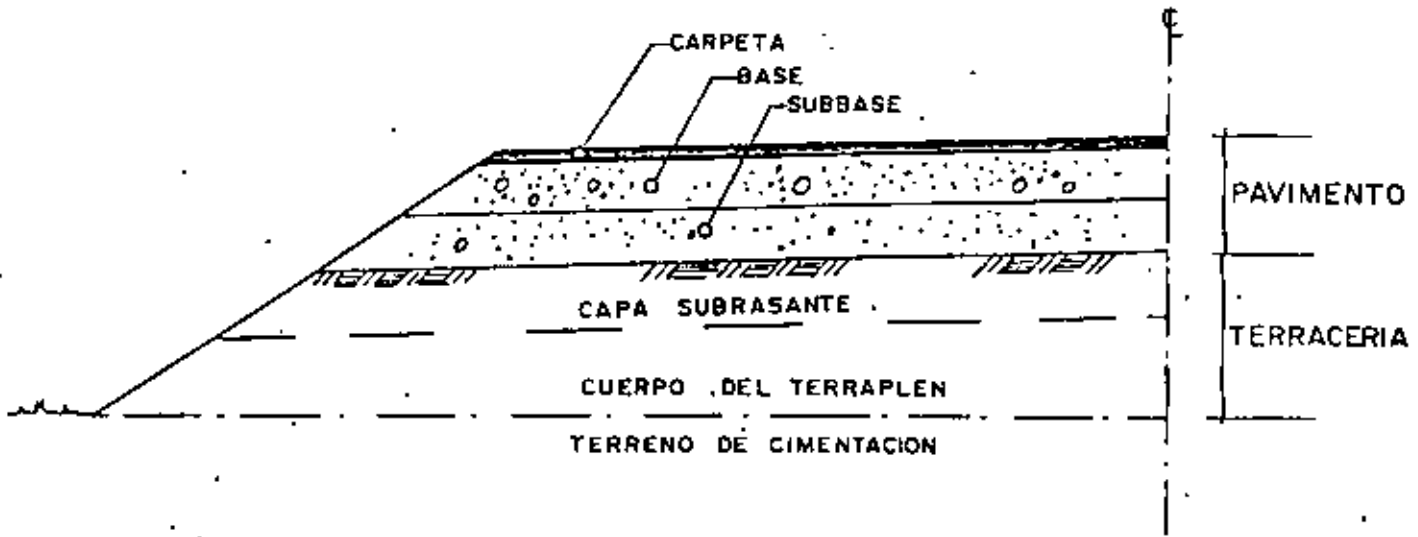


DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
PAVIMENTO RIGIDO



$$E_2 = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$300 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$



FUNCIONES DE LOS ELEMENTOS DEL PAVIMENTO

- SUBBASE.-** TRANSMITIR ESFUERZOS A LA CAPA SUBRASANTE
 TRANSICION ENTRE BASE Y SUBRASANTE
 REDUCIR EFECTOS DE CAMBIOS VOLUMETRICOS Y REBOTE ELASTICO
 REDUCIR COSTO DEL PAVIMENTO

- BASE.-** SOPORTAR ADECUADAMENTE LAS CARGAS Y DISTRIBUIR ESFUERZOS A LAS CAPAS SUBYACENTES EN FORMA ADECUADA.

- CARPETA.-** PROPORCIONAR UNA SUPERFICIE ESTABLE, UNIFORME, IMPERMEABLE Y DE TEXTURA APROPIADA.

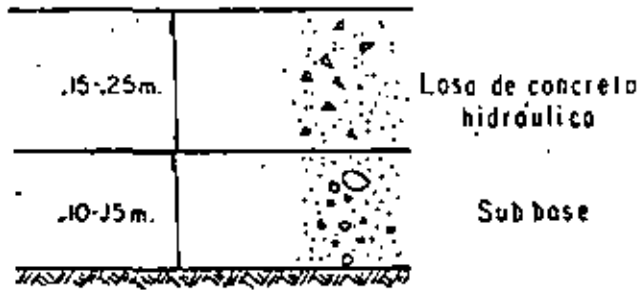
FUNCIONES DE LOS ELEMENTOS DEL PAVIMENTO

- SUBBASE.- TRANSMITIR ESFUERZOS A LA CAPA SUBRASANTE
TRANSICION ENTRE BASE Y SUBRASANTE
REDUCIR EFECTOS DE CAMBIOS VOLUMETRICOS Y REBOTE ELASTICO
REDUCIR COSTO DEL PAVIMENTO
- BASE.- SOPORTAR ADECUADAMENTE LAS CARGAS Y DISTRIBUIR ESFUERZOS A LAS CAPAS SUBYACENTES EN FORMA ADECUADA.
- CARPETA.- PROPORCIONAR UNA SUPERFICIE ESTABLE, UNIFORME, -- IMPERMEABLE Y DE TEXTURA APROPIADA.

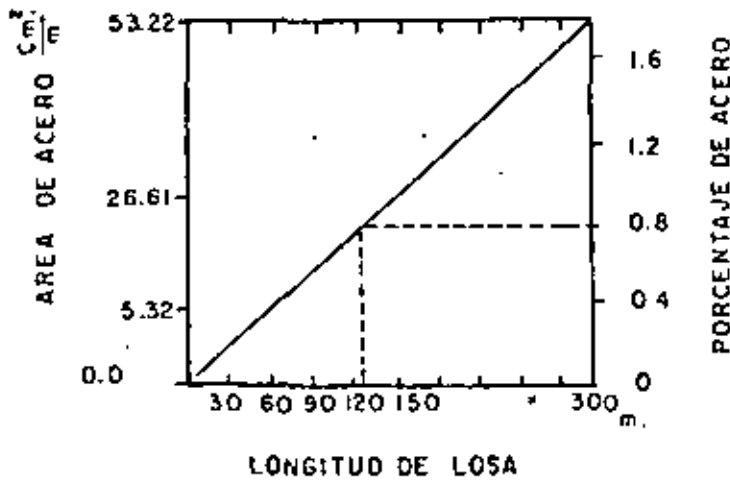
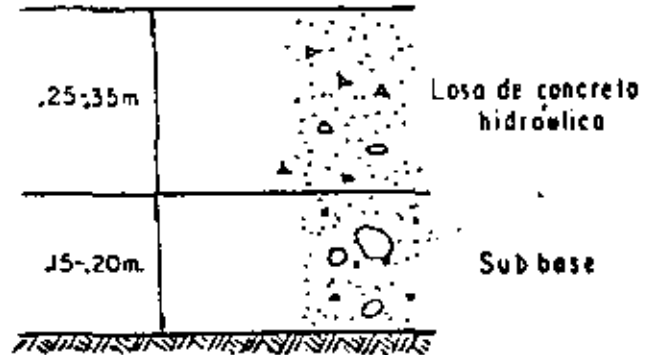
ESTRUCTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTO RÍGIDO

(30)

CARRETERAS Y CALLES

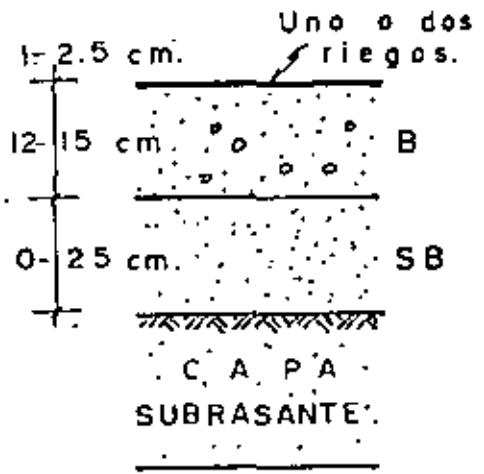


AEROPUERTOS

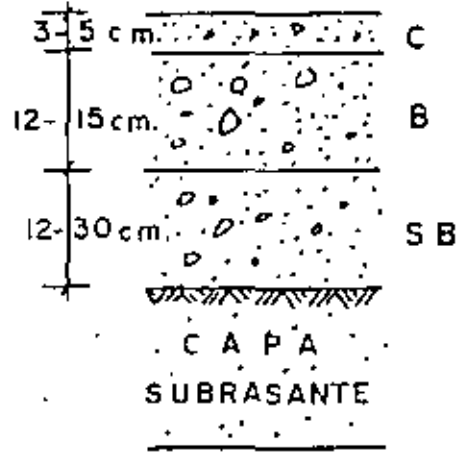


ESTRUCTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA DIFERENTES TIPOS DE TRANSITO CARRETERO.

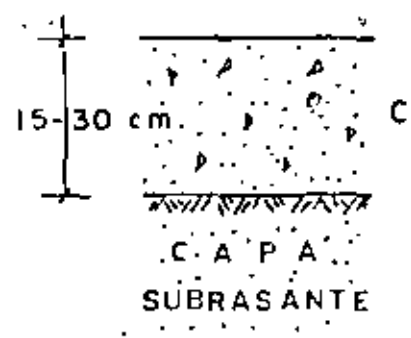
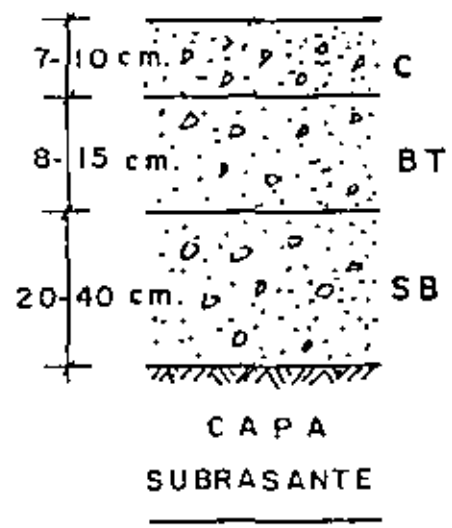
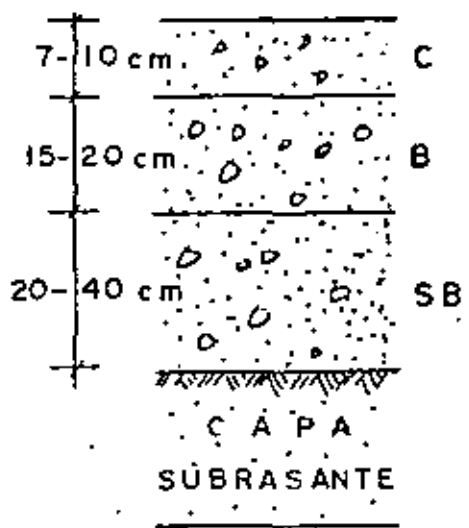
LIGERO



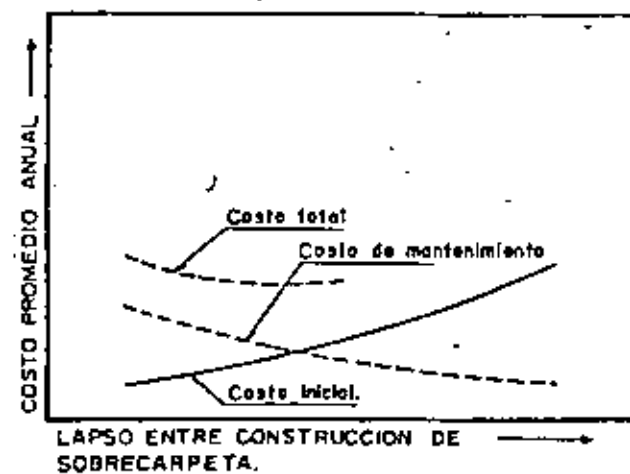
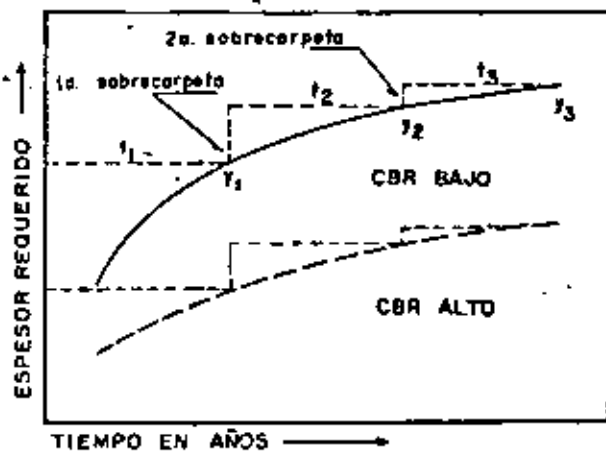
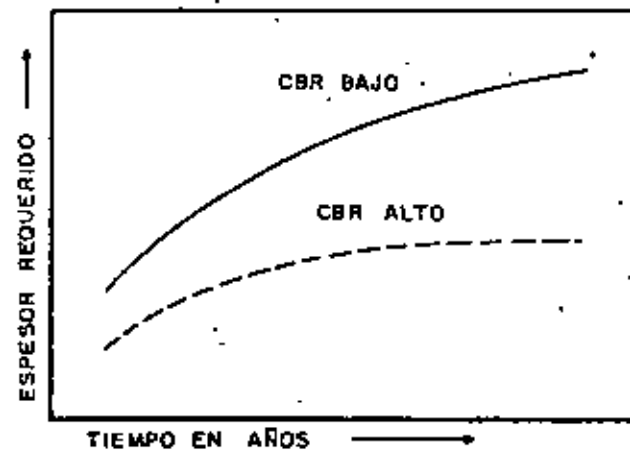
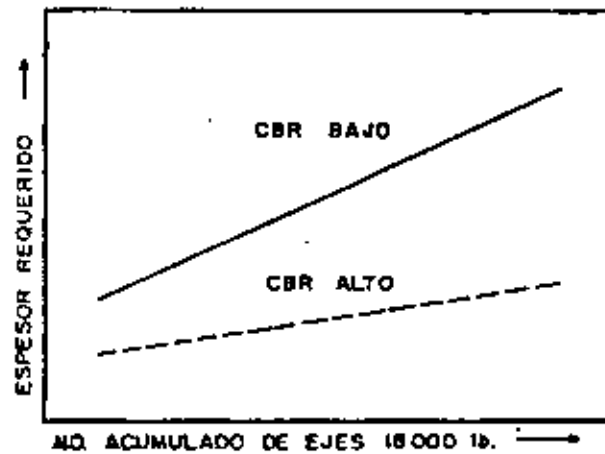
MEDIANO



PESADO



EL ESPESOR DE LA CAPA SUBRASANTE VARIA ENTRE 30 Y 50 cm.



Factores que determinan la elección del Tipo de Pavimento, adicionales al económico.

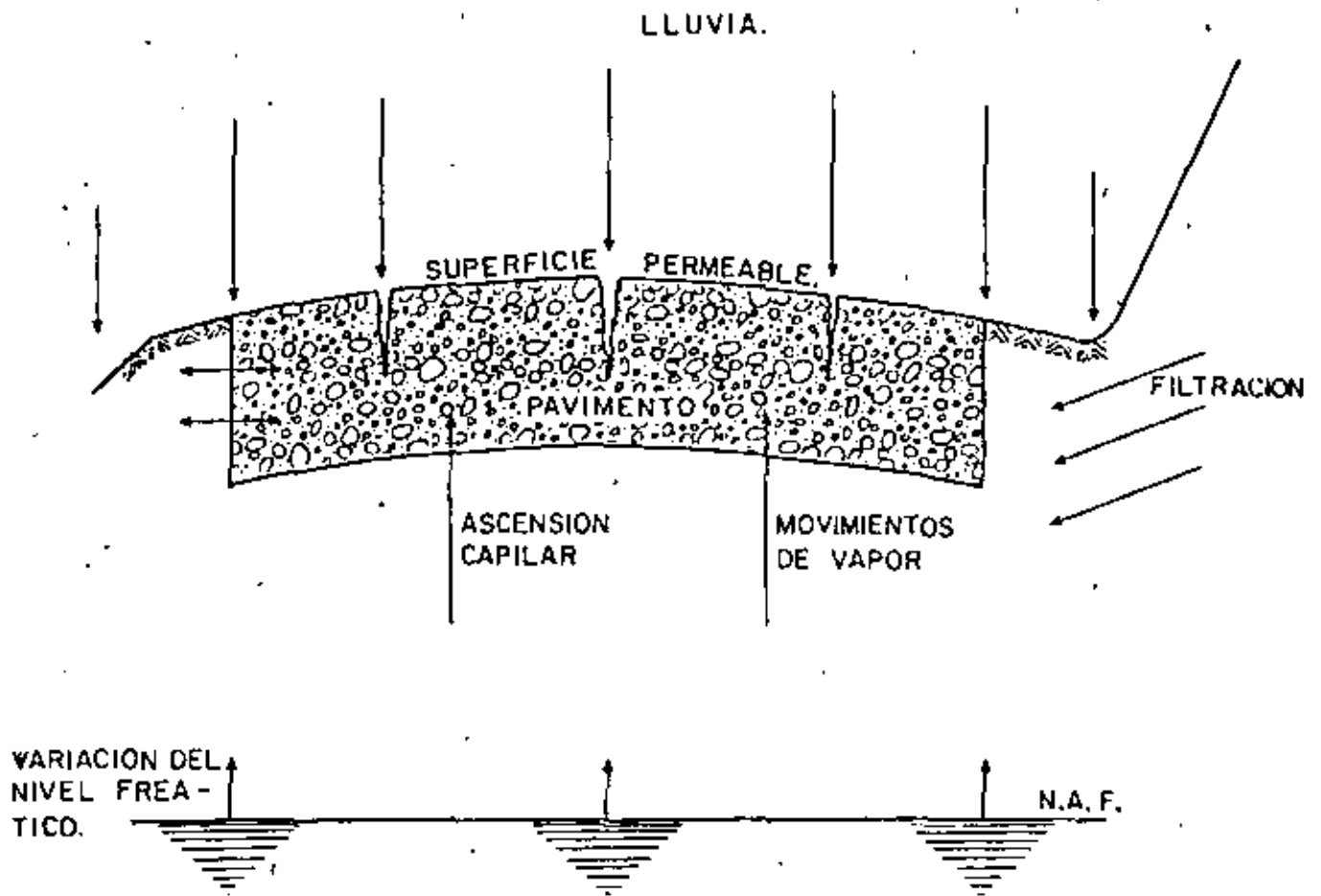
- a) Confiabilidad
- b) Limitaciones en el mantenimiento y conservación
- c) Equipos y prácticas de construcción
- d) Disponibilidad presente y futura de los materiales requeridos.

TABLA I. COMPARACION ENTRE PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES

Concepto	Rígido	Flexible
1.- Calidad de Rodamiento	Mayores problemas en el acabado superficial. Las juntas entre losas suelen ser fuente permanente de problemas. Este inconveniente se atenúa notoriamente en losas con acero de refuerzo, al aumentarse sensiblemente el espaciamiento entre juntas.	Mayor facilidad para lograr una mejor superficie de rodamiento.
2.- Funcionalidad	Bajo altos niveles de tránsito este pavimento llega a ser más ventajoso. La falla más común se manifiesta por agrietamientos, los cuales no suelen afectar la funcionalidad.	Cuando el tránsito es intenso suele ser común la formación de baches y roderas, que afectan seriamente la funcionalidad del pavimento
3.- Agrietamiento	Es más probable que en este caso se presenten grietas no controladas. Sin embargo, estas suelen ser de poca trascendencia.	El agrietamiento suele influir mayormente en el comportamiento del pavimento.
4.- Resistencia al derrapamiento.	En ambos tipos de pavimento se requiere adoptar medidas especiales para disponer de una superficie antiderrapante. Sin embargo, la textura superficial del pavimento rígido suele ser más estable que la del flexible.	

TABLA I. COMPARACION ENTRE PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES
(Continuación)

Concepto	Rígido	Flexible
5.- Facilidad de - reparación	Requiere alta especialización	Es relativamente sencilla, sin embargo, en caminos de alto tránsito la operación del mismo se ve seriamente afectada.
6.- Visibilidad	En general la visibilidad es mejor - que en el pavimento flexible	
7.- Durabilidad	Substancialmente mayor que la del pa- vimento flexible.	
8.- Construcción - por etapas	No aplicable a este tipo de pavimen- to, a menos que se recurra a capas - bituminosas	Muy favorable
9.- Costos	Los costos de construcción inicial - son mayores, siendo en cambio meno- res los de conservación. La suma de ambos es motivo de análisis en cada caso.	Posibilidad de diferir in- versiones al construir por etapas.
10.- Confiabilidad	En condiciones críticas ó particular- mente difíciles, ofrece mayores ga- rantías que el flexible.	<div style="text-align: right;">(5)</div>



FORMAS EN QUE PUEDE ENTRAR EL AGUA AL PAVIMENTO.

MECANISMOS CON QUE EL AGUA ACTUA
SOBRE TERRACERIAS Y PAVIMENTO.

- 1.- EROSION
- 2.- TUBIFICACION
- 3.- VARIACIONES VOLUMETRICAS
 EXPANSION
 CONTRACCION
- 4.- FUERZAS DE FILTRACION
- 5.- REDUCCION DE LA RESISTENCIA
 AL ESFUERZO CORTANTE.
- 6.- DISOLUCION
- 7.- ACUAPLANEO Y DERRAPAMIENTO
- 8.- ESFUERZOS ADICIONALES SOBRE ESTRUCTURAS

METODOS DE SOLUCION DE
DRENAJE SUPERFICIAL

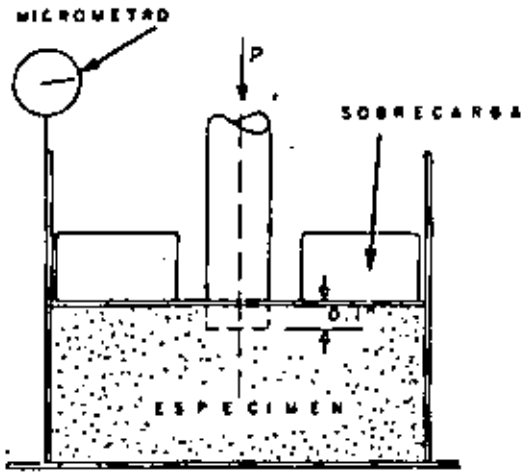
- CORTES
 - CUNETAS
 - CONTRACUNETAS

- TERRAPLENES
 - ALCANTARILLAS
 - LAVADEROS
 - BORDILLOS

- AREAS DE ESTACIONA
MIENTO Y CALLES
 - DRENES
 - ATARJEAS Y COLADERAS PLUVIALES

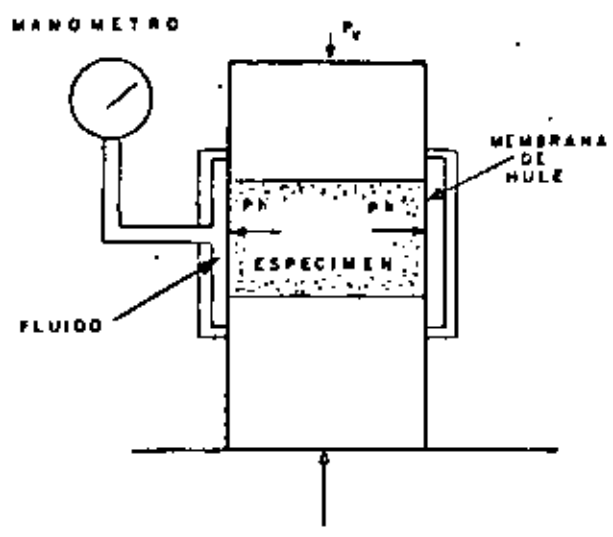
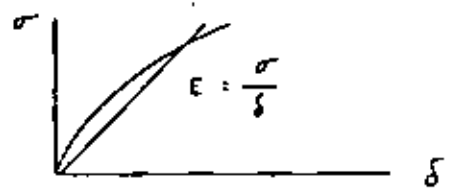
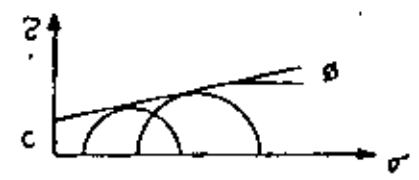
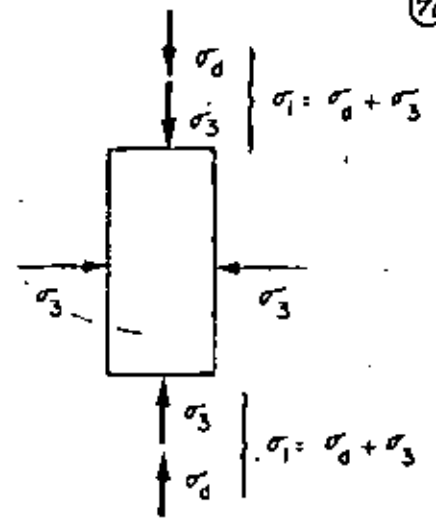
CONTROL DE HUMEDAD

- 1.- MANTENER EL PAVIMENTO SOBRE EL NIVEL DEL TERRENO NATURAL
- 2.- DRENAJE SUPERFICIAL ADECUADO
- 3.- SUBDRENAJE Y SISTEMAS DE INTERCEPCION DE AGUA
- 4.- MANTENER EL NAF BAJO
- 5.- SELLAR SUPERFICIES
- 6.- CAPAS DRENANTES

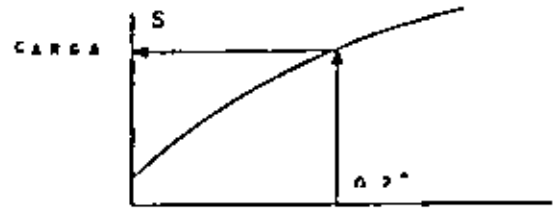
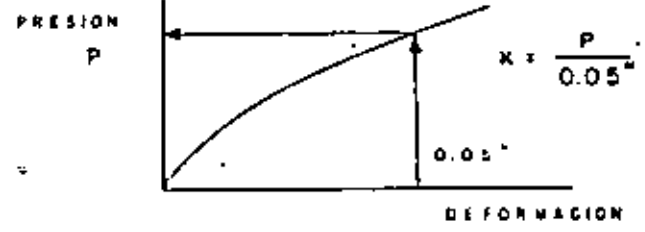
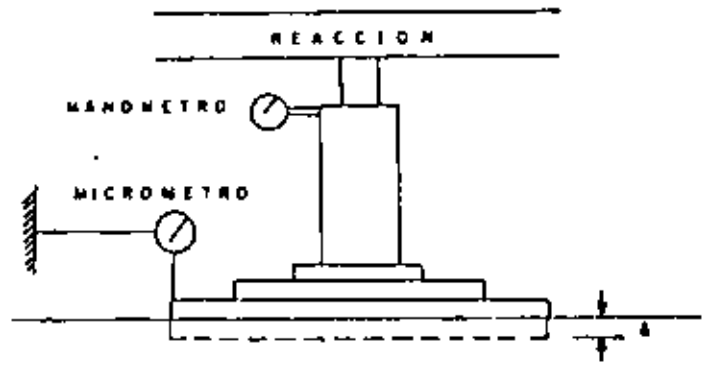


$$CBR = \frac{P_{0.1''}}{1360 \text{ Kg.}} \times 100$$

(40)



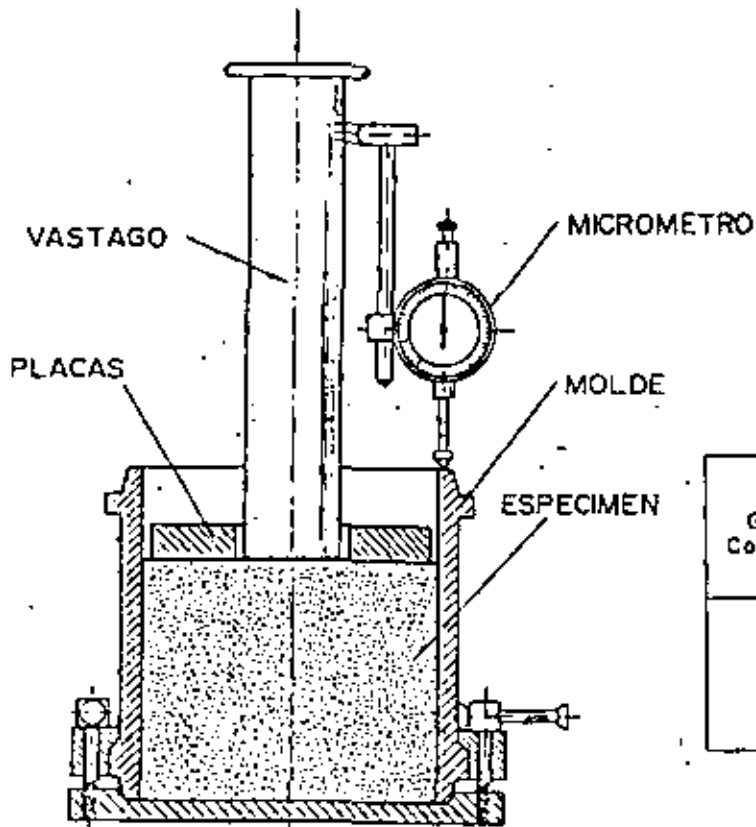
$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v} \right) 100$$



DEFORMACION PROMEDIO PARA 10 REPETICIONES

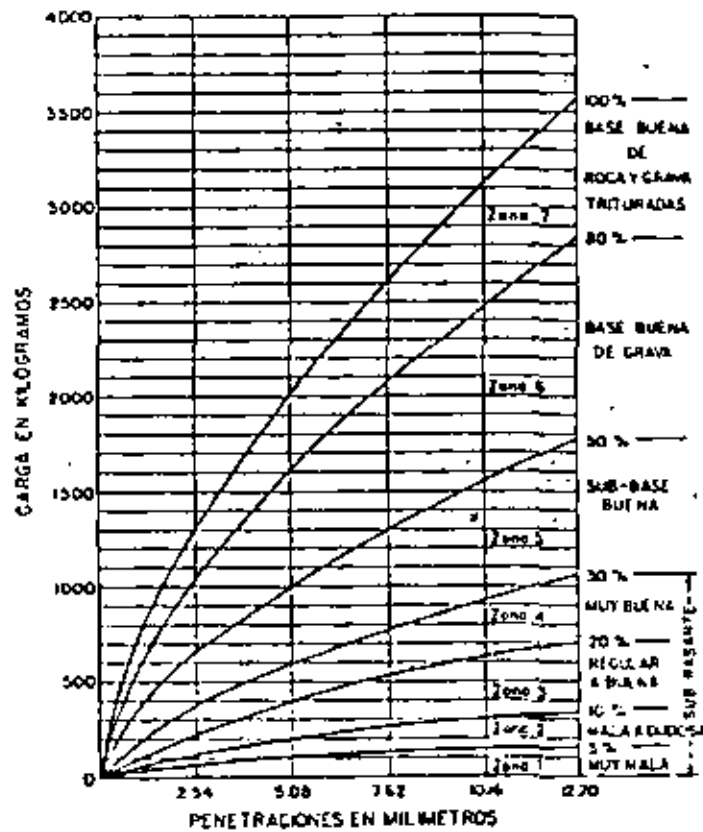
PRUEBA DE VALOR RELATIVO SOPORTE

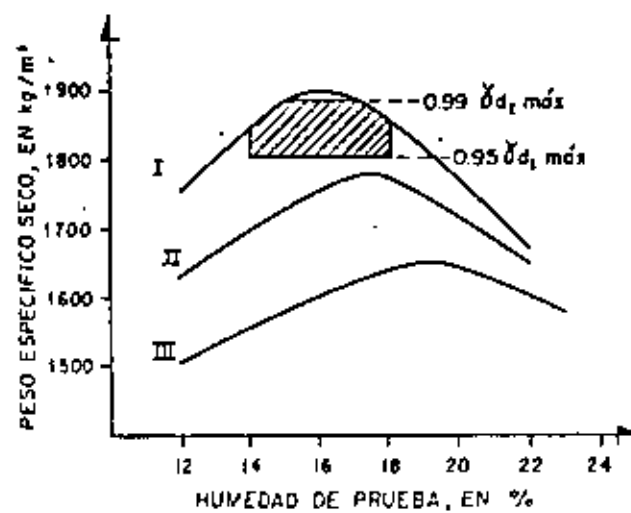
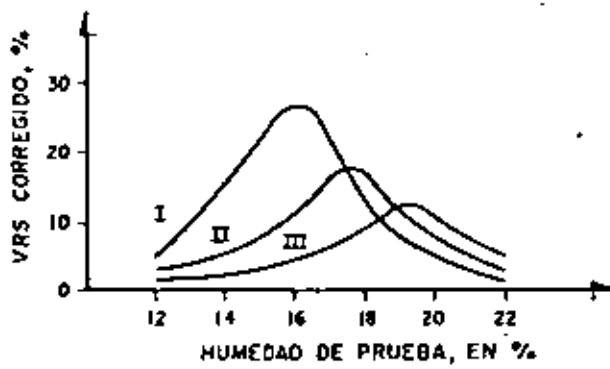
(4)



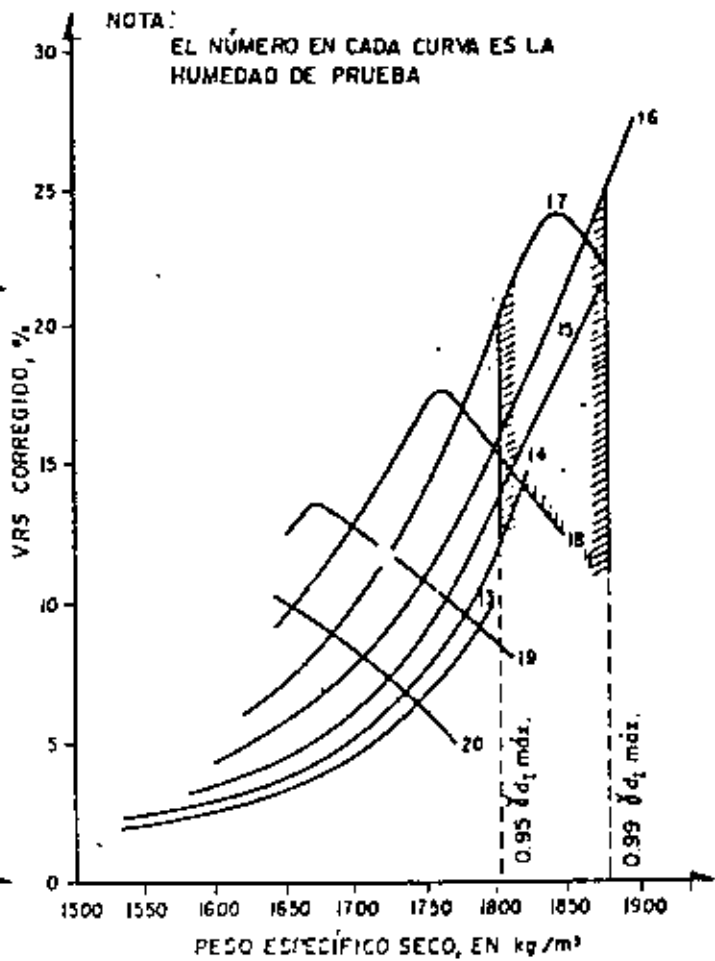
PRUEBA MODIFICADA .SOP.

Grado de Compactación %	Variante 1 Buen drenaje precipitación baja a media.	Variante 2 Drenaje deficiente, precipitación media o alta.
100	W_o	W_o
95	W_o	$W_o + 1.5$
90 - 75	W_o	$W_o + 3.0$





NOTA:
EL NÚMERO EN CADA CURVA ES LA HUMEDAD DE PRUEBA



METODO CUERPO DE INGENIEROS

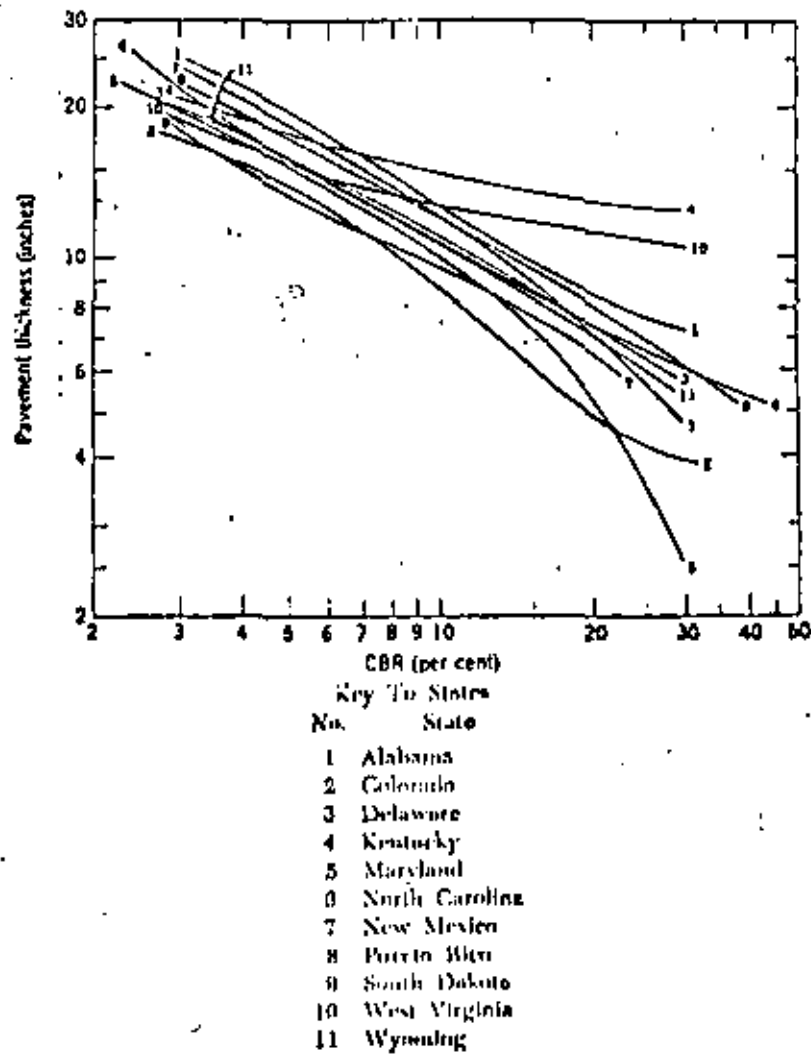


Figure 15.10. California Bearing Ratio curves for various states (6000-pound wheel including modifications suitable to WASHO test road conditions). (From Highway Research Board Bulletin 133.)

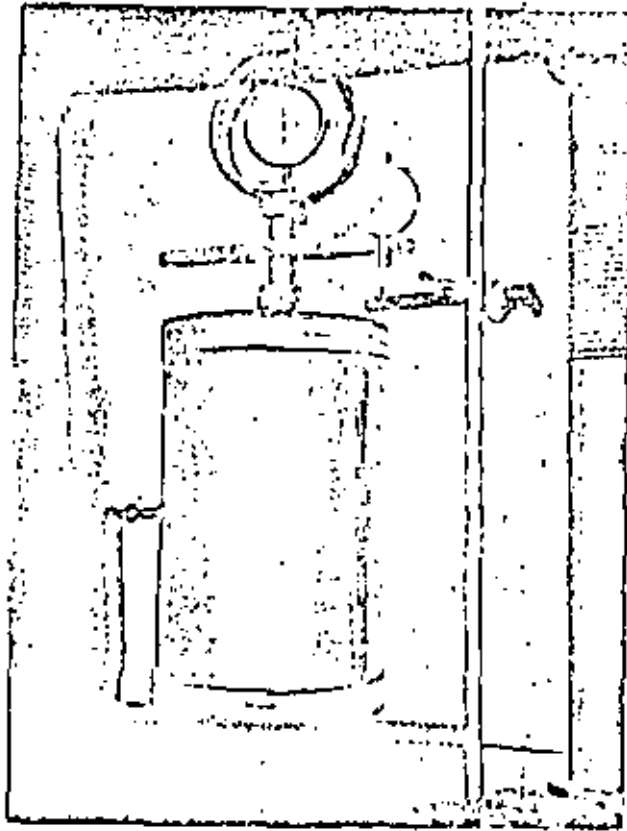


Figure 15.4. Texas triaxial cell.

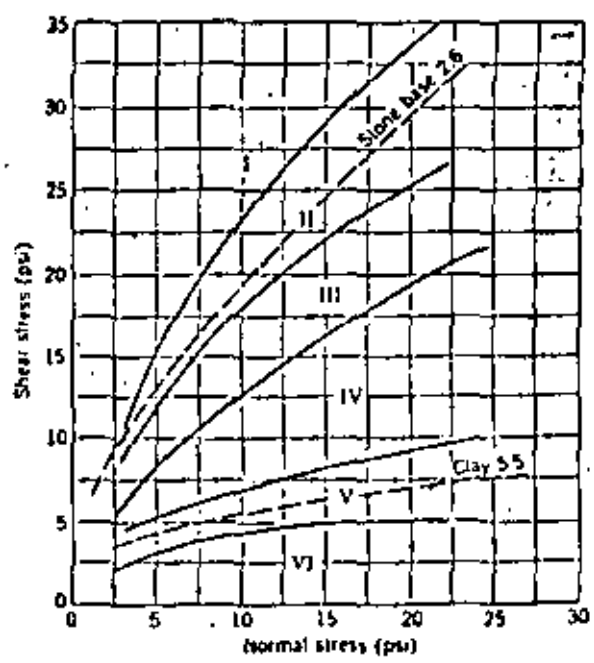
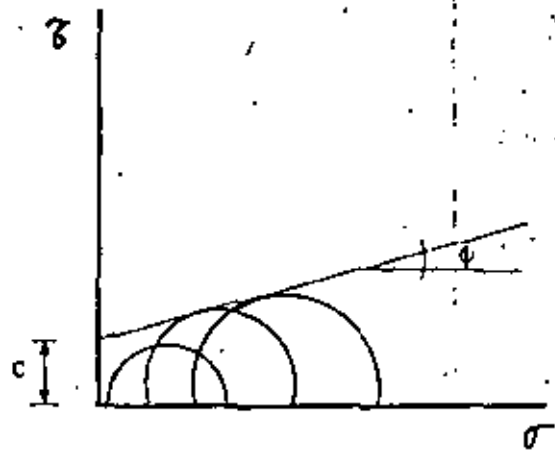
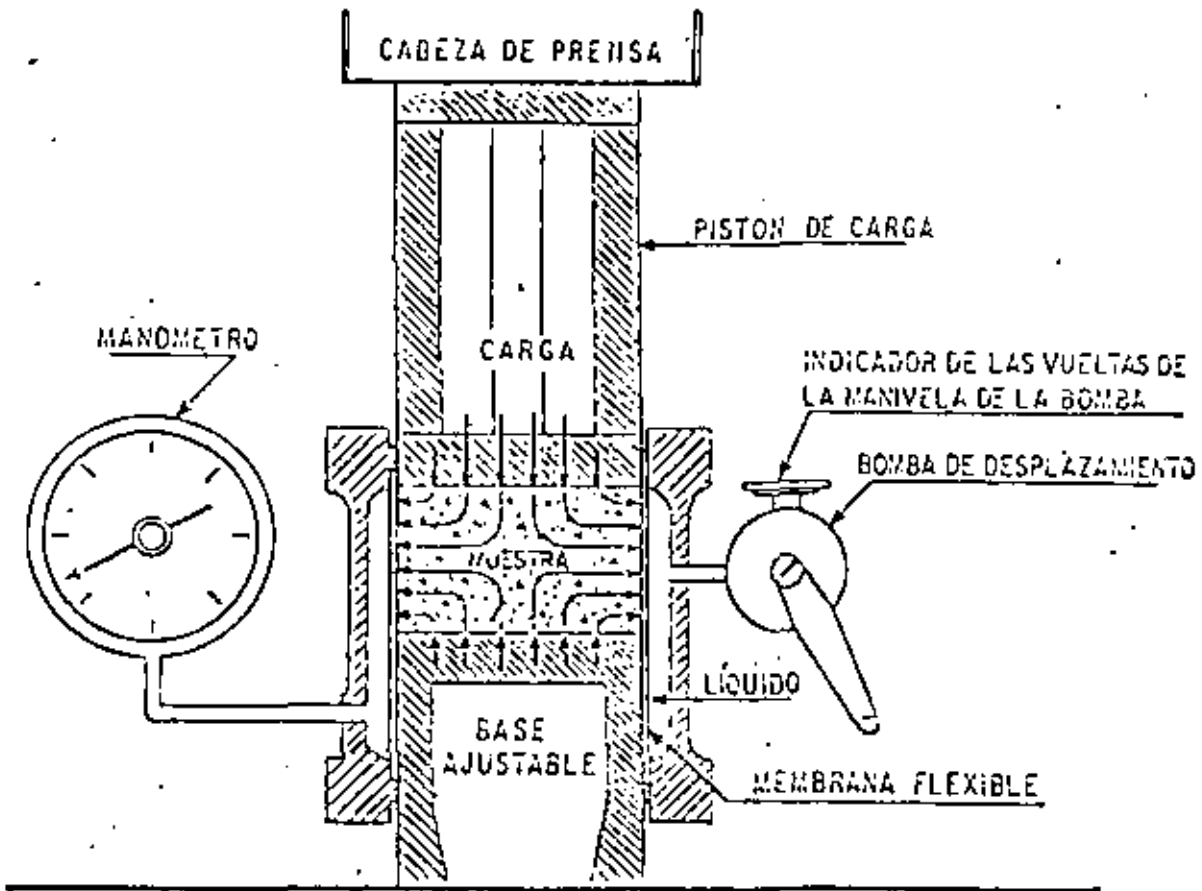


Figure 15.5. Texas classification chart. (From McDowell, Highway Research Board, Research Report 10-B.)

ESTABILOMETRO

(45)



$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v} \right) 100$$

$$T = K \frac{P \sqrt{A} \text{ Logr} \left(\frac{P_h}{P_v} = 0.1 \right)}{5 \sqrt{c}}$$

En donde:

T = espesor del pavimento

k = constante (0.0175)

P = presión de inflado de las llantas

A = área de contacto

r = número de repeticiones de esfuerzos

c = Valor del cohesiómetro.

P_h = presión horizontal transmitida

P_v = presión vertical aplicada (160 psi)

(86)

PRUEBA DE RUTINA

VALOR RELATIVO SOPORTE (CBR)
TRIAxIAL
ESTABILOMETRO Y COHESIOMETRO
PRUEBA DE PLACA
PRUEBAS EN MEZCLAS ASFALTICAS
MODULO DE RUPTURA
TENSION INDIRECTA

PRUEBAS PARA DISEÑO DE SISTEMAS MULTICAPA

MODULO DE RESILIENCIA
MODULO COMPLEJO O DINAMICO
RIGIDEZ DINAMICA
MODULO DE RESILIENCIA DIAMETRAL
RIGIDEZ DE MEZCLAS ASFALTICAS
FLUENCIA
PROPAGACION DE ONDA

PROPIEDADES FUNDAMENTALES DE MATERIALES

FATIGA
DEFORMACION PERMANENTE

(13)

CATEGORIA DE SUBRASANTE

CATEGORIA	MATERIAL	CBR %	K lb/pulg ³
MUY BUENA	GW, GP, GM, GC SW, SP, SM, SC.	>10	> 200
BUENA	ML, CL, OL	6 A 10	150 A 200
MALA	MH, CH, OH	3 A 6	100 A 150

MATERIALES PARA TERRACERIAS

TIPO	ACOMODO	CUERPO DE TERRAPLEN	CAPA SUBRASANTE
FRAGMENTOS GRANDES MEDIANOS CHICOS	CON TRACTOR Y/O EQUIPO CONSTRUCCION	PUEDEN USARSE ACOMODADOS POR CAPAS, DEL ESPESOR MINIMO COMPATIBLE CON EL TAMAÑO MAXIMO.	NO DEBEN USARSE.
SUELOS GRAVAS ARENAS ML CL OL MH ₁ CH ₁ FINOS OH ₁ MH ₂ CH ₂ OH ₂ Pt	COMPACTADOS CON EL EQUIPO ESPECIFICO	GRADO DE COMPACTACION 90% AASHTO - T - 99 AASHTO - T - 180 NO DEBEN USARSE	GRADO DE COMPACTACION 95% NO DEBEN USARSE CUANDO CBR 5% Y EXPANSION 5% NO DEBEN USARSE EN AEROPISTAS. NO DEBEN USARSE

CARRETERAS



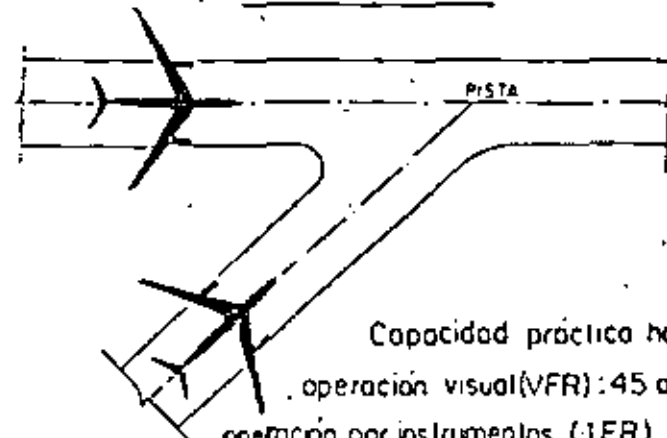
Capacidad máxima por carril: -
2,000 automóviles/hora.
(a 50-60 km./hr.)



Capacidad máxima.-

Carril de adentro: 2,200 automóviles/hora.
Carril de afuera: 1,700 automóviles/hora.
(a 60 km/hr.)

AEROPISTAS



Capacidad práctica horaria.-
operación visual (VFR): 45 a 99 op/hr.
operación por instrumentos (IFR) 42 a -
53 op/hr.

NOTA: El valor mayor es para
pistas que solo reciben
aviones bimotores y
monomotores.

El valor menor es para
pistas que reciben una
mezcla de aviones en
que el 60% son
cuatrirreactores o aviones
mayores.

Frecuencia del tránsito.

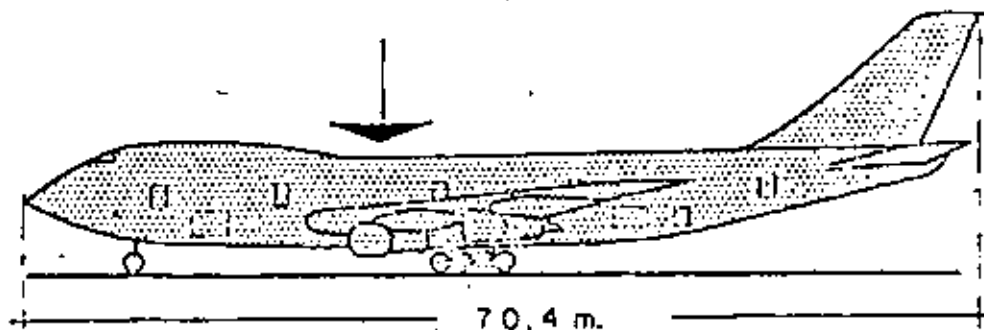
Peso total = 34 ton.



Numero de llantas	Carga por rueda (max.)
16 principales _____	1 800 kg.
2 direccionales _____	2 500 kg.

B - 7 4 . 7

Peso total = 374 ton



Numero de llantas	Carga por rueda (max.)
16 principales _____	21,500 kg.
2 auxiliares _____	15,000 kg.

INTENSIDAD DE LAS CARGAS

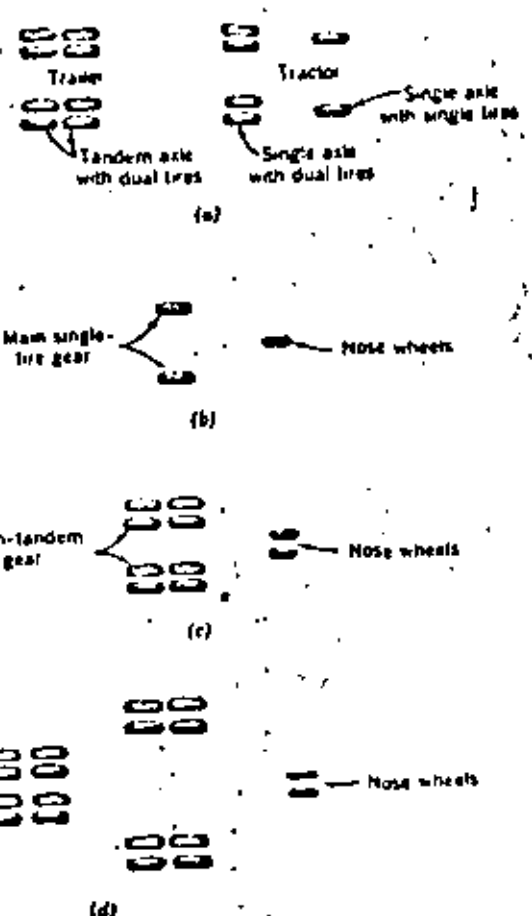
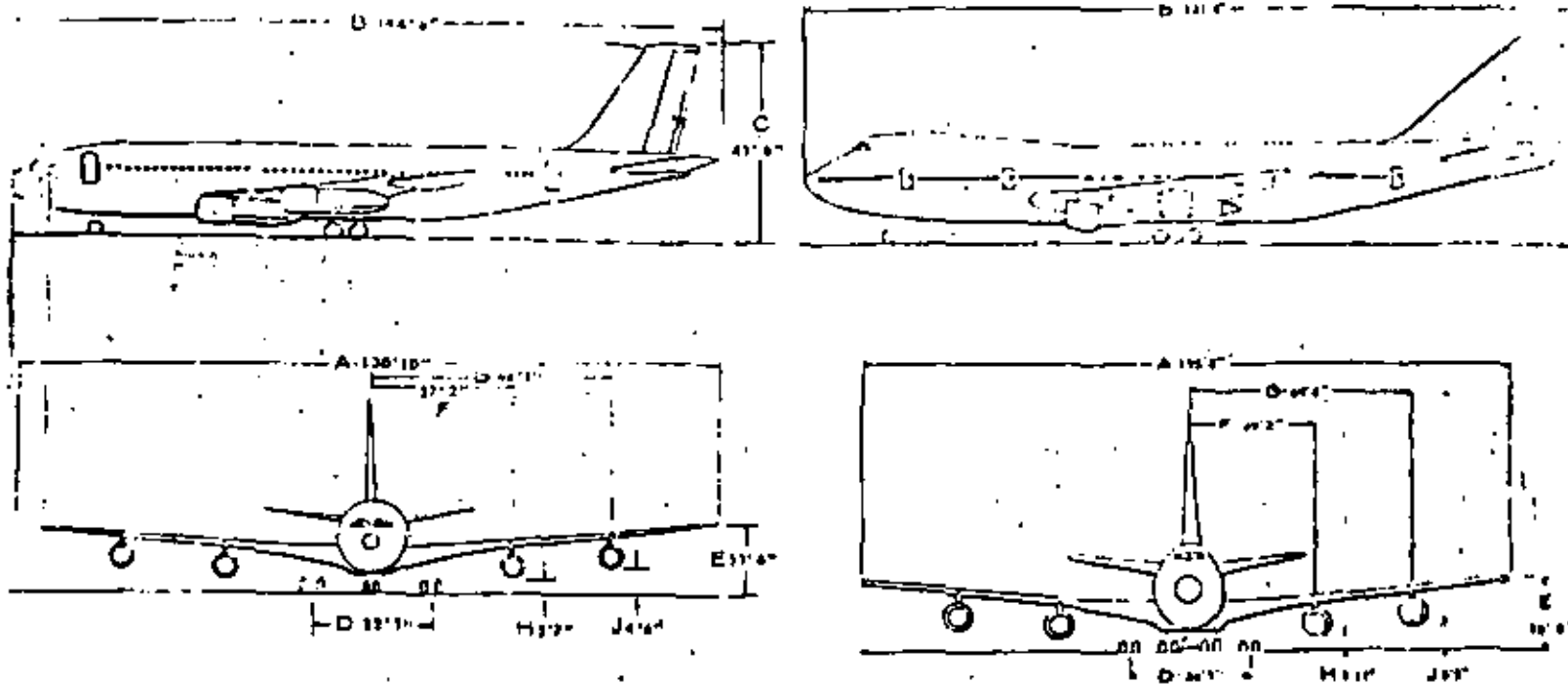
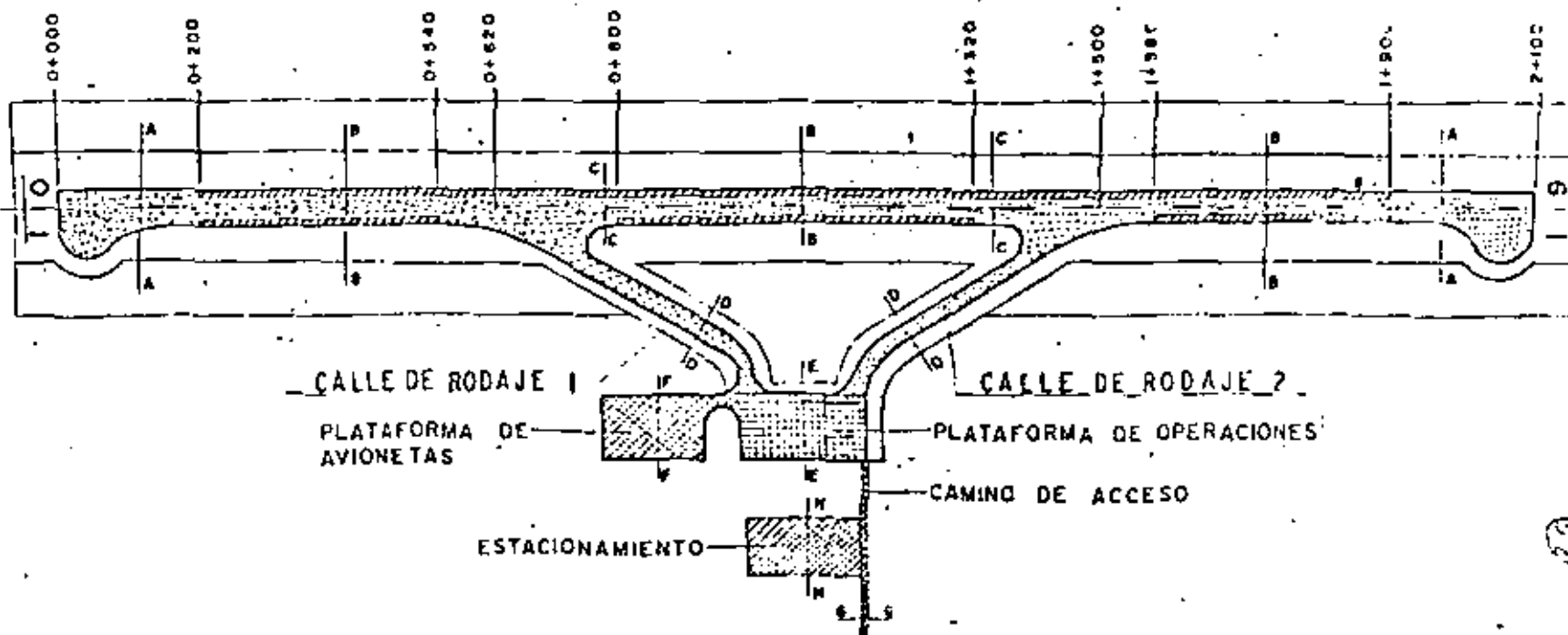


Figure 1.6. Plan view of several basic types of wheel configuration. (a) Single trailer-truck unit. (b) tricycle landing gear with single tires, (c) twin-tandem landing gear. (d) double twin-tandem gear. (Note: Not to scale.)

CROQUIS DE ZONIFICACION DE LOS PAVIMENTOS



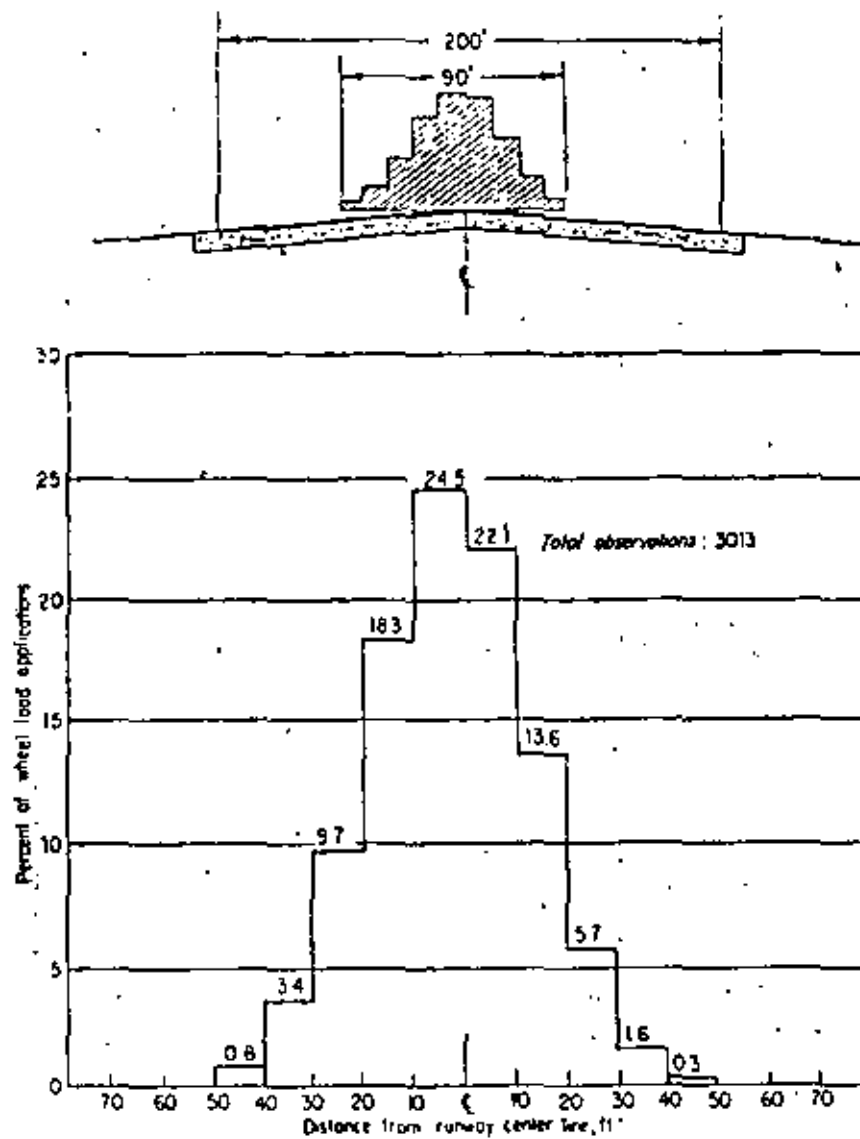
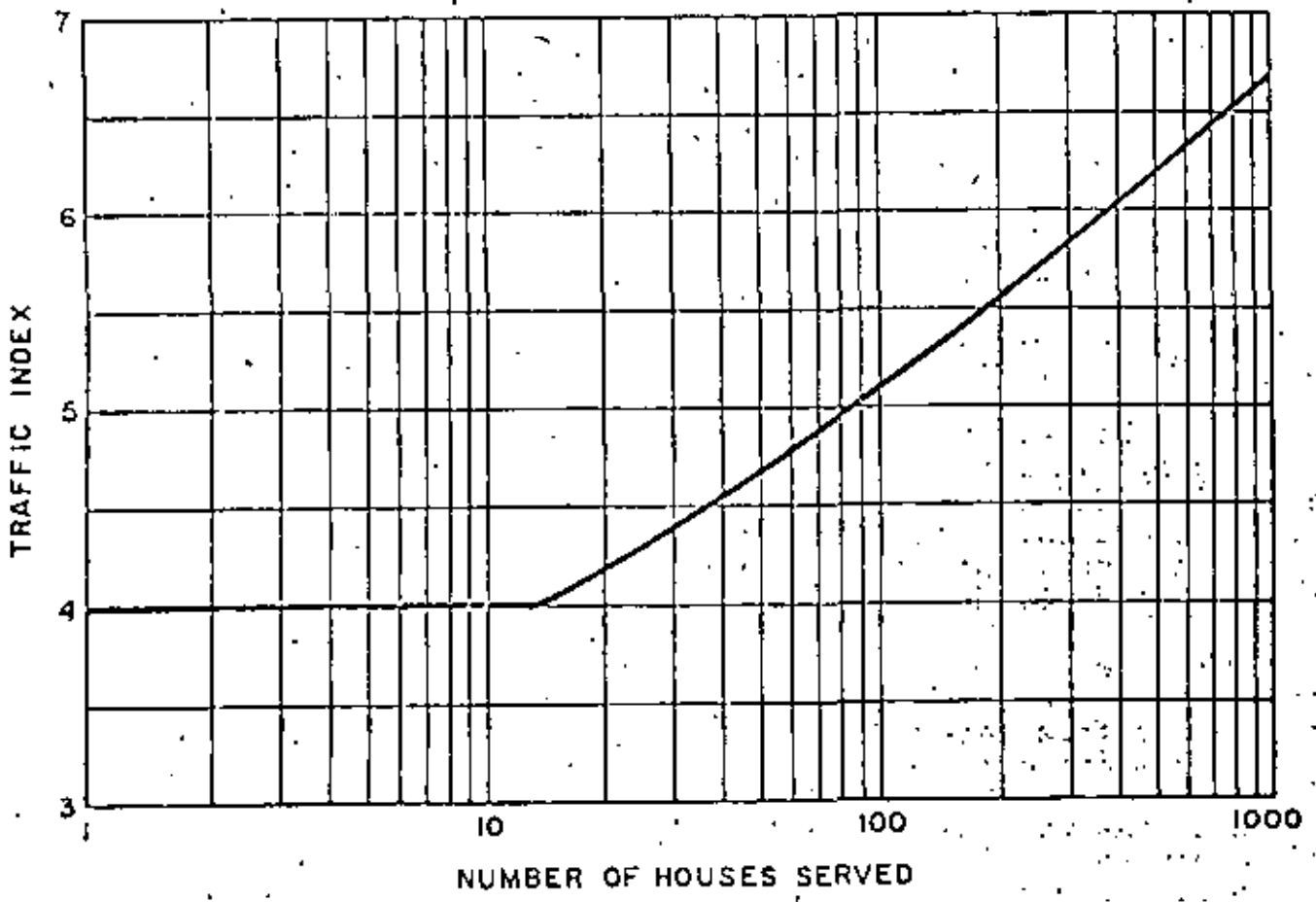


FIG. 12-51. Transverse Distribution of Wheel Load Applications—Average of All Observations at Los Angeles, Oakland, and San Francisco Airports (courtesy: R. Horanjeff and John Hugh Jones.)

CHART FOR ESTIMATION OF TRAFFIC INDEX
USING A HOUSE COUNT



Notes: For use only within subdivisions for residential and residential collector streets.

Chart is based on a 10-year design life.

CONVERSION CHART AVERAGE DAILY TRAFFIC TO TRAFFIC INDEX

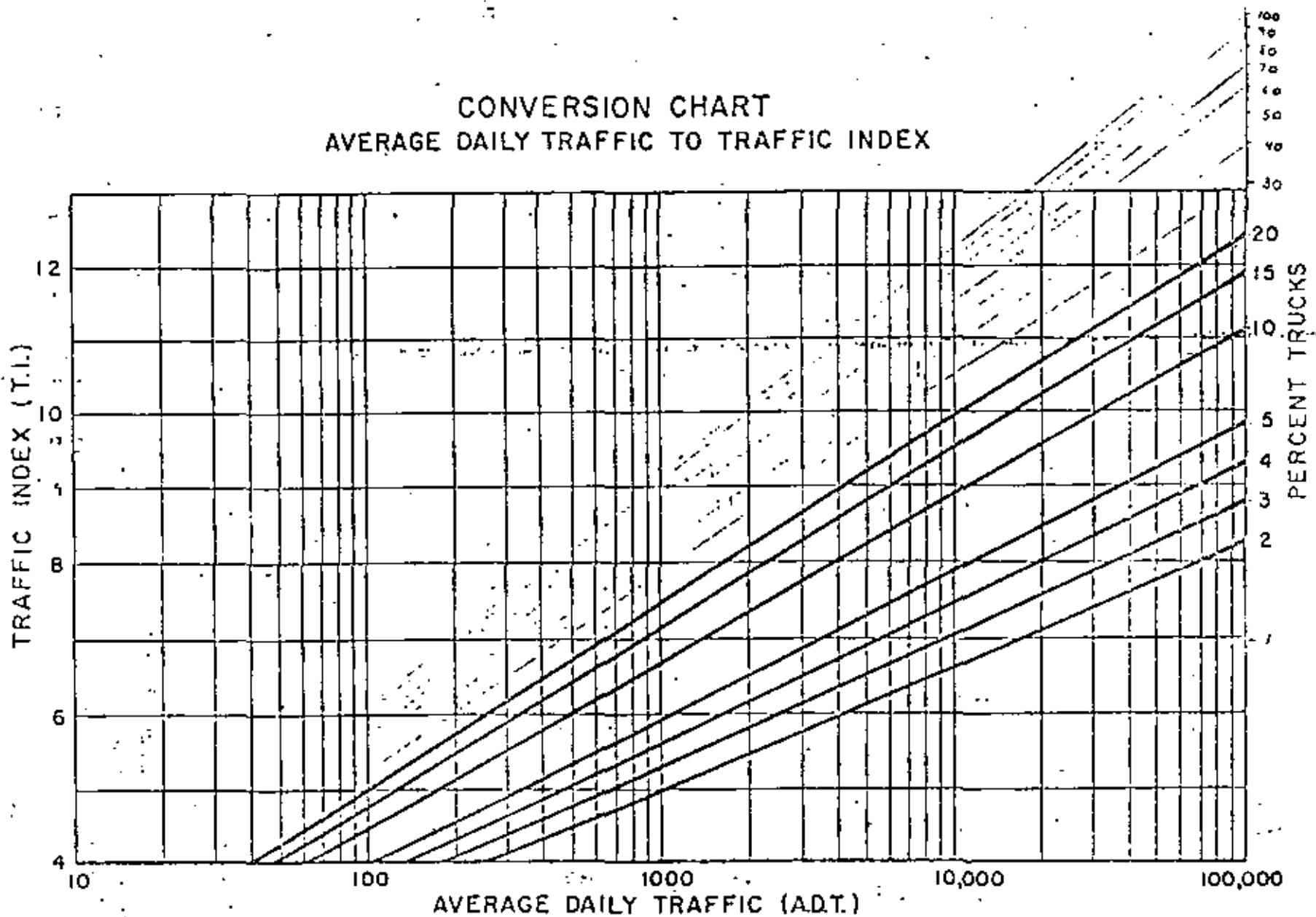


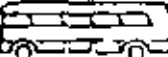


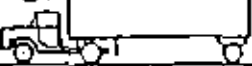
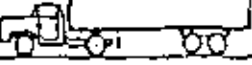
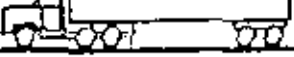


Tabla para cálculo del tránsito acumulado en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

Carretero San Luis Potosí - Trancoso Tramo Salinas - Trancoso Fecha Promedios 1964

Notas _____

TIPO DE VEHICULO	Número de vehículos en ambas direcciones	Coeficiente de distribución	Número de vehículos en el carril de proyecto	Coeficiente de vehículos cargados o vacíos	Número de vehículos cargados o vacíos por carril N _c , N _v	Coeficientes de daño por tránsito, F _z , F _{z'}		Número de ejes equivalentes de 8.2 ton, N _F , N _{F'}	
						z=0 cm	z=15 cm	z=0 cm	z=15 cm
A _p 	123.64	0.5	61.82	C: 1.00	61.82	0.005	0	0.31	0
				V: 0.00	0	0.005	0	0.31	0
A _c 	52.44	0.5	26.22	C: 0.30	7.87	0.34	0.042	2.68	0.33
				V: 0.70	18.39	0.34	0.001	6.24	0.02
B 	35.22	0.5	17.61	C: 1.00	17.61	2.0	1.150	35.22	20.22
				V: 0.00	0	2.0	0.640	0	0
C2 	99.90	0.5	49.95	C: 0.63	31.47	0.88	0.465	27.69	14.63
				V: 0.37	18.48	0.88	0.027	16.26	0.439
C3 	26.40	0.5	13.20	C: 0.79	10.43	0.88	0.675	9.18	6.20
				V: 0.21	2.77	0.88	0.044	2.44	0.12
T2-S1 	9.18	0.5	4.59	C: 0.79	3.63	3.0	1.740	10.89	6.31
				V: 0.21	0.96	3.0	0.140	2.88	0.13
T2-S2 	17.80	0.5	8.90	C: 0.78	6.94	4.0	1.570	27.76	10.90
				V: 0.22	1.96	4.0	0.210	7.76	0.41
T3-S2 	18.38	0.5	9.19	C: 0.79	7.26	5.0	1.300	36.30	9.44
				V: 0.21	1.93	5.0	0.150	9.65	0.29
Total			191.48					195.57	69.47

T_0, T_0' : Tránsito equivalente inicial.

Años de servicio, n: 9 Tasa de crecimiento anual, r: 25 %

Coeficiente de acumulación del tránsito, C: 9200 (Fig A.10)

Tránsito acumulado, $\sum L_n = C T_0 = 1799244$ (z=0) $\sum L_n = C T_0' = 639124$ (z=15)

NÚMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %
2	50
4	40-50
6 o más	30-40

Cálculo del tránsito equivalente acumulado

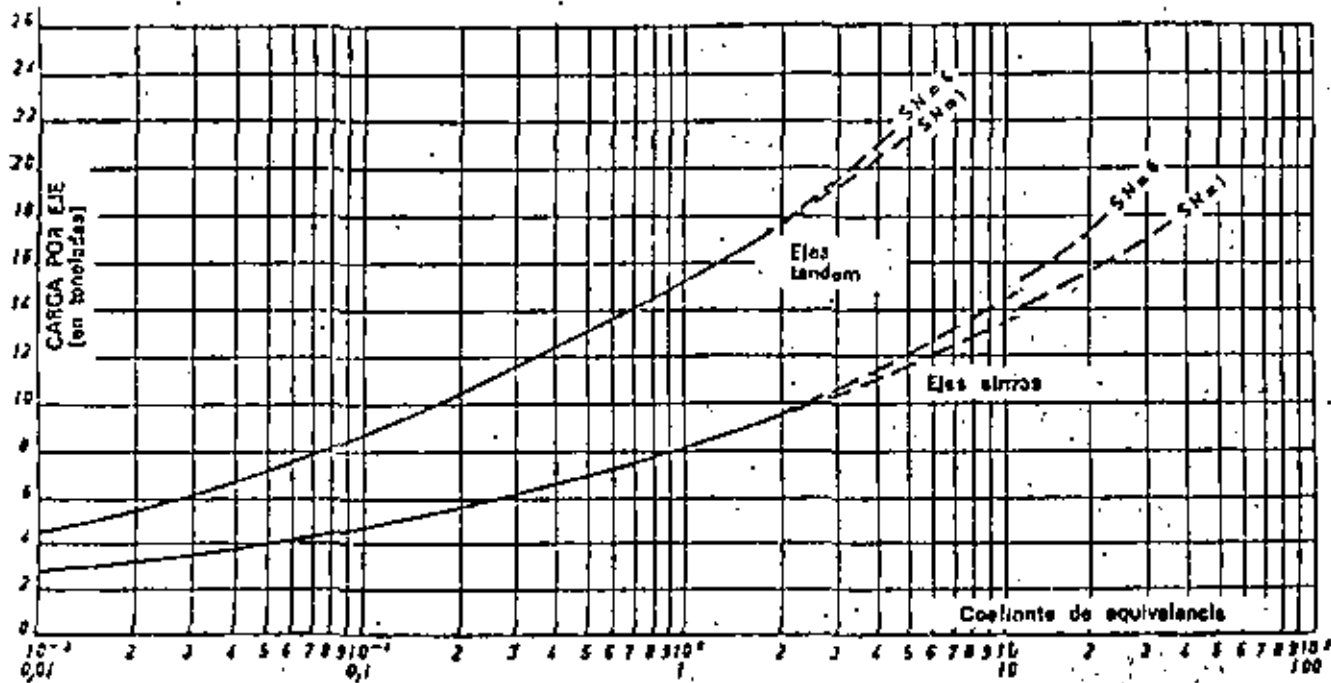


FIG. 35. Coeficiente de equivalencia (firmes flexibles).
Según Liddle (Bureau of Public Roads), Índice de viabilidad final 2,5.

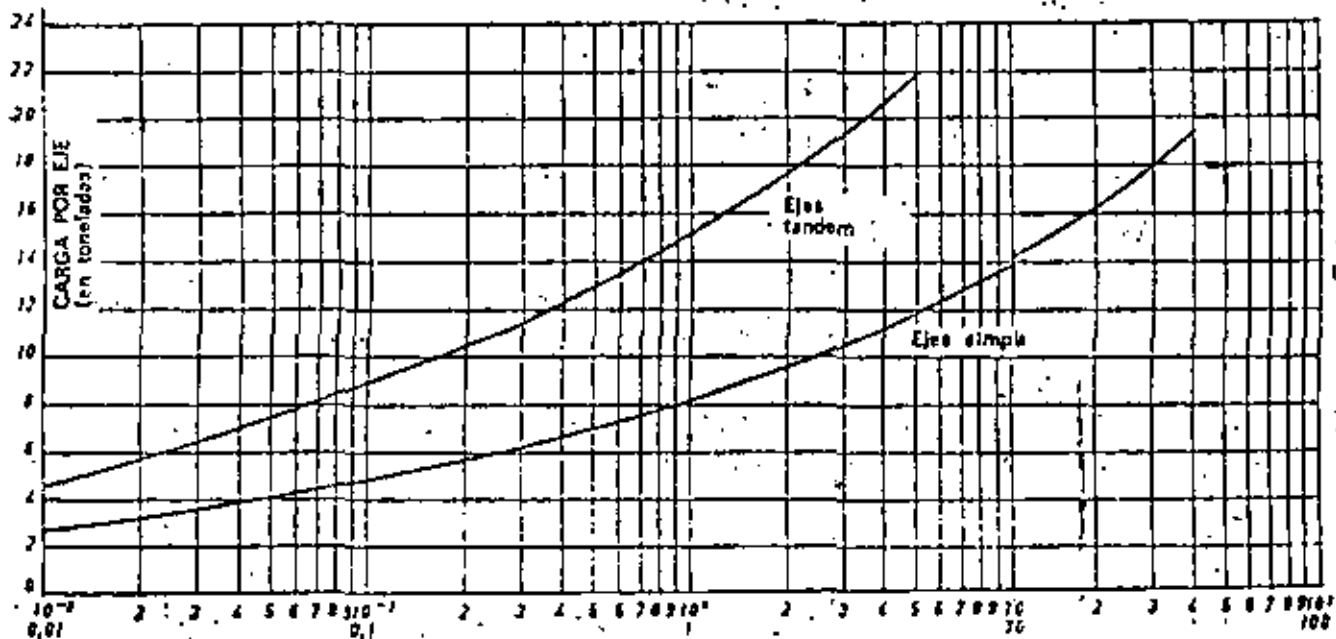


FIG. 36. Coeficiente de equivalencia (firmes flexibles).
Método de Liddle. Índice de viabilidad final : 2,0 a 2,5.

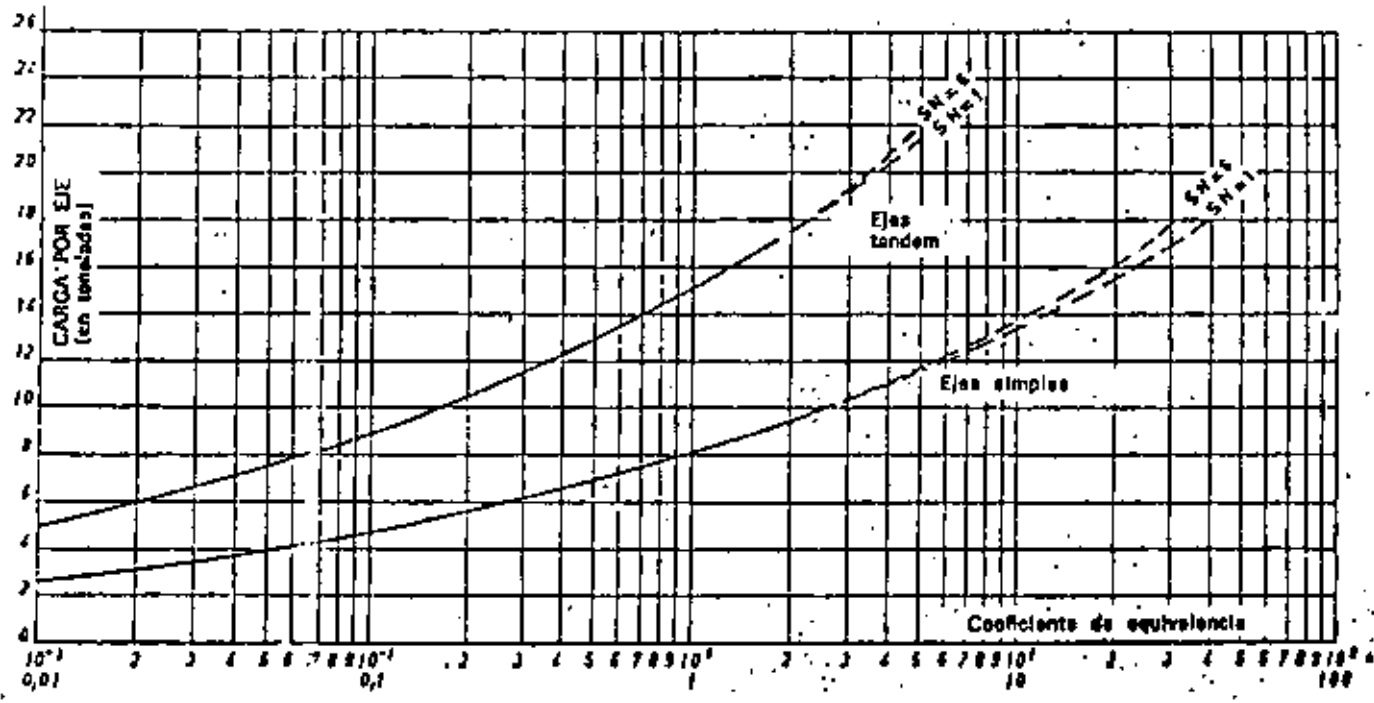
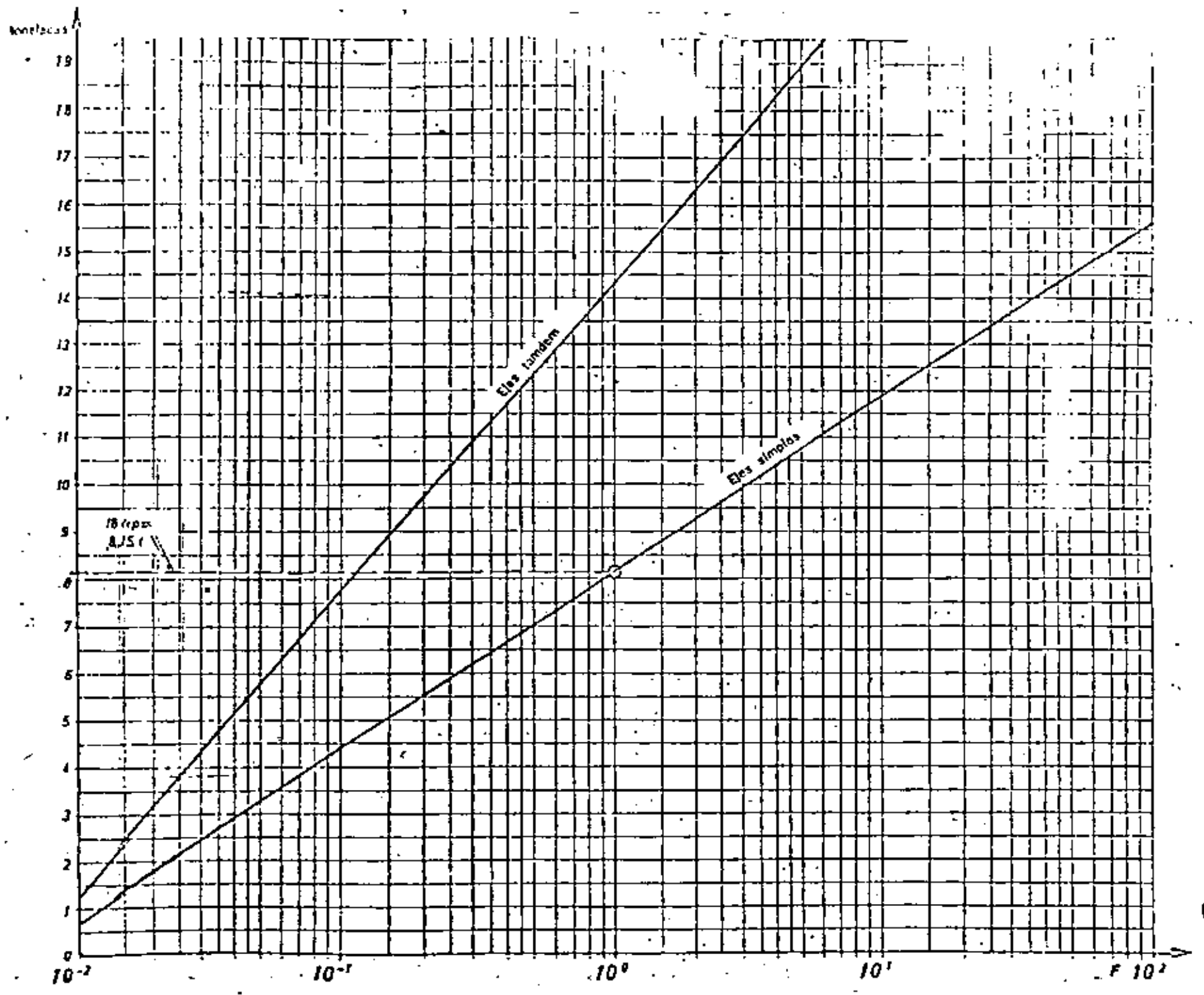


FIG. 34. Coeficiente de equivalencia (firmas flexibles).
según Liddle (Bureau of Public Roads). Índice de viabilidad final: 2.0

FIG. 16. Factor de equivalencia de cargas F_e .



No. de ejes	Constantes	Tránsito diario al inicio del período de diseño	Factores de incremento	EWL por Grupo de ejes
2	280	80	2.0	44,800
3	930	18	1.8	30,100
4	1,320	7	1.5	13,900
5	3,190	18	1.85	106,200
6	1,950	2	1.5	5,800

Promedio anual de repeticiones 200,800

Multiplicando por el período de diseño: (20 años)

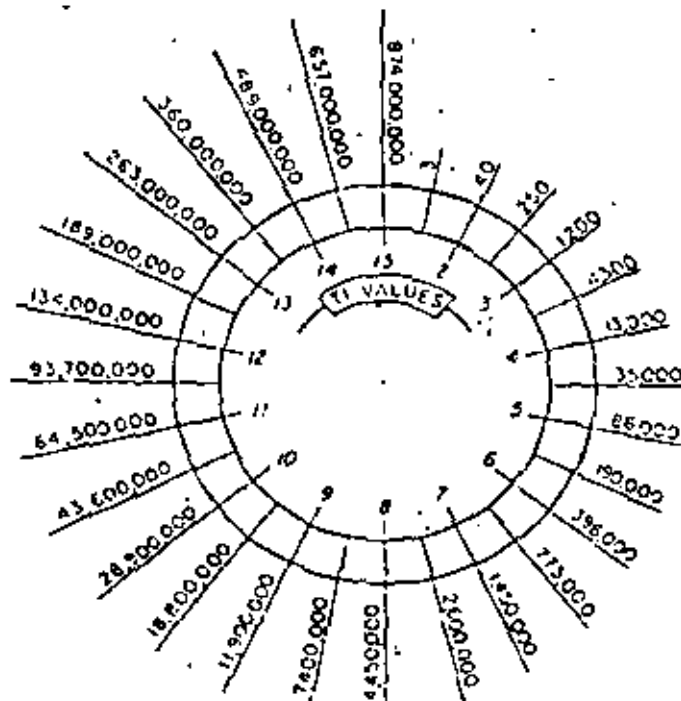
$$EWL = 20 \times 200800 = 4,016,000$$

Para convertir a índice de tránsito, se puede emplear la fórmula siguiente o bien, mediante la gráfica mostrada.

$$T1 = 6.7 \left(\frac{EWL}{10^6} \right)^{0.119}$$

$$T1 = 6.7 \left(\frac{4,016,000}{10^6} \right)^{0.119} = 7.9 \approx 8$$

CONVERSION CHART
EWL TO TRAFFIC INDEX



METODO AASHO

②

Tránsito diario en dos direcciones = 500 vpd
 Dirección del tránsito en 2 carriles = 50 y 50%
 Porcentaje de camiones = 25%
 Tasa de incremento por año = 5.5 %

p = 2; SN = 4.

CARGA POR EJE (KIPS)	EJES SENCILLOS POR CADA 100 CAMIONES			EJES EN TANDEM POR CADA 100 CAMIONES		
	NUMERO	F	NxF	NUMERO	F	NxF
Menos de 3	75.3	0.0002	0.02			
3-5	29.9	0.002	0.06			
5-7	10.5	0.01	0.11			
7-9	3.4	0.03	0.10			
9-11	4.2	0.08	0.34			
11-13	3.0	0.18	0.54			
13-15	4.1	0.35	1.43	0.1	0.03	0.01
15-17	9.3	0.61	5.78	0.5	0.05	0.03
17-19	11.0	1.00	11.00	1.5	0.08	0.12
19-21	8.0	1.55	12.40	2.0	0.12	0.24
etc.						

Totales 46.99 14.99

Ejes equivalentes por cada 100 camiones = 46.99 + 14.99 = 61.98
 Tránsito inicial de 18 000 LB por eje equivalente

$$\frac{500}{2} \times 0.25 \left(\frac{61.98}{100} \right) = 38.7$$

Tránsito acumulado para un período de 10 años

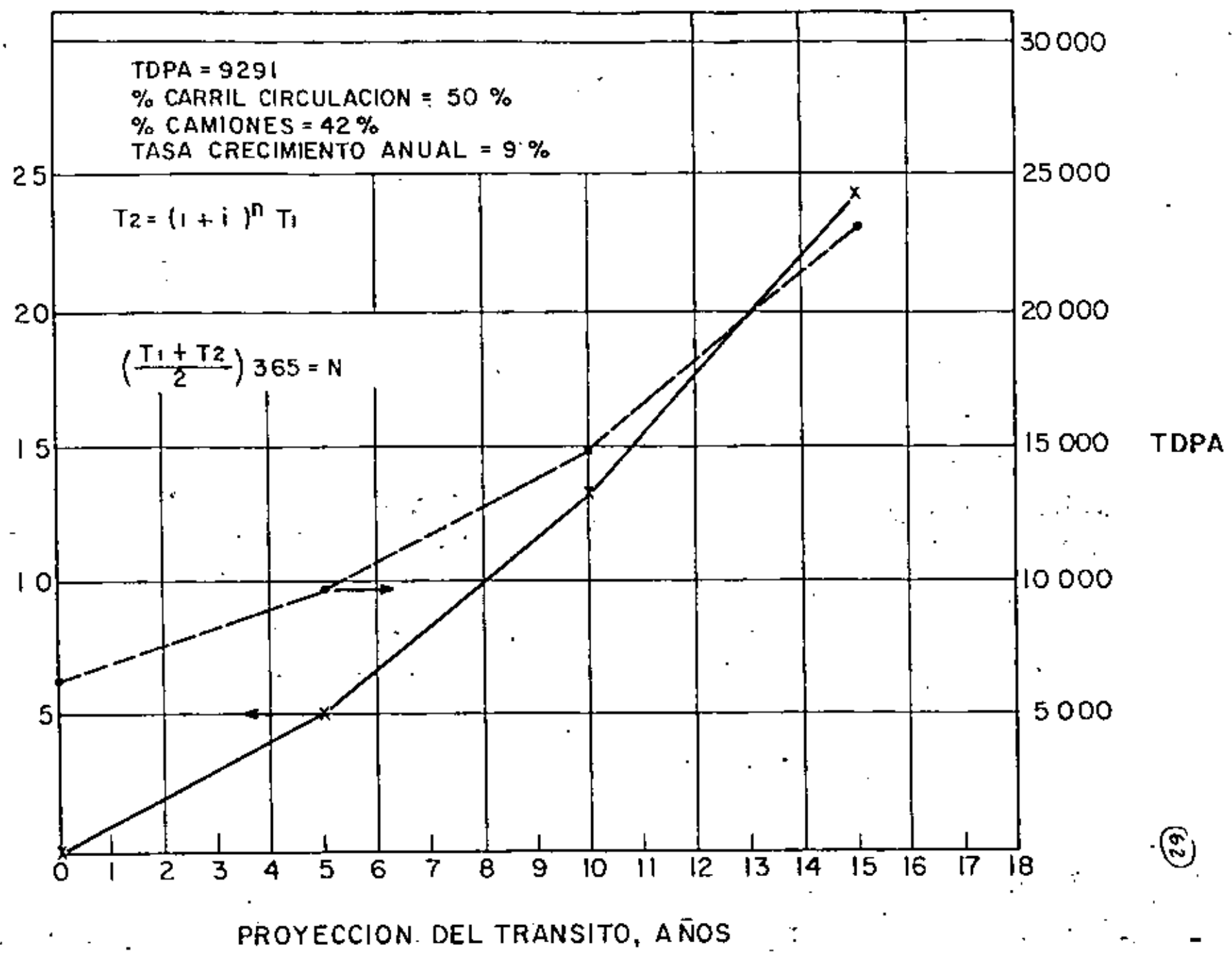
$$\sum EAL = \frac{EAL_0 (365)}{\log_e (1 + i)} \left[(1 + i)^n - 1 \right]$$

$$\sum EAL = \frac{38.7 \times 365}{0.0535} \left[(1.055)^{10} - 1 \right] = 186\ 818$$

o bien, efectuando los cálculos por cada año:

Fin del año	(1 + i) ⁿ	Total en el año
1	1.000	38.7 $\left(\frac{1 + 1.055}{2} \right) (365) = 14\ 513$
2	1.055	38.7 $\left(\frac{1.055 + 1.113}{2} \right) (365) = 15\ 312$
3	1.113	38.7 $\left(\frac{1.113 + 1.174}{2} \right) (365) = 16\ 252$
etc.		TOTAL 186 804

NUMERO ACUMULADO DE EJES EQUIVALENTES DE 80 KN
(MILLONES)



1.- FASES DEL PROYECTO

- ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS.
- NORMAS DE CALIDAD Y FUENTES DE APROVISIONAMIENTO DE MATERIALES.
- NORMAS DE CONSTRUCCION.
- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO.

1.- FASE DEL PROYECTO.

- ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS (P. FLEX). DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA, TIPO Y UBICACION DE LAS JUNTAS (P. RIGIDOS)
- FIJACION DE LAS NORMAS DE CALIDAD Y DE LAS FUENTES DE APROVISIONAMIENTO DE MATERIALES.
- ESPECIFICACIONES GENERALES Y NORMAS DE CONSTRUCCION
- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO.

2.- QUE DEBEMOS HACER:

- | | | |
|------------------------------|---|--|
| <p>ESTUDIOS ESPECIFICOS.</p> | } | <p>EXPLORACION Y MUESTREO A LO LARGO DE LA RUTA</p> <p>ENSAYES DE LABORATORIO.</p> <p>ANALISIS DE TRANSITO</p> <p>CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES</p> <p>RECURSOS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES</p> |
|------------------------------|---|--|

3.- QUE DEBEMOS TENER:

- BUEN CONOCIMIENTO DE LOS DIFERENTES FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO.
- CIERTO DOMINIO DE VARIOS DE LOS PRINCIPALES METODOS DESARROLLADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS
- FAMILIARIDAD CON LAS NORMAS QUE REGULAN LA CALIDAD Y COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.
- EXPERIENCIA Y BUEN JUICIO.

DATOS PARA EL PROYECTO

TRANSITO

- AERONAVE DE DISEÑO O TRANSITO EQUIVALENTE
- NUMERO DE APLICACIONES
- PESO TOTAL DE OPERACION
- CONFIGURACION DEL TREN DE ATERRIZAJE O NUMERO DE EJES
- PRESIONES DE INFLADO Y DE CONTACTO
- CANALIZACION DE TRANSITO

CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO Y DE LOS MATERIALES PARA PAVI- MENTACION

- PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS SUELOS
- CARACTERISTICAS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES EN LA ZONA

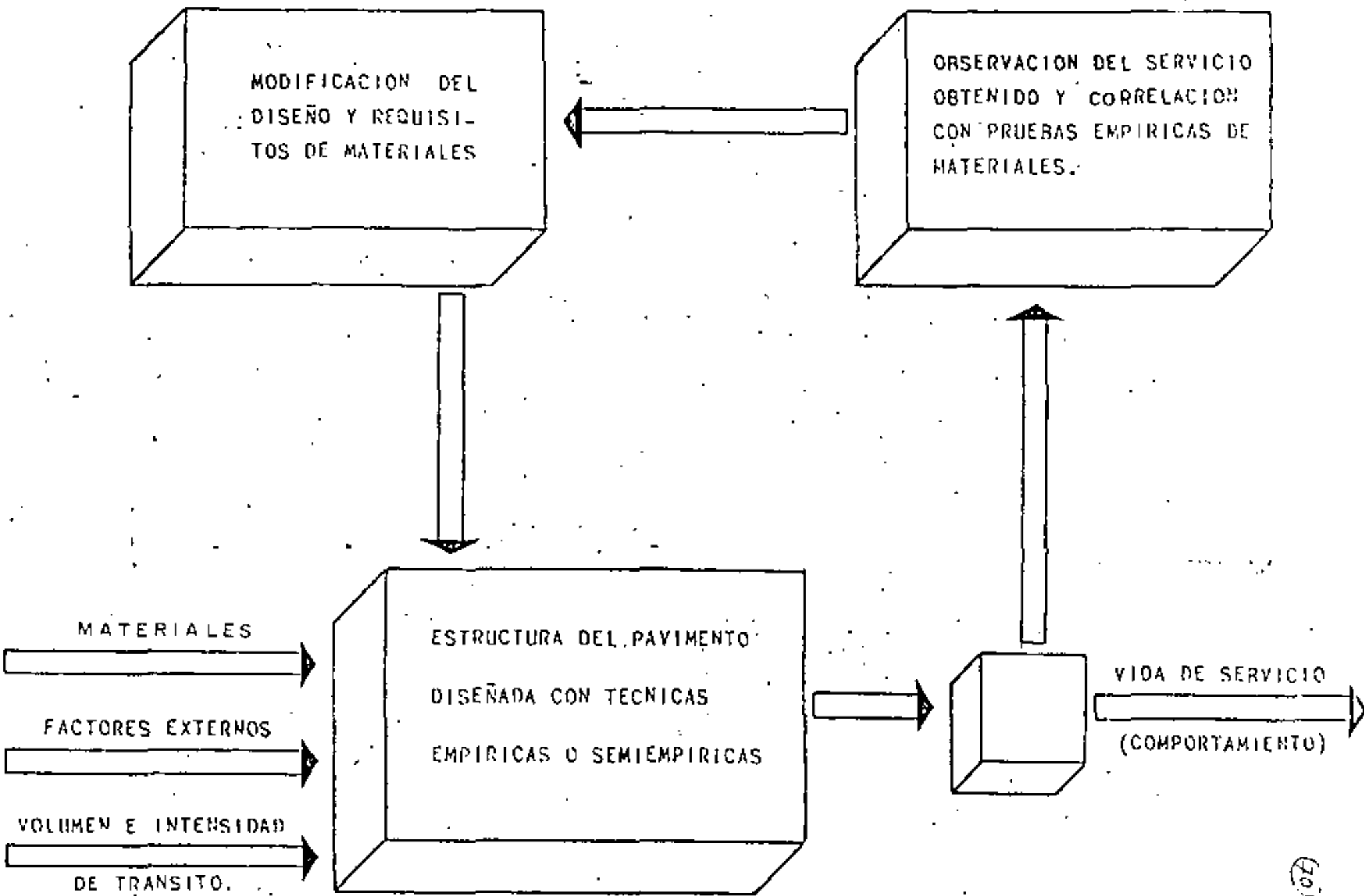
CARACTERISTICAS CLIMATOLOGICAS Y FACTORES AMBIENTALES

- VARIACION DE LA TEMPERATURA
- REGIMEN PLUVIOMETRICO
- DRENAJE Y SUBDRENAJE
- POSICION DEL NIVEL DE AGUAS FREATICAS
- TOPOGRAFIA

(67)

P R O Y E C T O

- 1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA. TIPO Y UBICACION DE LAS JUNTAS.
- 2.- NORMAS PARA LA CONSTRUCCION PREVIA DEL APOYO AL PAVI-
MENTO. (Terracerías, capa subrasante, sub-base)
- 3.- ESPECIFICACIONES GENERALES Y NORMAS DE CONSTRUCCION
- 4.- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO



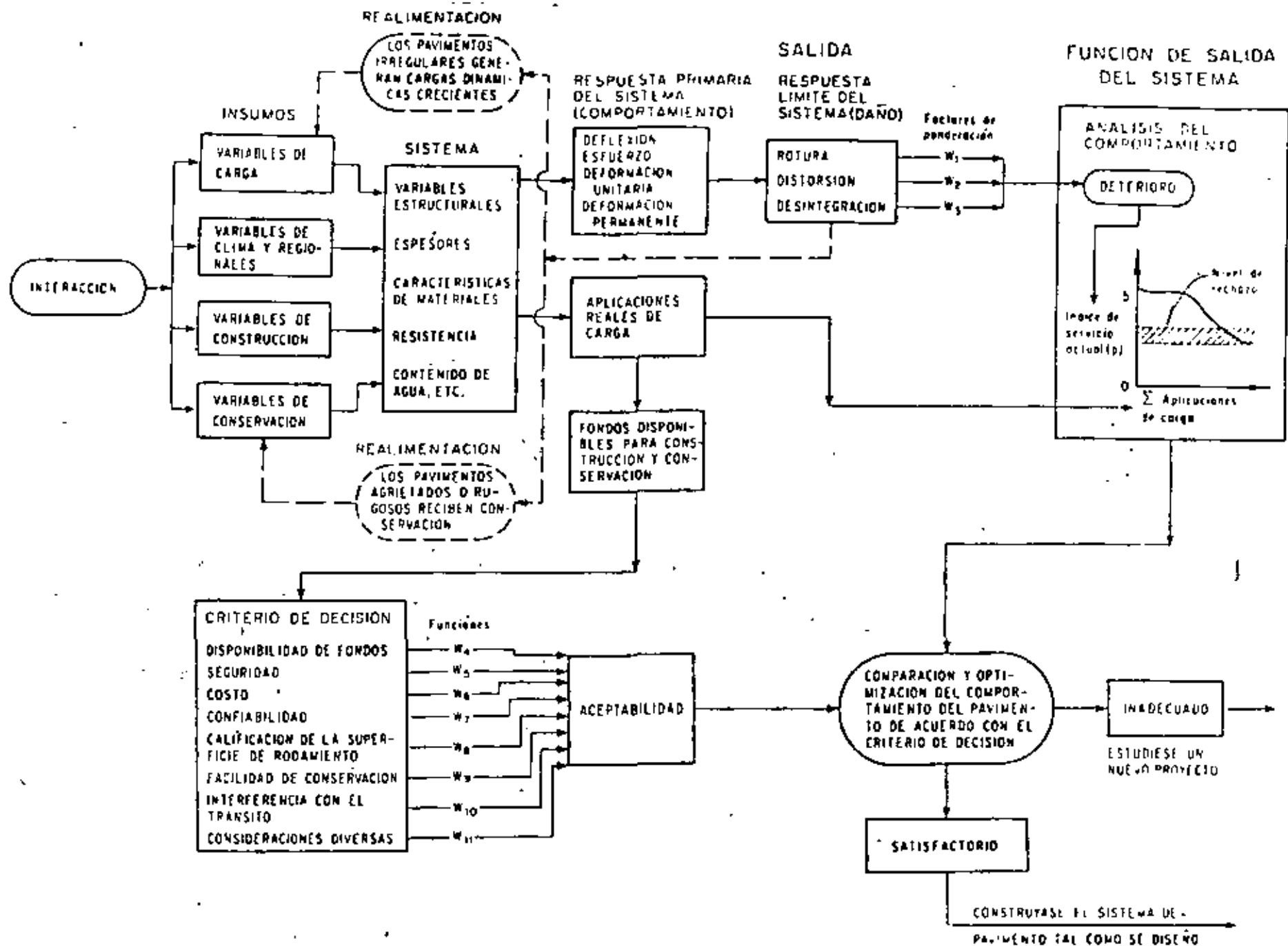


Fig 15. Sistema ideal de pavimento (de Finn et al, 1974)

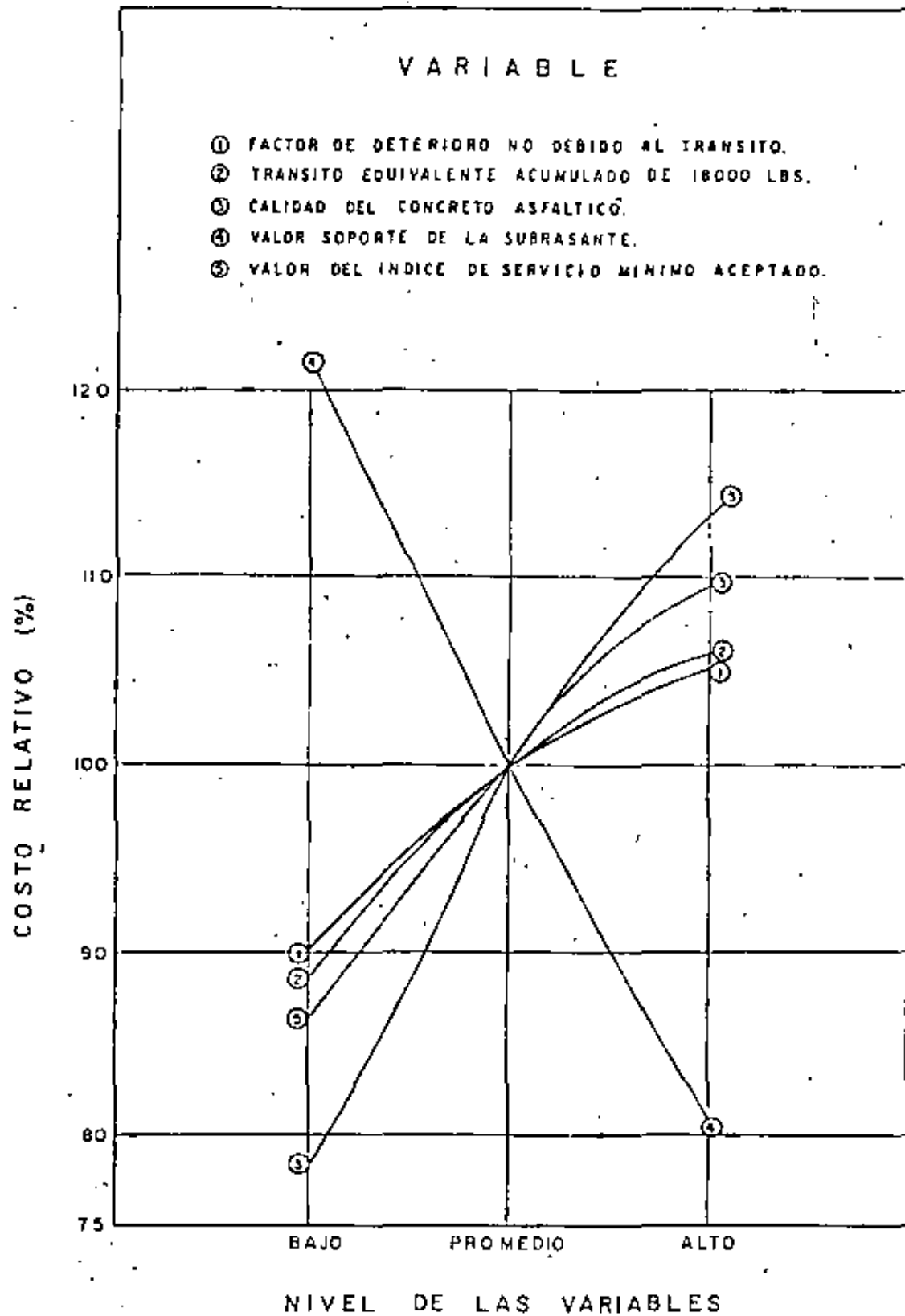


FIG. 2 COSTOS RELATIVOS VS. NIVEL DE LAS VARIABLES (PAVIMENTOS FLEXIBLES)

TOLERANCIAS

e/e.	
Pendiente transversal con respecto a la de proyecto	+ 0.50 %
Profundidad máxima de las depresiones observadas, - determinadas colocando una regla metálica de tres - metros de longitud; paralela y normalmente al eje	1.5 cm
Espesores:	
En el 85% como mínimo del número total de espesores determinados:	er > 0.90 e
En el 15% como máximo del número total de espesores determinados:	0.8 e > er > 0.9 e
En el 5% como máximo del número total de espesores - determinados:	0.7 e > er > 0.8 e
Carpetas.	
Pendiente transversal con respecto a la de proyecto	+ 0.25%
Profundidad máxima de las depresiones observadas, - determinadas colocando una regla metálica de tres - metros de longitud paralela y normalmente al eje.	0.5 cm.
Espesores:	
En el 90% como mínimo del número total de espesores determinados.	0.5 cm.
En el 10% restante del número total de espesores	de (-0.5 cm) a (-1.0 cm)
Coefficiente de fricción, determinado en condiciones de pavimento mojado, con dispositivo Mu meter.	0.35.
Indice de perfil, determinado con perfilógrafo lon- gitudinal tipo California	20' pulg/milla

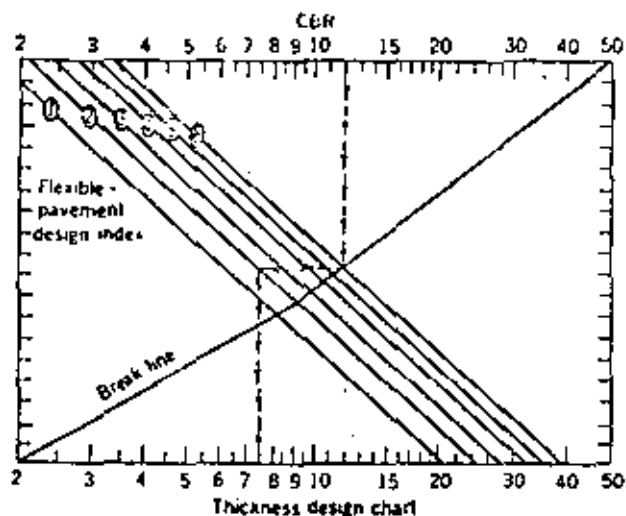


Figure 13.17. Thickness design chart. (From the National Crushed Stone Association and after U. S. Corps of Engineers TM 5-822.5.)

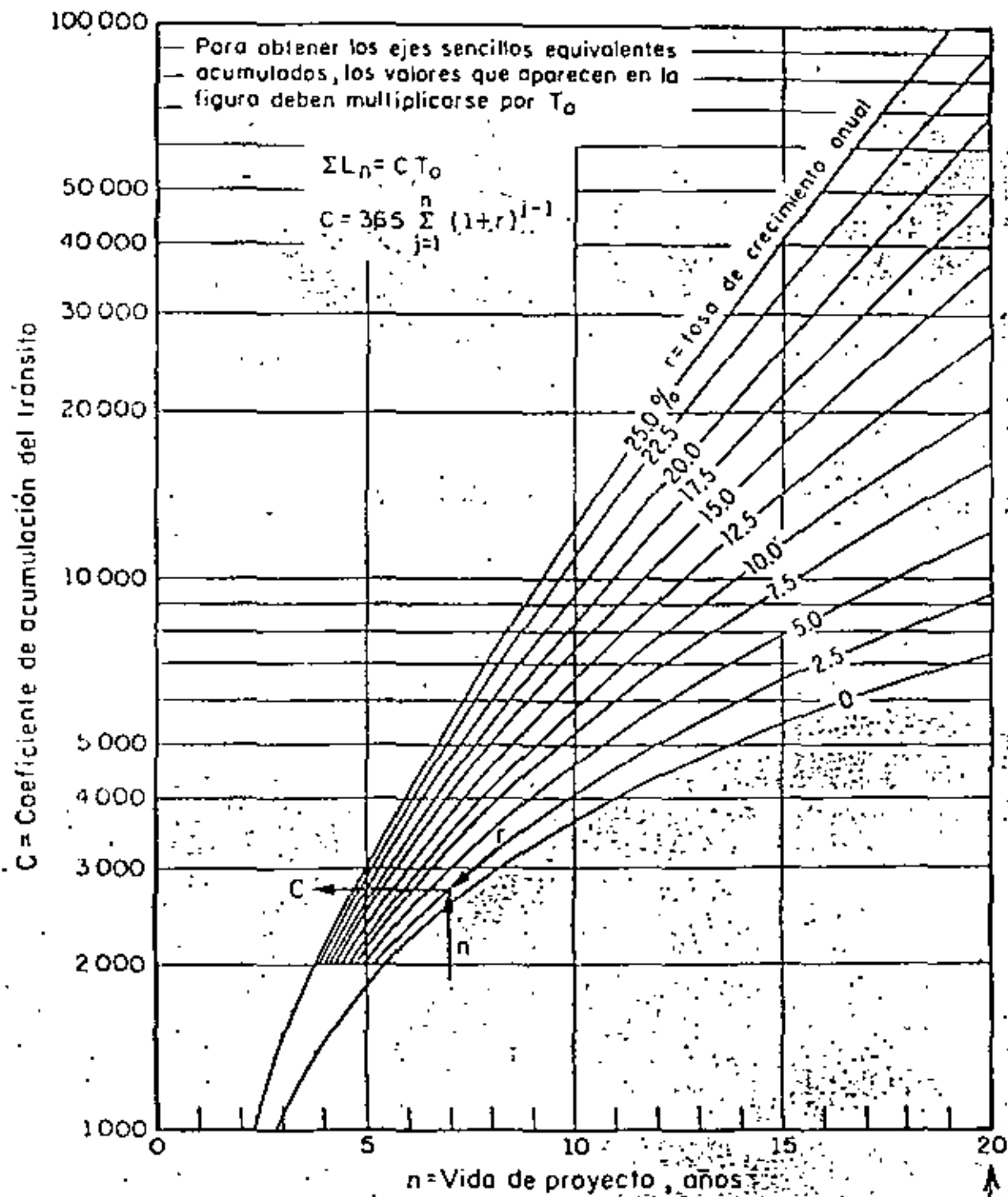
TABLE 13.12. Surfacing Thickness Recommendations

Traffic Intensity Category	Minimum Surfacing Required
DI-1	1 inch (use surface treatments)
DI-2	2 inches
DI-3	2.5 inches
DI-4	3 inches
DI-5	3.5 inches
DI-6	4 inches

NATIONAL CRUSHED STONE ASSOCIATION

TABLA DE VALORES DEL INDICE DE DISEÑO PARA DIVERSAS CATEGORIAS DE TRANSITO

INDICE DE DISEÑO	CARACTERISTICAS GENERALES GRUPO 1.- AUTOMOVILES, PANEL Y PICK-UP. GRUPO 2.- CAMIONES DE 2 EJES CARGADOS O MAYORES CON CARGAS LIGERAS O VACIOS. GRUPO 3.- TODOS LOS VEHICULOS CON MAS DE TRES EJES.	CARGAS EQUIVALENTES POR EJE D ^e 14 000 LB PROMEDIO DIARIO EN EL CARRIL DE DISEÑO PARA UN PERIODO DE PROYECTO DE 20 AÑOS CON MANTENIMIENTO NORMAL
DI - 1	Tránsito ligero.- Pocos vehículos más pesados que los Automóviles	menos de 5
DI - 2	Tránsito mediano-ligero-similar al DI-1 1000 VPD como máximo, incluyendo 5% del Grupo 2 como máximo.	6-20
DI - 3	Tránsito mediano.- 3000 VPD máximo, incluyendo no más del 10% de los grupos 2 y 3 y 1% del grupo 3.	21-75
DI - 4	Tránsito mediano - pesado.- 6000 VPD máximo, incluyendo no más del 15% de los grupos 2 y 3 y 1% del Grupo 1	76-250
DI - 5	Tránsito pesado.- 6000 VPD máximo, incluyendo hasta el 25% de los grupos 2 y 3 y 10% del Grupo 3.	251-900
DI - 6	Tránsito muy pesado. Más de 6000 VPD, pudiendo incluir más del 25% de los grupos 2 y 3	901-3000



- ΣL_n tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton
- C coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r
- T_0 tránsito medio diario por carril en el primer año de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton
- $T_0 = \Sigma N_i F_i + \Sigma N'_i F'_i$
- N_i, N'_i promedio diario por carril de vehículos tipo i (cargados o descargados respectivamente), durante el primer año de servicio
- F_i, F'_i coeficiente de daño relativo producido por cada viaje del vehículo i (cargado o descargado, respectivamente), ejes equivalentes de 8.2 ton

Fig A.3. Gráfica para estimar el tránsito equivalente acumulado

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3) = (1) x (2)	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
		CARGADOS	VACIOS		CARPETA Y BASE 2 ^a 0 (4)	SUB-BASE Y TERRACERIAS 2 ^a 30 (5)	CARPETA Y BASE (6) = (3) x (4)	SUB-BASE Y TERRACERIAS (7) = (3) x (5)
A2	0.339	CARGADOS	1.0	0.339	0.004	0.000	0.001	0.005
		VACIOS	0.0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
A'2	0.144	CARGADOS	0.8	0.088	0.536	0.023	0.046	0.002
		VACIOS	0.4	0.058	0.536	0.000	0.031	0.000
B2	0.097	CARGADOS	0.8	0.078	2.000	1.589	0.156	0.124
		VACIOS	0.2	0.019	2.000	0.360	0.038	0.007
C2	0.274	CARGADOS	0.7	0.192	2.000	1.589	0.384	0.305
		VACIOS	0.3	0.082	2.000	0.018	0.164	0.001
C3	0.072	CARGADOS	0.9	0.065	3.000	1.178	0.195	0.077
		VACIOS	0.1	0.007	3.000	0.030	0.021	0.000
T2-S1	0.025	CARGADOS	0.7	0.018	3.000	3.072	0.054	0.055
		VACIOS	0.3	0.007	3.000	0.027	0.021	0.000
T2-S2	0.049	CARGADOS	0.9	0.044	4.000	2.661	0.176	0.117
		VACIOS	0.1	0.005	4.000	0.033	0.020	0.000
SUMAS	1.000	—	7.0	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO (8)	1.307	0.688	
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$ n = AÑOS DE SERVICIO = 9 T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5 % TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 500 CD CARRIL PROYECTO = 0.5					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO (9)	250	250	
					C_T (10)	4463.89	4463.89	
					ΣL (11) = (8) x (9) x (10)	1458578	767790	

Fig 5. Ejemplo: cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)



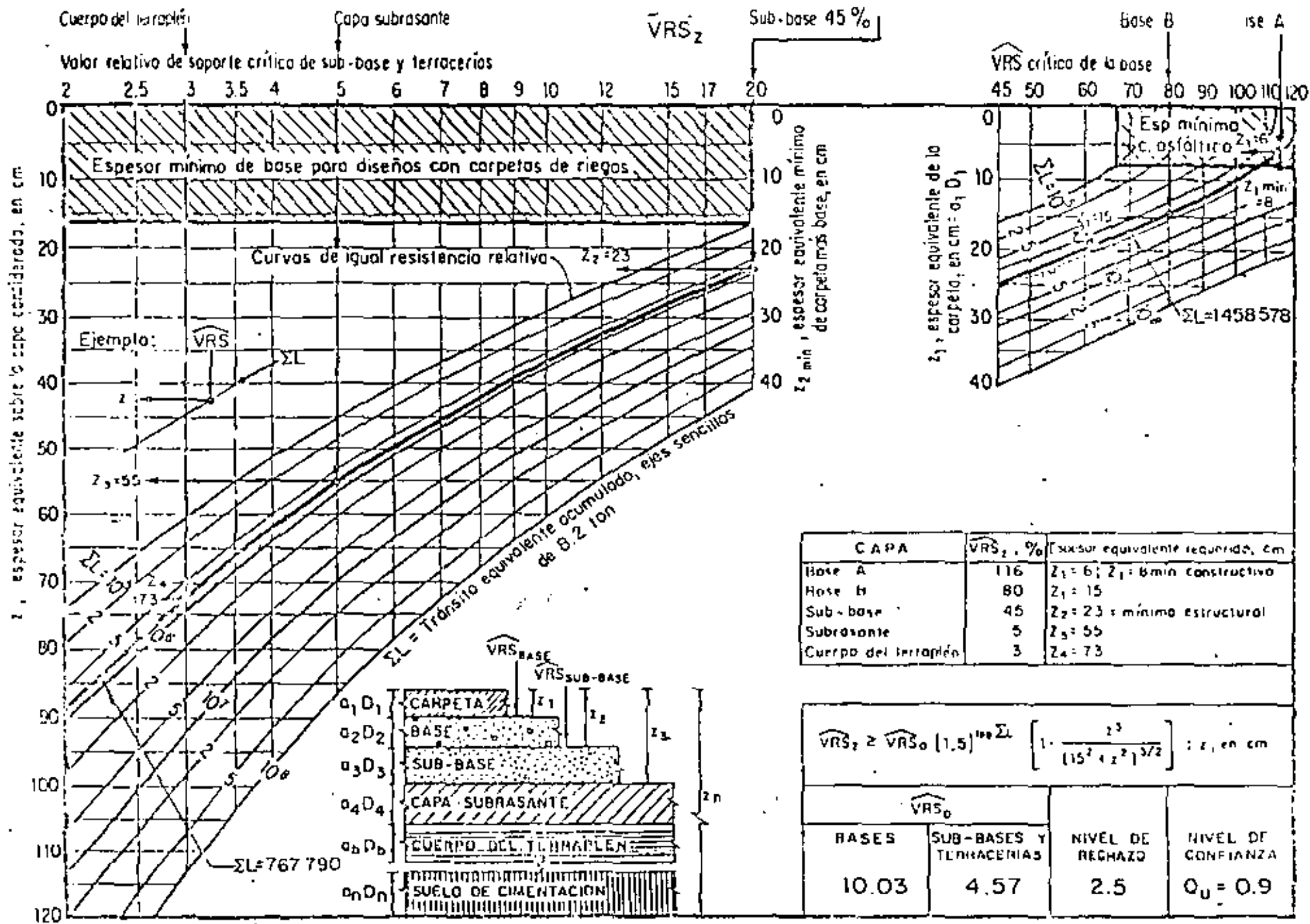


Fig. 6. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimentos flexible

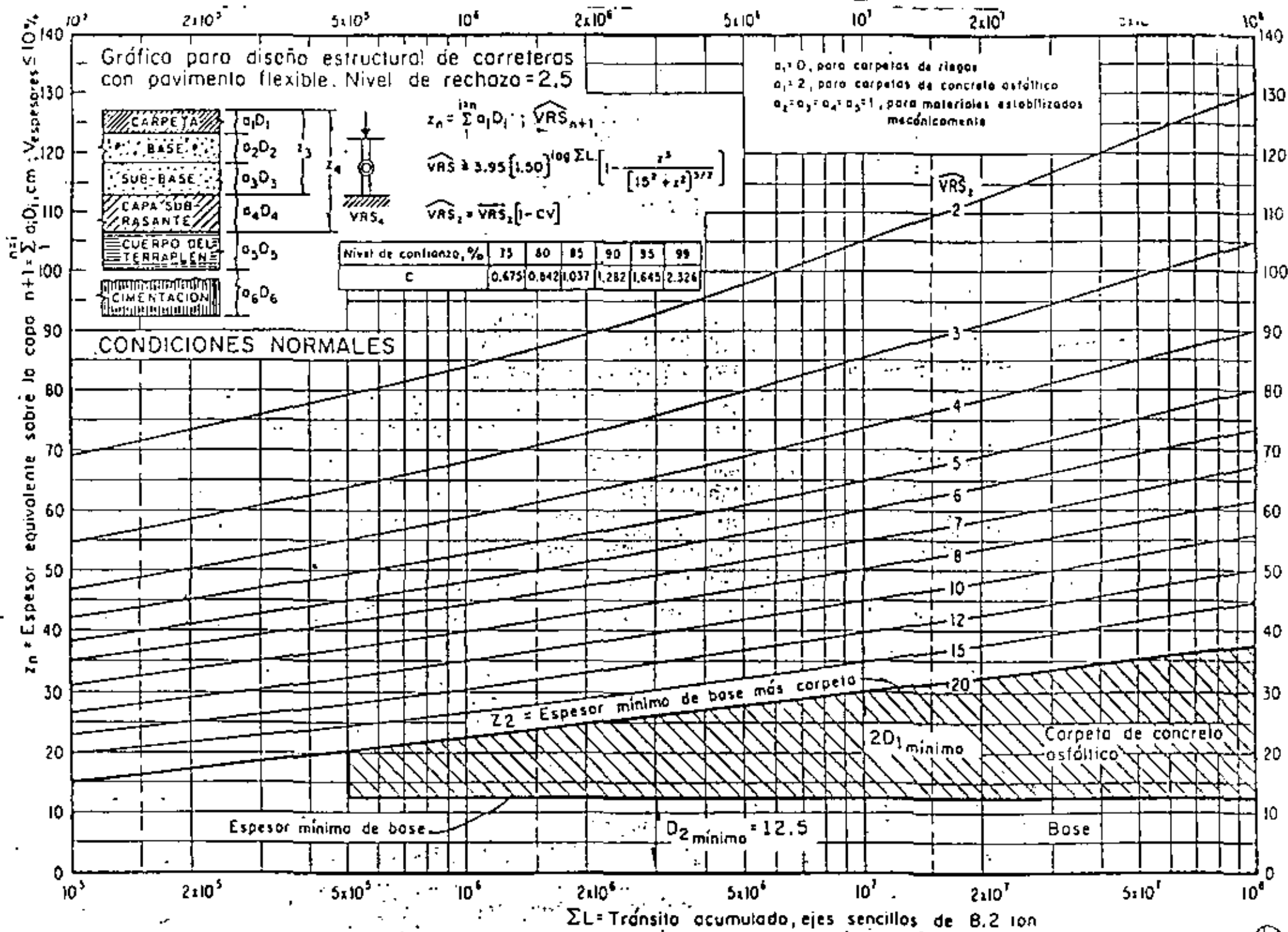


Fig A.6 Gráfica de diseño para condiciones normales

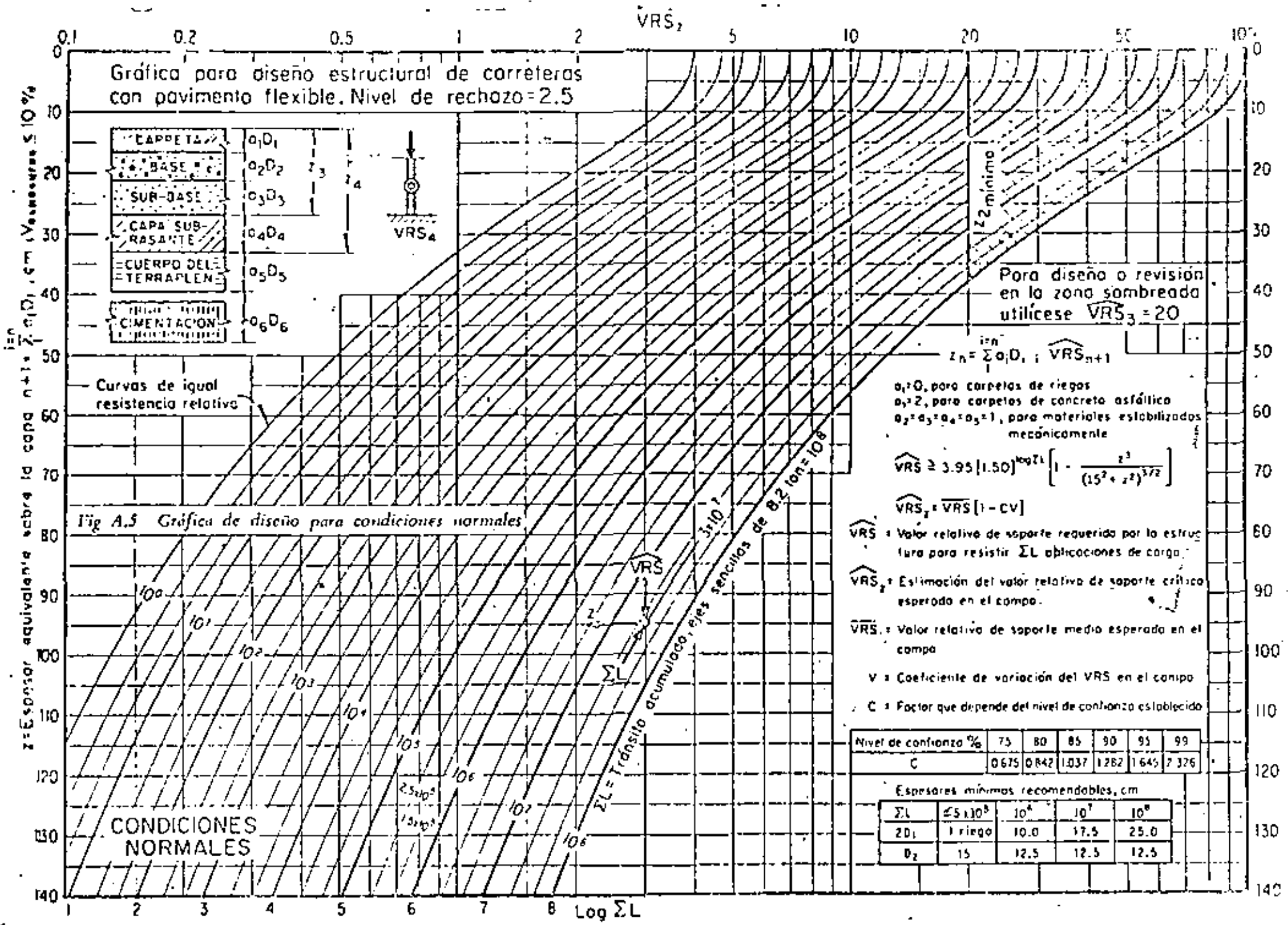


Fig A.5 Gráfica de diseño para condiciones normales

$a_1=0$, para carpetas de riegos
 $a_2=2$, para carpetas de concreto asfáltico
 $a_3=a_4=a_5=1$, para materiales estabilizados mecánicamente

$$\widehat{VRS} \geq 3.95 (1.50)^{0.2z} \left[1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{3/2}} \right]$$

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

\widehat{VRS} : Valor relativo de soporte requerida por la estructura para resistir ΣL aplicaciones de carga.

\widehat{VRS}_z : Estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo.

\overline{VRS} : Valor relativo de soporte medio esperada en el campo

V : Coeficiente de variación del VRS en el campo

C : Factor que depende del nivel de confianza establecido

Nivel de confianza %	75	80	85	90	95	99
C	0.675	0.842	1.037	1.262	1.645	2.326

Espesores mínimos recomendables, cm

ΣL	$\leq 5 \times 10^3$	10^4	10^5	10^6
$2D_1$	1 riego	10.0	17.5	25.0
D_2	15	12.5	12.5	12.5

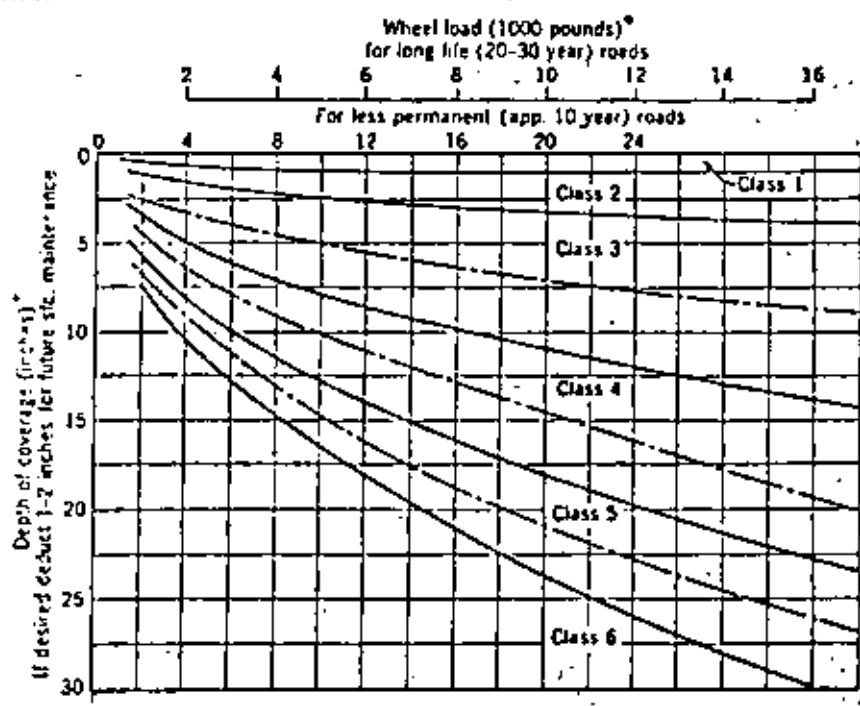


Figure 14.6. Pavement thickness. (From McDowell, Highway Research Board Research Report 16-B.)

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

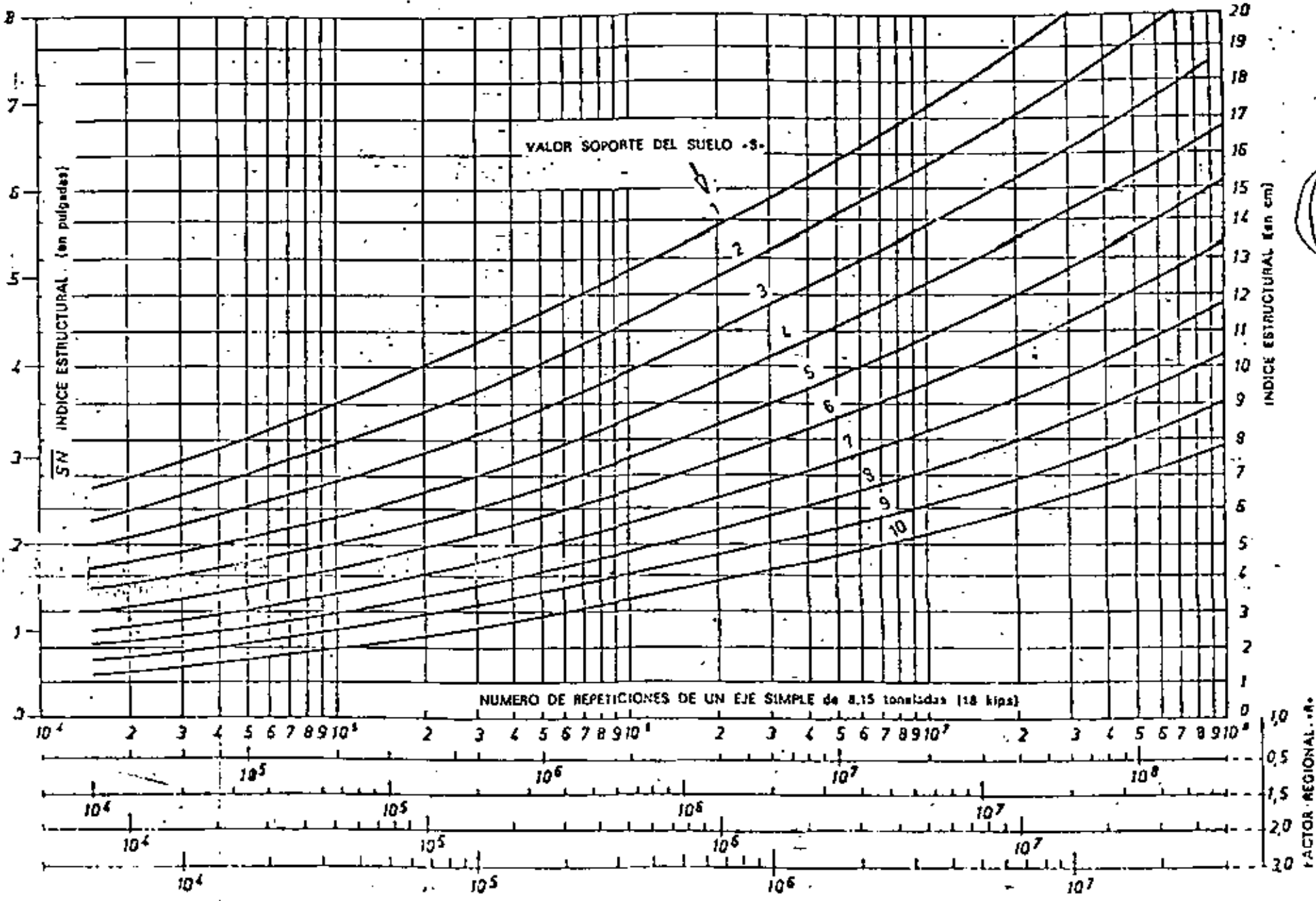
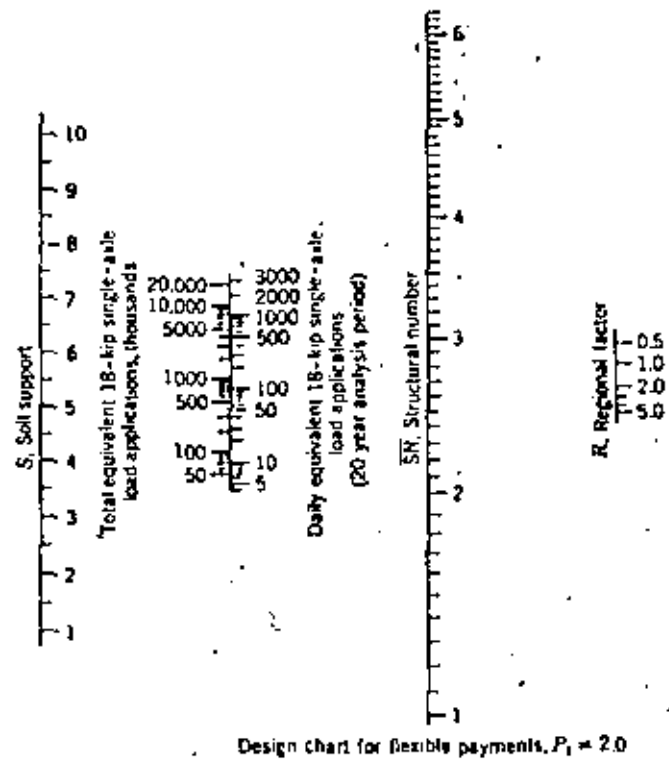
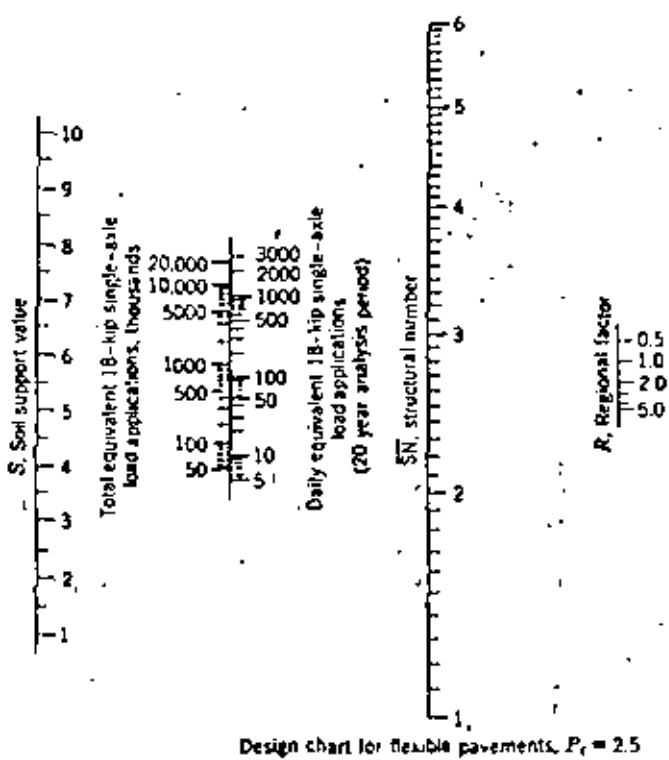


FIG. 28. Cálculo de firmes flexibles. Método de Liddie Bureau of Public Roads. Índice de viabilidad final: 2.5



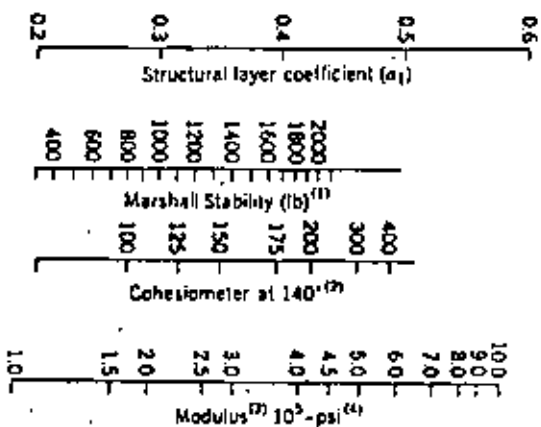
Design chart for flexible pavements, $P_r = 2.0$



Design chart for flexible pavements, $P_r = 2.5$

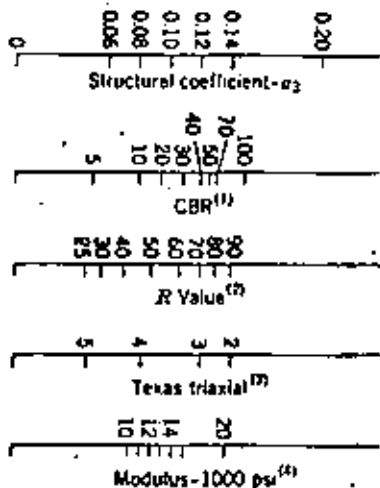


Figure 15.1. AASHTO flexible-pavement design nomographs. (From AASHTO Interim Guide, 1972.)



(1) Scale derived by plotting distributions obtained from the Asphalt Institute, Memphis, Colorado, New Haven, and Syracuse.
 (2) Scale derived by comparing correlations reported from California and Texas.
 (3) Scale derived on New York.
 (4) Scale derived on BR?

(a)



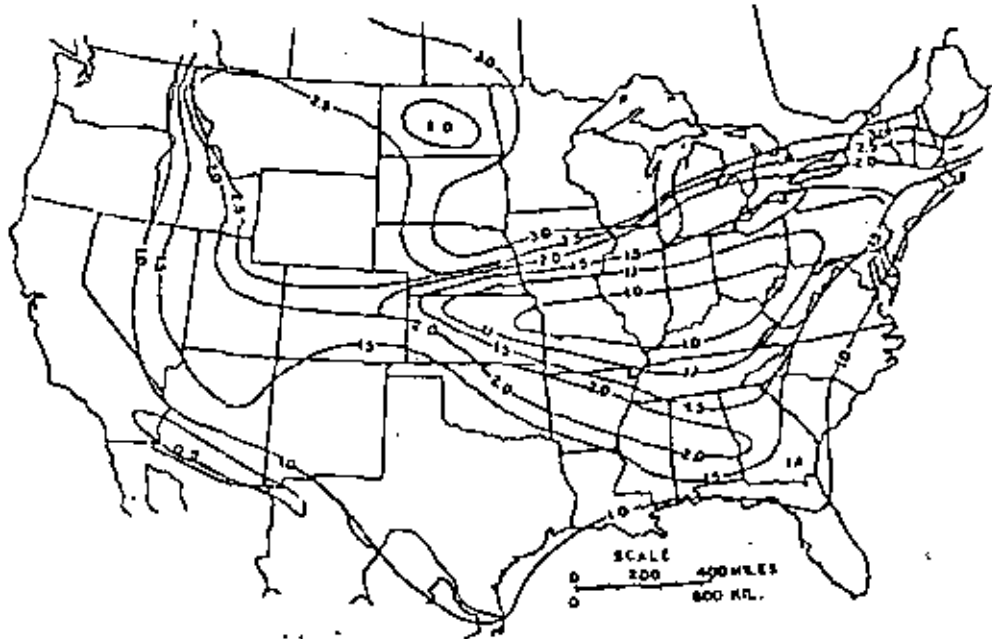
(1) Scale derived from correlations from Memphis.
 (2) Scale derived from correlations obtained from the Asphalt Institute, Colorado, New Haven and Syracuse.
 (3) Scale derived from correlations obtained from Texas.
 (4) Scale derived on the project.

(b)

(5)

ZONIFICACION DEL FACTOR REGIONAL

26



$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

TABLE 13.2. Structural Layer Coefficients Proposed by AASHTO Committee on Design,* October 12, 1961

Pavement Component	Coefficient ^b
Surface course	
Roadmix (low stability)	0.20
Plantmix (high stability)	0.44*
Sand asphalt	0.40
Base course	
Sandy gravel	0.07*
Crushed stone	0.14*
Cement-treated (no soil-cement)	
Compressive strength @ 7 days	
650 psi or more ^c	0.23*
400 psi to 650 psi	0.20
400 psi or less	0.15
Bituminous-treated	
Coarse-graded	0.34*
Sand asphalt	0.30
Lime-treated	0.15-0.30
Subbase course	
Sandy gravel	0.11*
Sand or sandy clay	0.05-0.10

* Established from AASHTO Road Test data.

^b From AASHTO Interim Guide.

^c It is expected that each state will study these coefficients and make such changes as experience indicates necessary.

^d This value has been estimated from AASHTO Road Test data, but not to the accuracy of those factors marked with an asterisk.

^e Compressive strength at 7 days.

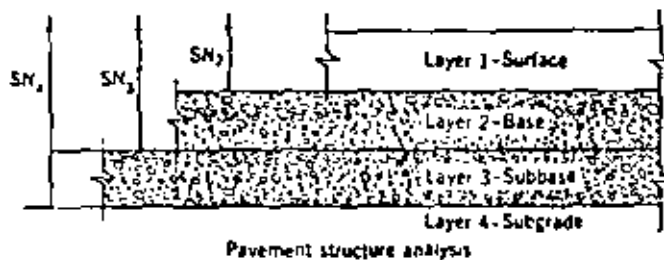


Figure 15.4. Alternate procedure for determining flexible-pavement layer thicknesses. (From AASHTO Interim Guide, 1972.)

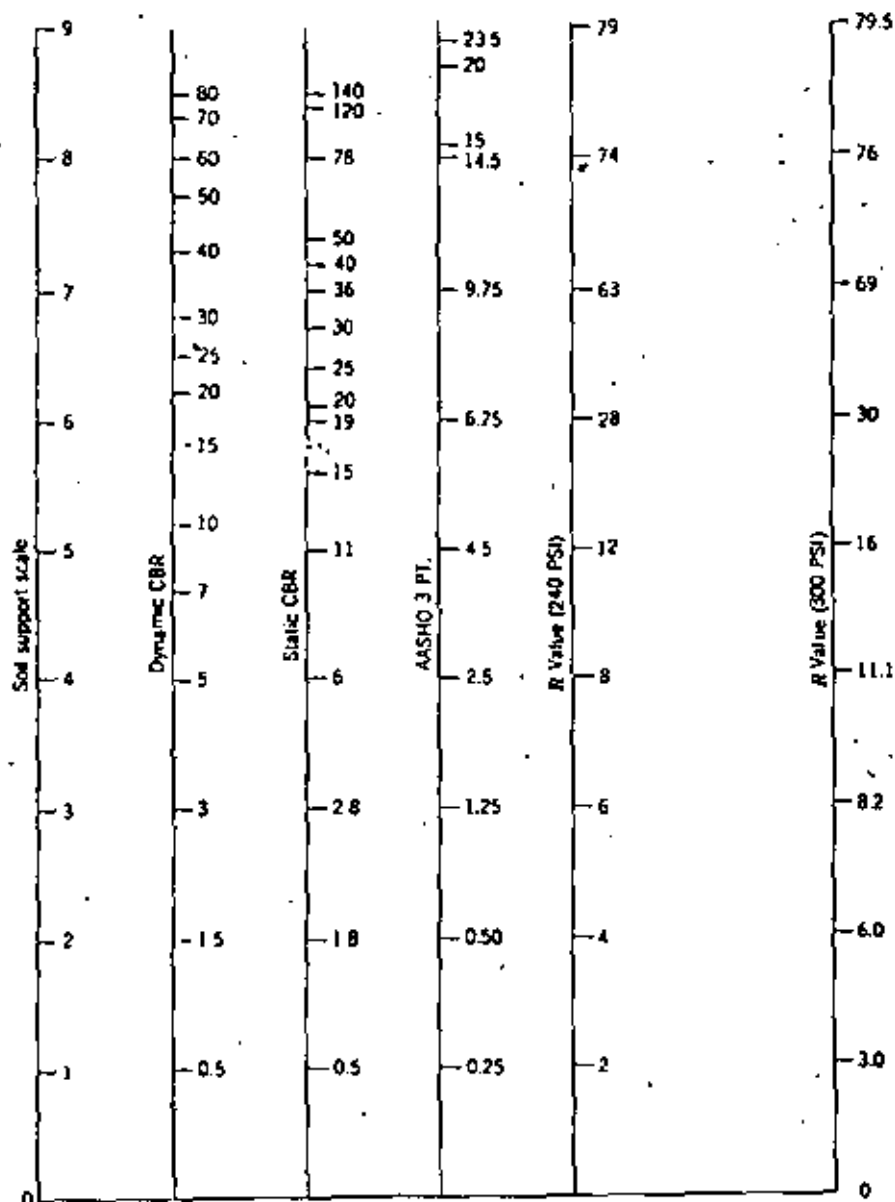


Figure 15.3. Soil support value correlations. (a) After Utah State Highway Department and (b) from Van Til et al., NCHRP 128.

$$GE = 0.0032(TI)(100 - R)$$

TABLE 23.13. California Gravel Equivalents of Structural Layers in Feet

Actual Thickness of Layer (ft)	ASPHALT CONCRETE										Cement-treated Base		Aggre- gate Sub- base			
	Traffic Index (TI)										BTB and LTB	Class				
	5 and below	5.5 6.0	6.5 7.0	7.5 8.0	8.5 9.0	9.5 10.0	10.5 11.0	11.5 12.0	12.5 13.0	13.5 14.0		A		B		
	Gravel Equivalent Factor (G_f)											G_f		G_f	G_f	G_f
2.50	2.32	2.14	2.01	1.89	1.79	1.71	1.64	1.57	1.52	1.2	1.7	1.2	1.1	1.0		
0.10	0.25	0.23	0.21	0.20	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.15	0.12	—	—	—	—	
0.15	0.30	0.35	0.32	0.30	0.28	0.27	0.26	0.25	0.24	0.23	0.18	—	—	—	—	
0.20	0.50	0.46	0.43	0.40	0.38	0.36	0.34	0.33	0.31	0.30	0.24	—	—	—	—	
0.25	0.63	0.58	0.54	0.50	0.47	0.45	0.43	0.41	0.39	0.38	0.30	—	—	—	—	
0.30	0.75	0.70	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51	0.49	0.47	0.46	0.36	—	—	—	—	
0.35	0.80	0.81	0.75	0.70	0.66	0.63	0.60	0.57	0.55	0.53	0.42	—	—	0.39	0.35	
0.40	1.00	0.93	0.86	0.80	0.76	0.72	0.68	0.66	0.63	0.61	0.48	—	—	0.44	0.40	
0.45		1.04	0.96	0.90	0.85	0.81	0.77	0.74	0.71	0.68	0.54	0.77	0.54	0.50	0.45	
0.50		1.16	1.07	1.01	0.95	0.90	0.86	0.82	0.79	0.76	0.60	0.85	0.60	0.55	0.50	
0.55			1.18	1.11	1.04	0.98	0.94	0.90	0.86	0.84	0.66	0.94	0.66	0.61	0.55	
0.60				1.21	1.13	1.07	1.03	0.98	0.94	0.91	0.72	1.02	0.72	0.66	0.60	
0.65				1.31	1.23	1.16	1.11	1.07	1.02	0.99	0.78	1.11	0.78	0.72	0.65	
0.70					1.32	1.25	1.20	1.15	1.10	1.06	0.84	1.19	0.84	0.77	0.70	
0.75						1.34	1.28	1.23	1.18	1.14	0.90	1.28	0.90	0.83	0.75	
0.80						1.43	1.37	1.31	1.26	1.22	0.96	1.36	0.96	0.88	0.80	
0.85							1.52	1.45	1.39	1.33	1.29	1.02	1.45	1.02	0.94	0.85
0.90								1.54	1.48	1.41	1.37	1.08	1.53	1.08	0.99	0.90
0.95									1.56	1.49	1.44	1.14	1.62	1.14	1.05	0.95
1.00									1.64	1.57	1.52	1.20	1.70	1.20	1.10	1.00
1.05										1.65	1.60	1.26	1.79	1.26	1.16	1.05

Notes:

BTB is bituminous-treated base.

LTB is lime-treated base.

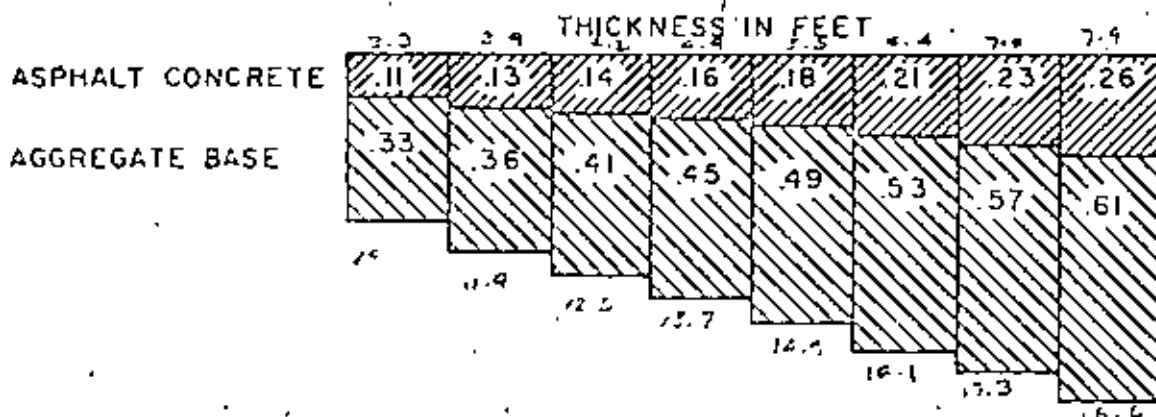
 For the design of road-mixed asphalt surfacing, use 0.8 of the gravel equivalent factors (G_f) shown above the asphalt concrete.

STRUCTURAL DESIGN CHART

(59)

AC-AB (78R) -AS (50R)

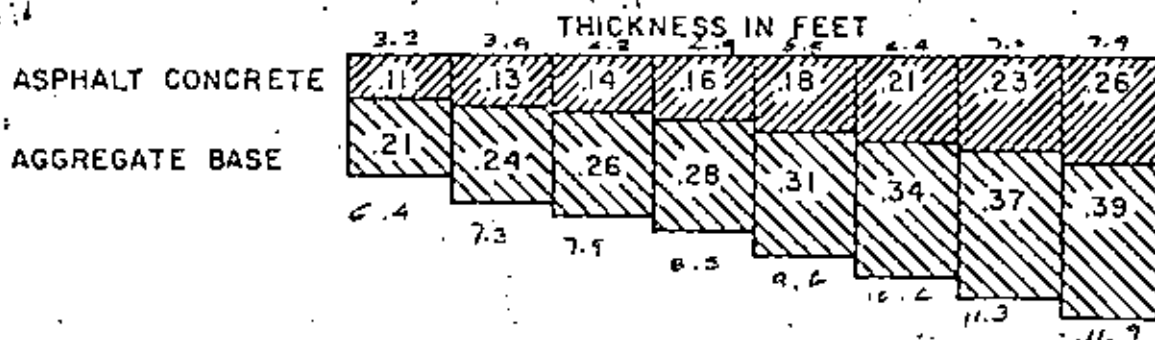
TRAFFIC INDEX — 4 4.5 5.0 5.5 6.0 6.5 7.0 7.5



AGGREGATE SUBBASE	35	30	25	20	15	10	5
0.19	0.21	0.24	0.26	0.29	0.31	0.34	0.36
0.25	0.29	0.32	0.35	0.38	0.42	0.45	0.48
0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60
0.38	0.43	0.48	0.53	0.58	0.62	0.67	0.72
0.45	0.50	0.56	0.62	0.67	0.73	0.78	0.84
0.51	0.58	0.64	0.70	0.77	0.83	0.90	0.96
0.58	0.65	0.72	0.79	0.86	0.94	1.00	1.08

AC-AB (78R) -AS (60R)

TRAFFIC INDEX — 4.0 4.5 5.0 5.5 6.0 6.5 7.0 7.5



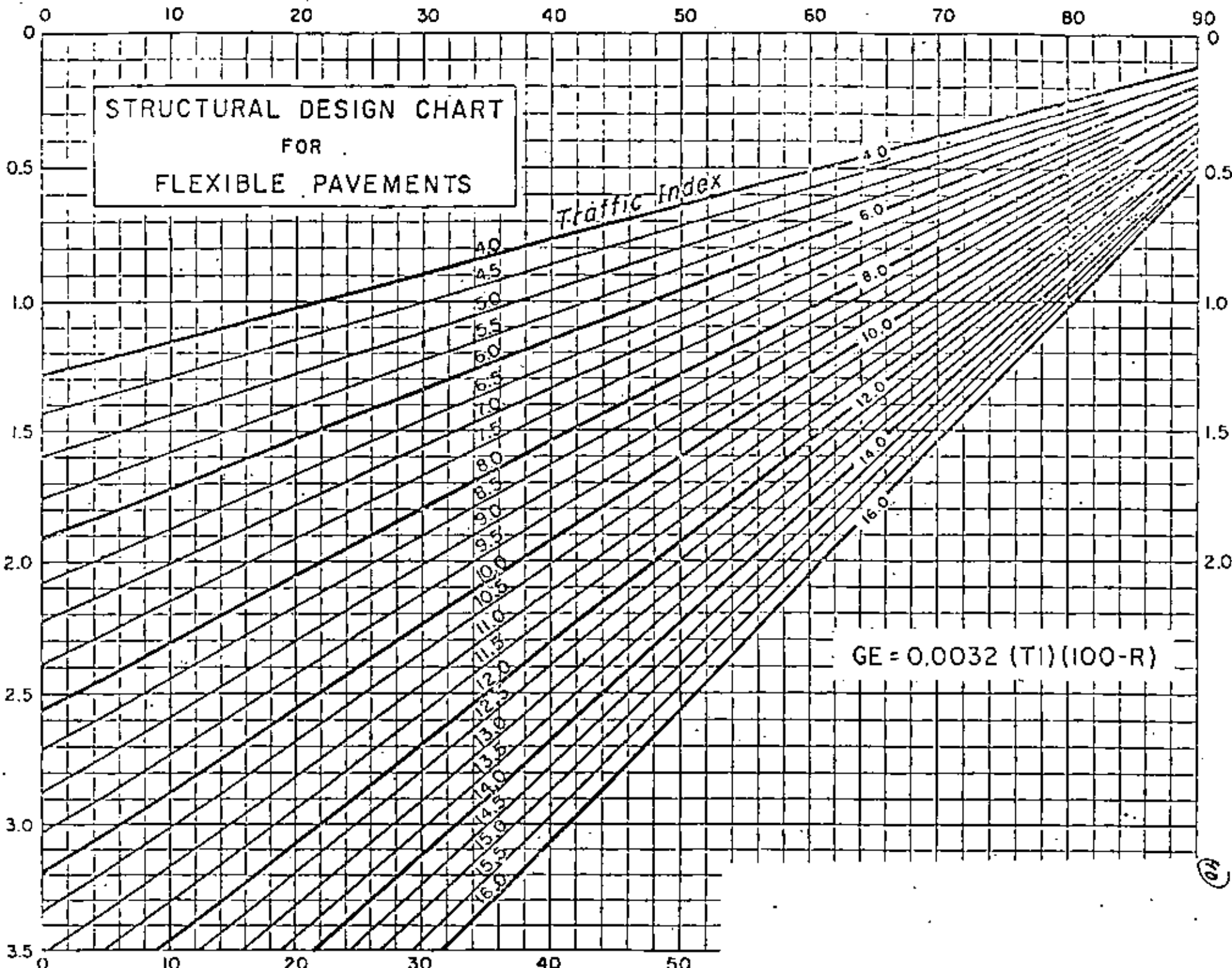
AGGREGATE SUBBASE	35	30	25	20	15	10	5
0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60
0.38	0.43	0.48	0.53	0.58	0.63	0.67	0.72
0.45	0.50	0.56	0.62	0.67	0.73	0.78	0.84
0.51	0.57	0.64	0.71	0.77	0.83	0.89	0.96
0.58	0.64	0.72	0.80	0.86	0.94	1.00	1.08
0.64	0.72	0.80	0.88	0.96	1.04	1.12	1.20
0.71	0.79	0.88	0.97	1.06	1.15	1.23	1.32

R-VALUE OF BASEMENT SOIL

STRUCTURAL DESIGN CHART
FOR
FLEXIBLE PAVEMENTS

Traffic Index

$GE = 0.0032 (TI) (100 - R)$



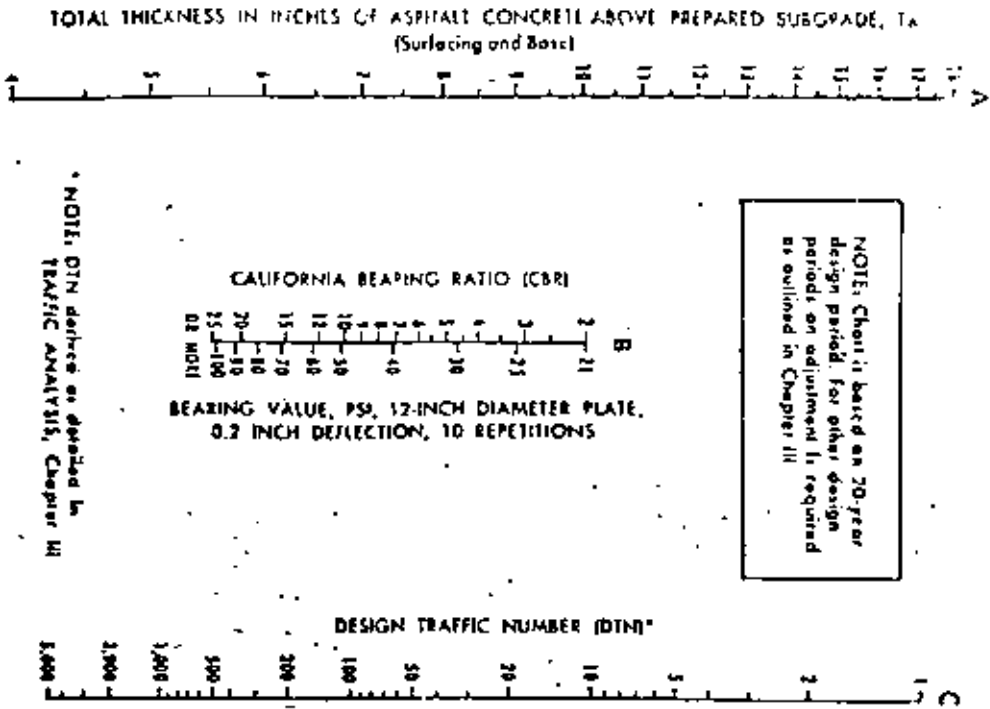
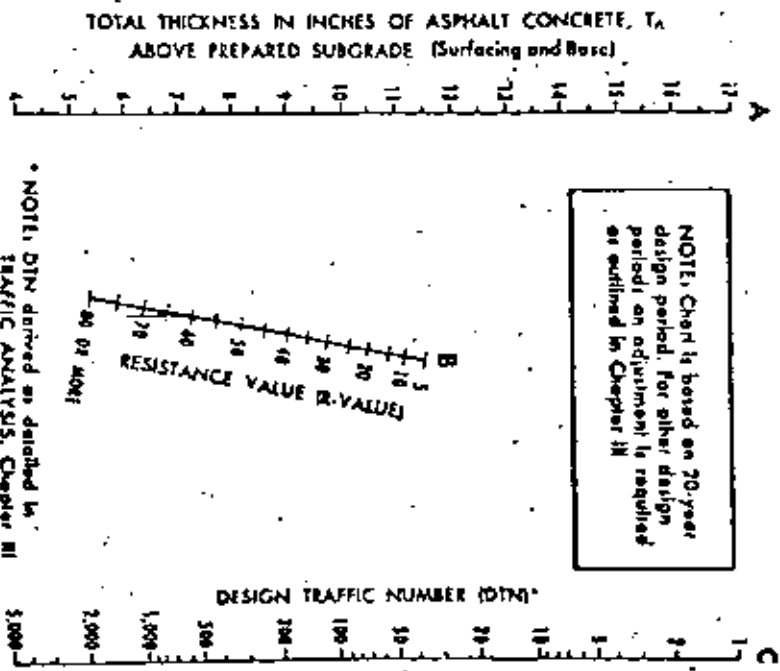


Figure V-1—Thickness design chart for asphalt pavement structures using subgrade soil CBR or Plate-Bearing Values

Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.



Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure V-2—Thickness design chart for asphalt pavement structures using subgrade soil R-Value

Fig. 3 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES
GRUPO A : SECCIONES CON BASE GRANULAR

6.1 IC

E 1		E 2		E 3			
						T1	
						T2	
							T3
							T4

No están representados las capas de imprimación, adherencia y curada

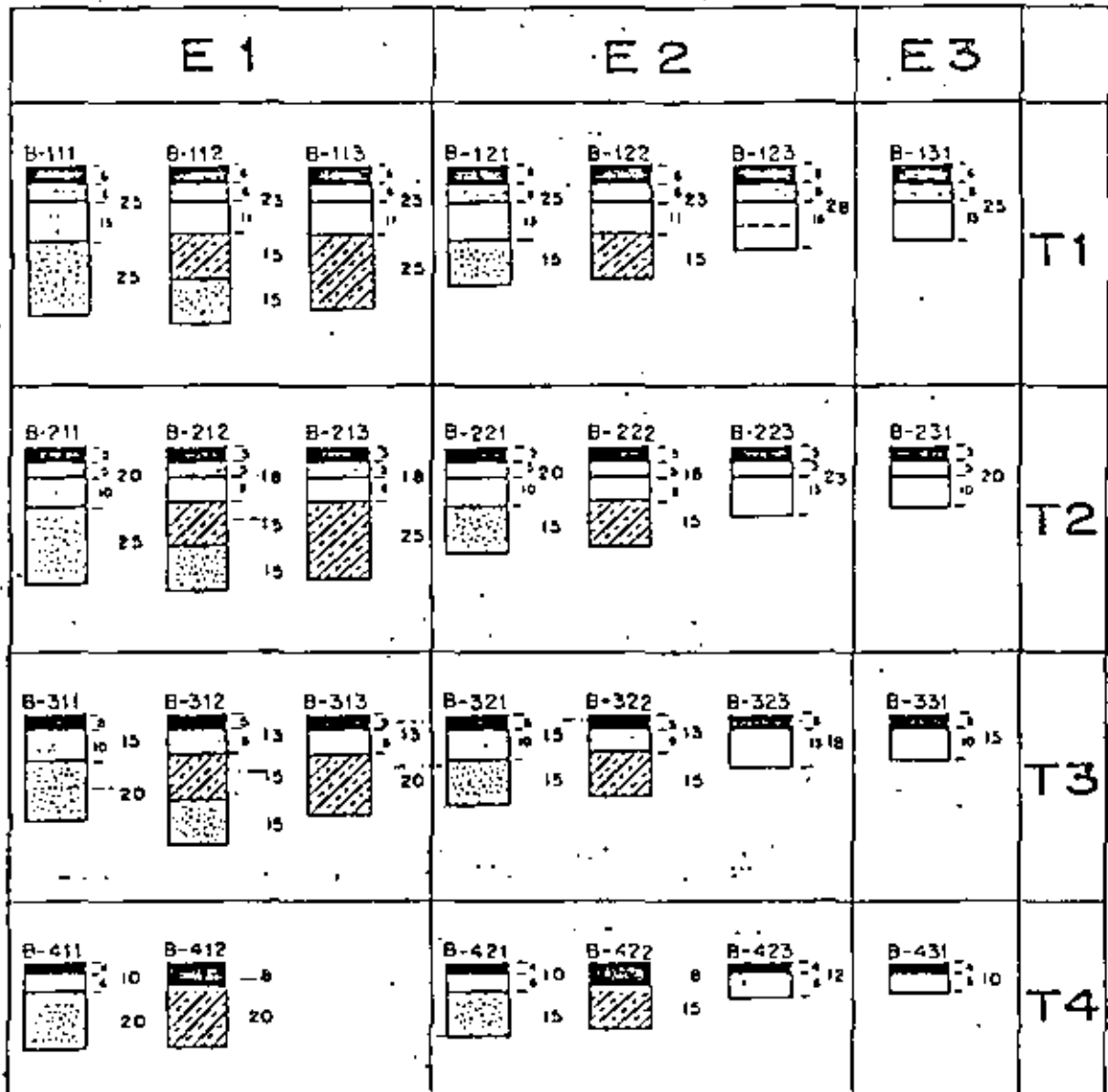
Espesores en centímetros

SÍMBOLOGÍA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)		DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL (3.3.5)	
			CAPA DE RODADURA		DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL (3.3.5)
			CAPA INTERMEDIA		EASE GRANULAR (3.3.9)
					SUBBASE GRANULAR (3.3.10)

En las secciones con doble tratamiento superficial (DTS) la base está en orden

Fig.4 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES.
GRUPO B : SECCIONES CON BASE BITUMINOSA.

6.1 IC



No están representados los tipos de macromación, adherencia y curada.

Espesores en centímetros

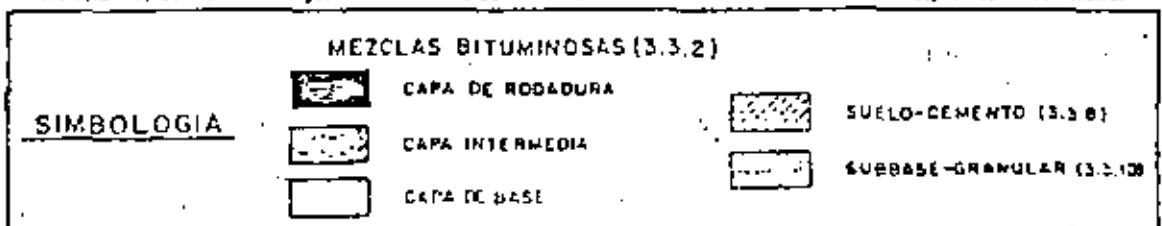


Fig.5 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES
GRUPO C : SECCIONES CON BASE DE GRAVA-CEMENTO

6.1 IC

E 1		E 2		E 3			
							T1
							T2
							T3
							T4

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

Espesores en centímetros

SIMBOLOGIA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)		GRAVA-CEMENTO (3.3.7)	
	CAPA DE RODADURA				
	CAPA INTERMEDIA				

(*) 5 cm de espesor de está estabilizada con cemento a 15 cm de profundidad se podrá usar en la subbase, aumentando en este caso el espesor de la base a 20 cm

(**) 15 cm. con espesor de estabilización con cemento

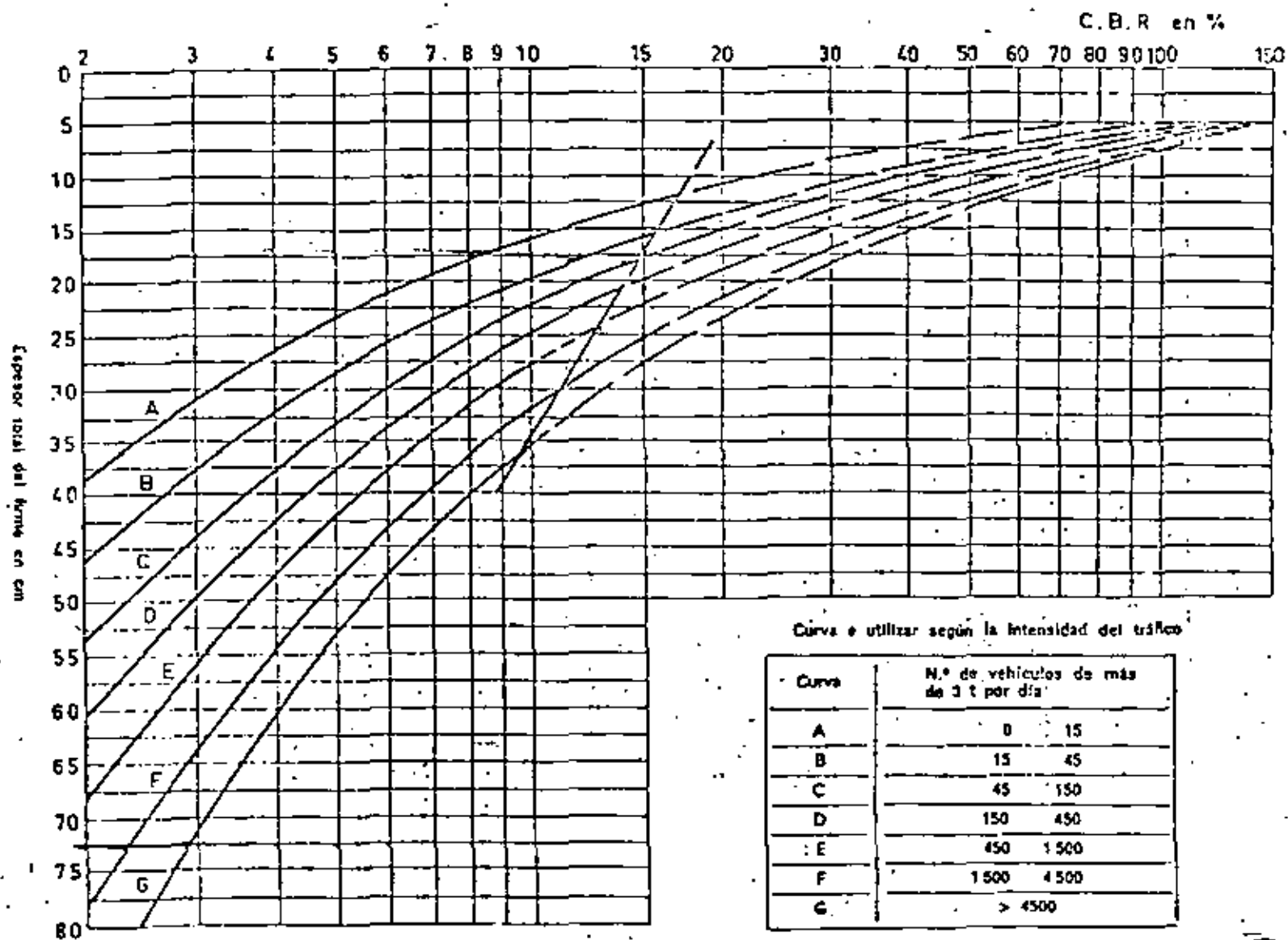
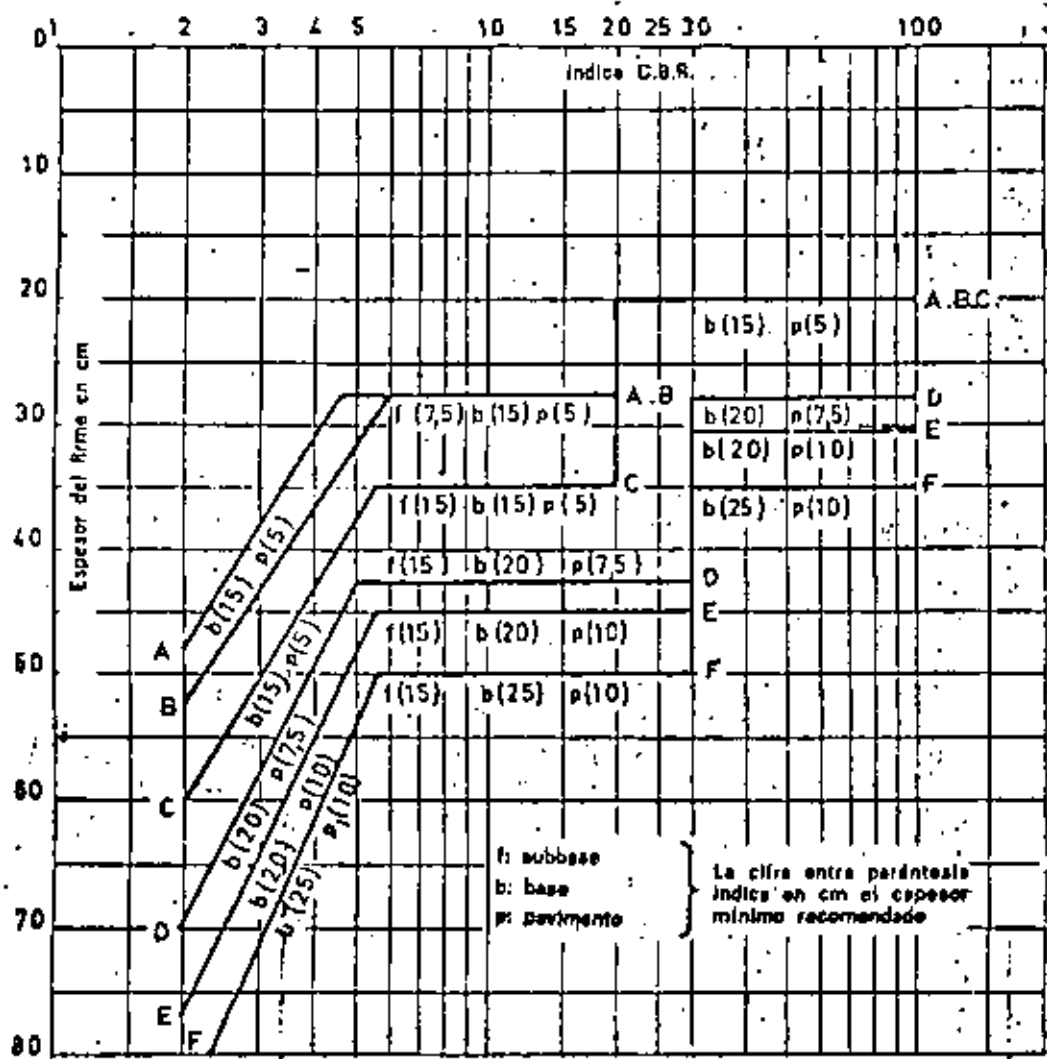


FIG: 12. Abaco del Road Research Laboratory

(96)



Línea	N.º de vehículos/día (para > 1,5 l (durante 20 años)
A	0-45
B	45-150
C	150-450
D	450-1500
E	1500-4500
F	> 4500

FIG. 40. Abaco del Road Research Laboratory. (R. N. 29, 1966).

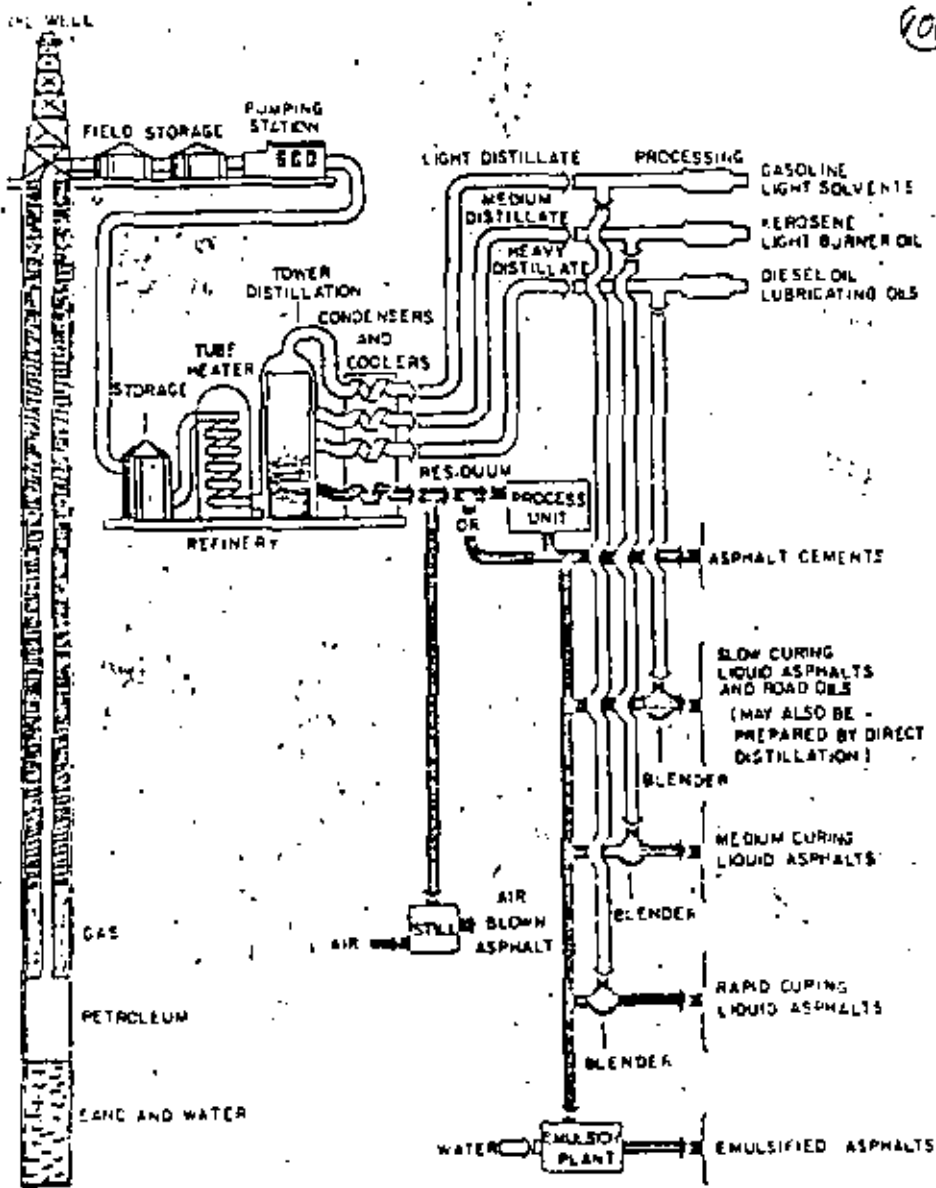


Fig. 16-6. Petroleum asphalt flow chart. (Courtesy of The Asphalt Institute)

TIPOS DE LIGANTES

ALQUITRANES

ASFALTOS

CEMENTO ASFALTICO

ASFALTOS
REBAJADOS

FR 0, 1, 2, 3, 4.

FM 0, 1, 2, 3, 4.

FL 0, 1, 2, 3, 4.

ASFALTOS LIQUIDOS

EMULSIONES
ASFALTICAS

ANIONICAS

ROMPIMIENTO

RAPIDO

MEDIO

LENTO

CATIONICAS

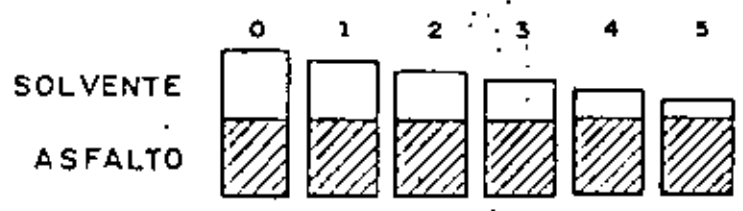
ROMPIMIENTO

RAPIDO

MEDIO

LENTO

ASFALTOS REBAJADOS
PROPORCION DE SOLVENTES



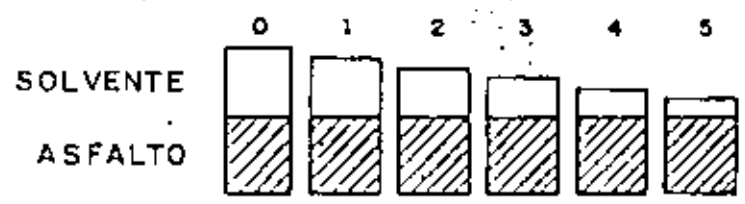
TIPO DE SOLVENTE

FRAGUADO RAPIDO (FR)	NAFTA
FRAGUADO MEDIO (FM)	KEROSENA
FRAGUADO LENTO (FL)	ACEITE LIGERO

TIPOS DE CARPETAS ASFALTICAS

- 1) DE RIEGOS (UNO O VARIOS)
- 2) MEZCLAS ELABORADAS EN FRIO
 - a) EN EL LUGAR, CON MOTOCONFORMADORA
 - b) EN PLANTA MOVIL
 - c) EN PLANTA ESTACIONARIA
- 3) MEZCLAS EN CALIENTE, ELABORADAS EN PLANTA FIJA (CONCRETOS ASFALTICOS)

ASFALTOS REBAJADOS
PROPORCION DE SOLVENTES



TIPO DE SOLVENTE

FRAGUADO RAPIDO (FR)	NAFTA
FRAGUADO MEDIO (FM)	KEROSENA
FRAGUADO LENTO (FL)	ACEITE LIGERO

TIPOS DE CARPETAS ASFALTICAS

- 1) DE RIEGOS (UNO O VARIOS)
- 2) MEZCLAS ELABORADAS EN FRIO
 - a) EN EL LUGAR, CON MOTOCONFORMADORA
 - b) EN PLANTA MOVIL
 - c) EN PLANTA ESTACIONARIA
- 3) MEZCLAS EN CALIENTE, ELABORADAS EN PLANTA FIJA (CONCRETOS ASFALTICOS)

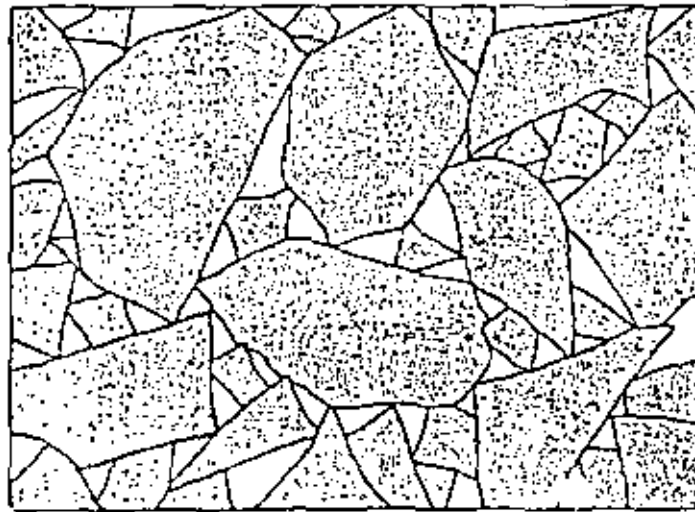


FIG. 4-1.—Esquema de la estructura formada por los áridos.

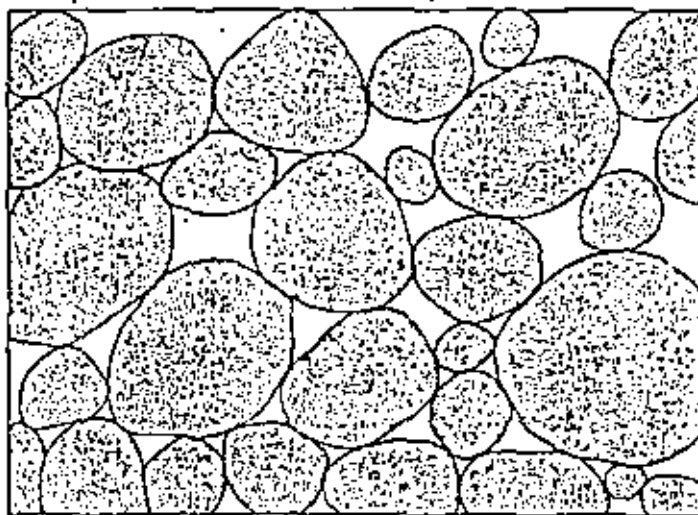


FIG. 4-2 —Esquema de la estructura formada por los áridos cuando estos son redondeados.

(166)

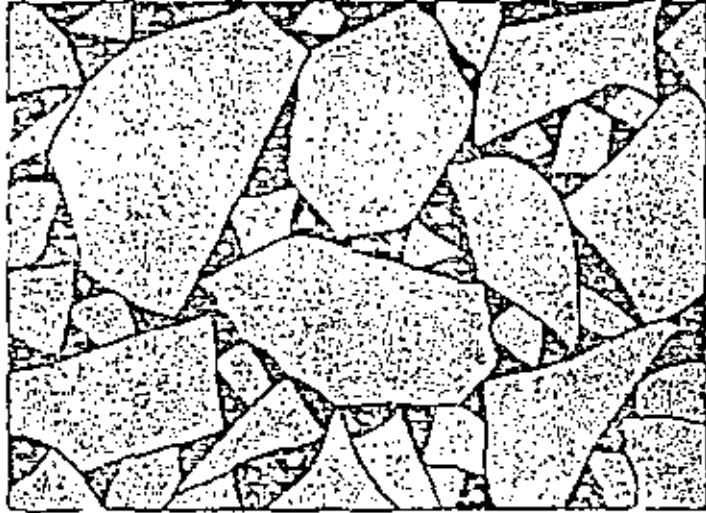


FIG. 4.3 — Esquema de la estructura formada por los áridos y el ligante asfáltico.

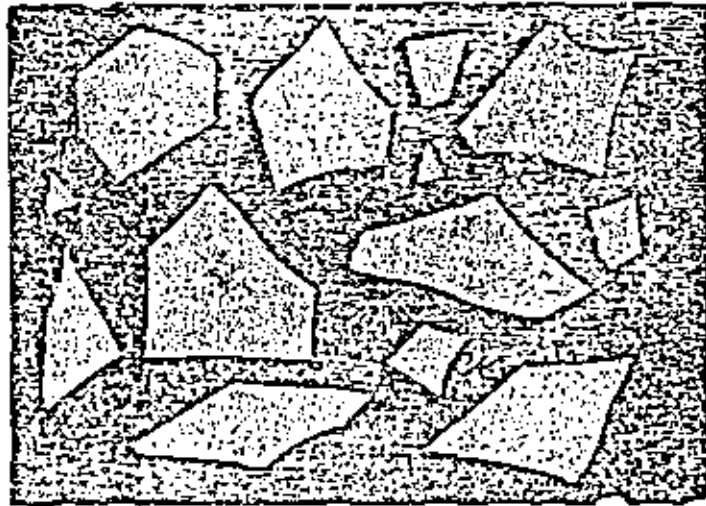


FIG. 4.4 — Esquema de una mezcla con exceso de ligante asfáltico.

102

FORMULAS PARA VALUAR EL CONTENIDO PROBABLE DE CEMENTO ASFALTICO, EN FUNCION DE LA SUPERFICIE ESPECIFICA DE LOS AGRREGADOS.

SOP.

$$A = 0.060 a + 0.045 b + c d.$$

A = contenido de asfalto.

a = porcentaje de material retenido en la malla 150.

b = " " " " que pasa la malla 150 y se retiene en la 200.

c = " " " " que pasa la malla 200.

d = factor que depende de las características de los agregados (0.15 a 0.35).

DUBIEZ.

$$100 S = 0.17 a + 0.33 b + 2.30 c + 12 d + 135 f.$$

a = porcentaje de material mayor de 10 mm.

b = " " " " entre 5 y 10 mm.

c = " " " " " 0.3 y 5 mm.

d = " " " " " 0.08 y 0.3 mm.

f = porcentaje de filler.

$$p = 3.75 \sqrt[5]{S}$$

Sample No. _____

Source _____

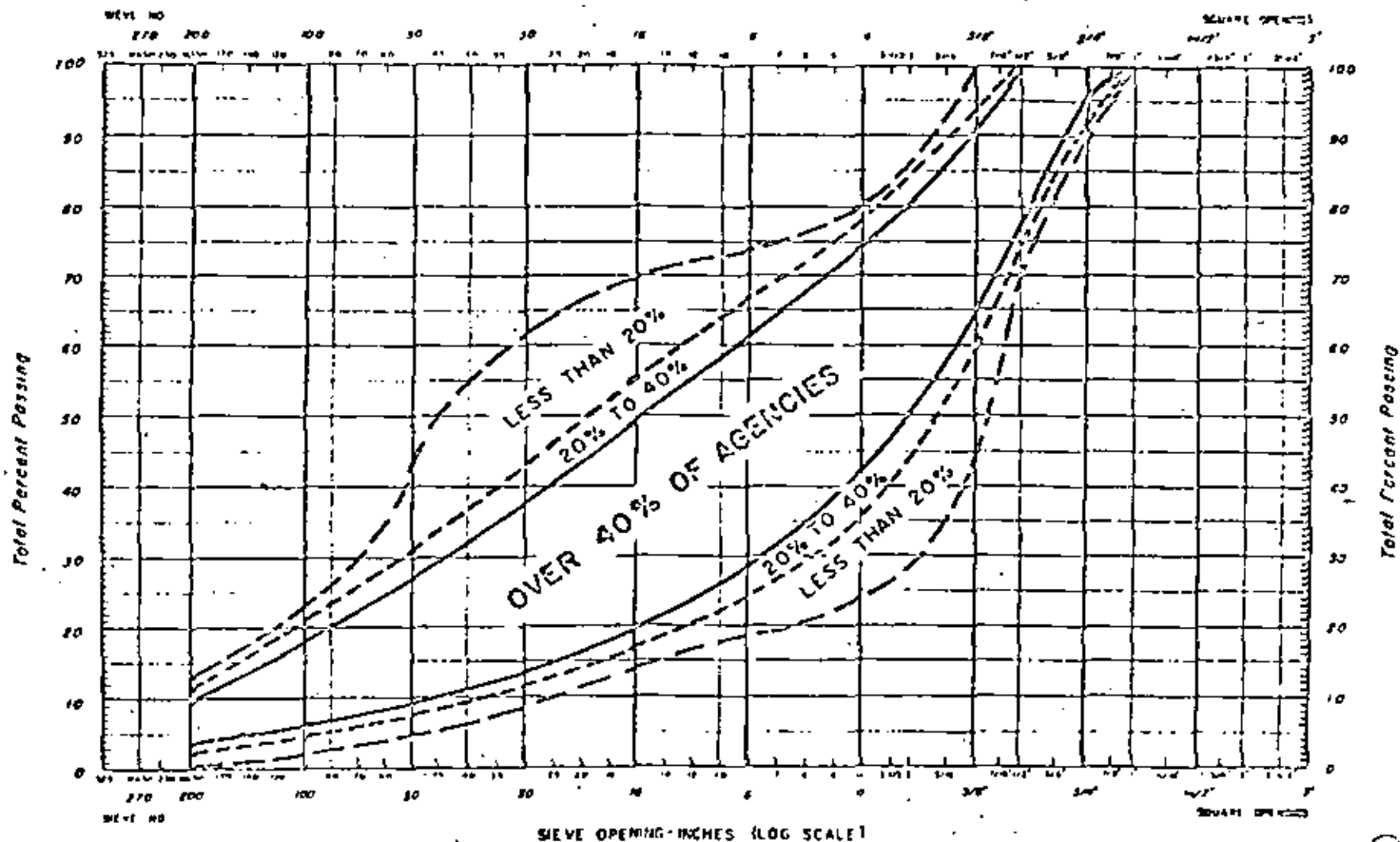
Materials _____

Project _____

Location _____

Date _____

AGGREGATE GRADING CHART



U. S. STANDARD SIEVES - ASTM DESIGNATION E 11-39

AFTER CHASTAIN AND BURKE

FIGURE II-5

101

MÉTODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS.

MÉTODO	CAMPO APLICACION ORIGINAL	TIPO DE CONTRACCIÓN	DIMENSION EN PULGADAS		VAL. BRUJ. ESFUERZO PARA PRUEBA	TEMPERATURA DE LA PRUEBA	FORMA EN QUE SE APLICAN LOS ESFUERZOS.	FACTORES QUE INTERVIENEN PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO
			d	h				
COMPRESION SIMPLE	MEZCLAS ASFÁLTICAS	ESTÁTICA Y/O DINÁMICA	4"	1.25"	LENTA	AMBIENTE		f_u es cont. asf.
MARSHALL	CONCRETOS ASFÁLTICOS EN AERODRISTAS	DINÁMICA	4"	2.5"	2"/min.	60°C		Estabilidad. Fluencia. Vol. vacíos mezcla. Vol. vacíos rellenos con asfalto.
HUBBARD FIELD.	SUBET ASPHALT CONCRETO ASFÁLTICO	ESTÁTICA	2"	1"	2.4"/min	60°C		Estabilidad Volumen de vacíos en la mezcla
NVEEM	MEZCLAS Y CONCRETOS ASFÁLTICOS.	AMASADO	4"	2.5"	0.05"/min	60°C		Estabilidad Cohesión Expansión
SMITH	CONCRETO ASFÁLTICO. INVESTIGACION.	ESTÁTICA	4"	8"	INCREMENTOS. ≤ 0.001 /min	AMBIENTE		cohesión ángulo fricción.

GRAFICAS OBTENIDAS PRUEBA MARSHALL

(110)

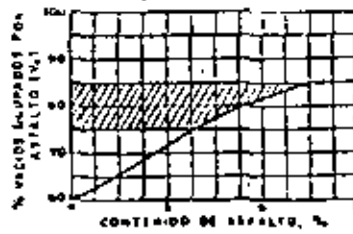
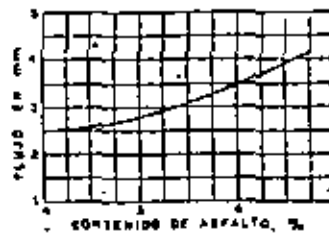
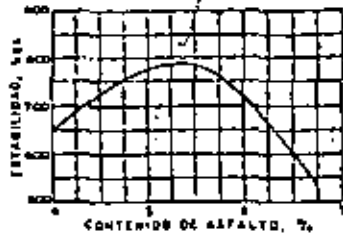
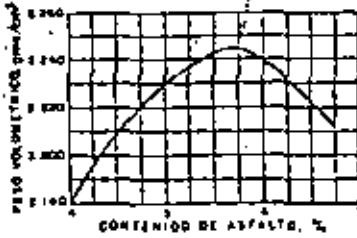


TABLE 15.12. Surfacing Thickness Recommendations

Traffic Intensity Category	Minimum Surfacing Required
DI-1	1 inch (use surface treatments)
DI-2	2 inches
DI-3	2.5 inches
DI-4	3 inches
DI-5	3.5 inches
DI-6	4 inches

b. Suggested Surface Thickness

Total Equivalent 18-Kip Single-Axle Load Applications	When Tests Show Materials to be Specifications Grades* of Base Materials		
	Grade 1	Grade 2	Grade 3 ^b
14,000	ST	ST	ST
25,000	ST	ST	ST
38,000	ST	ST	ST
61,000	ST	ST	1½
100,000	ST	1½	2
150,000	ST	1½	2½
250,000	1½	2	3
400,000	1½	2½	3½
600,000	1½	2½	4
1,000,000	2	3	4½
1,500,000	2½	3½	5
2,500,000	3	4	5½
4,000,000	3½	4½	6
10,000,000	4½	5½	7

Not recommended for use except where availability of better base materials is very expensive.

* It is assumed that the material in question is no better than the grade shown.

^b Exclusive of cohesionless materials.

Notes: ST denotes surface treatments.

Stage construction of surfacing permitted if traffic studies indicate slow development of axle load equivalencies.

(112)

CARPETA ASFALTICA

AGREGADOS

GRANULOMETRIA
NATURALEZA DE LOS FINOS
DUREZA Y SANIDAD
FORMA Y TEXTURA DE PARTICULAS
ADHERENCIA CON ASFALTO

PRODUCTO ASFALTICO

CONSISTENCIA
DUCTILIDAD
SOLUBILIDAD
PRUEBA DE LA MANCHA
PRUEBA DE LA PELICULA DELGADA
ETC.

CARPETAS POR RIEGOS (10)

TIPOS DE AGREGADOS

DENOMINACION	PASA POR	RETENIDO EN
1	1"	1/2"
2	1/2"	1/4"
3 A	3/8"	Nº 8
3 B	1/4"	Nº 8
3 E	3/8"	Nº 4

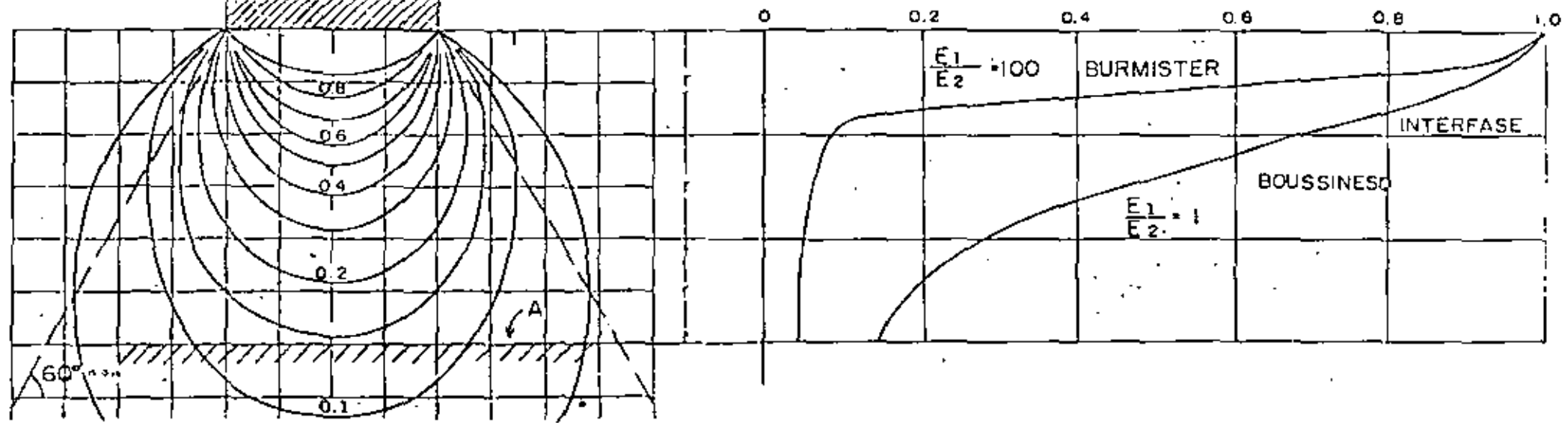
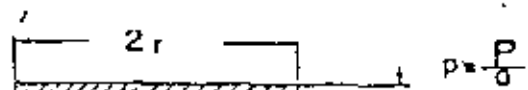
CARPETA DE TRES RIEGOS



TIPO DE CONCRETO EMPLEADO EN LA CONSTRUCCION DE LOSAS

- 1 - CONCRETO SIMPLE (CON O SIN PASAJUNTAS)
- 2 - CONCRETO CON REFUERZO LIGERO (MALLAS DE CALIBRE DELGADO)
- 3 - CONCRETO CON REFUERZO CONTINUO
- 4 - CONCRETO PRESFORZADO
- 5 - CONCRETO FIBROSO

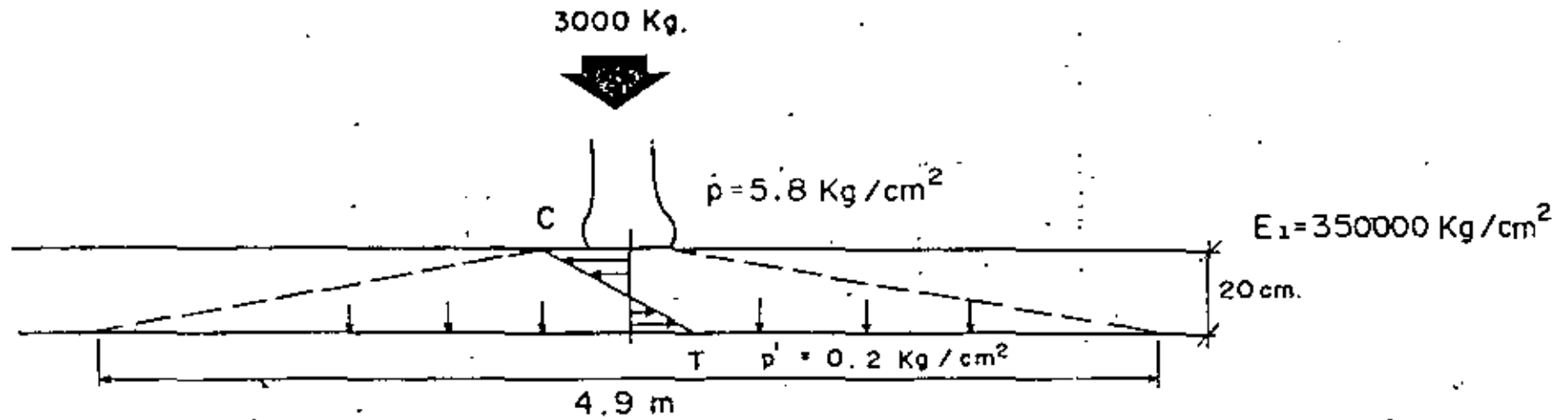
DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PAVIMENTO FLEXIBLE



$$P' = \frac{P}{A}$$

$$P' = p \frac{a}{A}$$

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
PAVIMENTO RIGIDO



$$E_2 = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$300 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$

(97)

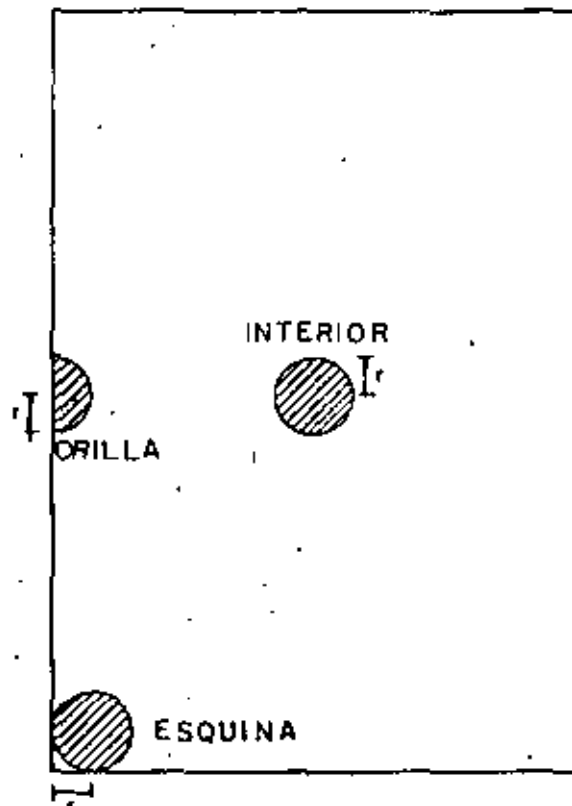
(11)

PRINCIPALES ACCIONES QUE AFECTAN LAS
LOSAS DE PAVIMENTO

- TRANSITO
- VARIACIONES DE TEMPERATURA
- OTRAS (VARIACIONES EN EL CONTENIDO DEL AGUA DEL SUELO, CONTRACCIÓN DEL CONCRETO DURANTE EL FRAGUADO, FENÓMENO DE ---
"BOMBEO", HELADAS, ETC.).

HIPOTESIS DE LA TEORIA DE WESTERGAARD (12)

- 1.- LOSA HOMOGENEA, ELASTICA E ISOTROPA
- 2.- REACCION DEL APOYO VERTICAL Y PROPORCIONAL A LAS DEFLEXIONES,
(LIQUIDO DENSO).



LAS TRES POSICIONES DE LAS CARGAS
EN UNA LOSA DE CONCRETO

!

(20)

ECUACIONES DE WESTERGAARD.

$$\sigma_i = 0.275(1+\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log \left(\frac{Eh^3}{Kb^4} \right) - 54.54 \left(\frac{L}{c_1} \right)^2 c_2 \right]$$

$$\sigma_i = 0.31625 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 1.0693 \right]$$

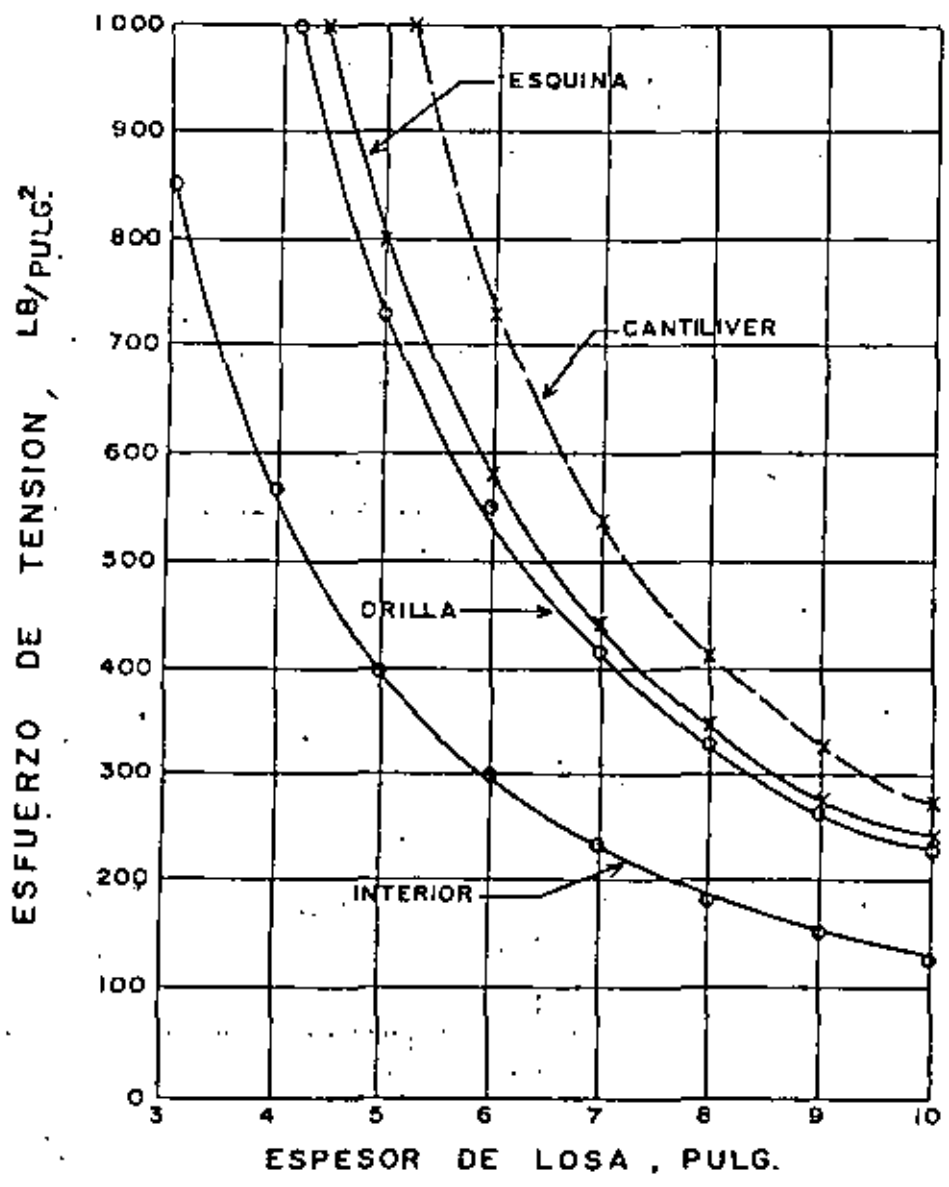
$$\sigma_c = 0.57185 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 0.3593 \right]$$

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{L} \right)^{0.6} \right]$$

$$b = \sqrt{1.2 a^2 + h^2} - 0.675 h$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}}$$

ESFUERZOS DE TENSION PRODUCIDOS POR CARGAS



P = 8960 lb.
K = 200 lb/pulg³.
E = 5 x 10⁶ lb/pulg².
 $\mu = 0.24$
presión inflado = 105 lb/pulg².

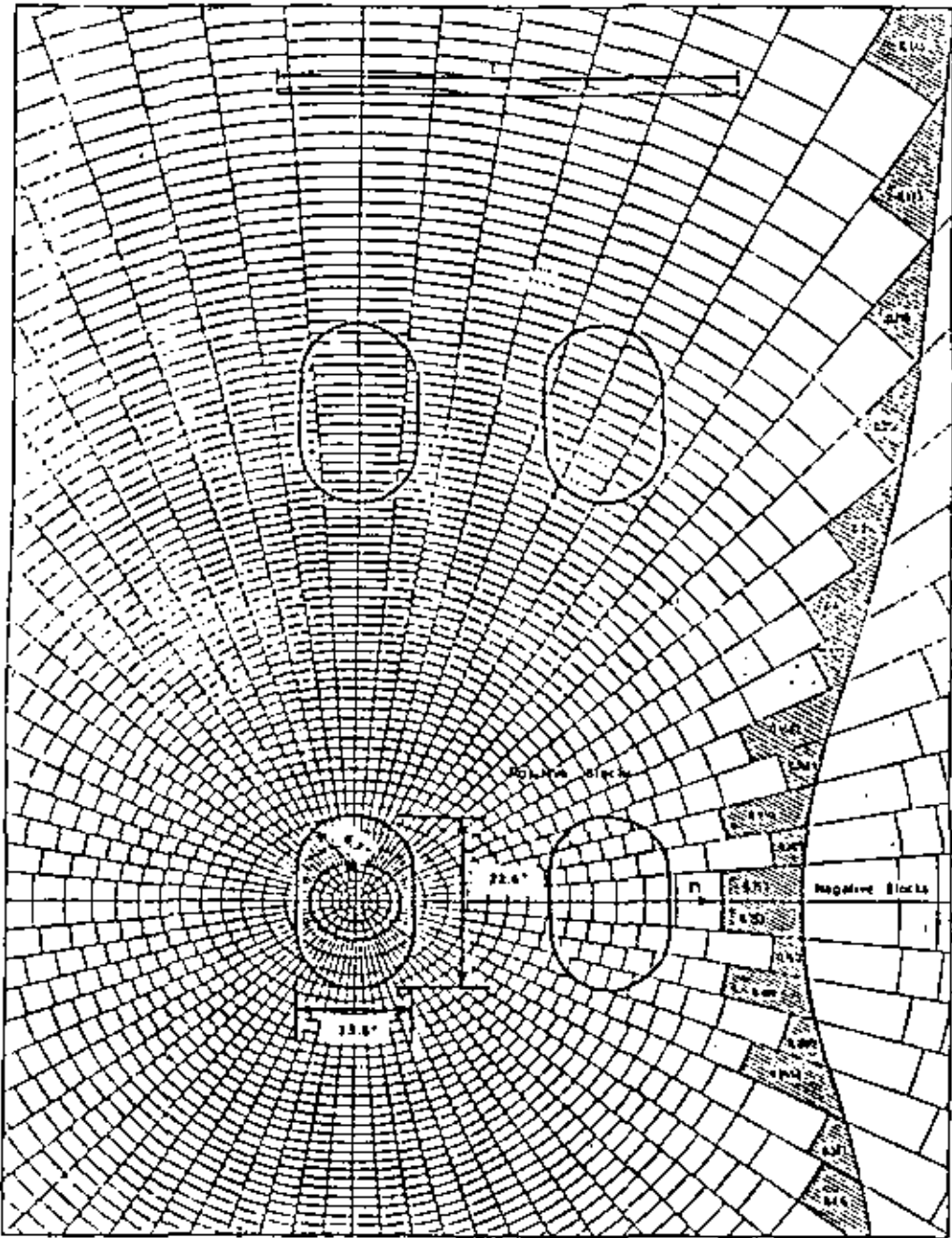


Figure 3.21. Influence chart for the moment M_x in a concrete pavement due to a load in the interior of the slab. (Subgrade assumed to be a dense liquid, Poisson's ratio for pavement assumed to be 0.15.)

$$\Delta = \frac{0.0005 \rho l^4 N}{D}$$

$$M = \frac{\rho l^2 N}{10,000}$$

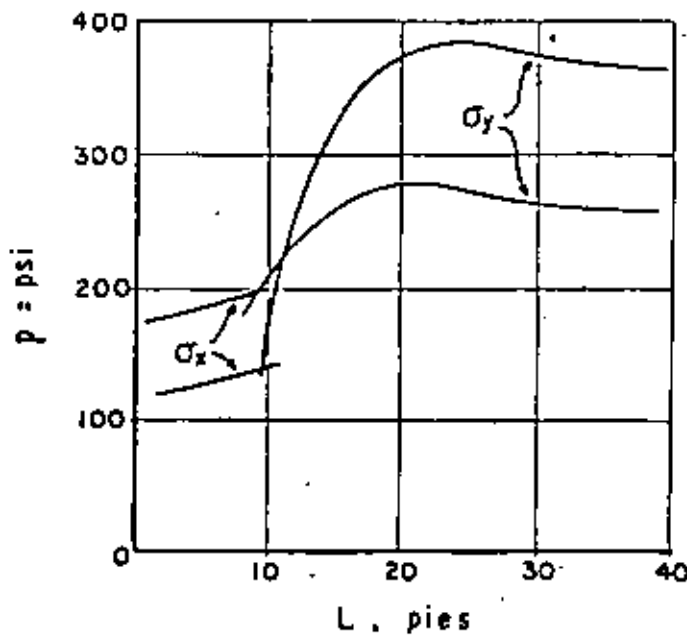
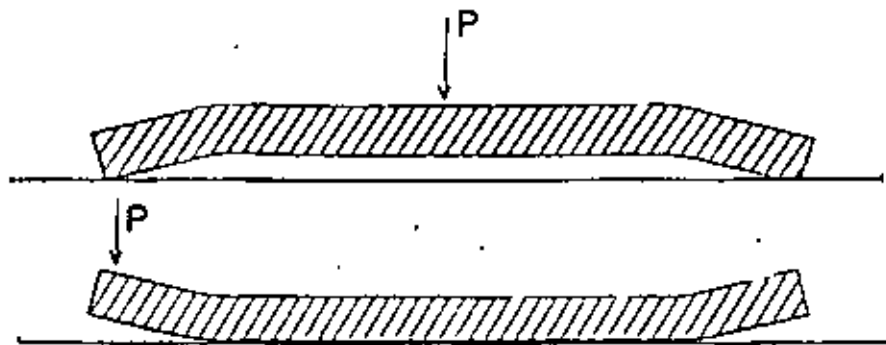
$$l = \sqrt[4]{\frac{EA^3}{12(1 - \mu^2)k}}$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \mu^2)}$$

$$\text{Stress} = \frac{6M}{h^2}$$

ESFUERZOS POR ALABEO

(123)



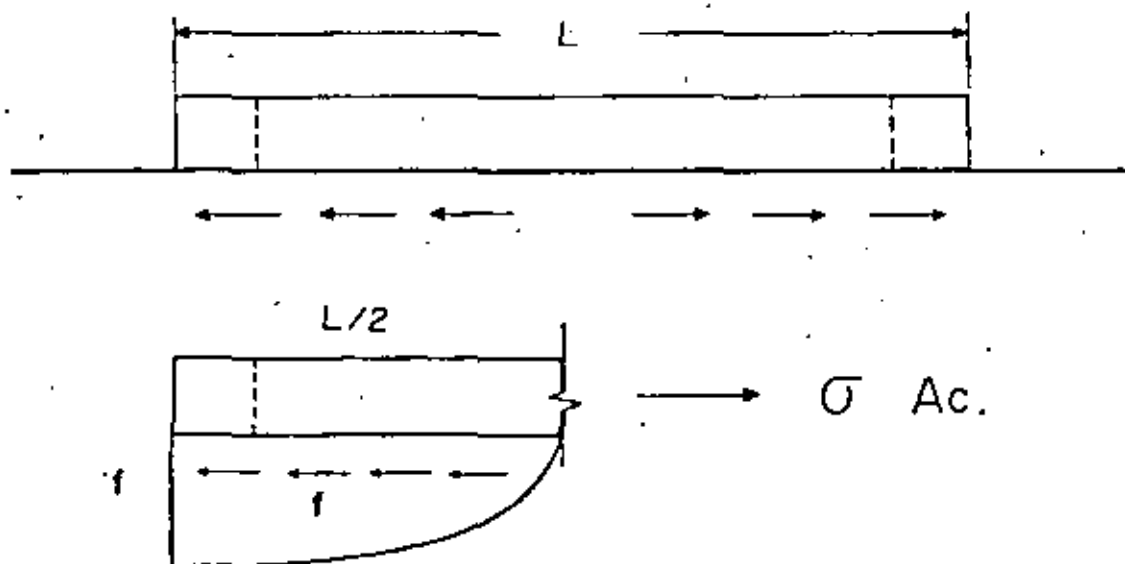
$$\sigma = \frac{E \epsilon_t \Delta t}{2} \left(\frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu^2} \right)$$

ϵ_t = Coef. de dilatación

Δt = Diferencia de temperatura

$C_1, C_2 = f(L/2)$

ESFUERZOS POR RESTRICCIÓN.



$$\sigma_{Ac} = \frac{WLf}{2 \times 12}$$

$$\therefore \sigma = \frac{W \cdot L f}{24 h}$$

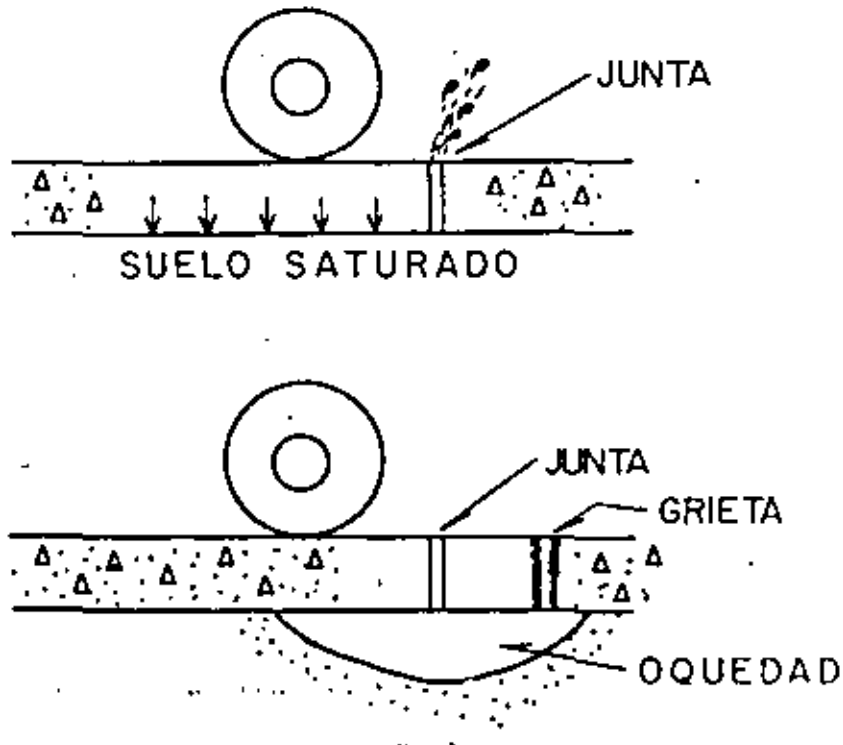
W = Peso de la losa

L = Longitud de la losa

f = Coeficiente de fricción

h = Espesor de la losa.

FENOMENO DE BOMBEO



(26)

¿ ES NECESARIO EL REFUERZO ?

NO, CUANDO HAY SOPORTE UNIFORME Y ESPACIAMIENTOS CORTOS ENTRE JUNTAS.

SI, CUANDO SE REQUIEREN ESPACIAMIENTOS GRANDES ENTRE JUNTAS, O CUANDO ESTAS SON INACEPTABLES FUNCIONALMENTE.

$$A_s = \frac{F L W}{2 f_s}$$

A_s = AREA DE ACERO, EN pulg² POR PIE DE ANCHO

F = DISTANCIA ENTRE JUNTAS, EN PIES

W = PESO DE LA LOSA, EN LIBRAS/pie²

F = COEFICIENTE DE FRICCION EN LA SUBRASANTE

f_s = ESFUERZO DE TENSION DEL ACERO, psi.

WELDED WIRE FABRIC
 f_y = 65,000 PSI

STEEL BAR MAT
 f_y = 60,000 PSI

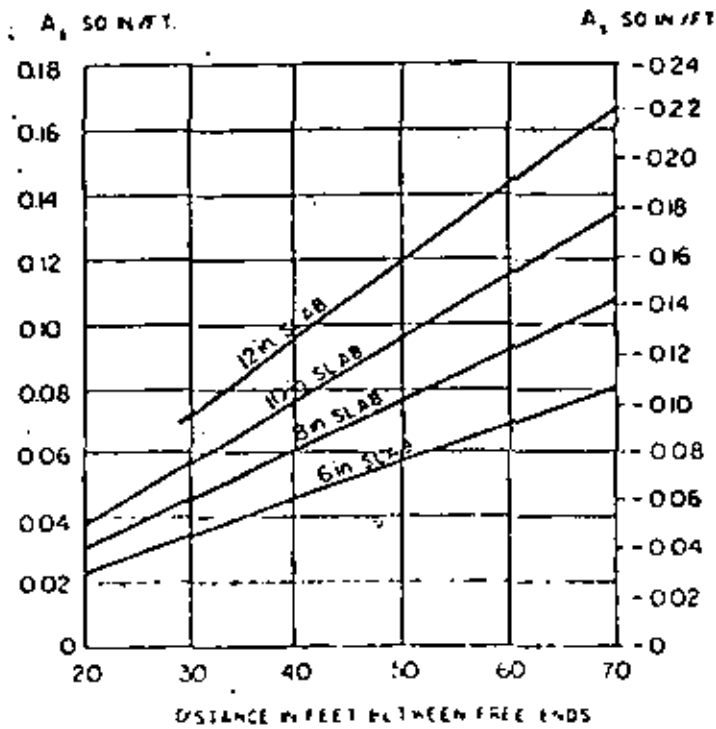


Fig. 15. Selection chart for distributed steel.

ESPACIAMIENTO DE JUNTAS DE CONTRACCION PARA
PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLE, NO REFORZADO.

(20)

TIPO DE AGREGADO	ESPACIAMIENTO (M)
GRANITO TRITURADO	7.5 - 9
CALIZA TRITURADA	6 - 9
CALIZA CON PEDERNAL TRITURADA	6 - 7.5
GRAVA SILICOSA	4.5 - 6
GRAVA MENOR QUE 3/4	4.5 - 6
REZAGA	4.5 - 6

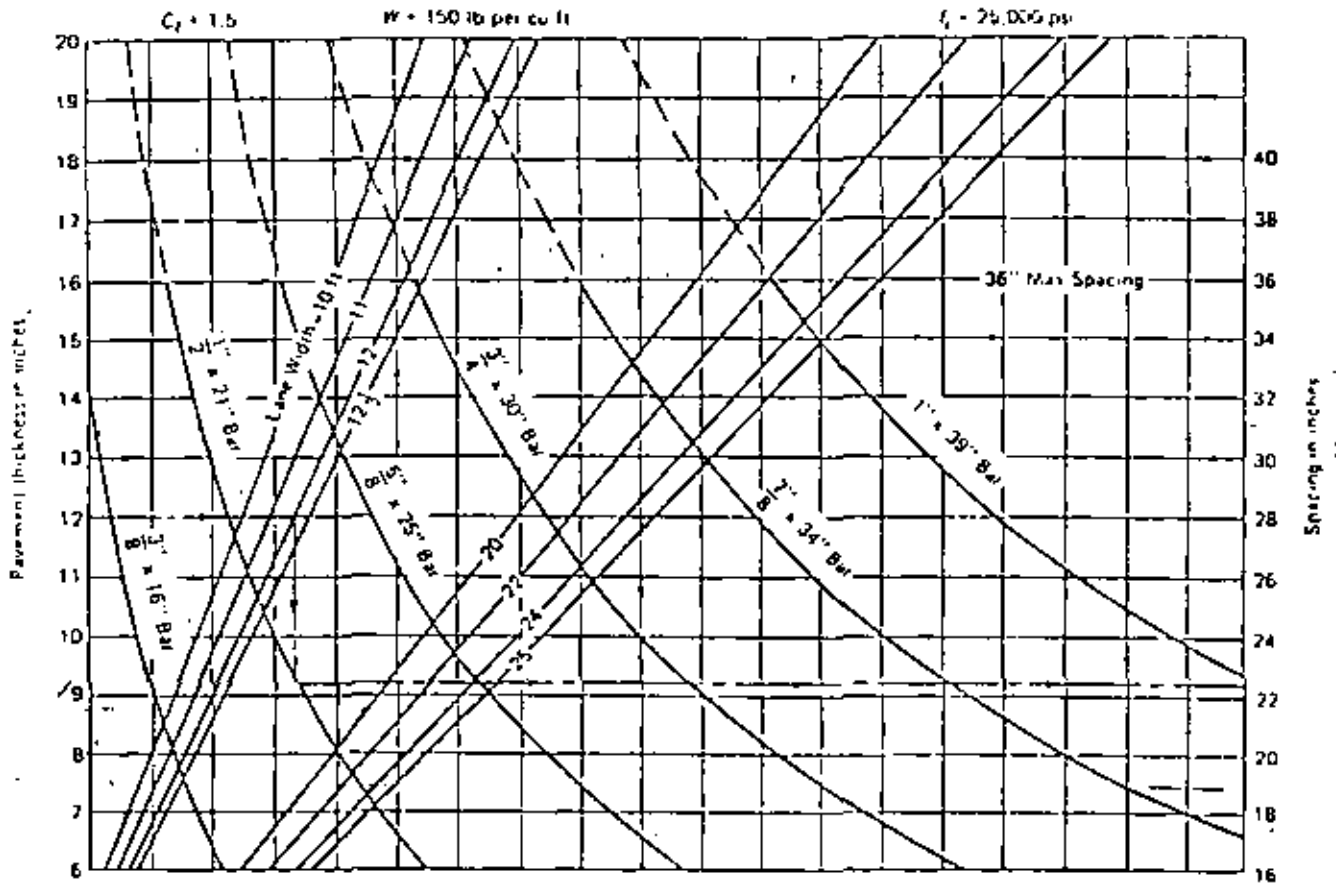


Fig. 27-22 Recommended rebar dimensions and spacings.

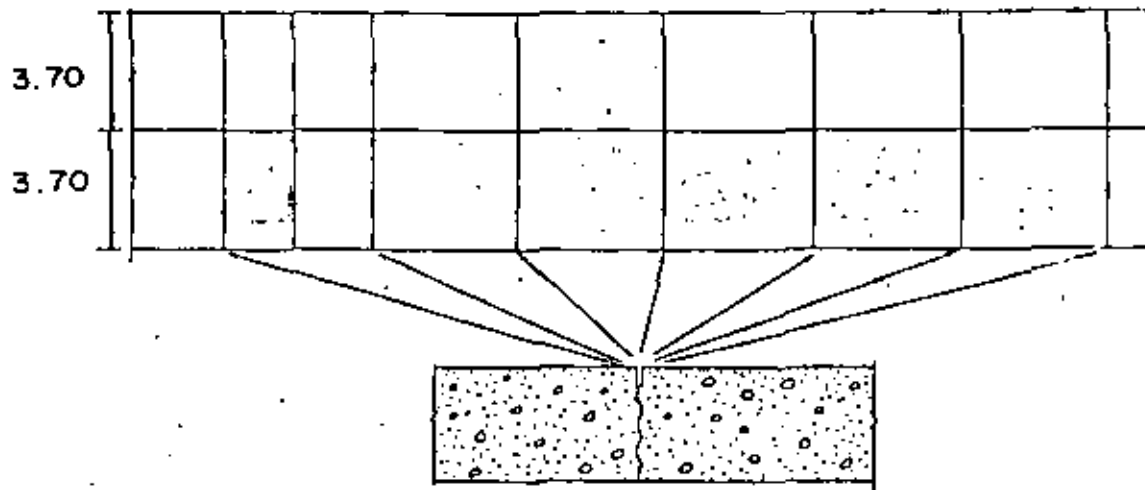
TABLE 27-9 Recommended Size and Spacing of Dowel Bars

Slab Depth, in.	Dowel Diameter, in.	Total Dowel Length*, in.	Dowel Spacing, in c. to c.
5-6	3/8	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1 1/4	18	12
12-16	1 3/4	20	15
17-20	1 3/4	22	18
21-25	2	24	18

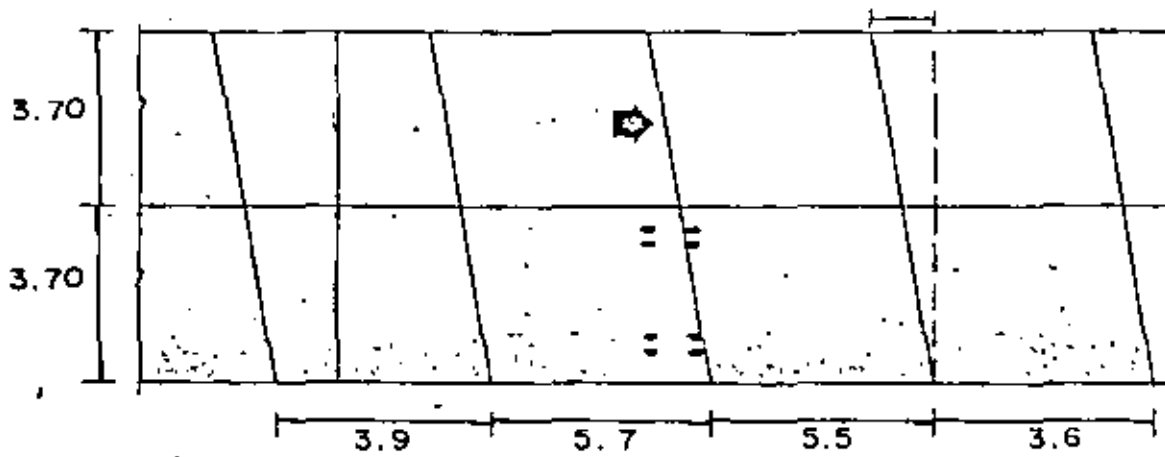
* Allowance made for joint openings and minor errors in positioning of dowels

JUNTAS DE CONTRACCION

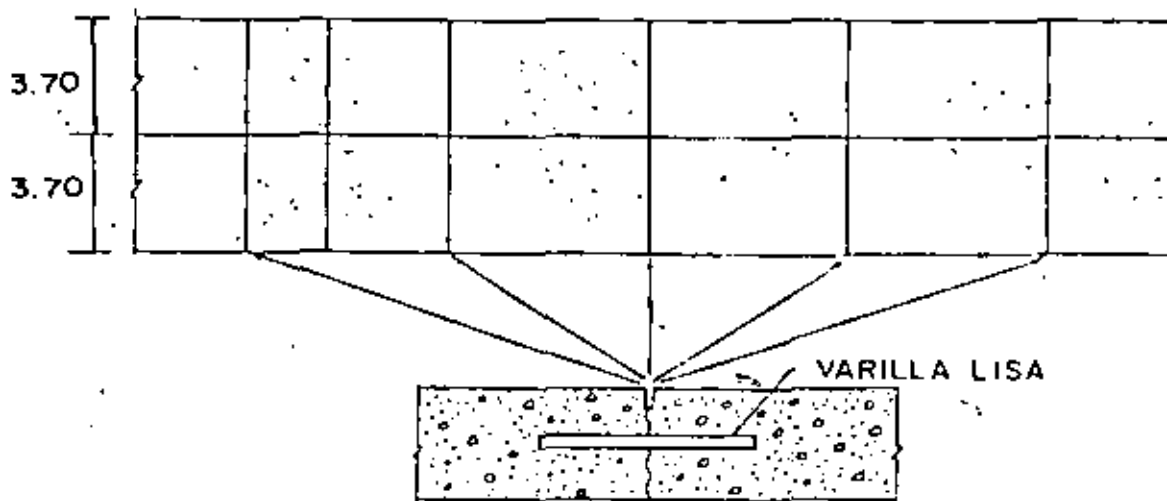
430



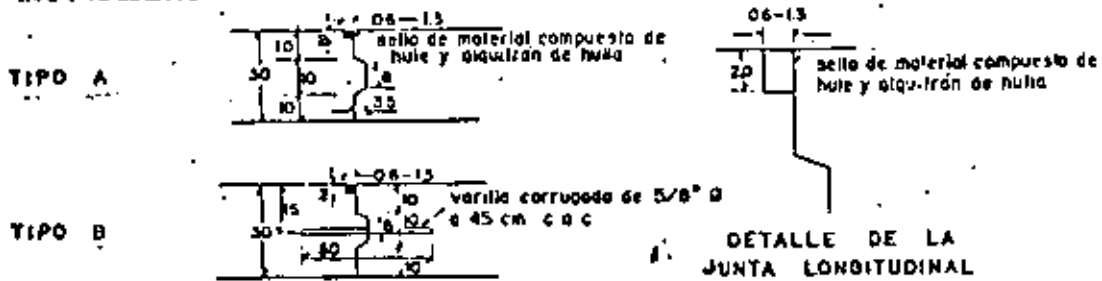
JUNTAS ESVAJADAS



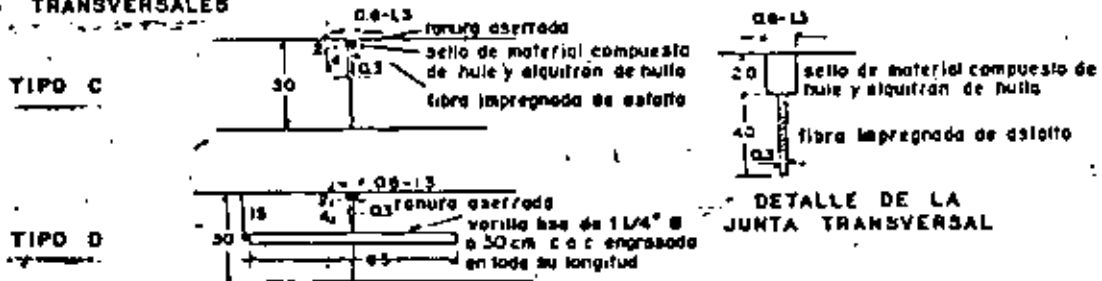
JUNTAS CON PASAJUNTA LISO



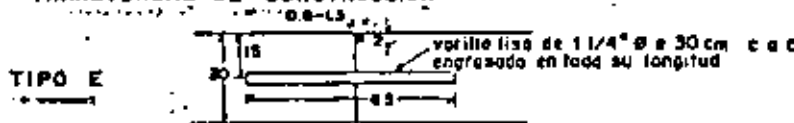
JUNTAS LONGITUDINALES



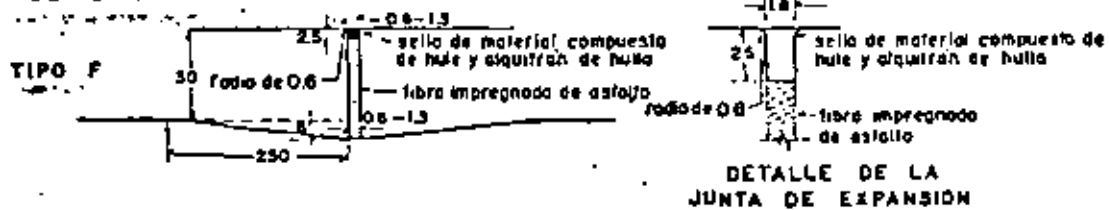
JUNTAS TRANSVERSALES



JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION



JUNTA DE EXPANSION



12.- Tolerancias.

(132)

12.1.- Losas de concreto.-

Pendiente transversal con respecto a la de proyecto

$\pm 0.1\%$

12.2.- Profundidad máxima de las depresiones observadas, determinadas colocando una regla metálica de 5 m. en dirección paralela y con espaciamentos en el sentido transversal no mayores de 2.00 m.

5 mm.

12.3.- Espesores.

En el 80% como mínimo del número total de espesores determinados

$e_r \geq e$

En el 20% como máximo del número total de espesores determinados

$e_r \geq e - 5 \text{ mm.}$

El espesor de las losas se obtendrá por medición directa en la losa, cuando sea posible, o por medio de corazones.

12.4.- Resistencia.

El 80% como mínimo de los valores determinados en las pruebas de módulo de resistencia a la tensión por flexión a los 28 días.

$M.R. \geq 45 \text{ kg/cm}^2$

El 20% restante no podrá tener

$M.R. \leq 41 \text{ kg/cm}^2$

Asimismo el promedio de las resistencias obtenidas en cuatro ensayos consecutivos deberá ser

$\geq 45 \text{ kg/cm}^2$

12.5.- Coefficiente de fricción.

≥ 0.35

12.6.- Indice de Perfil

$\leq 20 \text{ pulg/mi}$
11

12.7.- Desviación máxima medida en perfilograma

0.3 pulgada

- R E F U E R Z O -

LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO SOBRE PAVIMENTO FLEXIBLE.

- Determinar el valor de K. módulo de reacción.

LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO SOBRE PAVIMENTO RIGIDO.

Trabajando conjuntamente

$$h_o^{1.4} = h_d^{1.4} - Ch^{1.4}$$

Trabajando separadamente

$$h_o^2 = h_d^2 - Ch^2$$

h_o = espesor refuerzo

h_d = losa normal

h = espesor de losa existente

C = 1, 0.75, 0.35, (estado del pavimento actual.).

TABLE 20.4. Design Approaches by Overlay Category*

Overlay	Existing Pavement	System Behavior	Overlay Equation	Equation Number	Remarks
Flexible ^b	Flexible		$t_o = t_n - t_e$	20.3	Deflection criteria generally used for highways
Flexible	Composite ^c		$t_o = t_n - t_e$	20.4	Overlay thickness generally based on experience; for highways
Flexible	Rigid	Rigid	$t_o = 2.5 (FA_n - h_e)$	20.5	Overlay thickness generally based on experience; for highways
Flexible	Rigid	Flexible ^d	$t_o = t_n - t_e$	20.6	
Rigid	Flexible		$h_o = h_n$	20.7	
Rigid	Rigid	Rigid (bond)	$h_o = h_n - h_e$	20.8	
Rigid	Rigid	Rigid (partial bond)	$h_o = \sqrt{h_n^2 - CA_n^{1.5}}$	20.9	Used mostly for airports
Rigid	Rigid	Rigid (unbonded)	$h_o = \sqrt[3]{h_n^3 - CA_n^2}$	20.10	Used mostly for airports
Rigid	Composite ^c	Flexible	$h_o = h_n$	20.11	

Notes: h = rigid-pavement thickness
 t = flexible-pavement thickness
 e = overlay-pavement thickness
 n = new pavement
 e = existing pavement

* After Witczak.

^b Flexible overlays may be all asphalt or asphalt plus base.

^c Composite pavements are generally concrete base pavements with asphalt overlay.

^d Flexible behavior brought about by crushing existing rigid pavement prior to applying the overlay.

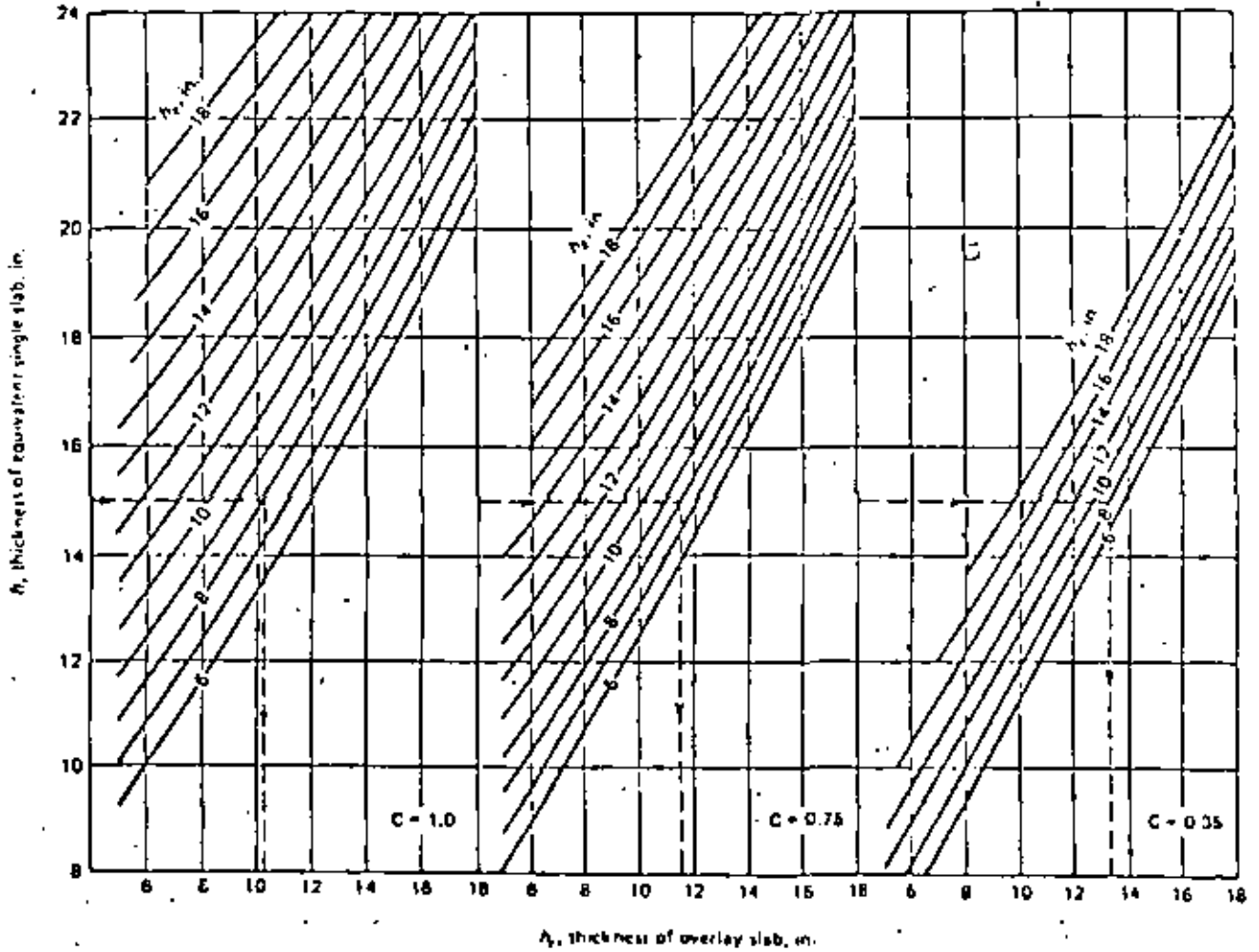


Fig. 22-23 Design chart for partially bonded overlays, $h_s = \sqrt[3]{h_o^3 - C h_o^4}$.

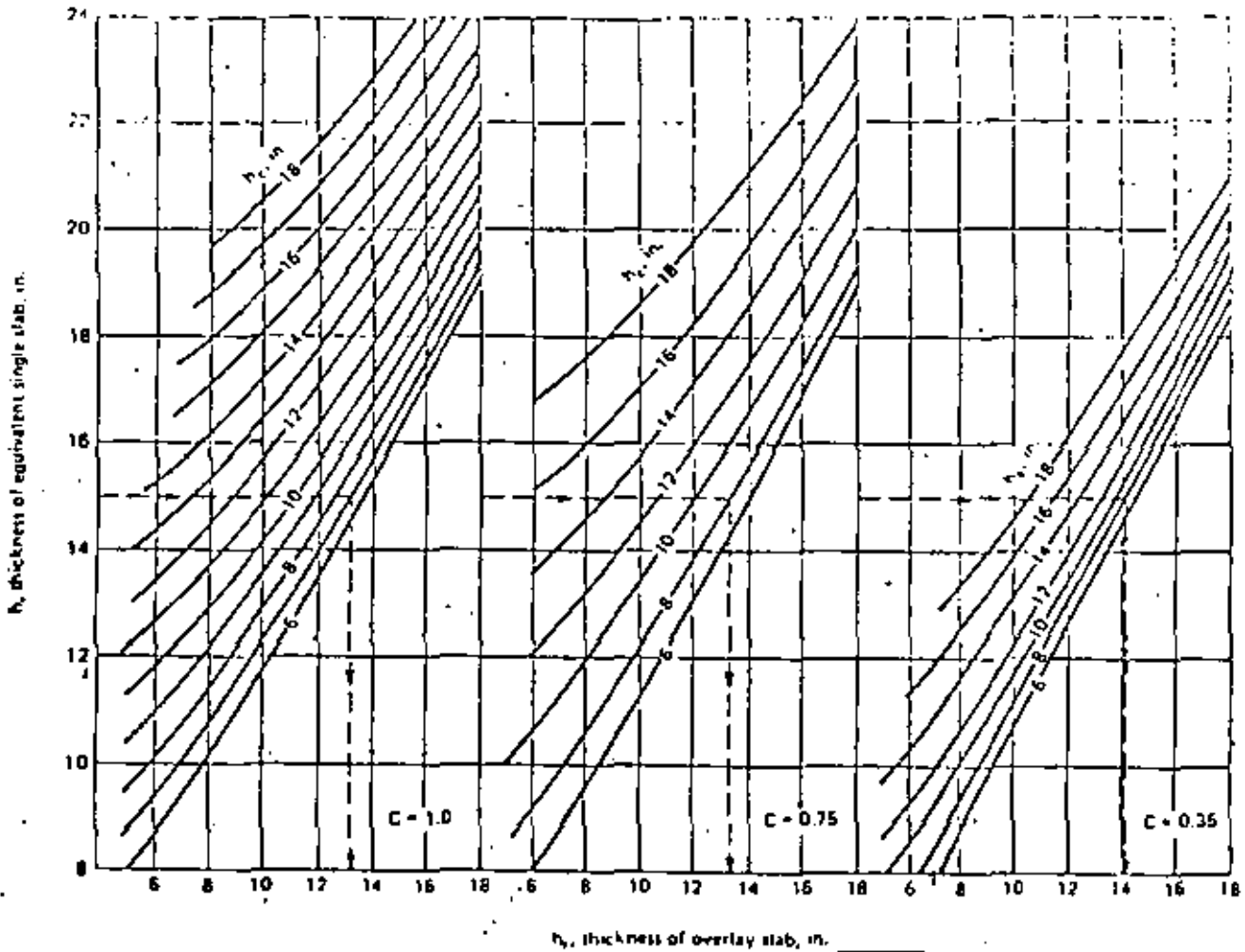
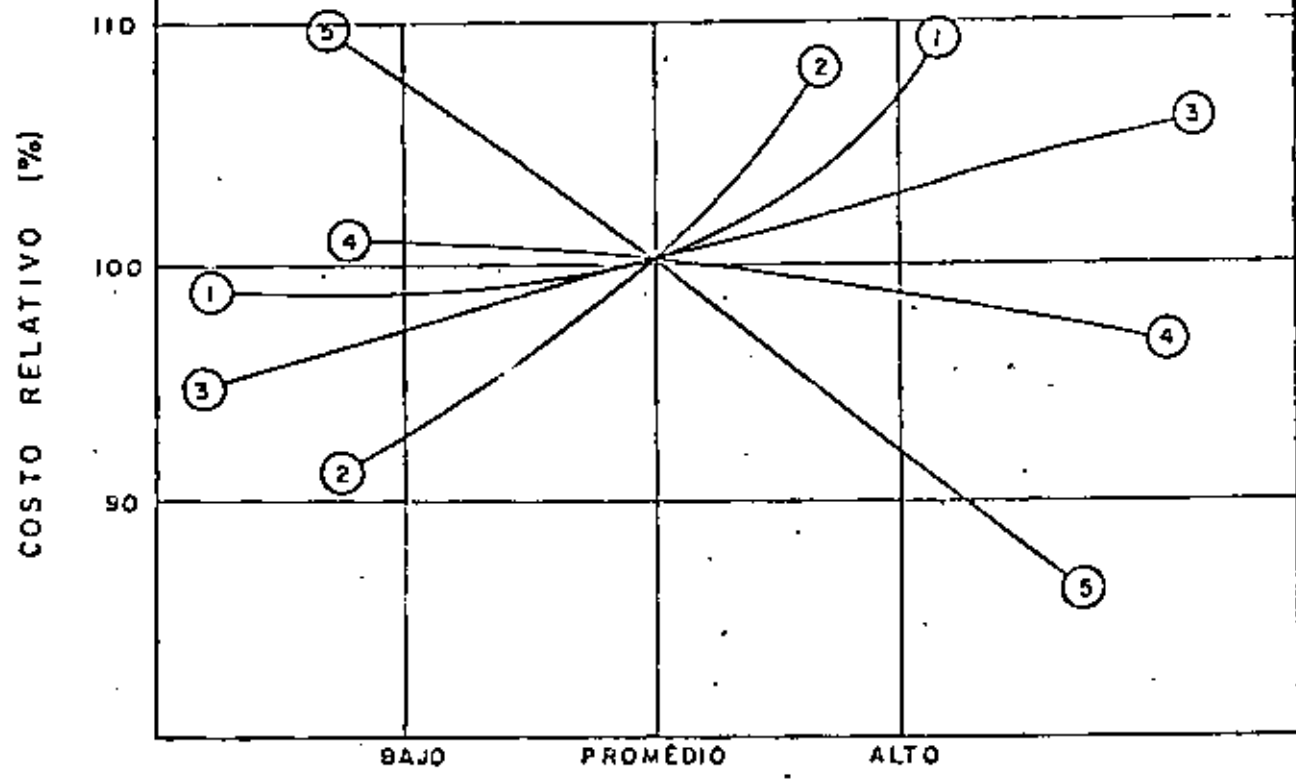


Fig. 22-26 Design chart for unbonded overlays, $h_2 = \sqrt{h_1^2 - Ch_1^2}$.

VARIABLE

- ① TRANSITO EQUIVALENTE ACUMULADO DE 18 000 LBS.
- ② VALOR DEL INDICE DE SERVICIO MINIMO ACEPTADO.
- ③ GRADO DE EXPANSIVIDAD DE LA ARCILLA.
- ④ MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE.
- ⑤ VALOR DE RESCATE, DE LOS MATERIALES AL FINAL DE LA VIDA DE DISENO.

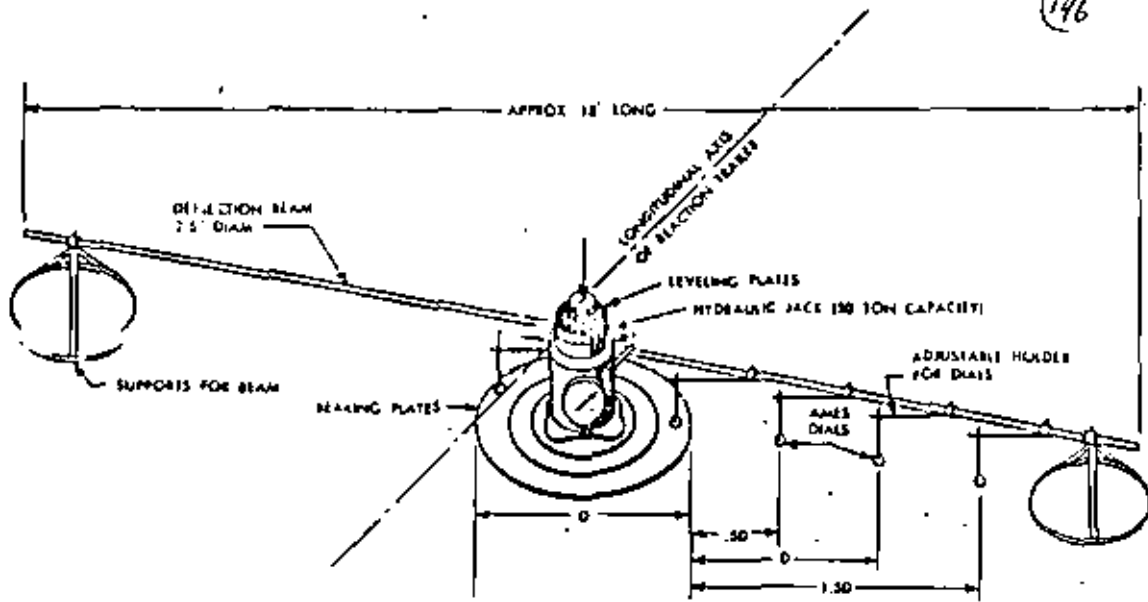


NIVEL DE LAS VARIABLES

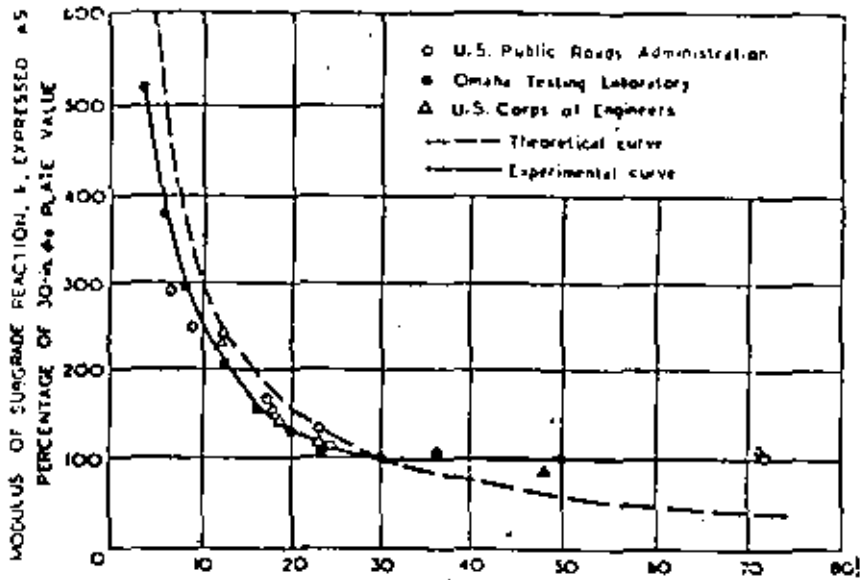
COSTOS RELATIVOS VS. NIVEL DE LAS VARIABLES (PAVIMENTOS RIGIDOS)

ASPECTOS DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

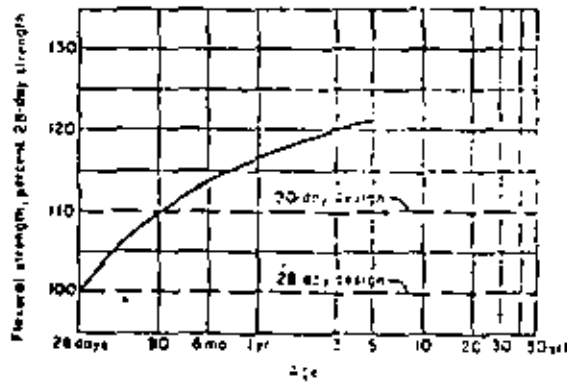
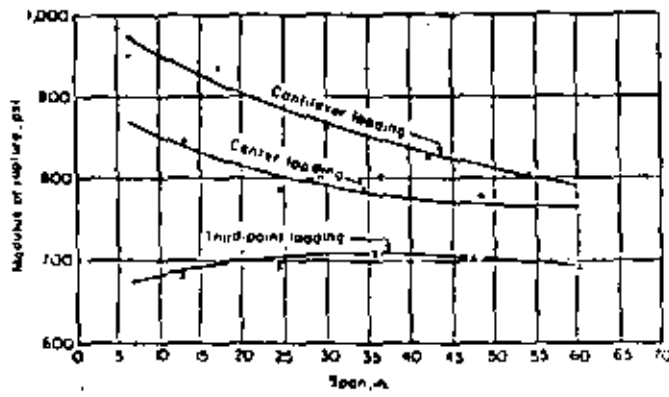
- 1.- CALIDAD DEL CONCRETO.- SELECCION DE MATERIALES Y SU PROPORCIONAMIENTO, PARA OBTENER RESISTENCIA Y DURABILIDAD ADECUADAS.
- 2.- DISEÑO DE SUBRASANTE Y SUBBASE.- TECHNICAS DE PREPARACION Y CONSTRUCCION QUE ASEGUREN UN APOYO UNIFORME Y PERMANENTE -- PARA LAS LOSAS
- 3.- DISEÑO DE ESPESORES.- SE REQUIERE QUE LOS ESFUERZOS FLEXIONANTES PRODUCIDOS POR EL TRANSITO, NO SUPEREN EL LIMITE DE SEGURIDAD.
- 4.- DISEÑO DE JUNTAS.- DEFINICION DE LOS ESPACIAMIENTOS ENTRE JUNTAS, PARA REDUCIR LA FORMACION DE GRIETAS POR TEMPERATURA Y CONTRACCION



PRUEBA DE PLACA



DIAMETRO, PLACA, PULG.



$$MR = f'_c \quad 8 \leq K \leq 10$$

$$DMR = MR 90 \left(1 - \frac{CV}{100} \right) M$$

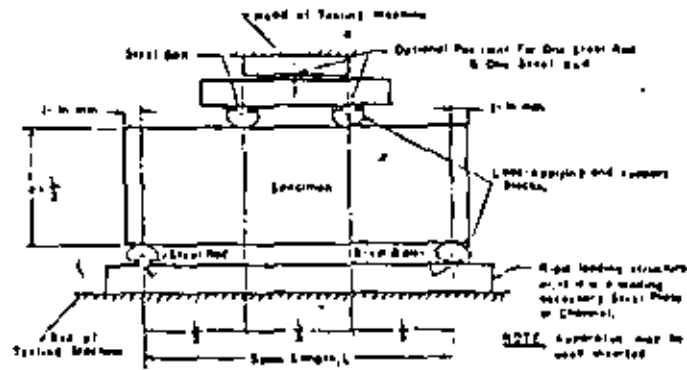


FIG. 1.—Diagrammatic View of a Suitable Apparatus for Flexure Test of Concrete by Third-Point Loading Method.

150

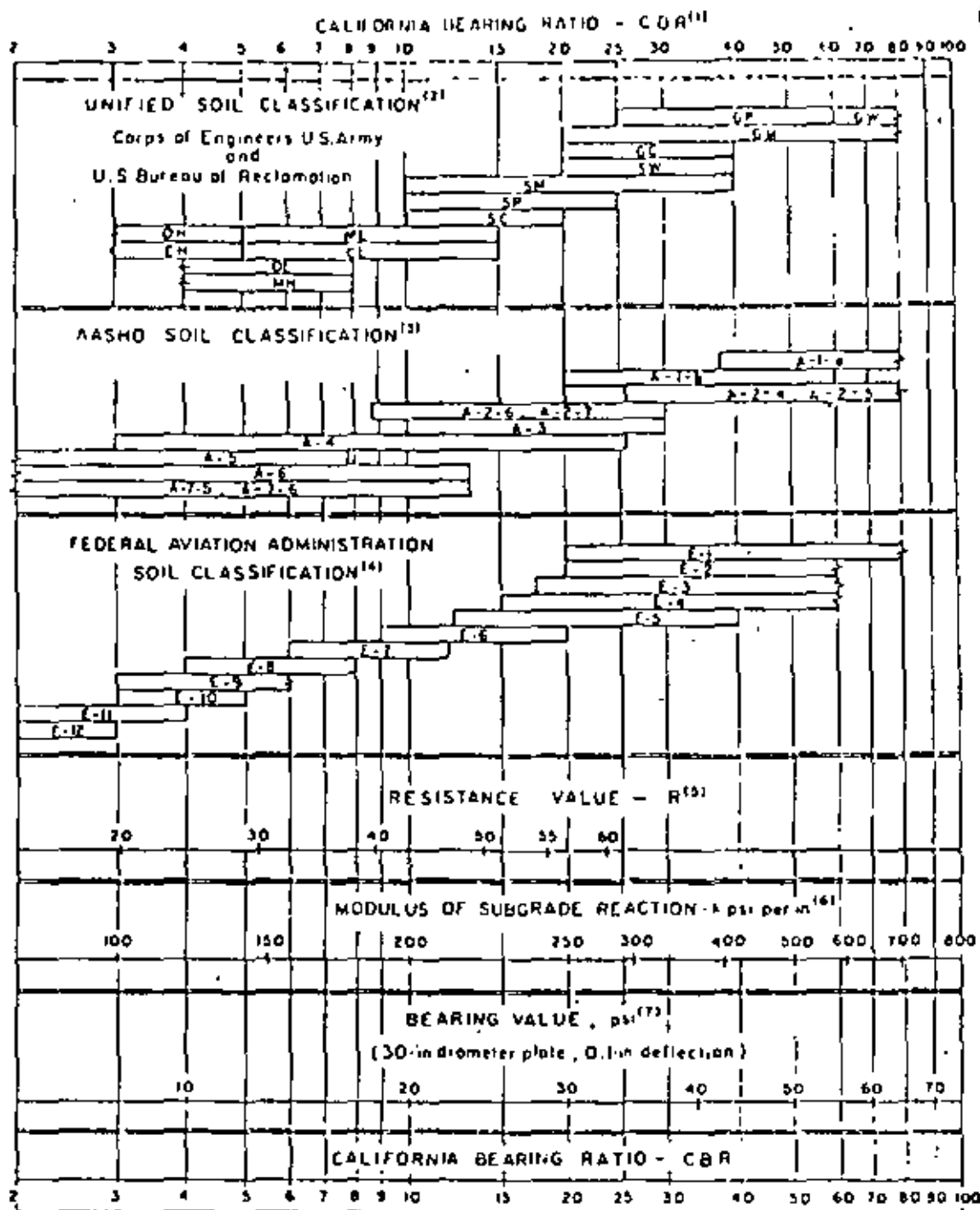


Fig. 22-1 Soil classification, resistance value, k-value, and bearing value vs. California bearing ratio.

(11) For the basic idea, see Porter, O. J., "Foundations for Flexible Pavements," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 22, 100-136, 1942.

(12) "Characteristics of Soil Groups Pertaining to Roads and Airfields," Appendix B, *The United Soil Classification System*, U.S. Army Corps of Engineers, Technical Memorandum 3 357, 1953.

(13) "Classification of Highway Subgrade Materials," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-fifth Annual Meeting*, 25, 376-392, 1945.

(14) *Airport Paving*, U.S. Department of Commerce, Federal Aviation Agency, pp. 11-16, May, 1948. Estimated using values given in *FAA Design Manual for Airport Pavements*.

(15) Hvem, F. N., "A New Approach for Pavement Design," *Engineering News Record*, 141(21), 134-139, July 8, 1948. R is factor used in California Stabilometer Method of Design.

(16) See Middlebrooks, T. A., and Bertram, G. E., "Soil Tests for Design of Runway Pavements," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 22, 157, 1942. k is factor used in Westergaard's analysis for design of concrete pavement.

(17) See (16), page 184.