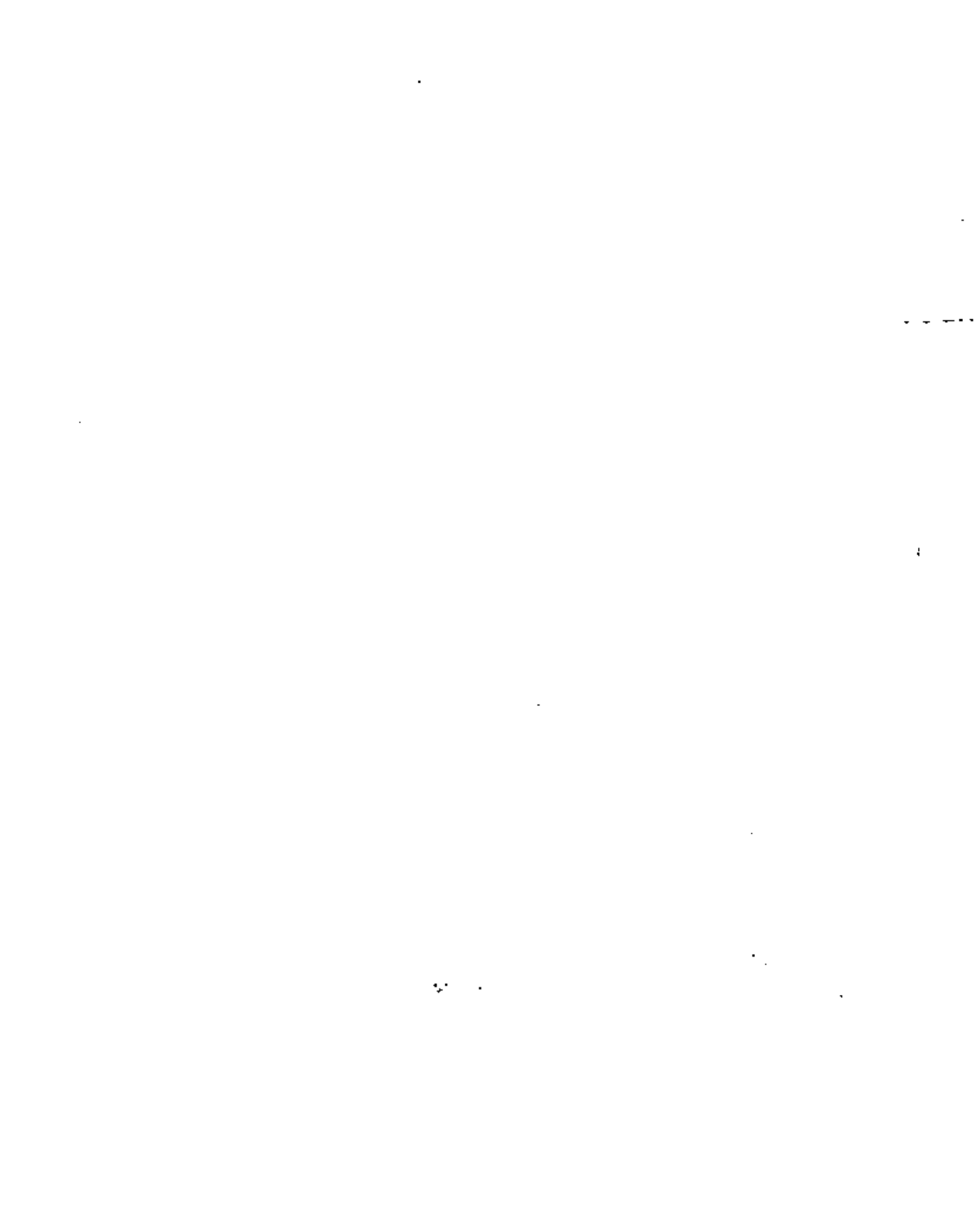


Directorio de Profesores

1. ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA (Coordinador)
Vicepresidente
ICA Internacional
Minería 145, ent. 1, ed. 2 3er piso
Col. Escandón
México 18, D. F.
516 04 60 ext. 320
2. M. EN C. ALFONSO RICO RODRIGUEZ
Jefe del Depto. de Geotecnia
Dirección General de Servicios Técnicos
SAHOP
Av. Universidad y Xola
México 12, D. F.
519 51 65
3. ING. FELIPE LOO GOMEZ
Subgerente de Conservación
Aeropuertos y Servicios Auxiliares
Av. 602- 161
México 14, D. F.
571 80 76
4. ING. CARLOS FERNANDEZ LOAIZA
Jefe de la Unidad General de Servicios Técnicos
Centro SAHOP, Guanajuato
Flor del Día 12
Marfil, Gto.
2 27 18
5. ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENGUACA
Gerente
Geosol y Geofimex, S. A.
Antigua Taxqueña 174, Coyoacán
México 21, D. F.
544 66 03
6. ING. FERNANDO RODARTE LAZO
Coordinador del Sistema Pavimentos
Dirección Gral. de Aeropuertos
SAHOP
Chiapas 121
México 7, D. F.
574 88 83



7. ING. CARLOS M. CHAVARRI MALDONADO
Gerente de Nuevos Proyectos.
Dextrum Agrupación
Salvador Alvarado 144
México 18, D. F.
277 47 00
8. ING. PEDRO LUIS BEMITEZ ESPARZA
Gerente de Ingeniería de Ventas
Compacto, S. A. de C. V.
Tonalá 131 - 1er piso
México 7, D. F.
574 34 33
9. ING. ALFREDO GUERRA GUAJARDO
Presidente
Guerra, S. A.
General Méndez 19
México 18, D. F.
271 24 00
10. ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO
Director General
Grupo Ingeniería Integral, S. A.
Adolfo Prieto 430
México 12, D. F.
11. ING. ROBERTO PASQUEL LUJAN
Gerente Técnico
Guerra, S. A.
General Méndez 19, 2do. piso
México 18, D. F.
271 24 00
12. ING. LUDWING LINDNER STRAUSS
Director Técnico
Hendro y Asociados
Shakespeare 27
México 5, D. F.
593 86 62
13. ING. LUIS GARCIA CHOWELL
Jefe de la Oficina de Asfaltos y Concretos
Depto. de Ensayo de Materiales
Dirección Gral. de Servicios Técnicos
SAHOP
Xola y Av. Universidad, Ctro. SAHOP cuerpo C Sótano
519 22 46



14. ING. ALFONSO OLIVERA BUSTAMANTE
Jefe de la Oficina de Geotecnia
Depto. de Proyectos, Dir. Gral de Carreteras Federales
SAHOP
Xola y Av. Universidad
México 12, D. F.
519 07 30
15. ING. MANUEL ZARATE AQUINO
Gerente de Geotecnia
Geosol, S. A.
Antigua Taxqueña 174, Coyoacán
México 21, D. F.
544 66 02
16. ING. ROBERTO LANDEROS ORTIZ
Ingeniero de Estudios de Pavimentos
Departamento de Geotecnia
SAHOP
Xola y Av. Universidad
México 12, D. F.
519 13 46 530 46 77
17. ING ALFONSO GRACIA SAENZ RICO
Coordinador, Control de Calidad
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano
DDF
Av Universidad 800
México 13, D F
18. ING SALVADOR DIAZ DIAZ
Jefe del Departamento Técnico
IASA
Minería 145, edificio A, 1er piso
México 18, D F
516 04 60 ext 522



CURSO DE DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

1 9 8 1

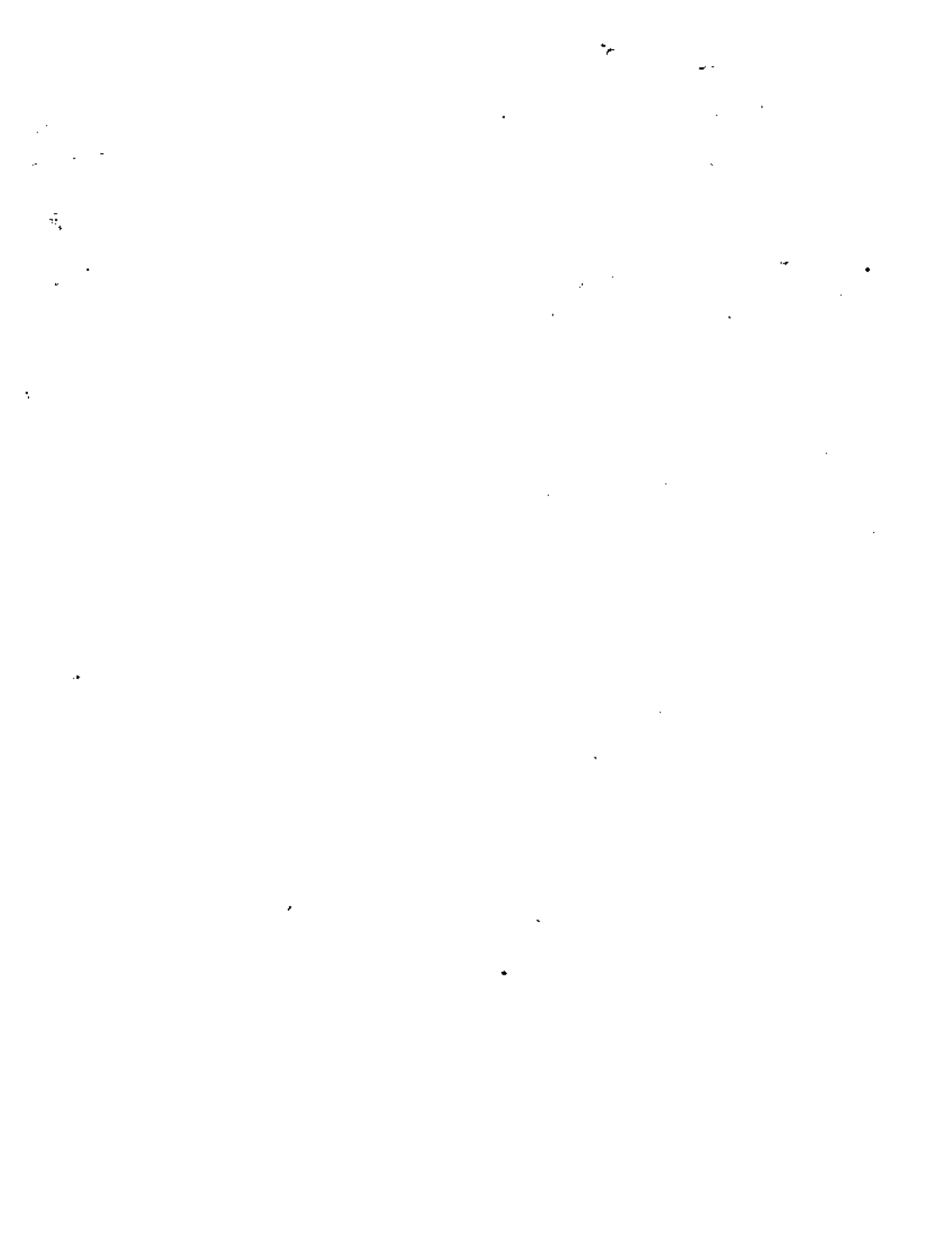
<u>F E C H A</u>	<u>HORA</u>	<u>T E M A</u>	<u>P R O F E S O R</u>
LUNES 3 DE AGOSTO	9:00- 9:15	I N T R O D U C C I O N.	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA.
"	9:15-10:30	PAPEL DE LA MECANICA DE SUELOS EN LA TEC NOLOGIA DE PAVIMENTOS.	ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ.
"	10:30-10:45	R E C E S O.	
"	10:45-12:15	MATERIALES PARA PAVIMENTOS.	ING. FELIPE LOO GOMEZ.
"	12:15-12:30	R E C E S O.	
"	12:30-13:30	MATERIALES PARA PAVIMENTOS.	ING. FELIPE LOO GOMEZ.
"	13:30-15:00	C O M I D A.	
"	15:00-16:30	IMPORTANCIA DE LAS TERRACERIAS.	ING. MIGUEL QUINTERO NARES.
"	16:30-16:45	R E C E S O.	
"	16:45-17:45	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS.	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M.
"	17:45-18:00	R E C E S O.	E ING. MANUEL ZARATE AQUINO.
"	18:00-19:00	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS.	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M.
MARTES 4 DE AGOSTO	9:00-10:45	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS.	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M.
"	10:45-10:45	R E C E S O.	
"	10:45-12:15	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS.	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M.
"	12:15-12:30	R E C E S O.	
"	12:30-13:30	DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS.	ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE M.
"	13:30-15:00	C O M I D A.	
"	15:00-17:00	TALLER DE DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRE TERAS.	ING. MIGUEL QUINTERO NARES.

11
12
13
14

15

16
17
18

<u>F E C H A</u>	<u>H O R A</u>	<u>T E M A</u>	<u>P R O F E S O R</u>
MARTES 4 DE AGOSTO	17:00-17:15	R E C E S O.	
"	17:15-18:15	EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS Y CRITERIOS PARA SU REHABILITACION.	ING. MIGUEL QUINTERO NARES.
"	18:15-18:30	R E C E S O.	
"	18:30-19:30	EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS Y CRITERIOS PARA SU REHABILITACION.	ING. MIGUEL QUINTERO NARES.
MIERC. 5 DE AGOSTO	9:00-10:30	DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS.	ING. FERNANDO RODARTE LAZO.
"	10:30-10:45	R E C E S O.	
"	10:45-11:45	DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS.	ING. FERNANDO RODARTE LAZO.
"	11:45-12:00	R E C E S O.	
"	12:00-13:30	DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS EN AEROPUERTOS.	ING. FERNANDO RODARTE LAZO.
"	13:30-15:00	C O M I D A.	
"	15:00-16:30	PLANEACION DE LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION.	ING. CARLOS CHAVARRI MALDONADO.
"	16:30-16:45	R E C E S O.	
"	16:45-17:45	PRODUCCION DE AGREGADOS.	ING. PEDRO LUIS BENITEZ ESPARZA.
"	17:45-18:00	R E C E S O.	
"	18:00-19:00	PRODUCCION DE AGREGADOS.	ING. PEDRO LUIS BENITEZ ESPARZA.
JUEVES 6 DE AGOSTO	9:00-10:30	BASES Y SUBBASES.	ING. ALFREDO GUERRA GUAJARDO.
"	10:30-10:45	R E C E S O.	
"	10:45-12:15	COMPACTACION EN EL CAMPO.	ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO.
"	12:15-12:30	R E C E S O.	
"	12:30-13:30	CARPETAS DE RIEGO.	ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO.



<u>F E A</u>	<u>HORA</u>	<u>T E A</u>	<u>PROFESOR</u>
JUEVES 6 DE AGOSTO	13:30-15:00	C O M I D A.	
"	15:00-16:30	CARPETA DE MEZCLAS.	ING. ALFONSO GARCIA SAENZ
"	16:30-18:00	SELECCION DE EQUIPO DE COMPACTACION.	ING. ROBERTO PASQUEL LUJAN.
"	18:00-18:15	R E C E S O.	
"	18:15-19:30	SELECCION DE EQUIPO DE COMPACTACION.	ING. ROBERTO PASQUEL LUJAN.
VIERNES 7 DE AGOSTO	9:00-10:00	CONTROL DE CALIDAD.	ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ.
"	10:00-10:15	R E C E S O.	
"	10:15-11:00	CONTROL DE CALIDAD.	ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ.
"	11:00-11:15	R E C E S O.	
"	11:15-12:30	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE PAVI MENTOS RIGIDOS.	ING. LUDWIG LINDER STRAUSS.
"	12:30-12:45	R E C E S O.	
"	12:45-13:30	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE PAVI MENTOS RIGIDOS.	ING. LUDWIG LINDER STRAUSS.
"	13:30-15:00	C O M I D A.	
"	15:00-15:45	PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION DE PAVI MENTOS RIGIDOS.	ING. LUDWIG LINDER STRAUSS.
"	15:45-16:00	R E C E S O.	
"	16:00-16:45	CONTROL DE PRODUCCION.	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA.
"	16:45-17:00	R E C E S O.	
"	17:00-19:00	CONTROL DE PRODUCCION.	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA.
SABADO 8 DE AGOSTO	9:00-10:45	PANEL: ESTABILIZACION DE SUELOS.	ING. CARLOS FERNANDEZ LOAIZA.
"	10:45-11:00	R E C E S O.	
"	11:00-13:00	MESA REDONDA: UTILIZACION DE MATERIALES SINTETICOS EN PAVIMENTOS.	



ASFALTOS AMIADOS Y CONCRETOS FIBROSOS
TIERRA ARMADA.
MEMBRANAS PLASTICAS.

ING. LUIS GARCIA CHOKEL.
ING. MIGUEL AGUIRRE M.
ING. ALFONSO OLIVERA BUSTAMANTE.





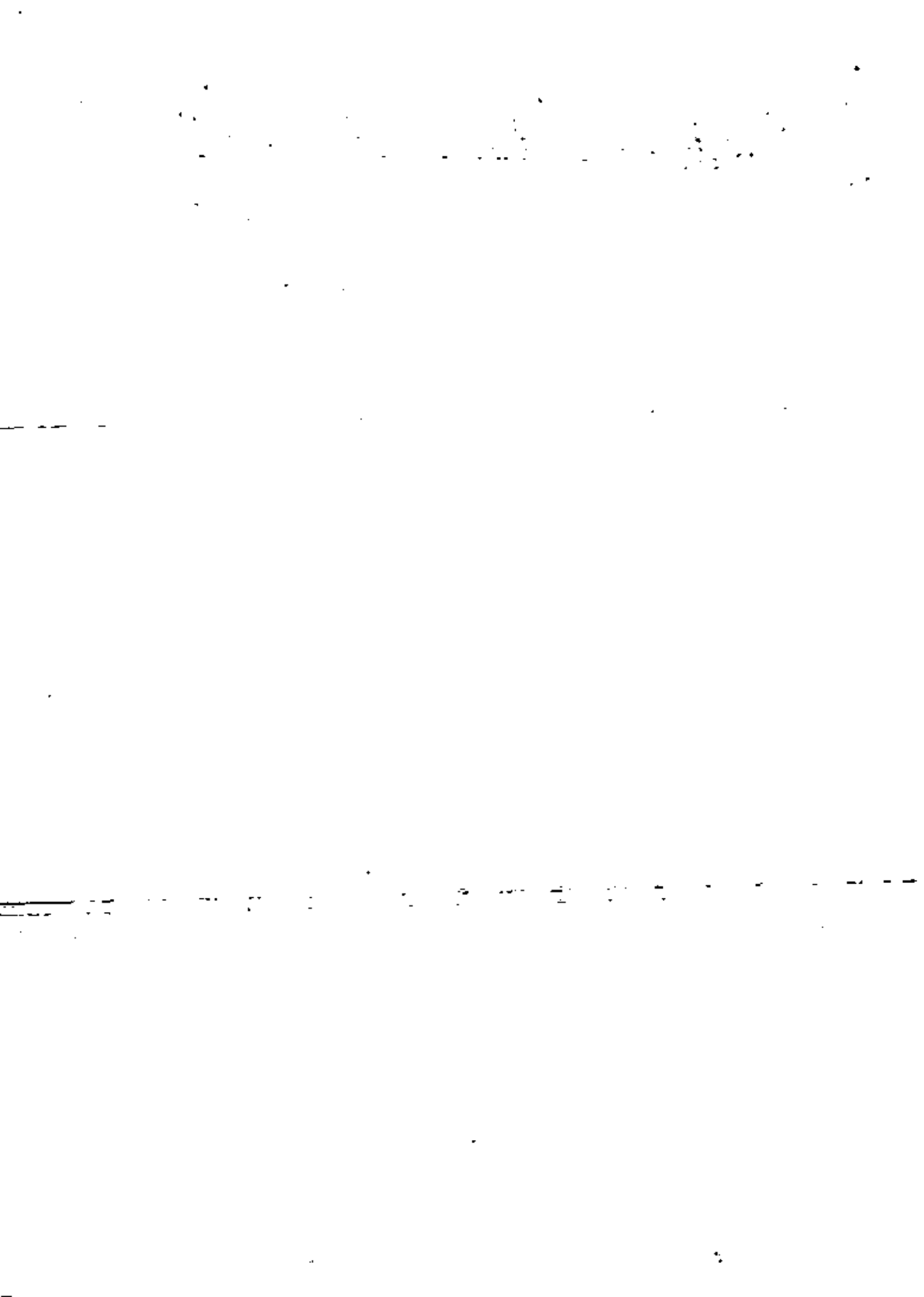
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS

Ing. Luis Miguel Aguirre Menchaca

JULIO, 1981



las exigencias del tránsito a que hemos hecho mención, y por lo mismo, la necesidad de construir sobre ellas (las terracerías), una o varias capas con materiales cuidadosamente seleccionados, a cuyo conjunto se le designa como pavimento, resulta igualmente obvia.

No hay duda entonces, de que el pavimento constituye tan sólo una parte de la obra vial, a la cual por su ubicación, le corresponde estar en contacto directo con el tránsito y por lo mismo, servir de elemento de transmisión de los esfuerzos producidos por éste, hacia la capa superior de las terracerías. Por su parte, éstas últimas proporcionan, a su vez, el apoyo o cimentación del mismo, con análogos requerimientos en cuanto a la estabilidad y deformabilidad, que son comunes en la cimentación de cualquier otro tipo de estructura.

Podemos decir, en consecuencia, que los problemas que se plantean al diseñar un pavimento, no quedan circunscritos a la capa o conjunto de capas que integra su estructura, sino que abarcan, con igual importancia, a las capas inferiores que constituyen propiamente su cimentación, siendo en este particular aspecto en donde, por principio de cuentas, la Mecánica de Suelos proporciona una importantísima aportación.

I.1 Papel de la Mecánica de Suelos en la tecnología de pavimentos:

Por lo que se refiere a las aportaciones de la Mecánica de Suelos a las prácticas de diseño y construcción de los pavimentos, es indiscutible que éstas han sido y vienen siendo muy amplias y de gran trascendencia.

Como todos sabemos, el pavimento constituye la superestructura de una obra vial que, en definitiva, hace posible el rodamiento de los vehículos de una manera confortable y segura. Se trata, en consecuencia, de un elemento estructural que recubre o reviste a la terracería, con el fin de lograr que la superficie final o de acabado, posea una serie de cualidades necesarias al apropiado rodamiento de los vehículos, durante un lapso o vida útil razonable, en el cual se va expone no sólo a la acción destructiva del tránsito, sino también a la de los diversos fenómenos de intemperie.

Puesto que los materiales que utiliza el ingeniero para la construcción de las terracerías u "cubiertas de tierra" en sus obras, como norma general, son los que proporcionan en forma más inmediata la superficie de la corteza terrestre, es obvio que su calidad no pueda ser la requerida para satisfacer

Ciertamente, es la regla y no la excepción que en la práctica los materiales que forman las terracerías y masas subyacentes, dispongan de las características o propiedades mecánicas apropiadas para satisfacer adecuadamente los requisitos de esfuerzo y deformación que les son necesarios para atender a las sollicitaciones impuestas, tanto por la acción del tránsito, como por el peso propio y los agentes de intemperie; sin embargo, las excepciones a la regla, no por ser relativamente de poca frecuencia, disminuyen su importancia; es decir cuando ello ocurre, adquiere una gran relevancia su estudio. Cito como casos típicos, todas aquellas regiones en donde la obra vial cruza zonas caracterizadas por sedimentos fluviales o lacustres, preponderantemente arcillosos, de consistencia blanda o muy blanda, tal como ocurre en una amplia región del sureste de nuestro país, en diversas zonas sujetas a frecuentes inundaciones por el desbordamiento de ríos y arroyos, e inclusive al propio Valle de México, por mencionar los casos más familiares. Por cierto, a propósito de este último y para señalar un ejemplo concreto, es pertinente comentar que mientras no se tuvo conciencia del comportamiento mecánico de las arcillas del Valle y de sus características geotécnicas, descifradas por la Mecánica de Suelos, y no fueron aplicados estos conocimientos al proyecto de

los pavimentos en los aeropuertos de la zona (Internacional y Militar de Sta. Lucía), su comportamiento fue por demás deficiente y su conservación extraordinariamente costosa. En la actualidad, — gracias a la contribución proporcionada por la Mecánica de Suelos se han llegado a soluciones altamente satisfactorias.

Otro ejemplo interesante al respecto, podemos encontrarlo en el campo de los pavimentos rígidos. El propio Terzaghi, en uno de sus artículos escrito al principio de los años cuarenta, refiere el hecho de que en los EUA una buena parte de la red carretera dotada con pavimento de concreto hidráulico, se encontraba en estado ruinoso o bien estaba siendo reconstruida para su aprovechamiento total, mediante la aplicación de capas resquebrazadas; la razón fundamental de ello la atribuyó al desconocimiento, por parte de los diseñadores, de los fenómenos de interacción entre la losa y el suelo de apoyo, bajo la acción no sólo de las cargas, sino también de los diversos efectos de intemperie, que se traducen por ejemplo, en expansiones y contracciones diferenciales por variación en el contenido de agua del suelo, efectos producidos por la acción de las heladas, etc.

Como ustedes saben, hacia finales de los años 20 y principios de los 30, Westergaard dió a conocer una serie de trabajos sobre los esfuerzos producidos en una losa de concreto, bajo la acción — tanto del tránsito como de los cambios de temperatura. Una conclusión muy importante que se derivó de su teoría, la cual por cierto, dentro de ciertos límites sigue siendo válida, fue que los esfuerzos de tensión producidos en la losa de un pavimento, eran prácticamente independientes de las características del suelo que sirve de apoyo a la losa. Esta conclusión, aunque desde el punto de vista de las hipótesis de Westergaard es correcta, su influencia por aquella época resultó nefasta al desviar de los factores antes mencionados, siendo inclusive usual, apoyar el concreto directamente sobre la subrasante, cuyo material, a su vez, podía corresponder a cualquier tipo de suelo por inconveniente que pudiera aparecer. Es indudable que en el esclarecimiento de esta anómala actitud — mucho contribuyó la Mecánica de Suelos.

Pasando más concretamente a la estructura en sí de un pavimento, podemos decir que las técnicas utilizadas para su diseño se derivan en buena parte, de los conceptos y desarrollos establecidos dentro de la Mecánica de Suelos, lo que equivale a hablar de una Mecánica de Suelos aplicada al diseño de pavimentos, tal como puede decirse de la Mecánica de Suelos aplicada a otros campos de la Ingeniería Civil, como el de las cimentaciones, lempresas, los muros de retención, etc.

No es el momento, ni habría tiempo para ello, de hacer una descripción exhaustiva de todos y cada uno de los conceptos desarrollados por la Mecánica de Suelos, y que la tecnología de los pavimentos ha asimilado y utilizado en su beneficio, sin embargo, al enunciado de algunos de ellos con un breve comentario, podría ser alocuente y sobre todo, a propósito del tema que se me ha encomendado para ocuparlo ante ustedes.

1. Procedimientos para la determinación de las propiedades ingenieriles de los suelos y sus técnicas de ensaye.

De hecho, la generalidad de los materiales que se emplean en la construcción de un pavimento, — y obviamente, los aglutinantes o cementantes, — se sitúan dentro de la definición ingenieril de suelo, y por lo mismo, es lógico que el estudio que comprende dentro de la Mecánica de Suelos no sólo por lo que se refiere a la determinación de sus propiedades físicas, granulométria, plasticidad, — etc., sino al estudio completo de su comportamiento: resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad, y cambios volumétricos en general.

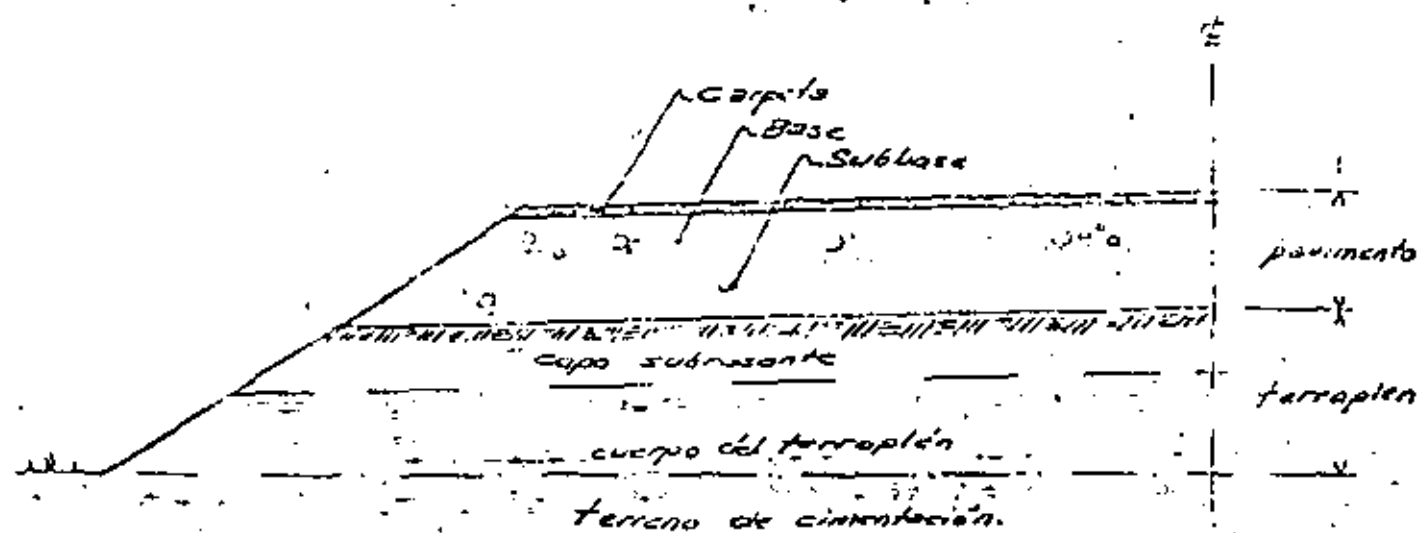
2. Teoría de capacidad de carga en cimentaciones superficiales.

Ciertamente el considerar a un pavimento como una especie de mixto superficial, no deja de ser una analogía un tanto simplista del problema. Sin embargo, la aceptación de este concepto, — unido a la luz de las teorías de capacidad de carga, — ha permitido reconocer la influencia de una serie de factores que afectan al comportamiento de un pavimento, cuando se debe tomar un punto de vista cualitativo pero de gran utilidad. Por ejemplo, — la importancia de emplear materiales predominantemente friccionaltes en las capas inferiores de un pavimento flexible, y la necesidad de hacer intervenir una componente de resistencia cohesiva en las superiores, la influencia de la acción del área de contacto de las llantas en la capacidad de carga del pavimento, así como la importancia de las presiones de compactación en los estratos nuevos a las utillas del suelo.

Por otra parte, el conocimiento actualizado por la Mecánica de Suelos de cuanto a los factores que afectan la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, particularmente de la que se refiere a la forma de las partículas, la granulométria, la humedad, etc., ha sido grandemente útil para la manera narrativa en los sistemas de estudio y utilización de los materiales en pavimentación.

3. Otro aspecto importante, en donde las conclusiones adquiridas por la Mecánica de Suelos encuentran una amplia aplicación, es el diseño de los pavimentos, lo encontramos a propósito de la compactación de los suelos, en el estudio de sus diferentes factores que la afectan y en relación con el comportamiento de los mismos.

4. Finalmente, podríamos decir que, independientemente de las aportaciones que a veces se han hecho a que es un hecho referirlos a los fundamentos de la Mecánica de Suelos, como una disciplina científica, sustentada en un labor que se ha distinguido por su fecunda fuente de inventivación científica, — es innegable que ha ejercido y ejercerá, una influencia definitiva en la evolución y logros alcanzados por la tecnología de los pavimentos, lo cual repercute inclusive, en la actividad y cantidad de los técnicos e investigadores que ocupan el importante y complejo problema de los pavimentos.



Terreno de Cimentación. - Soportar la obra vial.

Terraplén. a) **Cuerpo del Terraplén:** - Cubrir las funciones del terraplén.

b) **Capa subrasante.** - Apoyo adecuado del pavimento.

Subbase. - Transmitir esfuerzos a la capa subrasante

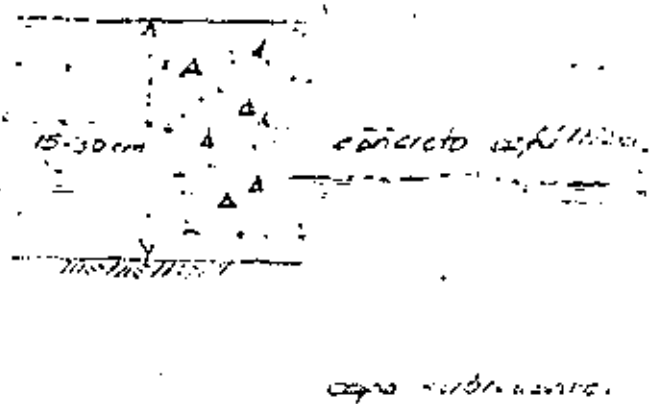
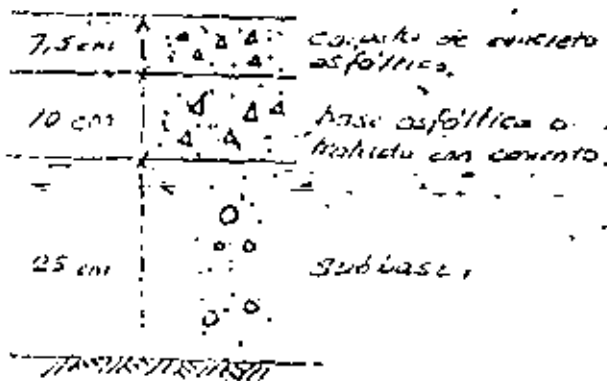
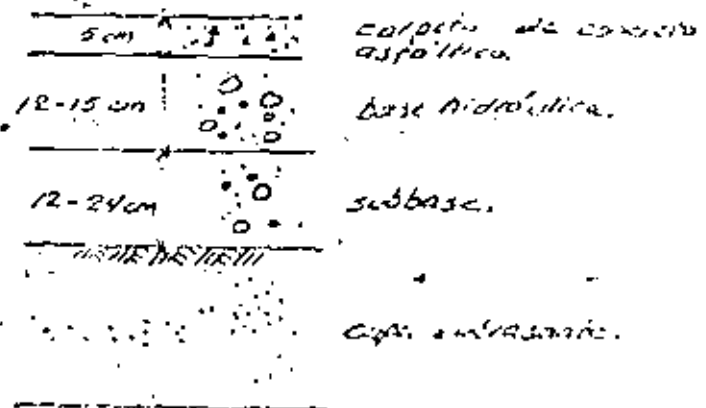
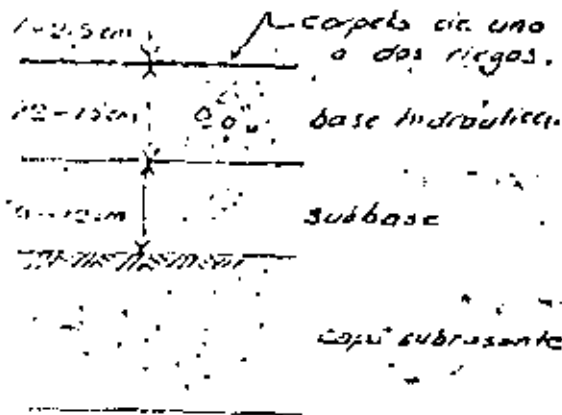
Transición entre base y subrasante.

Reducir efectos de cambios volumétricos y rebote elástico

Reducir costo del pavimento.

Base. - Soportar secundariamente las cargas y distribuir esfuerzos a las capas subyacentes en forma adecuada.

Carpieta. - Proporcionar una superficie estable, uniforme, impermeable y de textura apropiada.

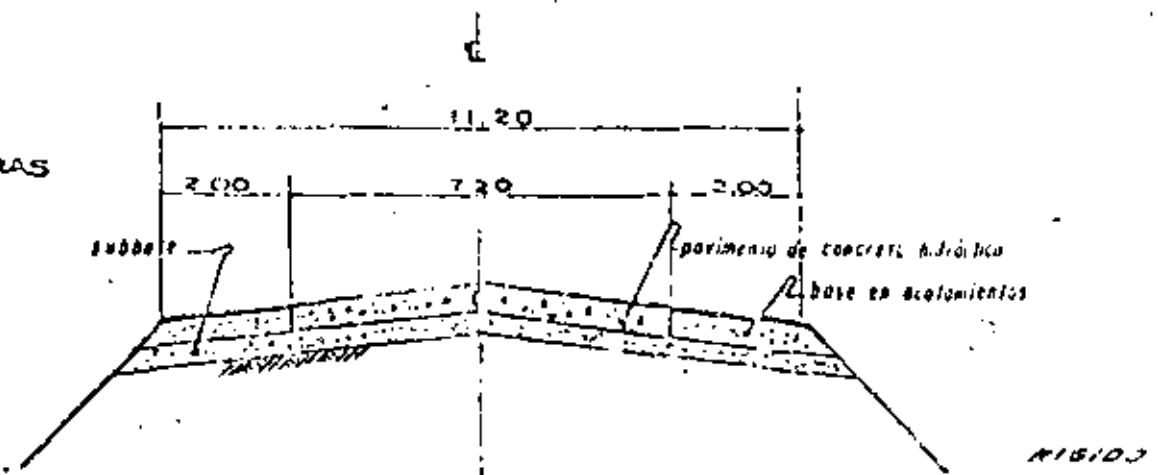


capa subrasante.

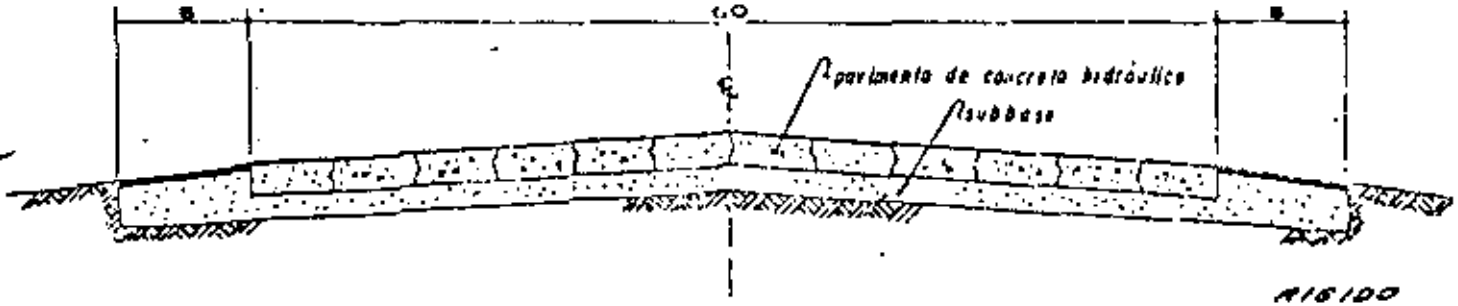
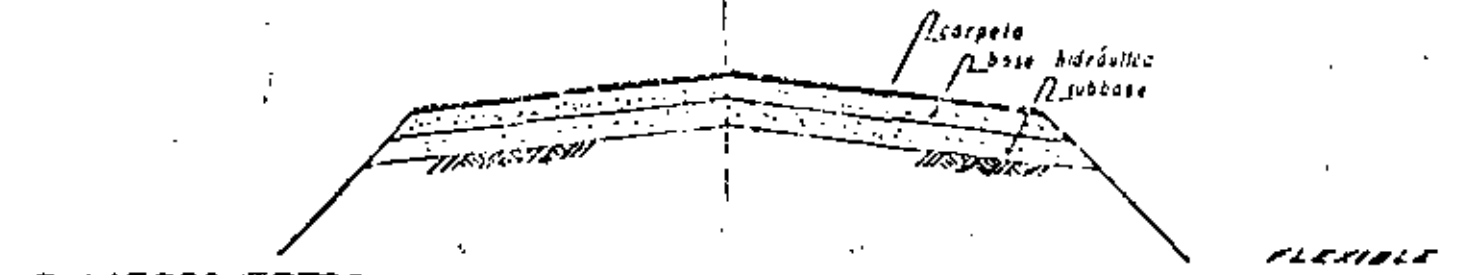
El espesor de la capa subrasante varia entre 30 y 50 cm.

SECCIONES TIPIICAS DE PAVIMENTOS

1. CARRETERAS



2. AEROPUERTOS



3. CALLES

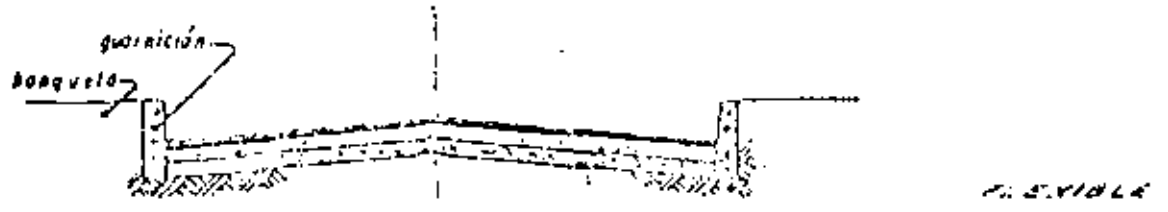
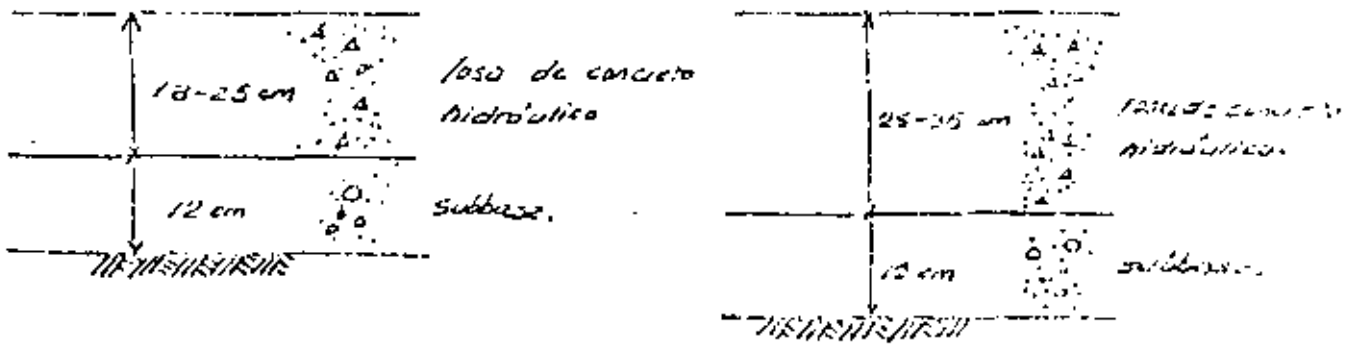


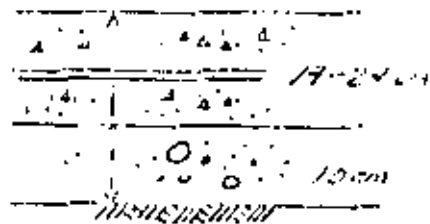
FIGURA 1. ESTRUCTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTO RÍGIDO



calles y carreteras.

aeropuertos.

acero de presfuerzo



losa de concreto prefabricada

subbase

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:

✓ ESTUDIOS ESPECIFICOS.

- EXPLORACION Y MUESTREO A LO LARGO DE LA RUTA
- ENSAYES DE LABORATORIO
- ANALISIS DE TRANSITO
- CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES
- RECURSOS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES

3.- QUE DEBEMOS TENER:

- BUEN CONOCIMIENTO DE LOS DIFERENTES FACTORES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE UN PAVIMENTO.
- CIERTO DOMINIO DE VARIOS DE LOS PRINCIPALES METODOS DESARROLLADOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS.
- FAMILIARIDAD CON LAS NORMAS QUE REGULAN LA CALIDAD Y COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.
- EXPERIENCIA Y BUEN JUICIO.

10

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

METODO S O P

INTENSIDAD DE TRANSITO DE VEHICULOS CON CAPACI DAD DE CARGA IGUAL O SÚ PERIOR A 3 TONELADAS MÉ TRICAS, CONSIDERADO EN UN SOLO SENTIDO	CURVA APLICABLE PARA EL PROYECTO DE ESPESORES.
Menos de 500 vehículos al día	IV
De 500 a 1000 vehículos al día	III
De 1000 a 2000 vehículos al día	II
Más de 2000 o autopistas	I

12

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 DE 18 000 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 mas 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, incluyen do 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

DEPARTAMENTO DE CARRETERAS DE CALIFORNIA

N. de ejes	Constantes	Tránsito diario al inicio del periodo 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 periodo de diseño: (20 años).

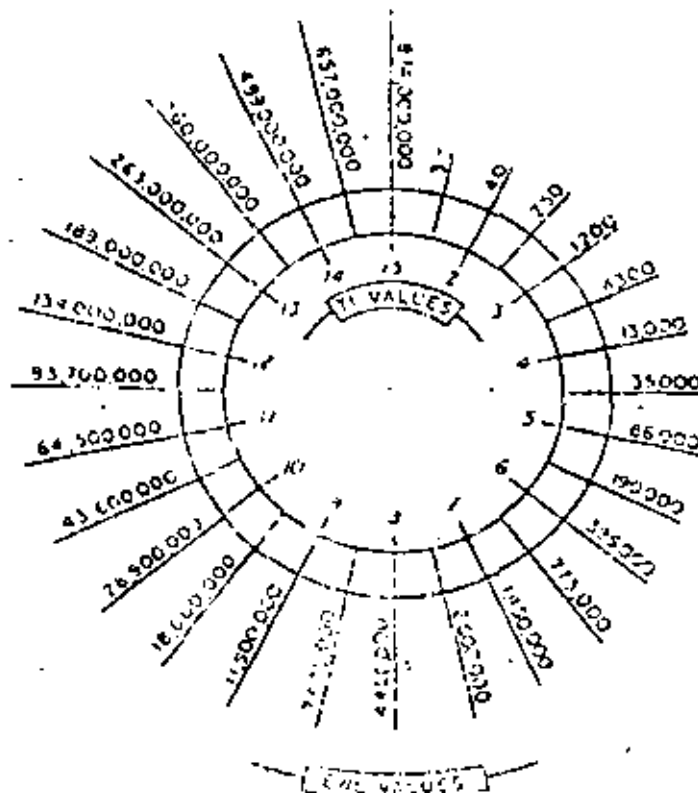
EWL = 20 x 200800 = 4,016,000

Para convertir a indice de tránsito, se puede emplear la fórmula siguiente o bien, mediante la gráfica mostrada.

Tl = 6.7 (EWL / 10^6) ^ 0.119

Tl = 6.7 (4,016,000 / 10^6) ^ 0.119 = 3.9 ≈ 4

CONVERSION CHART EWL TO TRAFFIC INDEX



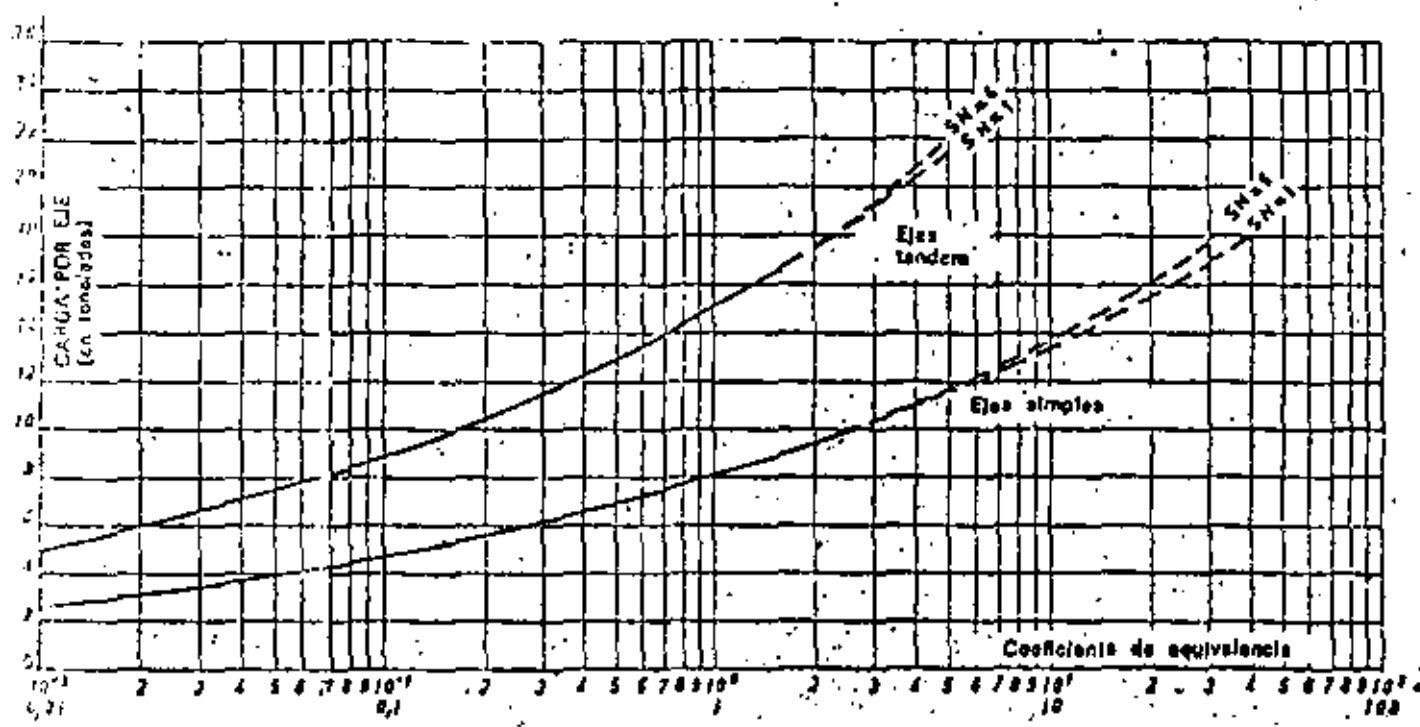


FIG. 34. Coeficiente de equivalencia (firmas flexibles).
Según Liddle (Du eau of Public Roads). Índice de viabilidad Anel: 2.0

METODO AASHO

Tránsito diario en dos direcciones = 500 vpl.
 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	0.13
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

$$\sum_{t=0}^n EAL = \frac{EAL_0 (365)}{\log_e (1 + i)} \left[(1 + i)^n - 1 \right]$$

$$\sum EAL = \frac{38.7 \times 365}{0.0535} \left[(1.055)^{10} - 1 \right] = 186 818$$

o bien, efectuando los cálculos por cada año:

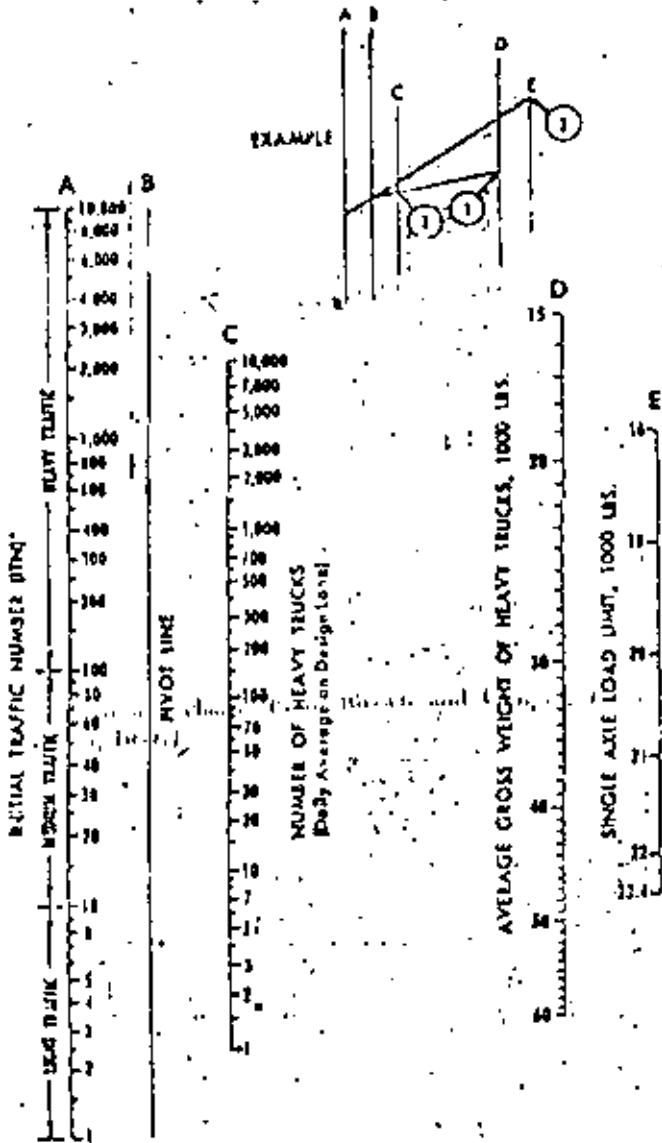
Fin del año	$(1 + i)^n$	Total en el año
1	1.000	$38.7 \left(\frac{1 + 1.055}{2} \right) (365) = 14 513$
2	1.055	$38.7 \left(\frac{1.055 + 1.113}{2} \right) (365) = 15312$
3	1.113	$38.7 \left(\frac{1.113 + 1.174}{2} \right) (365) = 16 154$
etc.		TOTAL 186 818

NOTA

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

	$\frac{W}{L}$	W_{VAC}	K_v	W_{CARG}	K_c
A _p	1	0.9	0.0001	1.0	0.0002
	2	0.9	0.0001	1.0	0.0002
	3	—	—	—	—
	Σ	1.8	0.0002	2.0	0.0004
A _c	CARGA = 2.5 ton				
	1	1.2	0.0005	1.6	0.0014
	2	1.2	0.0005	3.3	0.0260
	3	—	—	—	—
Σ	2.4	0.0010	4.9	0.0274	
B	25 PASAJEROS				
	1	3.0	0.0180	4.2	0.0690
	2	7.0	0.5310	8.3	1.0500
	3	—	—	—	—
Σ	10.0	0.5490	12.5	1.1190	
C ₂	CARGA = 5.1 ton				
	1	1.5	0.0011	2.5	0.0086
	2	2.7	0.0118	6.8	0.4730
	3	—	—	—	—
Σ	4.2	0.0129	9.3	0.4816	
C ₃	CARGA = 9.7 ton				
	1	1.7	0.0018	2.6	0.0100
	2	5.2	0.0144	14.0	0.7600
	3	—	—	—	—
Σ	6.9	0.0162	16.6	0.7700	
T ₂ -S ₁	CARGA = 9.7 ton				
	1	2.5	0.0085	3.0	0.0180
	2	3.6	0.0370	8.0	0.9059
	3	3.0	0.0180	7.8	0.8166
Σ	9.1	0.0635	18.8	1.7405	
T ₂ -S ₂	CARGA = 13.3 ton				
	1	3.5	0.0331	4.0	0.0560
	2	4.0	0.0560	8.5	1.1000
	3	3.8	0.0100	12.1	0.4300
Σ	11.3	0.0991	24.6	1.6460	
T ₃ -S ₂	CARGA = 16.0 ton				
	1	3.5	0.0331	3.9	0.0510
	2	5.4	0.0168	13.0	0.5640
	3	5.0	0.0124	13.0	0.5640
Σ	13.9	0.0623	29.9	1.1790	

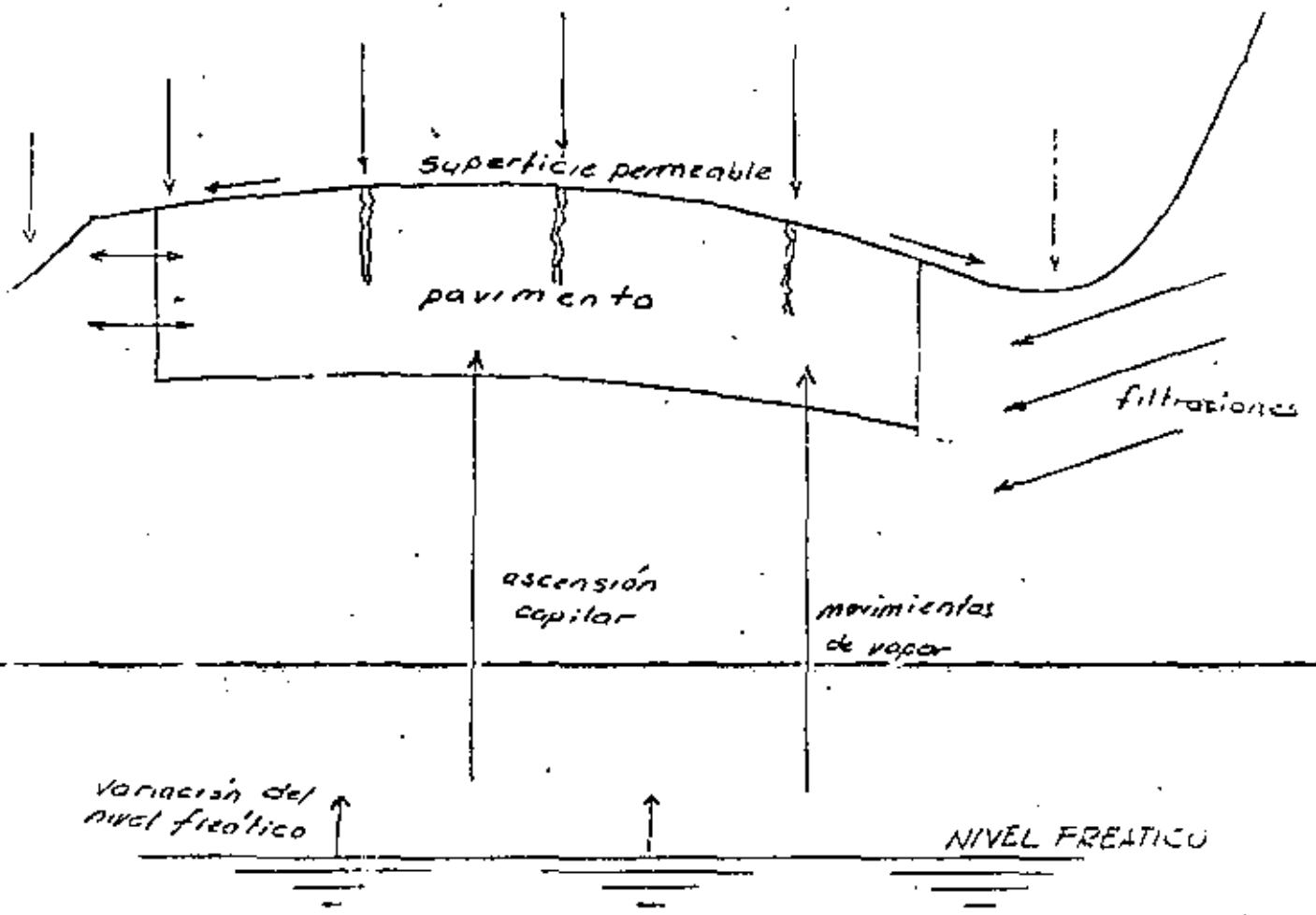
Fig. 7. Conversión de vehículos a unidades estándar.

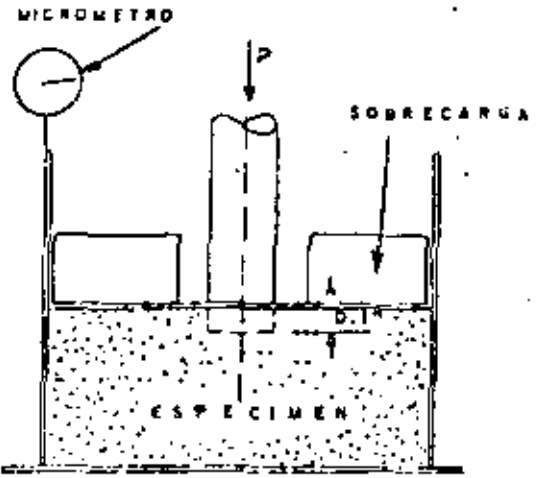


* ITN value may require correction when the IOT of automobiles and light trucks is relatively high. See Figure III-2

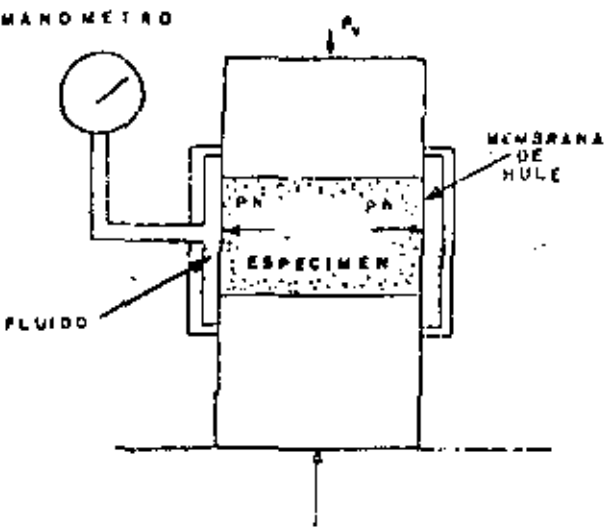
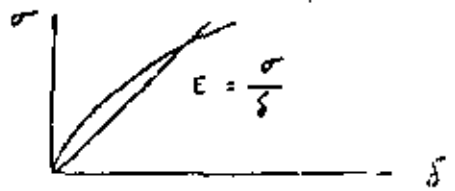
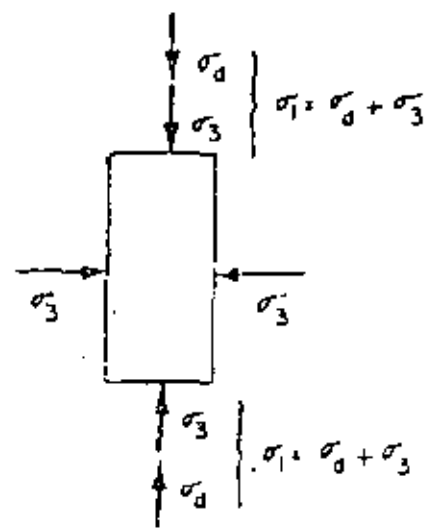
Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure III-1—Traffic analysis chart

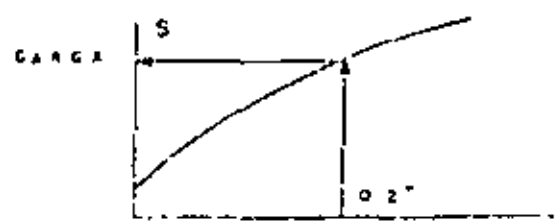
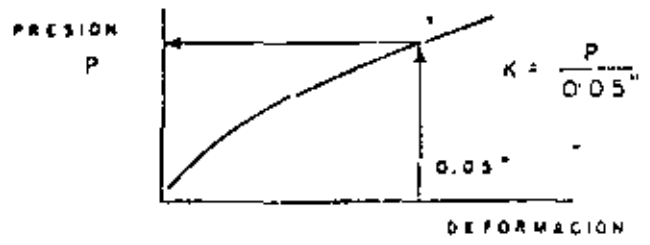
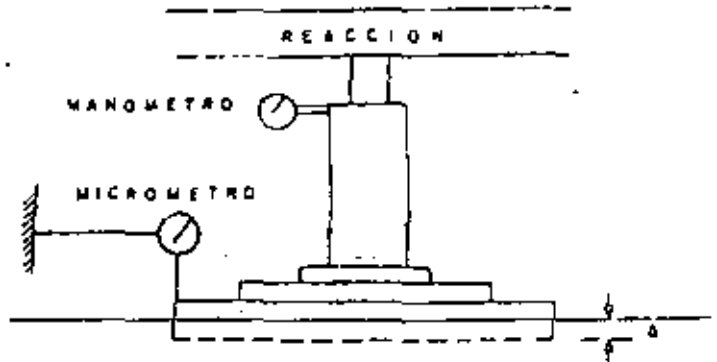




$$CBR = \frac{P_{0.1}}{1360 \text{ Kg.}} \times 100$$



$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v}\right) 100$$



DEFORMACION PROMEDIO PARA 10 REPETICIONES

6.- METODOS DE DISEÑO

1.- METODOS QUE PARTEN DE CONSIDERACIONES TEORICAS Y SEMITEORICAS, UTILIZANDO VALORES DE CORRELACION. PRUEBAS TRIAXIALES.

- KANSAS (E)
- TEXAS (c y ϕ)
- HVEEM (R, función de $\frac{P_h}{P_v}$)

2.- PROCEDIMIENTOS EMPIRICOS BASADOS EN UNA PRUEBA ARBITRARIA, TAL COMO LA DE CBR.

- CUERPO DE INGENIEROS
- ROAD RESEARCH LABORATORY
- WYOMING, KENTUCKY
- SOP

3.- METODOS BASADOS EN PRUEBAS DE CLASIFICACION DE SUELOS. INDICE DE GRUPO.

4.- METODOS CON BASE EN CRITERIOS OBTENIDOS DEL TRAMO DE PRUEBA AASHO:

- SHOOK - FINN
- BOUREAU OF PUBLIC WORKS
- INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM.

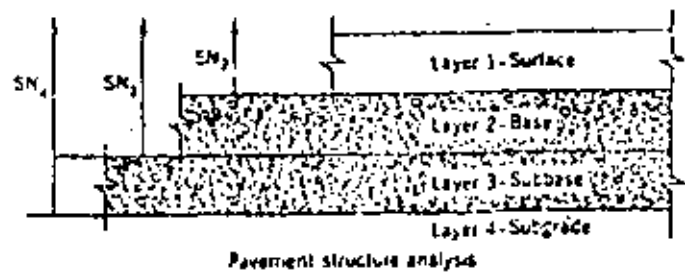


Figure 13.4. Alternate procedure for determining flexible-pavement layer thicknesses (From AASHTO Interim Guide, 1972.)

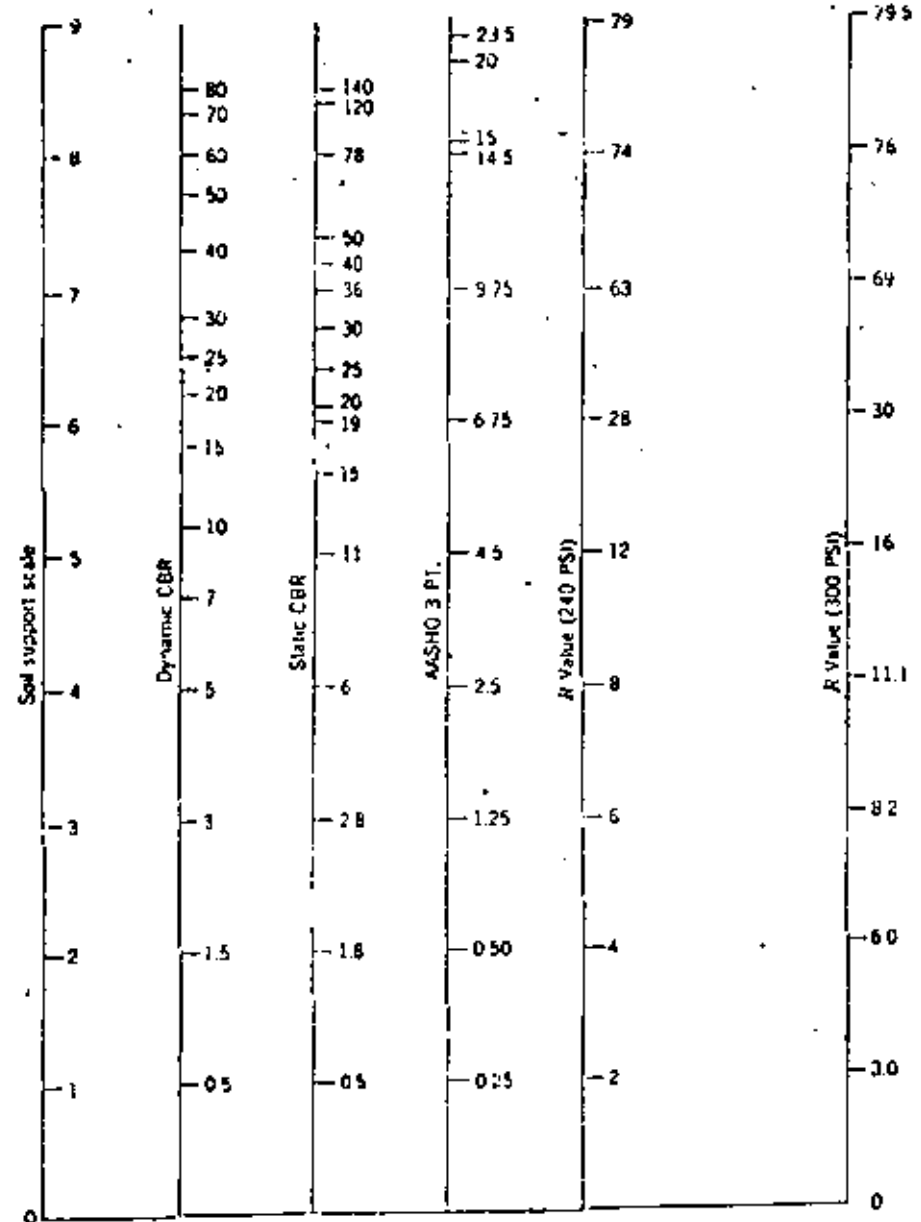


Figure 13.5. Soil support value correlations. (a) After Utah State Highway Department and (b) from Van Tiel et al., NCHRP 128.

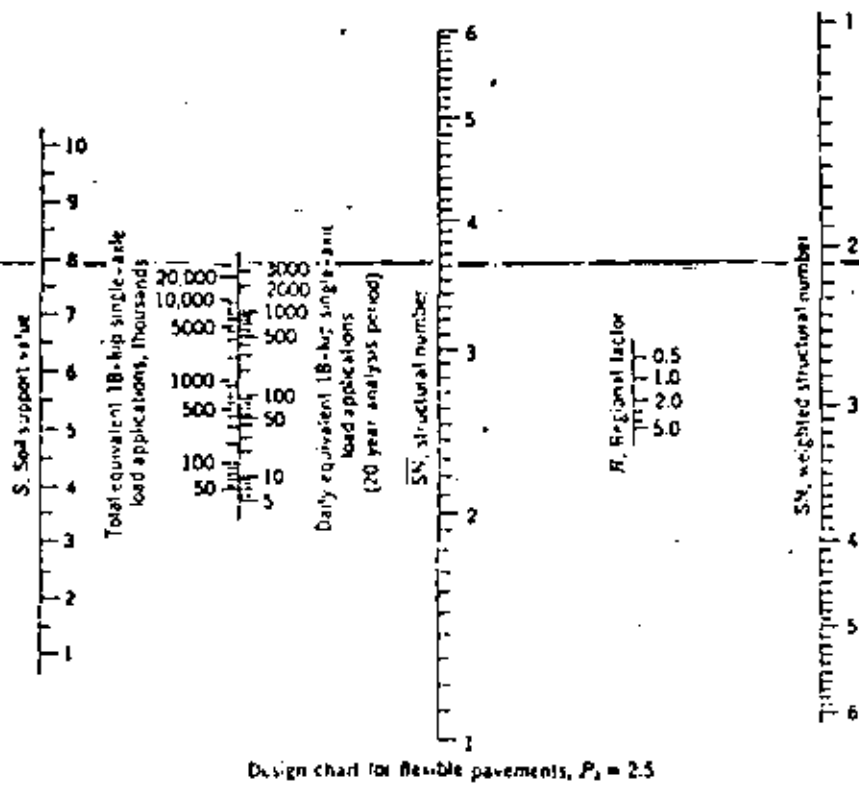
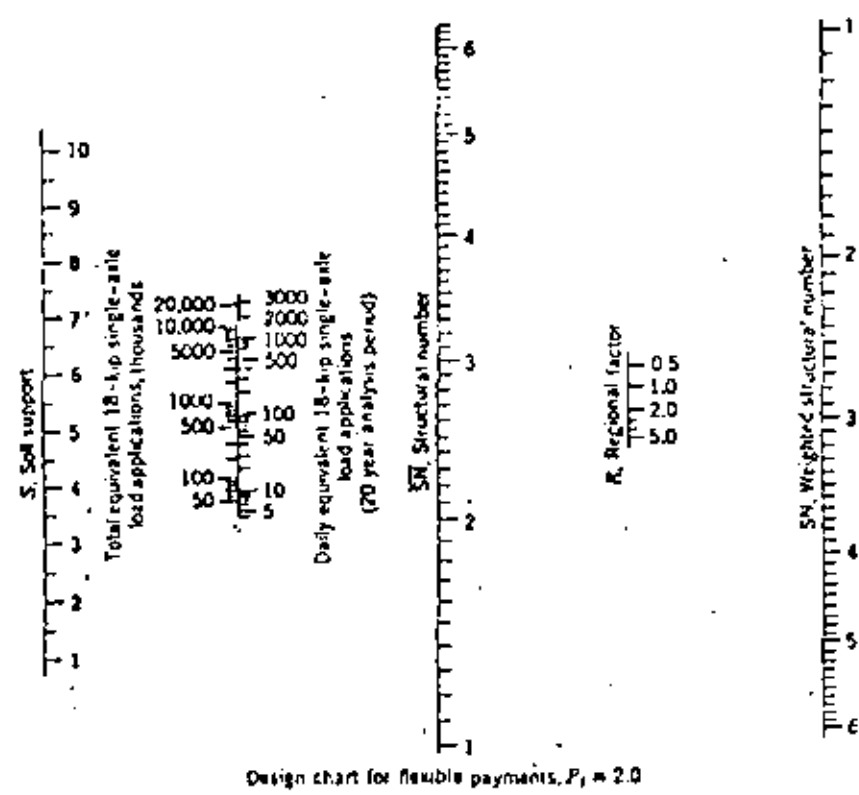
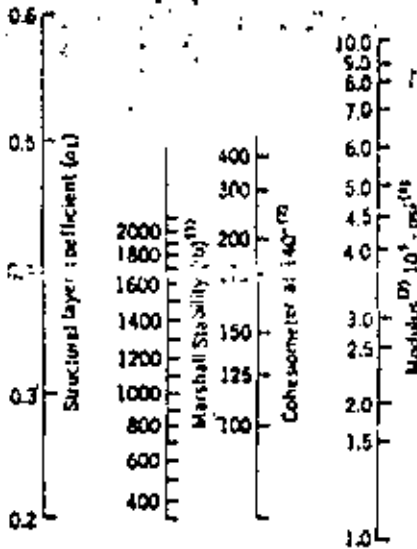
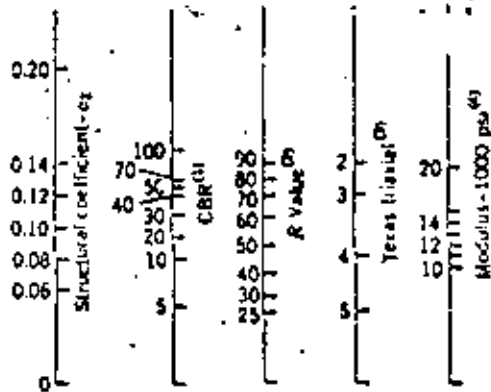


Figure 15.1. AASHO flexible-pavement design nomographs. (From AASHO Interim Guide, 1972)



- (1) Scale derived by averaging correlations obtained from the Asphalt Institute, Illinois, Louisiana, New Mexico, and Wyoming.
- (2) Scale derived by averaging correlations obtained from California and Texas.
- (3) Scale derived on this project.
- (4) Modulus at 68°F

(a)



- (1) Scale derived from correlations from Illinois.
- (2) Scale derived from correlations obtained from the Asphalt Institute, California, New Mexico and Wyoming.
- (3) Scale derived from correlations obtained from Texas.
- (4) Scale derived on this project.

(b)

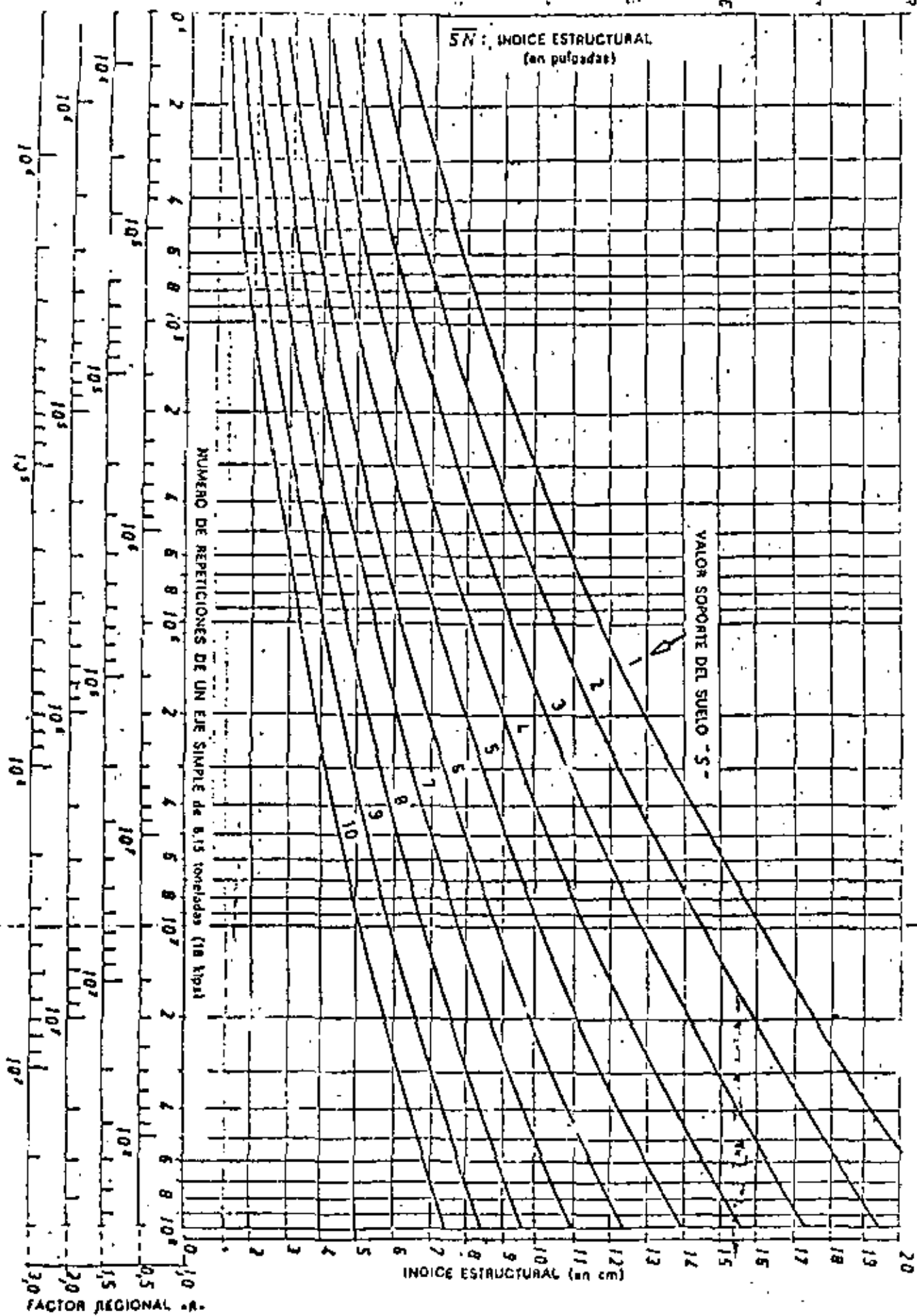
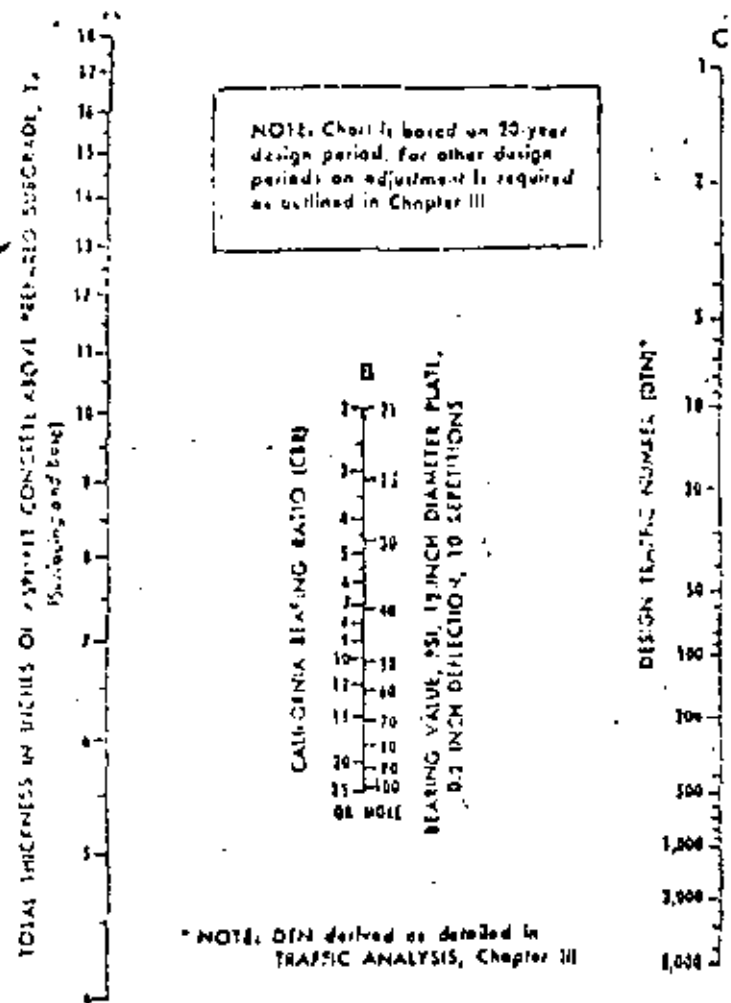
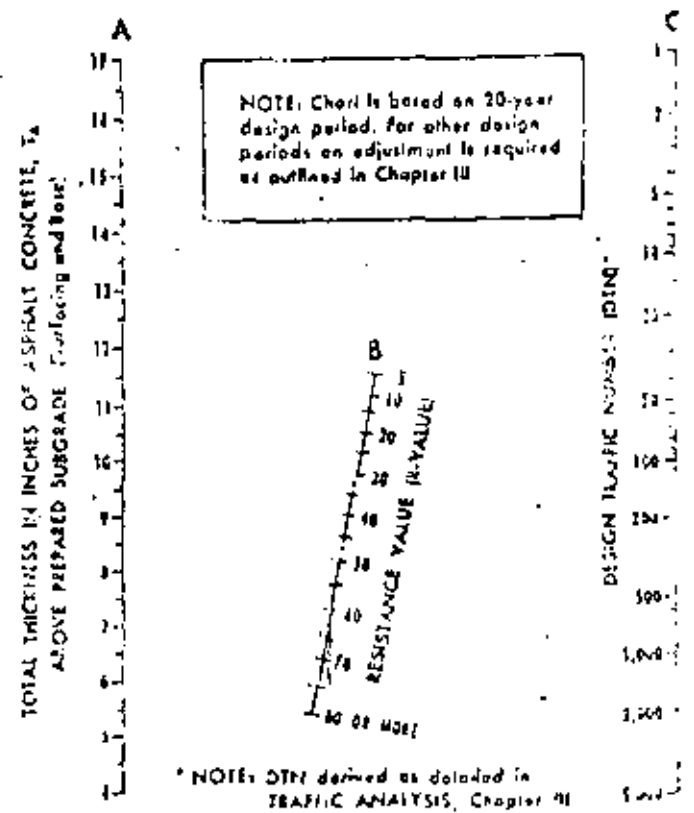


FIG. 39. Cálculo de límites flexibles.
 Método de Lúdlö (Bureau of Public Roads). Índice de viabilidad final : 2.0



Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure V-1—Thickness design chart for asphalt pavement structures using subgrade soil CBR or Plate-bearing values



Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure V-2—Thickness Design Chart for asphalt pavement structures using subgrade soil R-value

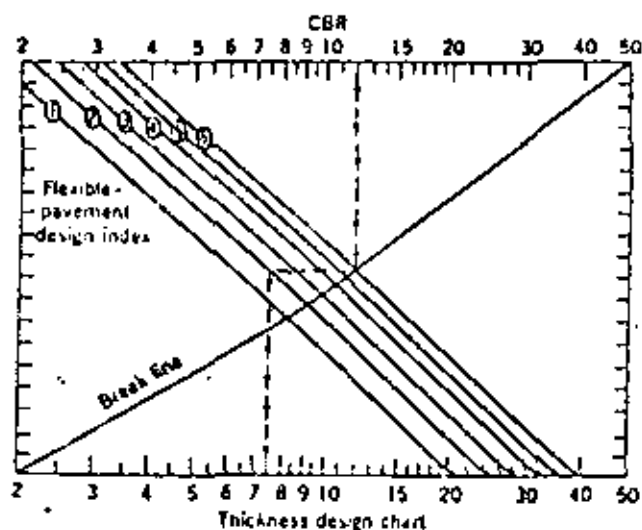


Figure 13.17. Thickness design chart. (From the National Crushed Stone Association and after U. S. Corps of Engineers TM 5-822-5)

TABLE 13.13. 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

$$G_E = 0.0032(TI)(100 - R)$$

TABLE 13.13. California Gravel Equivalents of Structural Layers in Feet

Actual Thickness of Layer (ft)	ASPHALT CONCRETE										Cement-treated Base		Aggre- gate 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		G_f	A	B	G_f	G_f
	Gravel Equivalent Factor (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	0.38	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	0.88	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	0.92	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

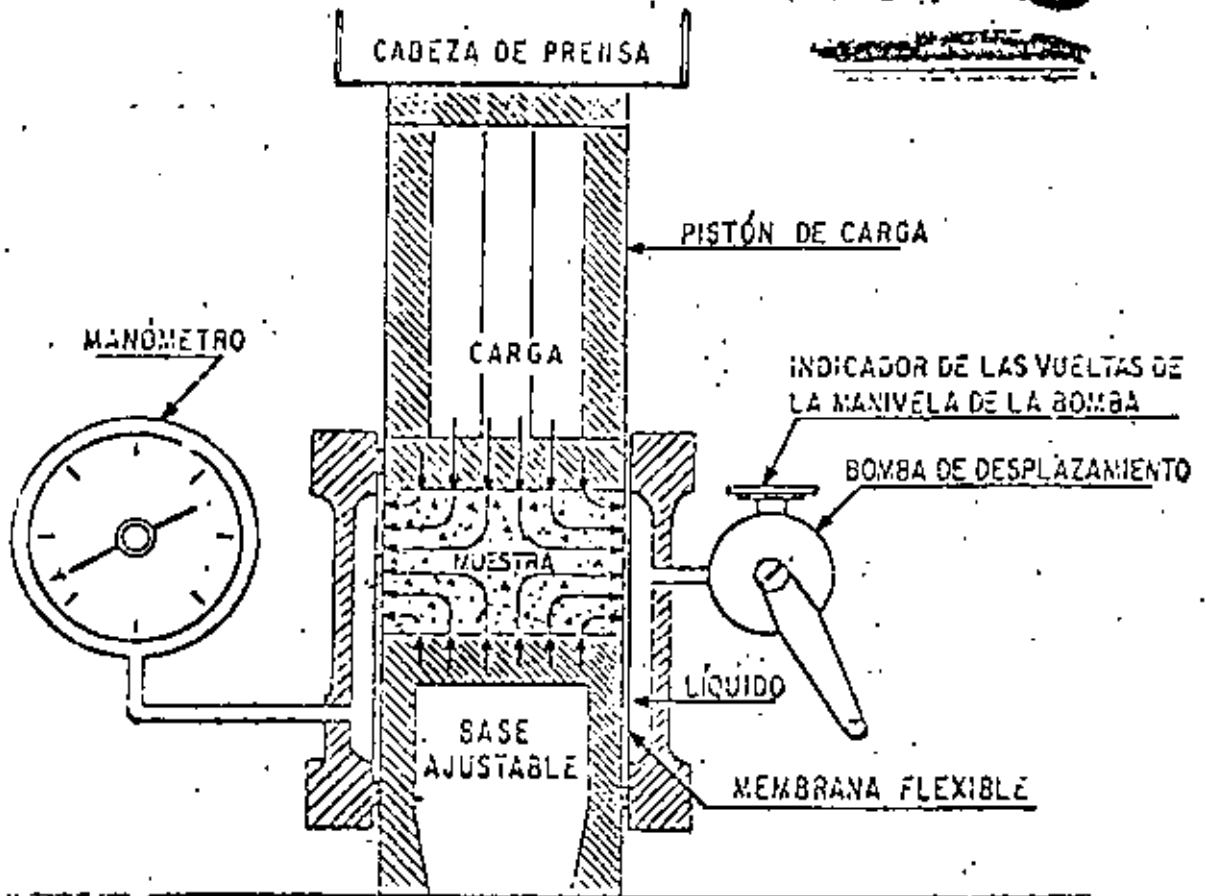
Notes:

BTB is bituminous-treated base.

LTB is lime-treated base.

 For the design of sand-treated asphalt surface, use 0.8 of the gravel equivalent factors (G_f) shown above the asphalt concrete.

ESTABILÓMETRO



$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v} \right) 100$$

$$T_s = K \frac{P \sqrt{A} \text{Logr} \left(\frac{P_h}{P_v} - 0.1 \right)}{\sqrt[5]{c}}$$

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)

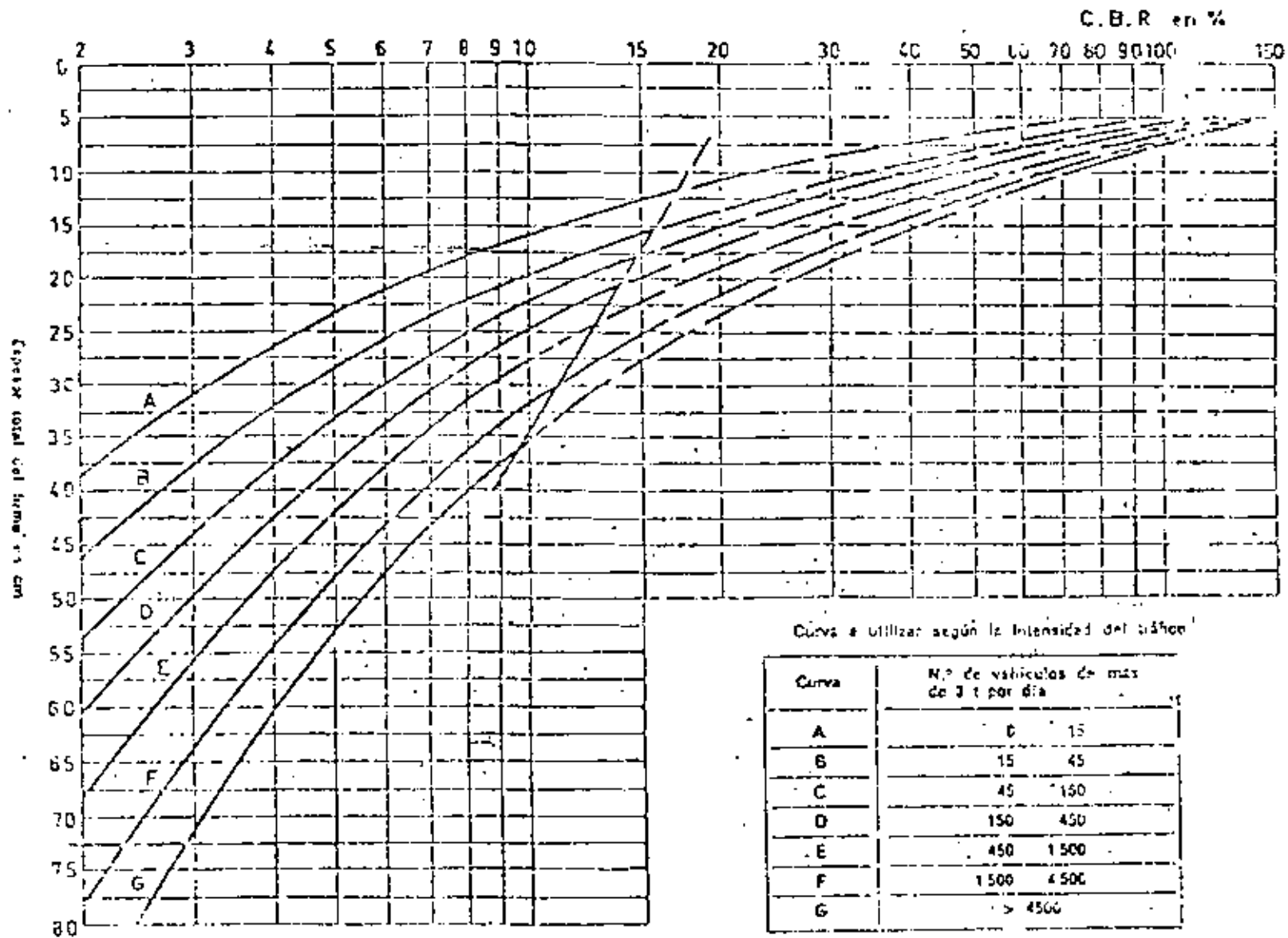
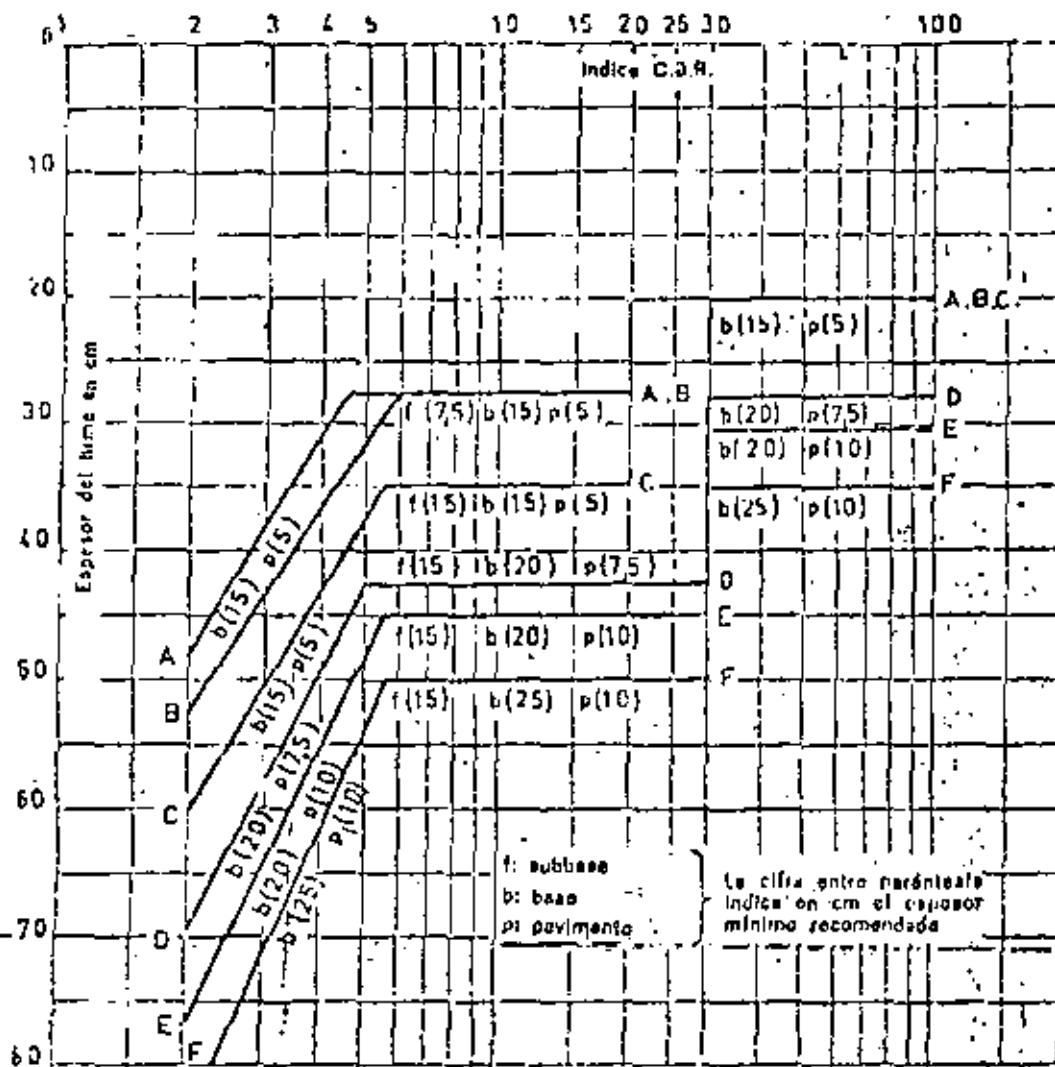
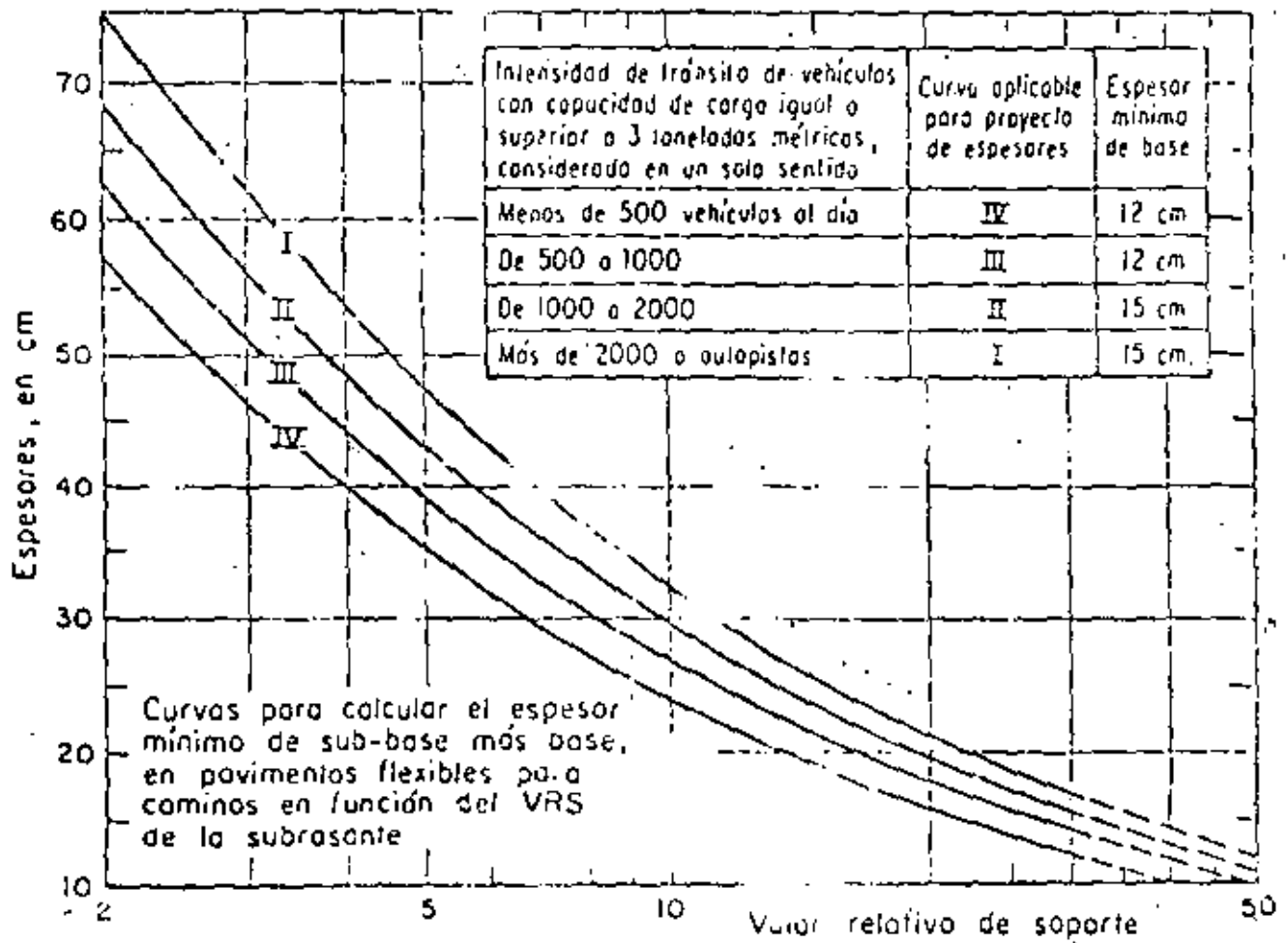


FIG. 12. Abaco del "Road Research Laboratory".



Línea	Nº de vehículos/día (para 15 años) (durante 20 años)
A	0-45
B	45-100
C	150-450
D	450-1500
E	1500-4500
F	> 4500

FIG. 40. Abaco del Road Research Laboratory, (R. N. 29, 1965).



Prueba 108-13, SCOP-1957

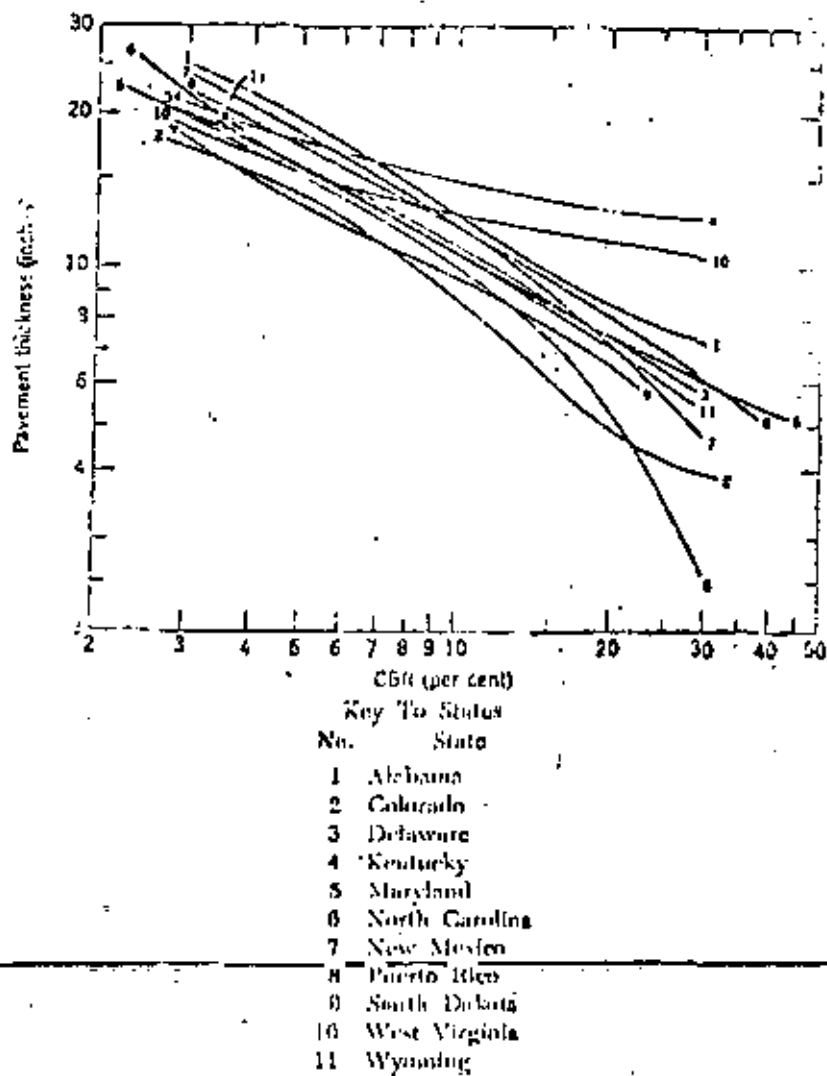


Figure 13.20. California flexing tests curves for various states (8000-pound wheel including modifications suitable to WASHO test and conditions). (From Highway Research Board Bulletin 133.)

TABLE 13.16. Current State Highway Practices*

1. Use AASHTO Interim Guide		5. Factors Considered in Regional Factor	
No direct use	16 ^b	Topography	5
Used to modify design only	1	Similarity to road test location	5
Used directly	32	Rainfall	13
Research in progress	3	Frost penetration	5
2. Use AASHTO Equivalency Factors		Temperature	3
Use directly	31	Ground water table	2
BPR modified factors	4	Subgrade type	4
Do not use AASHTO	17	Engineering judgment	13
3. Wheel Load Used for Design		Type of facility	3
18-kip axle	38	Subsurface drainage	5
5-kip wheel	8	7. Consideration of Frost Penetration	
Other	4	Regional factor	7
None	2	Use granular material	22
4. Methods for Subgrade Evaluation		Not considered	12
CBR	19	Not a problem	11
R value	10	8. Thickness of NFS Material	
Triaxial	5	Percentage of frost depth	11
Group Index	9	Standard thickness	2
Other soil classifications	4	USACK procedure	4
Pedologic classification	1	Experience	7
Frost index	1	9. Use AASHTO Structural Layer Coeff.	
Standard section	1	Use AASHTO guide	8
Experience	4	Use modification to guide	20
5. Use Regional Factor from AASHTO Guide		Use guides (not for design)	6
Used from guides	14	Do not use	18
Used modified guides approach	13	10. Vary Structural Coefficient with Pavement Position	
Other sources	6	Vary struct. coeff.	13
Regional factor not used	14	Do not vary	20
		Concept not used	9

* Results summarized from NCHRP 120.

^b Number of states (including D.C. and Puerto Rico).



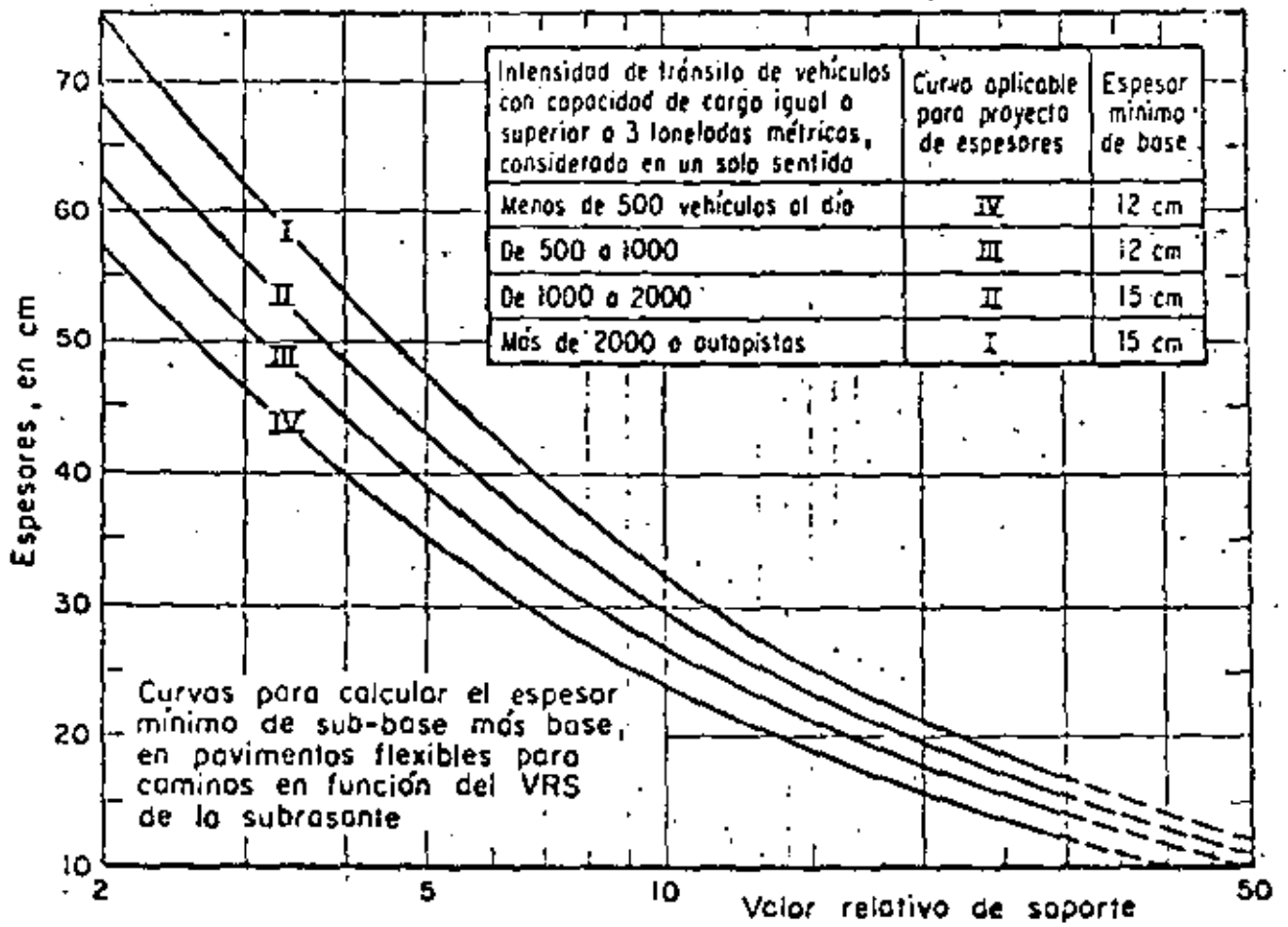
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS

Ing. Luis Miguel Aguirre Menchaca

JULIO, 1981



Prueba 108-13, SCOP-1957

2

METODO SOP.

Cálculo del tránsito:

$$TDPA = 1750$$

vehículos con peso mayor de 3ton. en un solo sentido

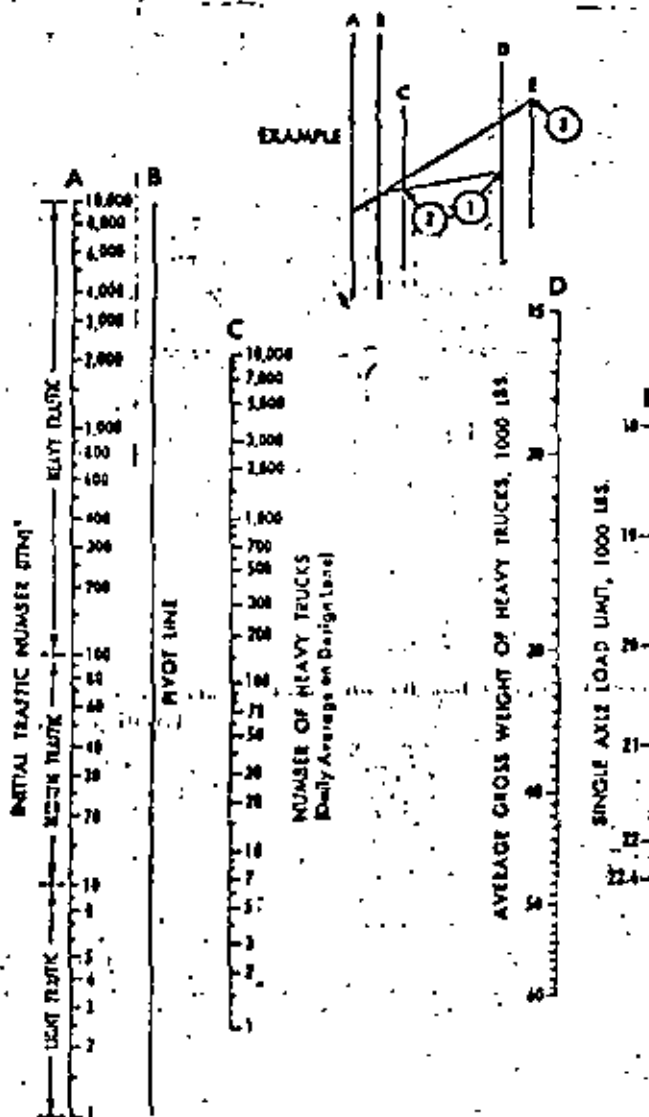
$$1750 \times 0,50 \times 0,715 = 676$$

Tránsito a 10 años:

$$T_n = T_0 (1+r)^{n-1} = 676 \times 2,34 = 1580$$

Entrando a la curva II

CBR	Espesor subbase más base	Espesor mínimo de base	Espesor de subbase
3	56	15	41
10	30	15	15



* (TN) value may require correction where the IDT of automobiles and Eight trucks is relatively high. See Figure III-2

Additional copies of this nomograph are available at the
 World Asphalt Institute office.

Figure III-1—Traffic analysis chart

TABLE 15.7. Initial Traffic Number (ITN) Adjustment Factors*

Design Period, Years (n)	Annual Growth Rate, Percent (r)					
	0	2	4	6	8	10
1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
4	0.20	0.21	0.21	0.22	0.22	0.23
6	0.30	0.32	0.33	0.35	0.37	0.39
8	0.40	0.43	0.46	0.50	0.53	0.57
10	0.50	0.53	0.60	0.66	0.72	0.80
12	0.60	0.67	0.75	0.84	0.95	1.07
14	0.70	0.80	0.92	1.05	1.21	1.40
16	0.80	0.93	1.09	1.28	1.52	1.80
18	0.90	1.07	1.28	1.55	1.87	2.28
20	1.00	1.21	1.49	1.84	2.29	2.86
25	1.25	1.60	2.08	2.74	3.66	4.92
30	1.50	2.03	2.80	3.95	5.66	8.22
35	1.75	2.50	3.68	5.57	8.62	13.55

$$\text{Factor} = \frac{(1 + r)^n - 1}{20r}$$

* From The Asphalt Institute.

Note: Truck growth rate, which includes both number and weight of trucks, may increase faster than overall traffic growth rate, particularly on roads with large volumes of heavy trucks. Growth rates for these roads should be determined from truck weight study data, if possible.

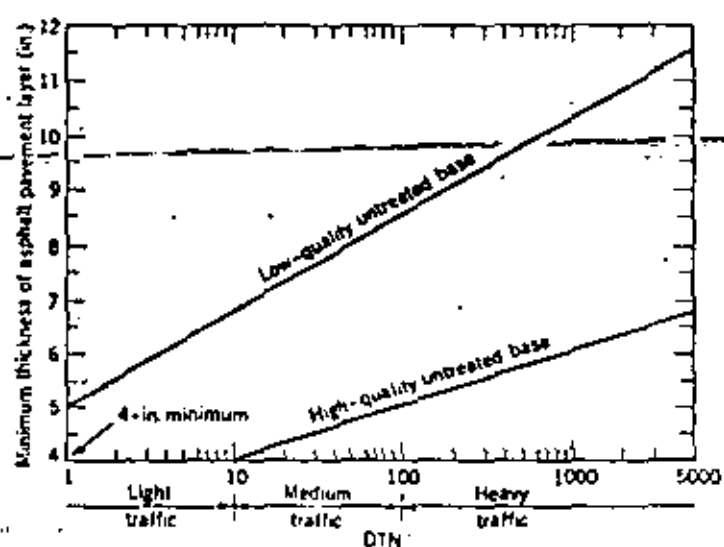
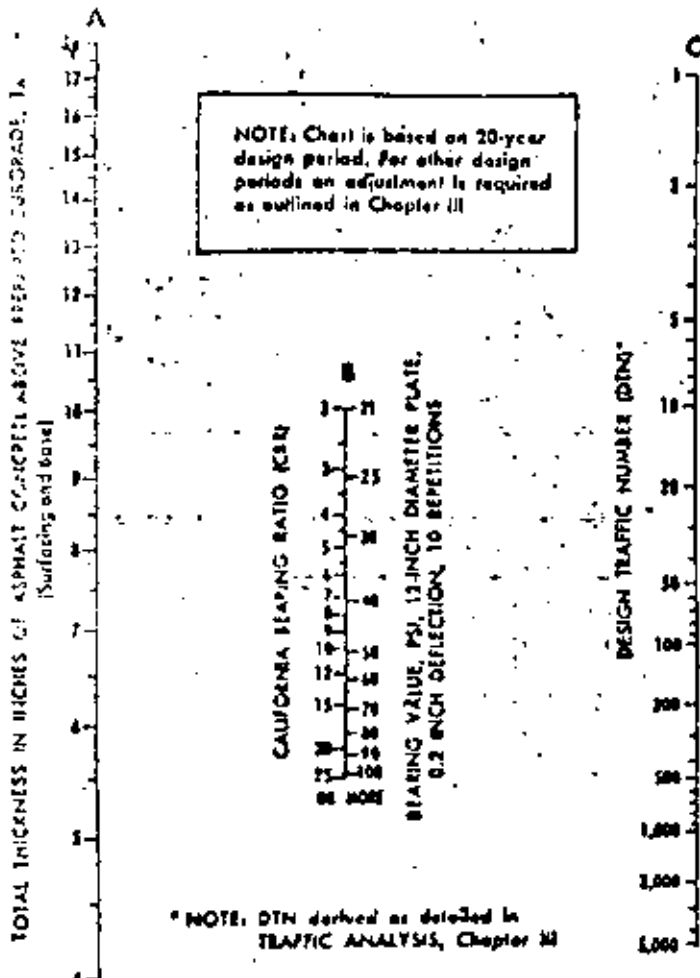


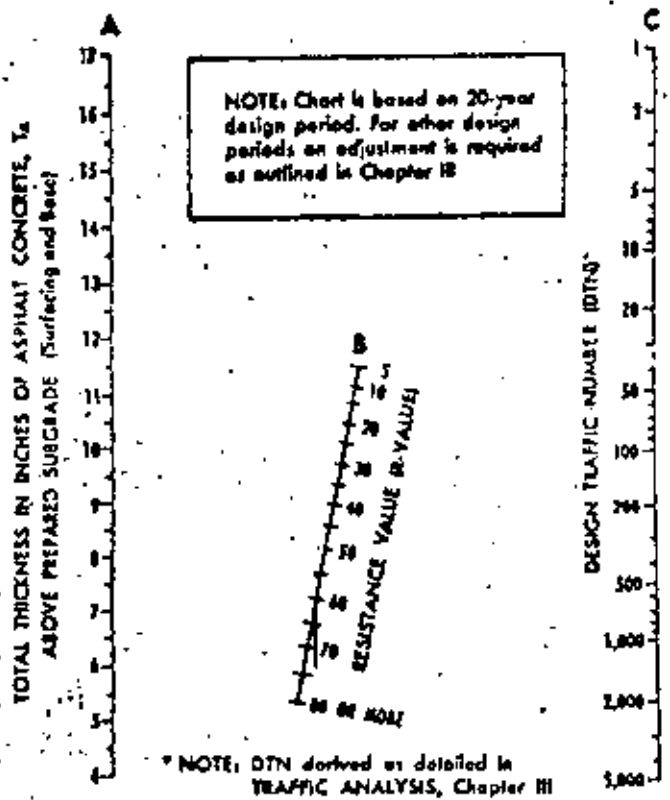
Figure 15.16. Recommended surface thickness for untreated base pavements. (From The Asphalt Institute.)



Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure V-1—Thickness design chart for asphalt pavement structures using subgrade soil CBR or Plate-Bearing values

57



Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure V-2—Thickness design chart for asphalt pavement structures using prepared subgrade resistance values

DEPARTAMENTO DE CARRETERAS DE CALIFORNIA

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)

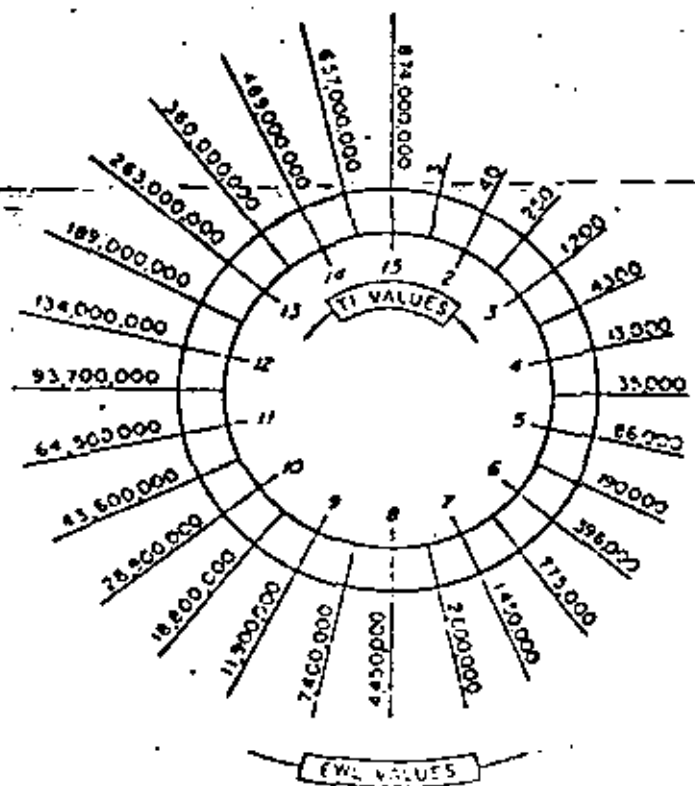
$$EWL = 20 \times 200800 = 4,016,000$$

Para convertir a indice de tránsito, se puede emplear la fórmula siguiente o bien, mediante la gráfica mostrada.

$$Tl = 6.7 \left(\frac{EWL}{10^6} \right)^{0.119}$$

$$Tl = 6.7 \left(\frac{4,016,000}{10^6} \right)^{0.119} = 7.9 \approx 8$$

CONVERSION CHART
EWL TO TRAFFIC INDEX



$$GE = 0.0032(TI)(100 - R)$$

TABLE 15.12. California Gravel Equivalents of Structural Layers in Feet

Actual Thickness of Layer (ft)	ASPHALT CONCRETE										BTB and LTB	Cement-treated Base		Aggre- gate Base	Aggre- gate Sub- base
	Traffic Index (TI)											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		
	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	0.38	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	0.88	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.

METODO ⁸ AASHO

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

$$\sum_{t=0}^n EAL = \frac{EAL_0 (365)}{\log_e (1 + i)} \left[(1 + i)^n - 1 \right]$$

$$\sum EAL = \frac{38.7 \times 365}{0.0535} \left[(1.055)^{10} - 1 \right] = 186\ 818$$

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 80

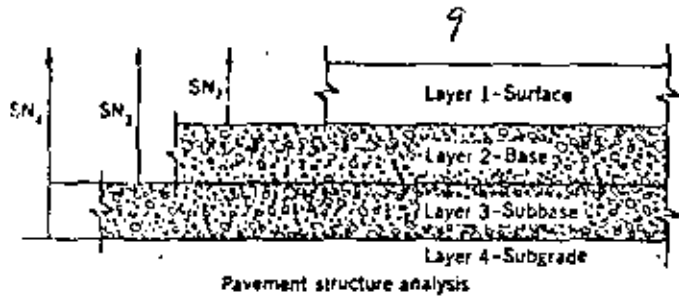


Figure 15.4. Alternate procedure for determining flexible-pavement layer thicknesses. (From AASHTO Interim Guide, 1972.)

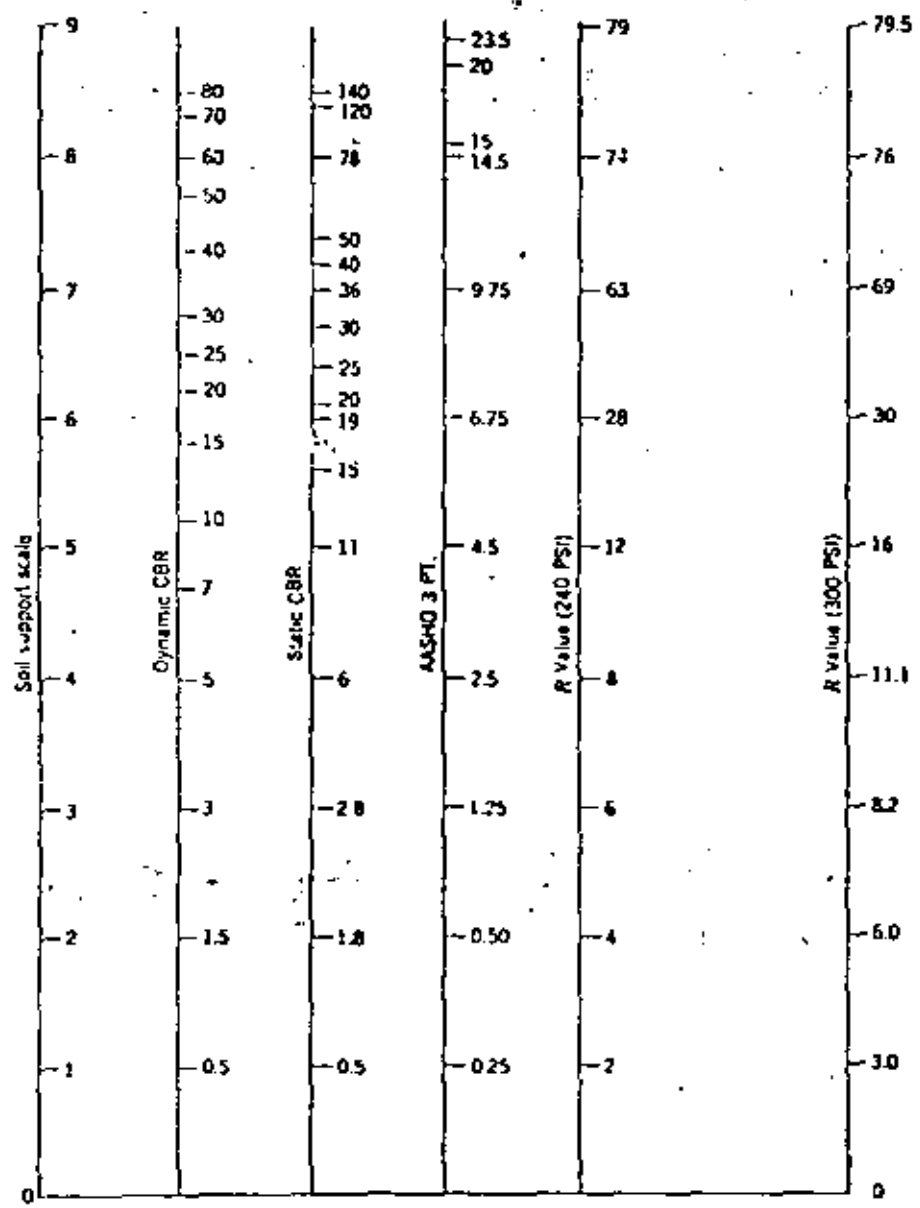


Figure 15.5. Soil support value correlations. (a) After Utah State Highway Department and (b) from Van Til et al., NCHRP 128.

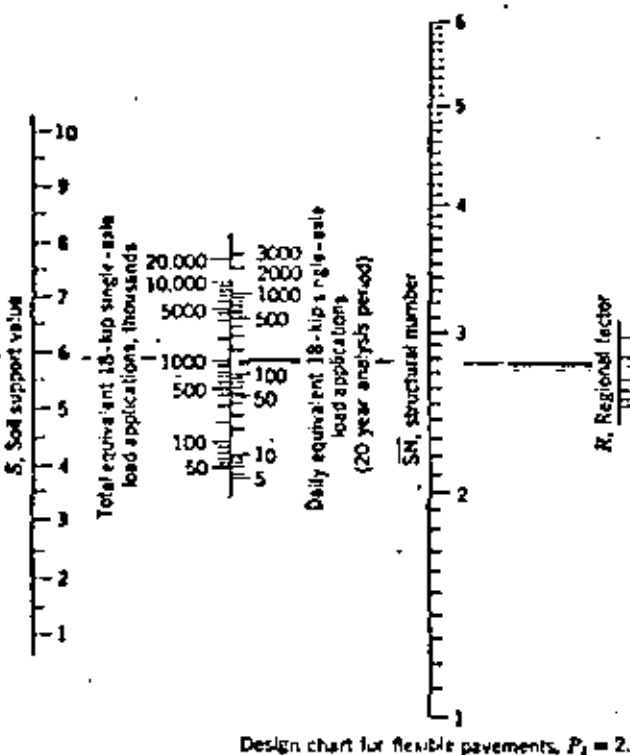
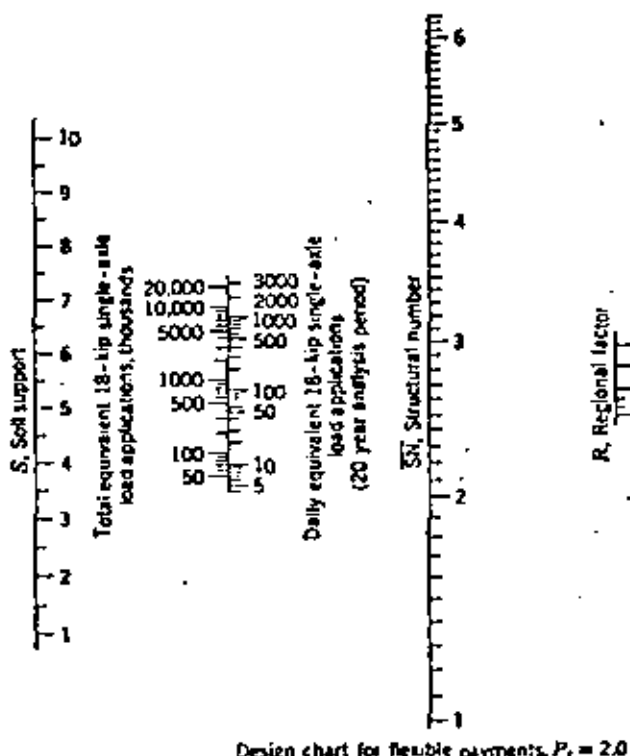
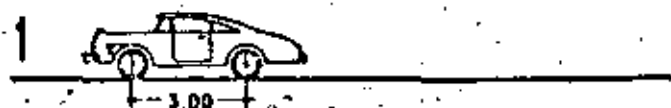


Figure 13.1. AASHTO flexible-pavement design nomographs. (From AASHTO Interim Guide, 1972.)

NOTA

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

Ap



$\frac{W}{L}$	W_{VAC}	K_v	W_{CARG}	K_c
1	0.9	0.0001	1.0	0.0002
2	0.9	0.0001	1.0	0.0002
3	—	—	—	—
Σ	1.8	0.0002	2.0	0.0004

Ac

CARGA=2.5 ton



1	1.2	0.0005	1.6	0.0014
2	1.2	0.0005	3.3	0.0260
3	—	—	—	—
Σ	2.4	0.0010	4.9	0.0274

B

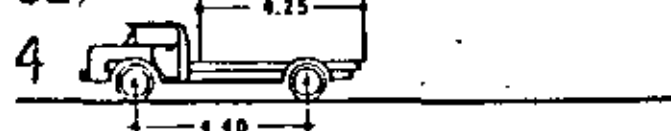
25 PASAJEROS



1	3.0	0.0180	4.2	0.0690
2	7.0	0.5310	8.3	1.0500
3	—	—	—	—
Σ	10.0	0.5490	12.5	1.1190

C2

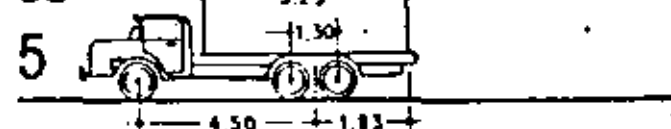
CARGA=5.1 ton



1	1.5	0.0011	2.5	0.0086
2	2.7	0.0118	6.8	0.4730
3	—	—	—	—
Σ	4.2	0.0129	9.3	0.4816

C3

CARGA=9.7 ton



1	1.7	0.0018	2.6	0.0109
2	5.2	0.0144	14.0	0.7600
3	—	—	—	—
Σ	6.9	0.0162	16.6	0.7700

T2-S1

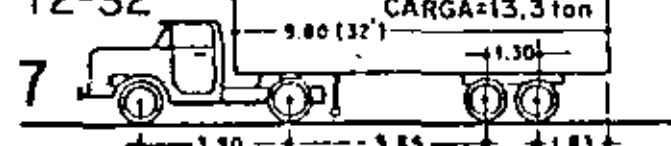
CARGA=9.7 ton



1	2.5	0.0085	3.0	0.0180
2	3.6	0.0370	8.0	0.9059
3	3.0	0.0180	7.8	0.8186
Σ	9.1	0.0635	18.8	1.7425

T2-S2

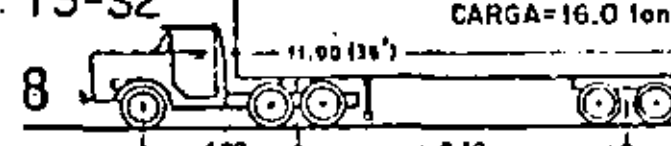
CARGA=13.3 ton



1	3.5	0.0331	4.0	0.0560
2	4.0	0.0560	8.5	1.1600
3	3.8	0.0100	12.1	0.4300
Σ	11.3	0.0991	24.6	1.6460

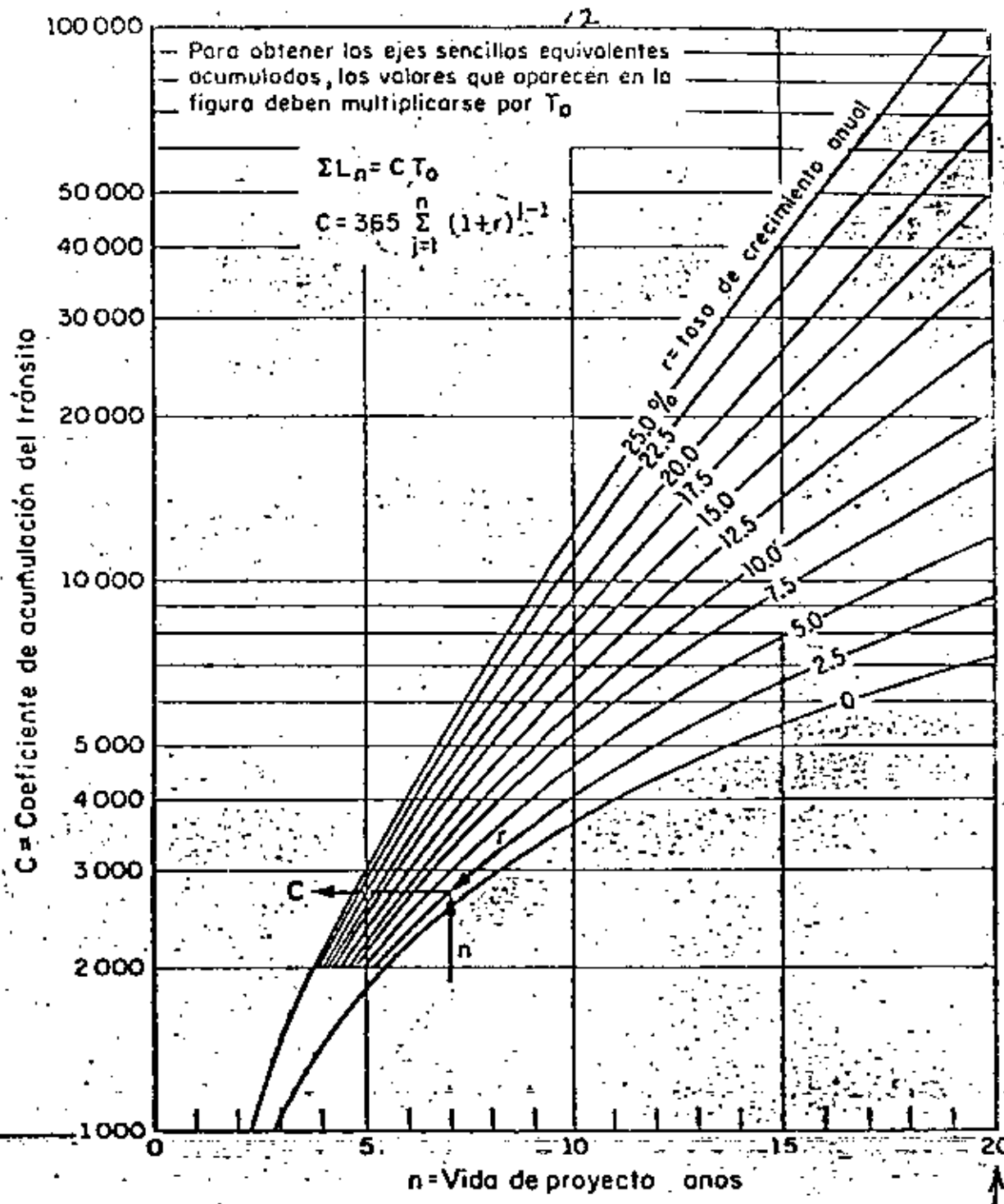
T3-S2

CARGA=16.0 ton



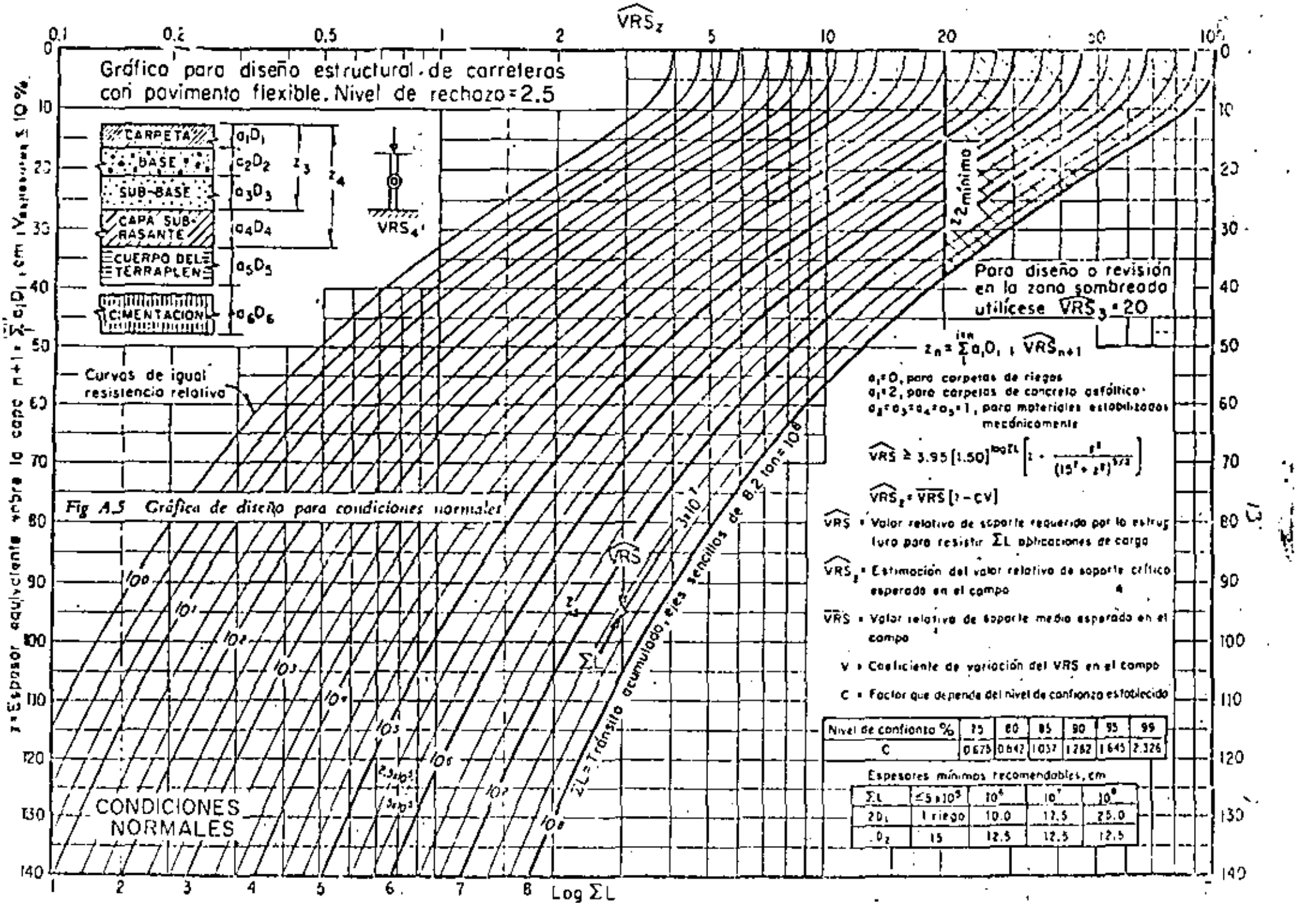
1	3.5	0.0331	3.9	0.0510
2	5.4	0.0168	13.0	0.5640
3	5.0	0.0124	13.0	0.5640
Σ	13.9	0.0623	29.9	1.1790

Fig 7 Conversión de vehículos a ejes equivalentes



- 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



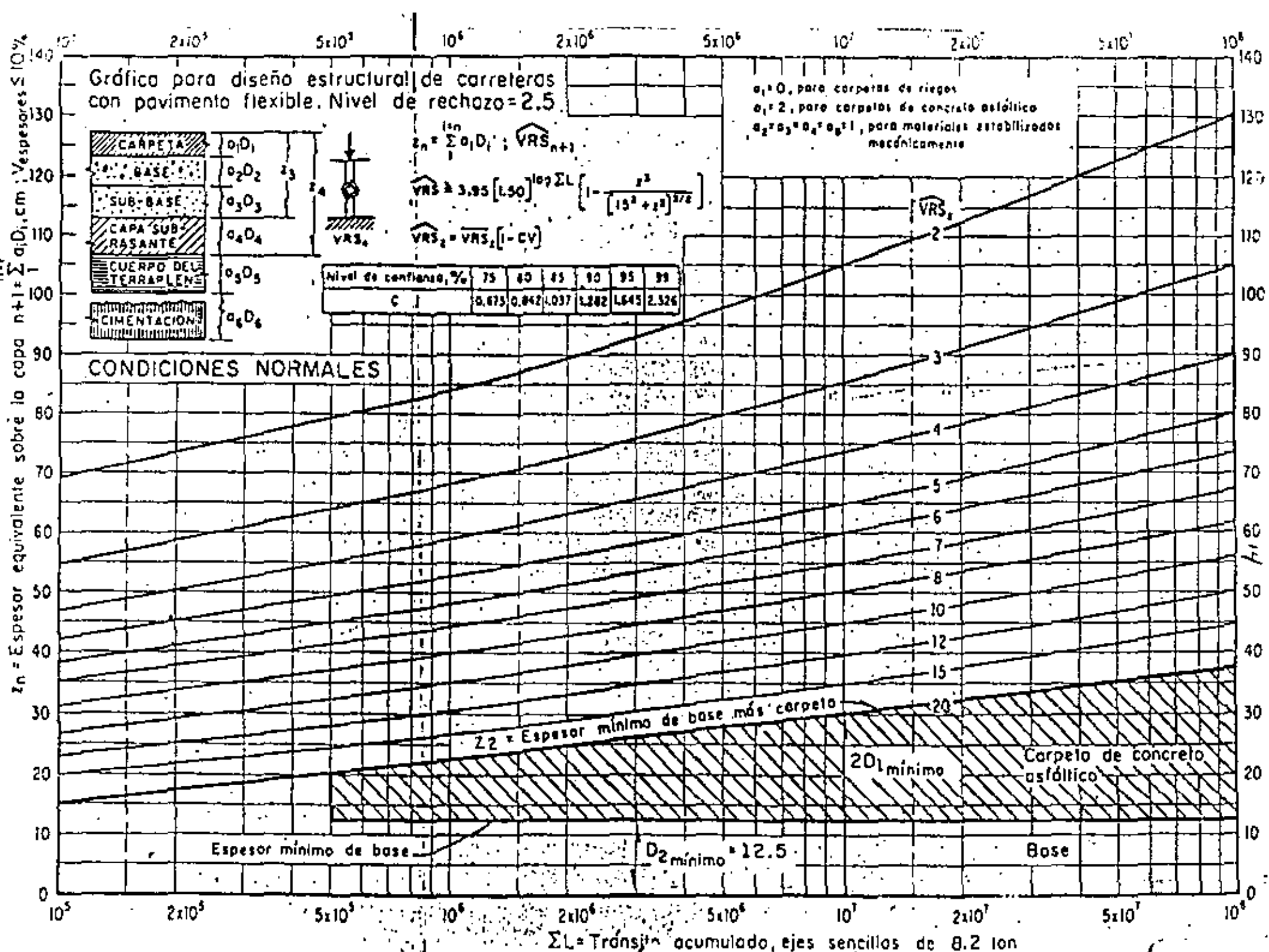


Fig A.6 Gráfica de diseño p condiciones normales

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 DE 12 000 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 mas 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

NATIONAL CRUSHED STONE ASSOCIATION DESIGN

539

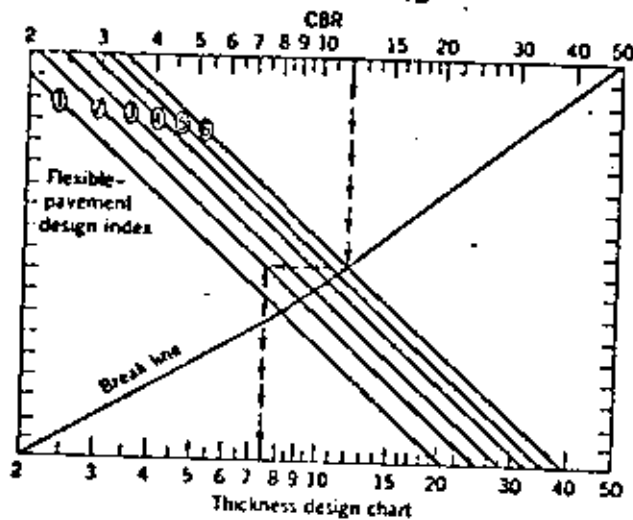


Figure 13.17. Thickness design chart. (From the National Crushed Stone Association and after U. S. Corps of Engineers TM 3-822-5.)

TABLE 13.12. Surfacing Thickness Recommendations

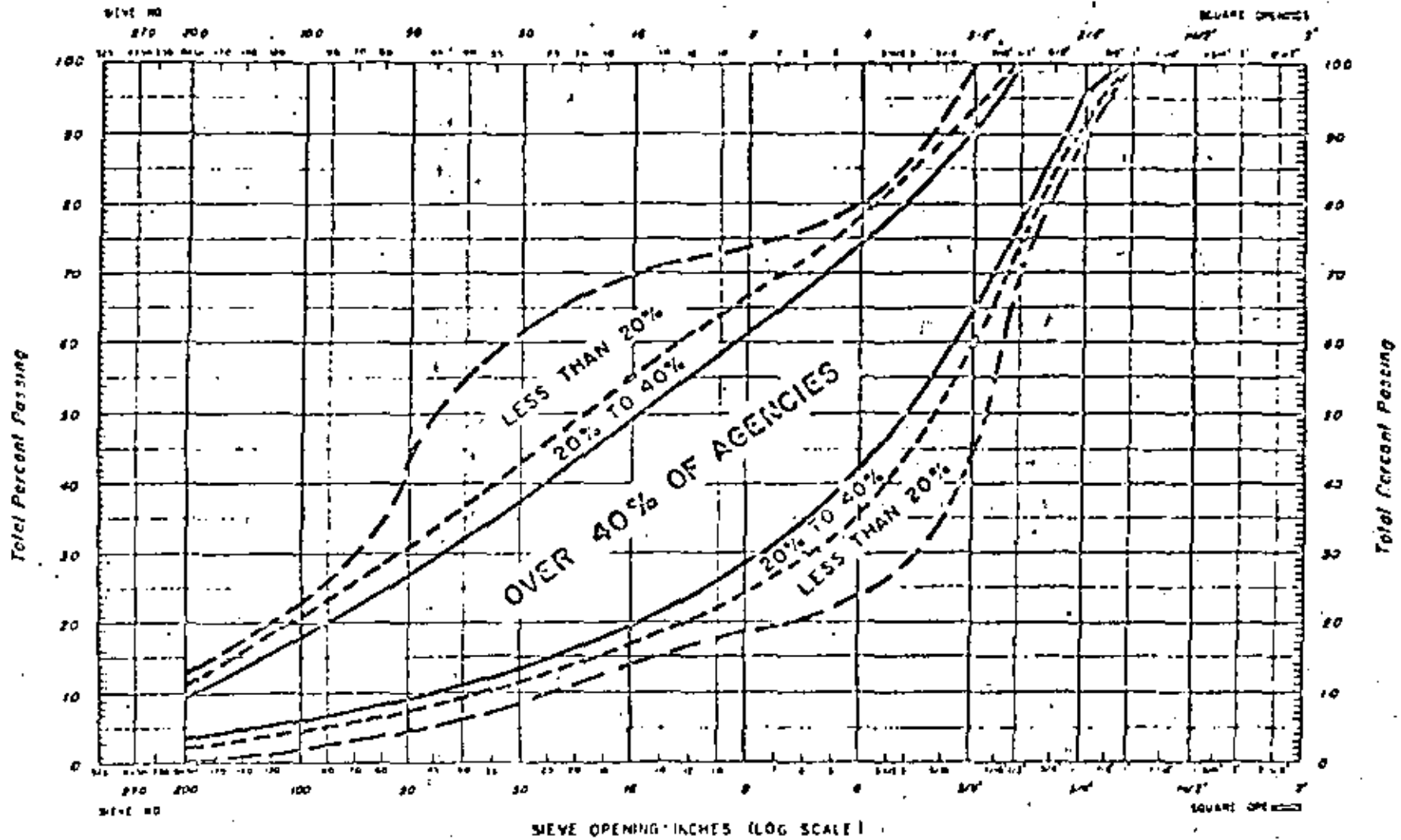
Traffic Intensity Category	Minimum Surfacing Required
DI-1	1 inch (use surface treatments)
DI-2	2 inches
DI-3	2.5 inches
DI-4	3 inches
DI-5	3.5 inches
DI-6	4 inches

Sample No. _____
 Source _____
 Materials _____

THE ASPHALT INSTITUTE

Project _____
 Location _____
 Date _____

AGGREGATE GRADING CHART



U. S. STANDARD SIEVES - ASTM DESIGNATION E 11-39

AFTER CHASTAIN AND BURKS

FIGURE 11-5

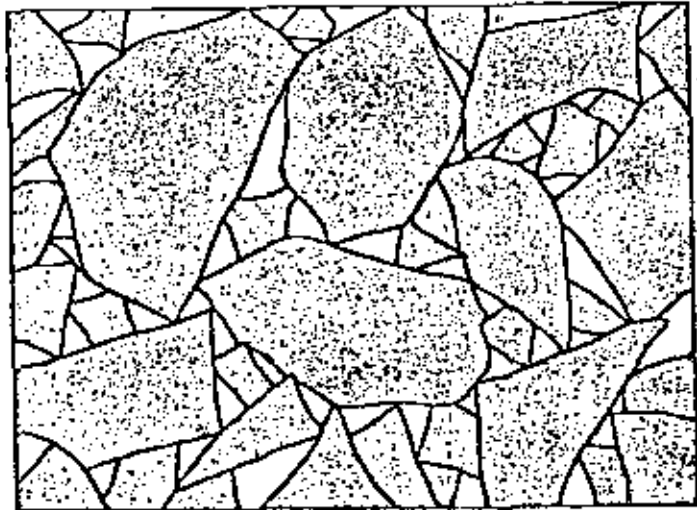


FIG. 4-1. Diagram of aggregate framework.

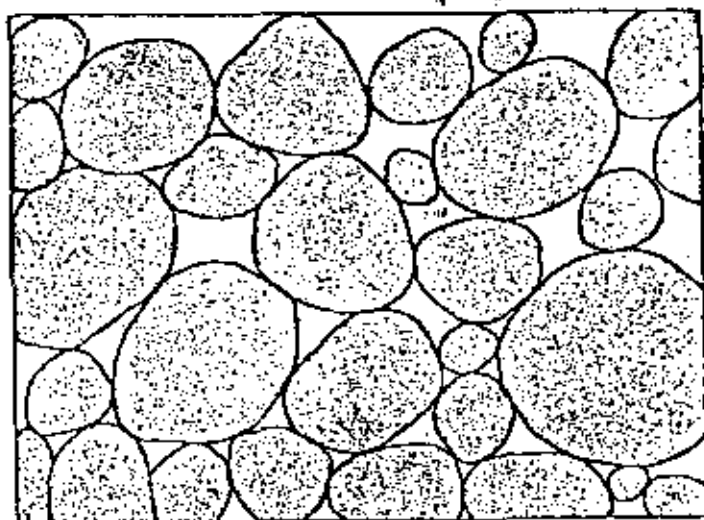


FIG. 4-2. Diagram of aggregate framework with rounded aggregate.

by the framework of stone, with the framework held in place by the binding action of the asphalt cement. The voids, or spaces, between the aggregate particles are only *partially* filled with asphalt, leaving air spaces, as indicated by the white circles. The air space in the pavement is vital and, for reasons which follow, should constitute from 2 to 6 per cent of the total volume of the pavement.

4-3 shows a mixture of asphalt and stone in which the asphalt is in such a large volume that the individual stones are "floating"

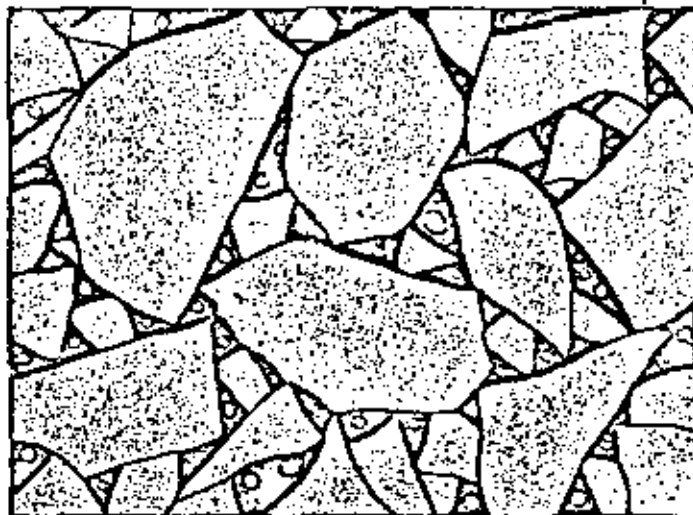


FIG. 4-3. Diagram of aggregate framework with asphalt binder.

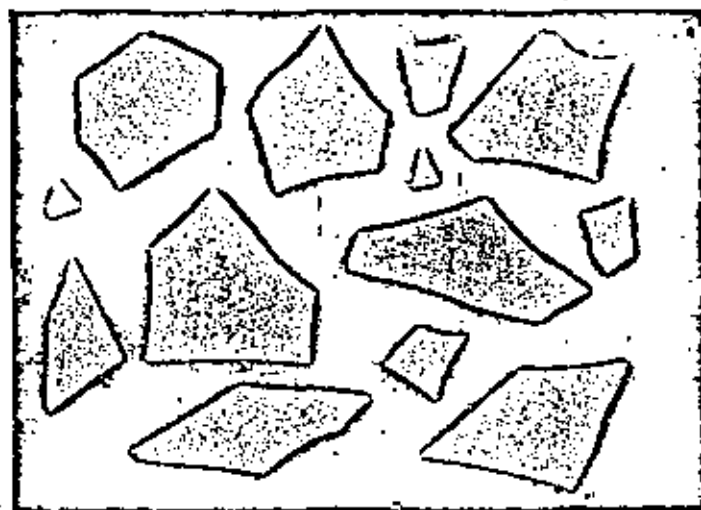
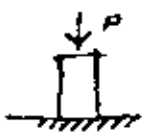

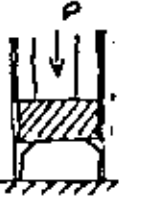

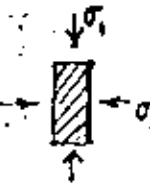


FIG. 4-4. Diagram of mix with excess asphalt binder.

The framework of stone has been destroyed and the pavement will not carry any appreciable load. This condition results in bleeding, shoving, or rutting of the pavement and must be avoided. At least 2 per cent air voids must be present in the pavement to ensure against this condition.

Another extreme is the addition of asphalt only in sufficient quantity to serve its function as a binder, which leaves a high volume of air voids. In this case, the pavement may still have good resistance to movement, but other factors must be considered. A high volume of voids is con-

MÉTODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS.

MÉTODO	CAMPO APLICACION ORIGINAL	TIPO DE CONTROL TACION	DIMENSIONES		VEL. PARA ESTADOS PARA PERDA	TEMPERATURA DE PRUEBA	FUENTE EN QUE SE APLICAN LOS ESTADIOS.	FACTORES QUE INTERVIENEN PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO
			d	h				
COMPRESION SIMPLE	MEZCLAS ASFÁLTICAS	ESTÁTICA y/o DINÁMICA	4"	1.25"	LENTA	AMBIENTE		q_u vs cont. asf.
MARSHALL	CONCRETOS ASFÁLTICOS EN AERODISTAS	DINÁMICA	4"	2.5"	2"/min.	60°C		Estabilidad. Fluencia. Vol. vacios mezcla. Vol. vacios rellenos con asfalto.
HUBBARD FIELD.	SUBSTR. ASPHALT CONCRETO ASFÁLTICO	ESTÁTICA	2"	1"	2.4"/min	60°C		Estabilidad Volumen de vacios en la mezcla
HVEEM	MEZCLAS Y CONCRETOS ASFÁLTICOS.	AMASADO	4"	2.5"	0.05"/min	60°C		Estabilidad Cohesion Expansion
SMITH	CONCRETO ASFÁLTICO. INVESTIGACION.	ESTÁTICA	4"	8"	incrementos. 120.000'/min	AMBIENTE		cohesion angulo friccion

19

FORMULAS PARA VALUAR EL CONTENIDO PROBABLE DE CEMENTO ASFALTICO, EN FUNCION DE LA SUPERFICIE ESPECIFICA DE LOS AGREGADOS.

SOP.

$$A = 0.060 a + 0.045 b + cd.$$

A = contenido de asfalto.

a = porcentaje de material retenido en la malla 10.

b = " " " " que pasa la malla 10 y se retiene 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.

$$p = 3.75 \sqrt[5]{S}$$

21

TABLE 15.8. Surface Thickness Requirements*

Design DTN	Hot Mix-Sand Asphalt (in.)	Liquid/Emulsified Asphalt	
		A ^b (in.)	B ^c (in.)
<10	2	2	3
≥10 and <100	3	3	4
≥1000	4	4	5

- * From The Asphalt Institute.
- ^b A—Use if TAI Type IV aggregate gradation used.
- ^c B—Use if aggregate gradation other than Type IV used.

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 ^a 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.

CLASIFICACION DE LAS FALLAS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

CLASE

NOMBRE COMUN O

TIPO DE DETERIORO

CAUSA

DEFECTOS EN LA
CARPETA ASFALTICA

DESINTEGRACION

ESCASEZ DE ASFALTO

ENDURECIMIENTO DEL ASFALTO

ACCION DEL AGUA

AGRIETAMIENTO

ENDURECIMIENTO DEL ASFALTO

BAJAS TEMPERATURAS

ESCASEZ DE ASFALTO

INESTABILIDAD

EXCESO DE ASFALTO

EXCESO DE AGUA

FALTA DE ADHERENCIA EN LOS

AGREGADOS DE TEXTURA LISA

INADECUADA
INTERRELACION ENTRE
CARPETA Y BASE

GRIETAS POR DESLIZA-
MIENTO

FALTA DE LIGA ENTRE LAS CAPAS

CARPETA DEMASIADO DELGADA

EFFECTO DEL TRANSITO PESADO.

AGRIETAMIENTO

DEFORMACION PLASTICA DE LAS
TERRACERIAS

TERRACERIAS FORMADAS POR SUE-
LOS RESILIENTES

DEBILIDAD EN LA BASE,
SUB-BASE O TERRACERIAS

ONDULACIONES O SURCOS
EN LA CARPETA

DEFORMACION PLASTICA DE LA
BASE

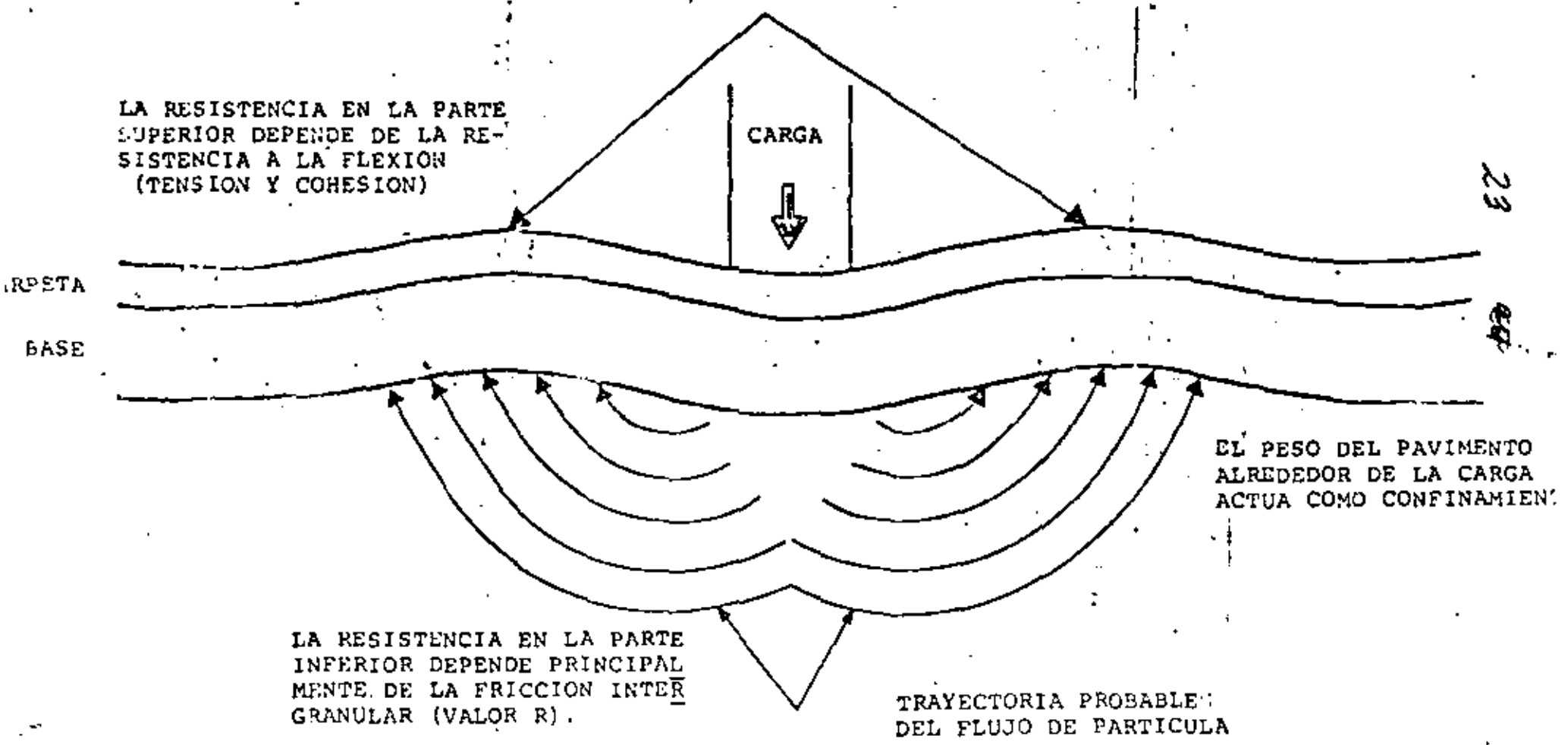
BASE CON ESPESOR Y/O CALIDAD
DEFICIENTE.

AGRIETAMIENTO
TOTAL DEL PAVIMENTO

TERRACERIAS DE MALA CALIDAD

22

ESQUEMA DEL FENOMENO DE FLUJO PLASTICO EN EL SUELO QUE SOPORTA AL PAVIMENTO.



LA RESISTENCIA EN LA PARTE SUPERIOR DEPENDE DE LA RESISTENCIA A LA FLEXION (TENSION Y COHESION)

CARGA

ASFALTO

BASE

23

24

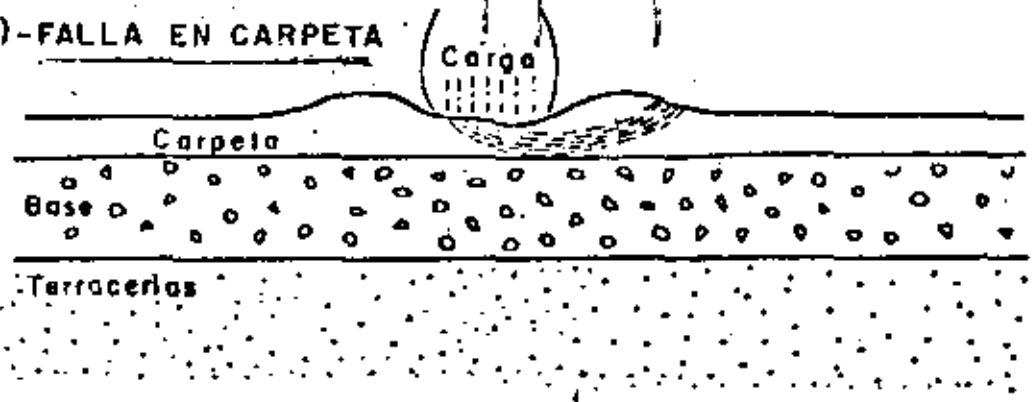
EL PESO DEL PAVIMENTO ALREDEDOR DE LA CARGA ACTUA COMO CONFINAMIENTO

LA RESISTENCIA EN LA PARTE INFERIOR DEPENDE PRINCIPALMENTE DE LA FRICCION INTERGRANULAR (VALOR R).

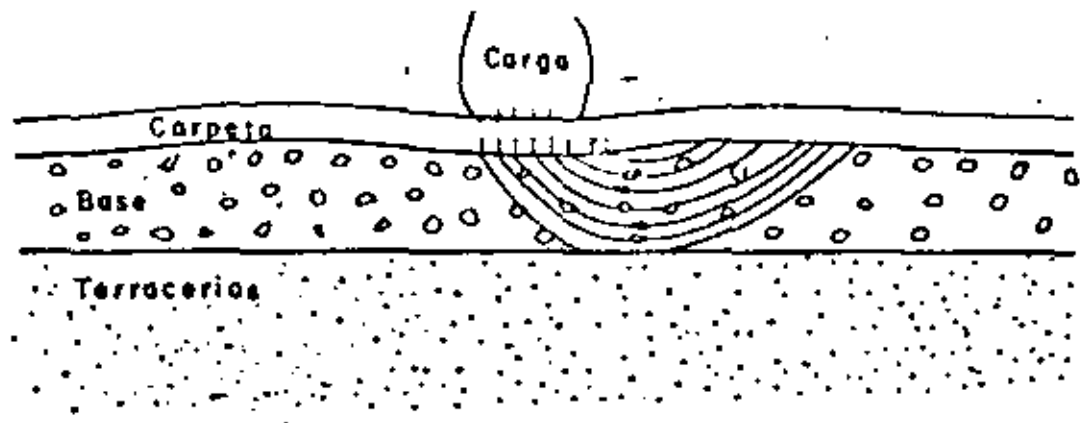
TRAYECTORIA PROBABLE DEL FLUJO DE PARTICULA

TIPOS DE FALLA

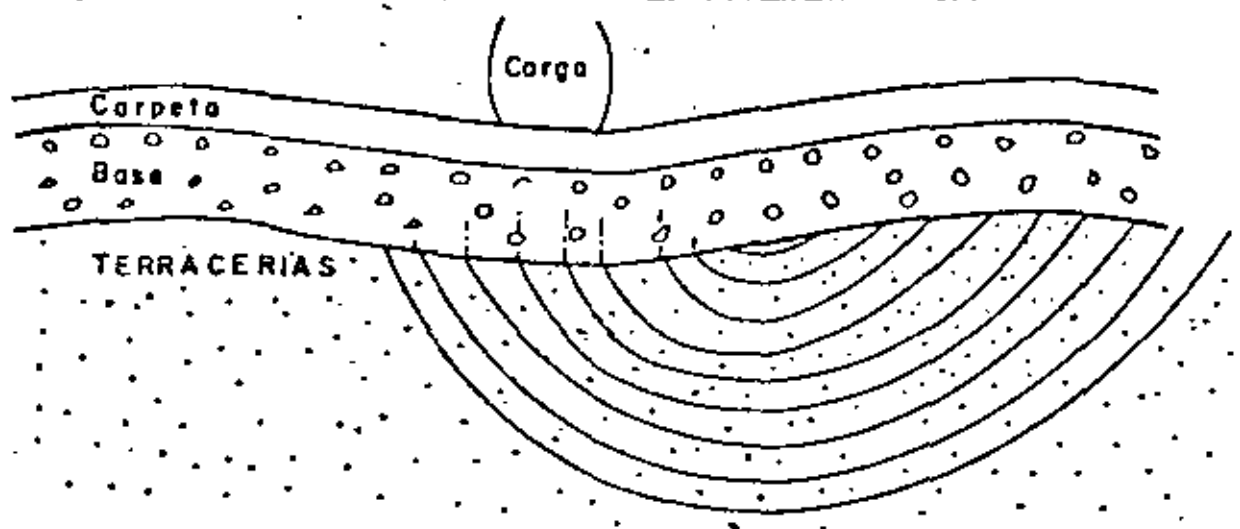
a) - FALLA EN CARPETA



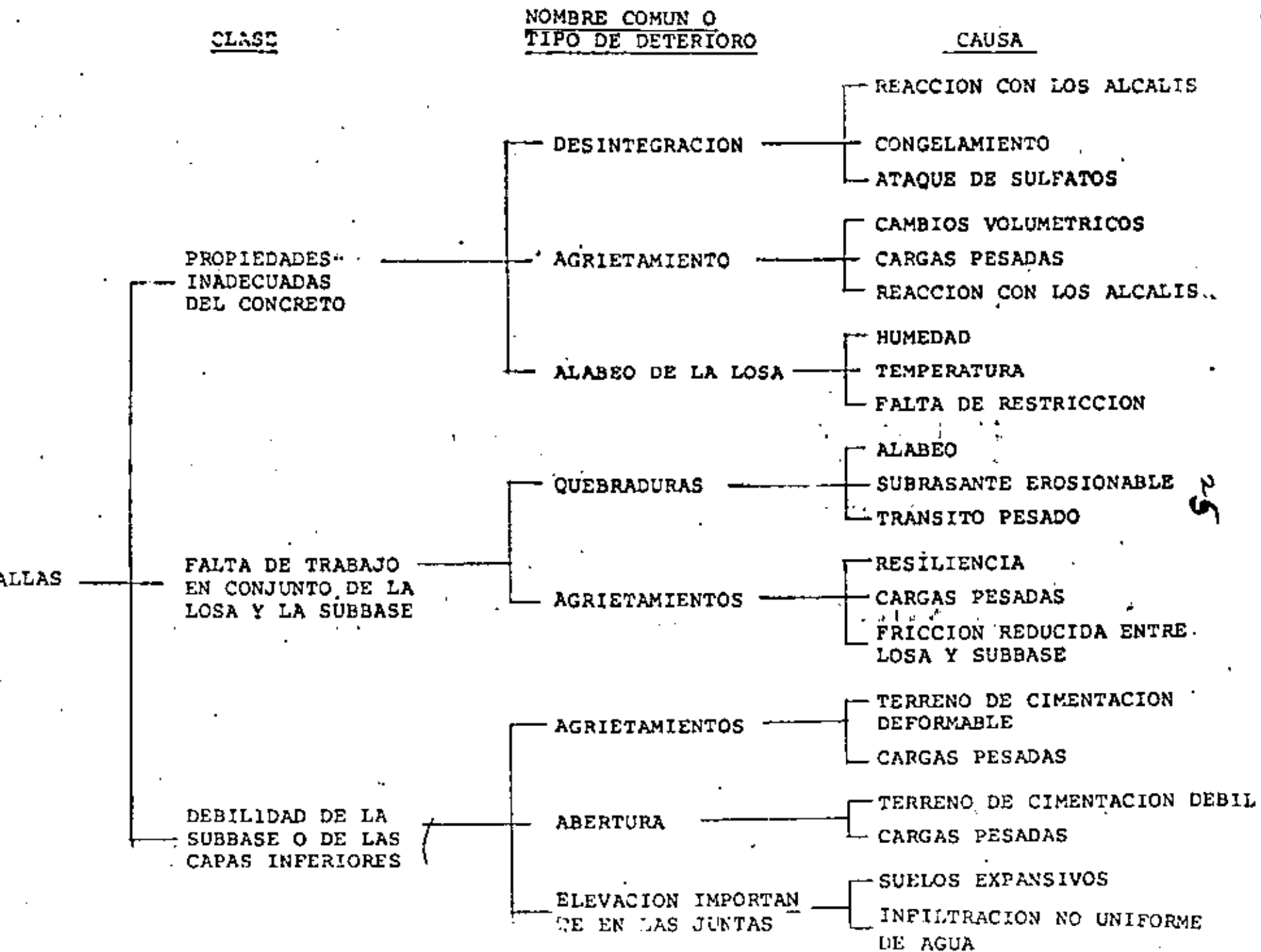
b) - FALLA EN LA BASE



c) FALLA GENERAL DEL TERRENO DE CIMENTACION



CLASIFICACION DE LAS FALDAS EN PAVIMENTOS RIGIDOS



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

ECUACIONES DE WESTERGAARD

$$\sigma_i = 0.275 (1 + \nu) \frac{P}{h^2} \left[\log\left(\frac{E h^3}{K b^4}\right) - 54.54 \left(\frac{L}{C_1}\right)^2 C_2 \right]$$

$$\sigma_i = 0.31625 \frac{P}{h^2} \left[4 \log\left(\frac{L}{b}\right) + 1.0693 \right]$$

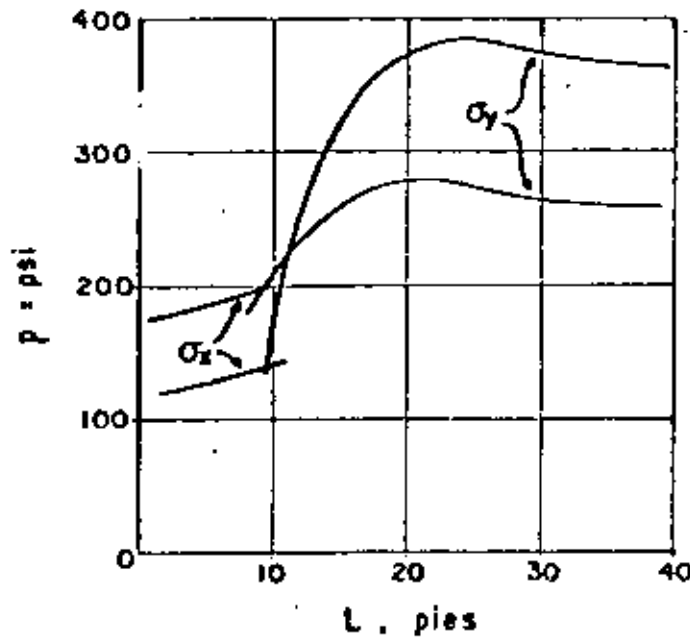
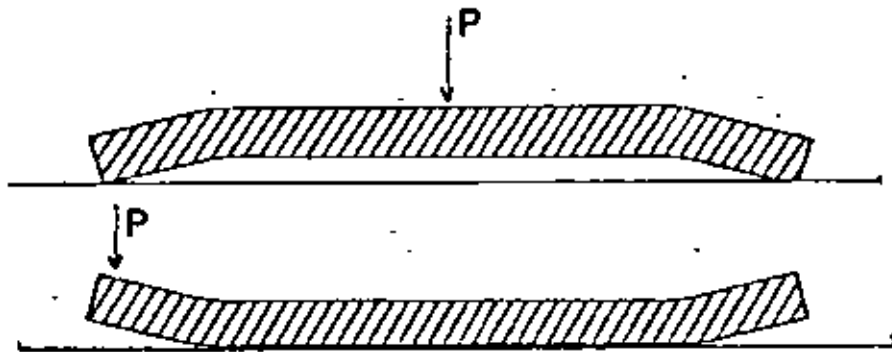
$$\sigma_e = 0.57185 \frac{P}{h^2} \left[4 \log\left(\frac{L}{b}\right) + 0.3593 \right]$$

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{L}\right)^{0.6} \right]$$

$$b = \sqrt{1.2 a^2 + h^2} - 0.675 h$$

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

ESFUERZOS POR ALABEO



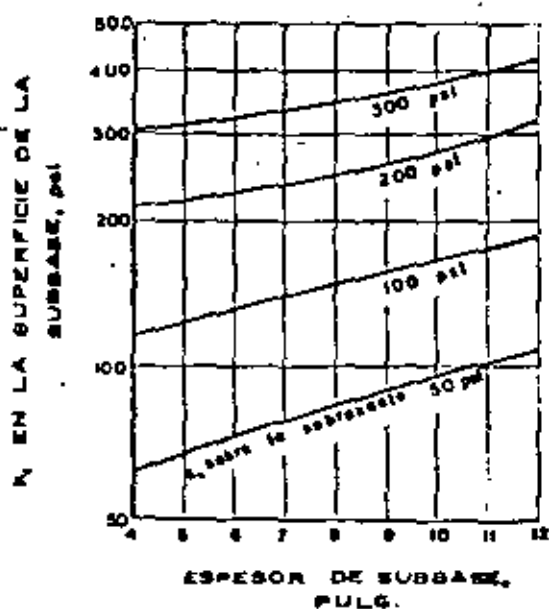
$$\sigma = \frac{E \epsilon_t \Delta t}{2} \left(\frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu^2} \right)$$

ϵ_t = Coef. de dilatación.

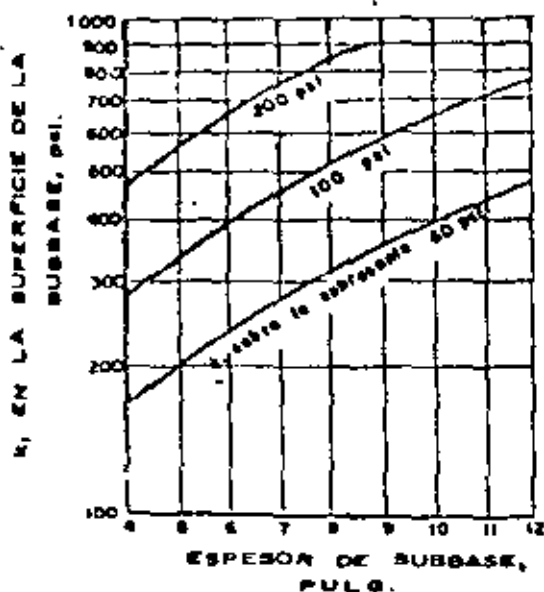
Δt = Diferencia de temperatura

$C_1, C_2 = f(L/2)$

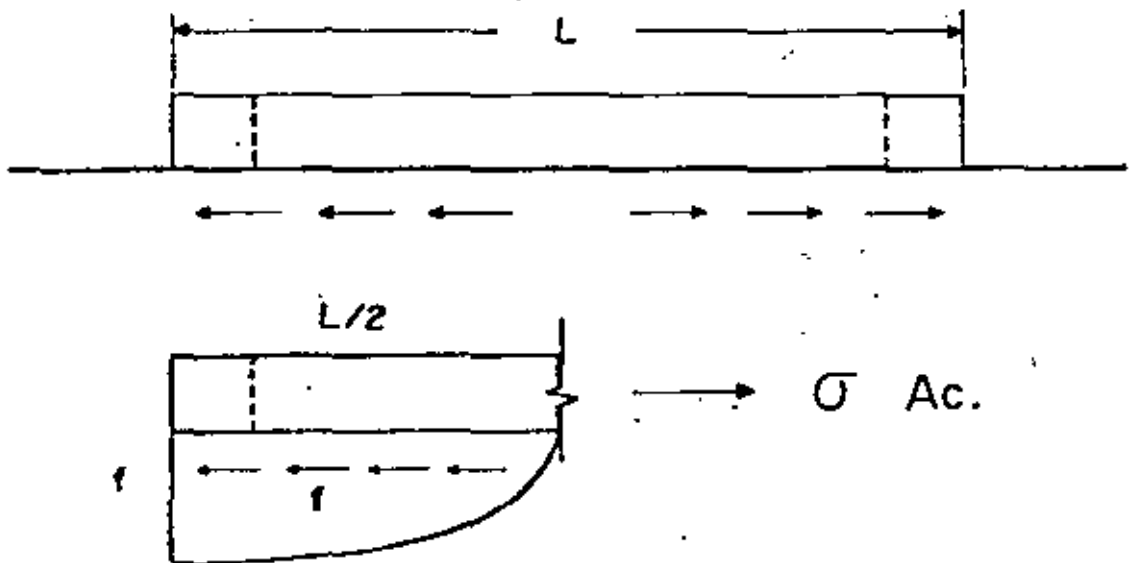
EFFECTO DEL ESPESOR DE SUBBASES GRANULARES EN EL VALOR DE K.



EFFECTO DEL ESPESOR DE SUBBASES TRATADAS CON CEMENTO EN EL VALOR DE K.



ESFUERZOS POR RESTRICCIÓN.



$$\sigma Ac = \frac{WLf}{2 \times 12}$$

$$\therefore \sigma = \frac{WLf}{24h}$$

W = Peso de la losa

L = Longitud de la losa

f = Coeficiente de fricción

h = Espesor de la losa.

Project Design 22-0
 Type Urban Interstate Level Terrain No. of Lanes 4
 Subgrade & 100 pct. Subbase 4 in. Granular Unstabilized
 Combined & 130 pct. Load Safety Factor 1.2 (L.S.F.)

Procedure

1. Fill in Col. 1, 2, and 6, listing axle loads in decreasing order.
2. Assume 1st trial depth. Use 1/2-in. increments.
3. Analyze 1st trial depth by completing columns 3, 4, 5, and 7.
4. Analyze other trial depths, varying M.R., slab depth and subbase type.

1	2	3	4	5	6	7
Axle Loads kips	Axle Loads x 1.2 L.S.F. kips	Stress psi	Stress Ratios	Allowable Repetitions No.	Expected Repetitions No.	Fatigue Resistance Used** percent

Trial depth 8.5 in. M.R.* 700 psi & 130 psi

Single Axles

30	36.0	367	.52	300,000	3,700	1
28	33.6	353	.51	400,000	3,700	1
26	31.2	328	<.50	Unlimited	7,400	0
24	28.8				193,000	0
22	26.4				764,000	0
		[From Fig. 22-2]		[From Table 22-4]		[Col. 6 +Col. 5 x 100]

Tandem Axles

54	64.8	413	.59	42,000	3,700	9
52	62.4	398	.57	75,000	3,700	5
50	60.0	387	.55	130,000	36,270	28
48	57.6	375	.54	180,000	36,270	20
46	55.2	361	.52	300,000	57,530	19
44	52.8	346	<.50	Unlimited	179,790	0
42	50.4					0
40	48.0					0
		[From Fig. 22-3]		[From Table 22-4]		[Col. 6 +Col. 5 x 100]

Total = 83

*M.R. = Modulus of Rupture for 3rd pt. loading.
 **Total fatigue resistance used should not exceed about 133%.

Fig. 22-4 Design procedure and calculations.

TABLE 22-4 Stress Ratio and Allowable Load Repetition

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

*Load stress divided by modulus of rupture
 **Unlimited repetition for stress ratios of 0.50 or less.

231

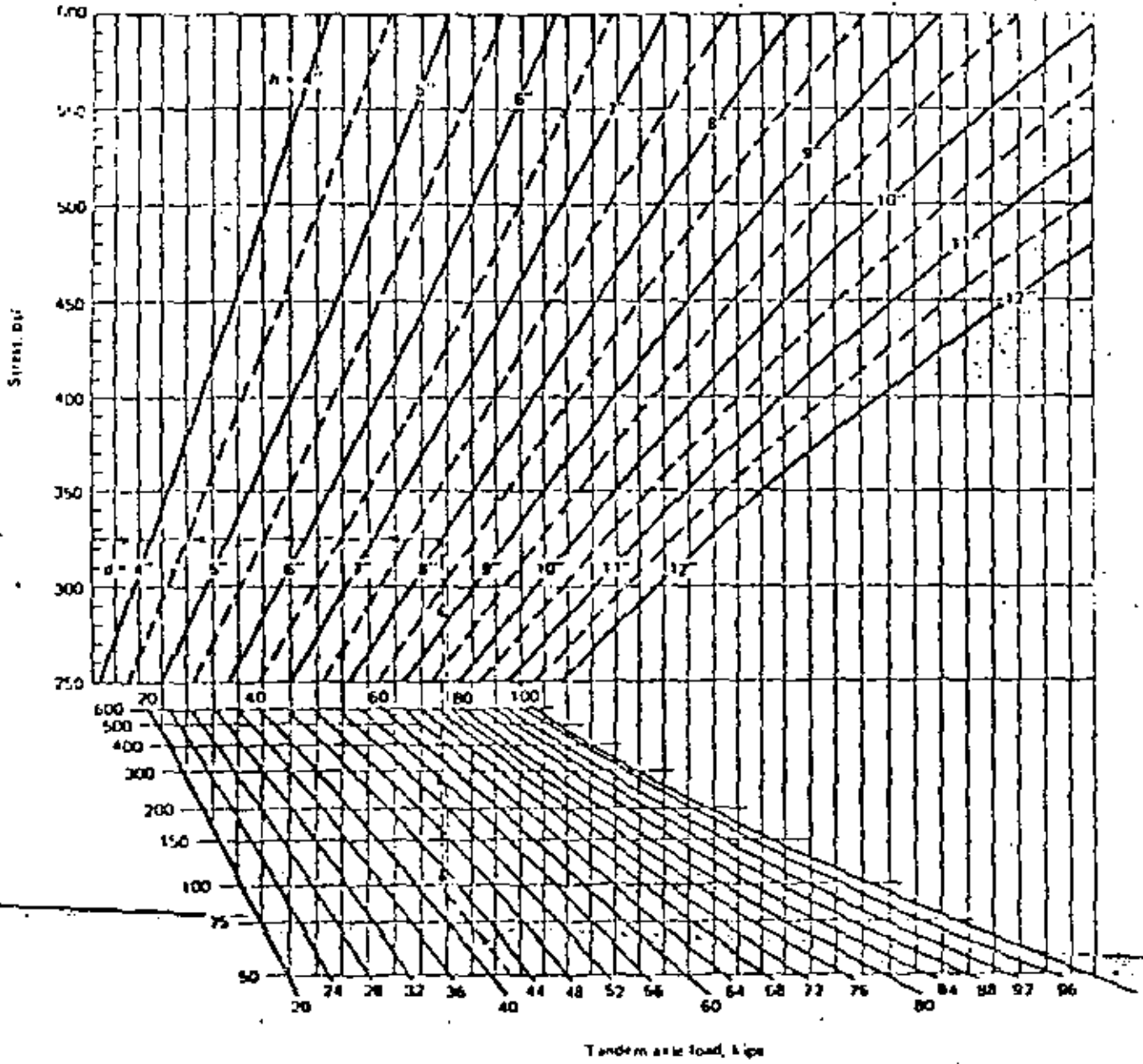


Fig. 22-3 Stress chart for tandem axle loads.

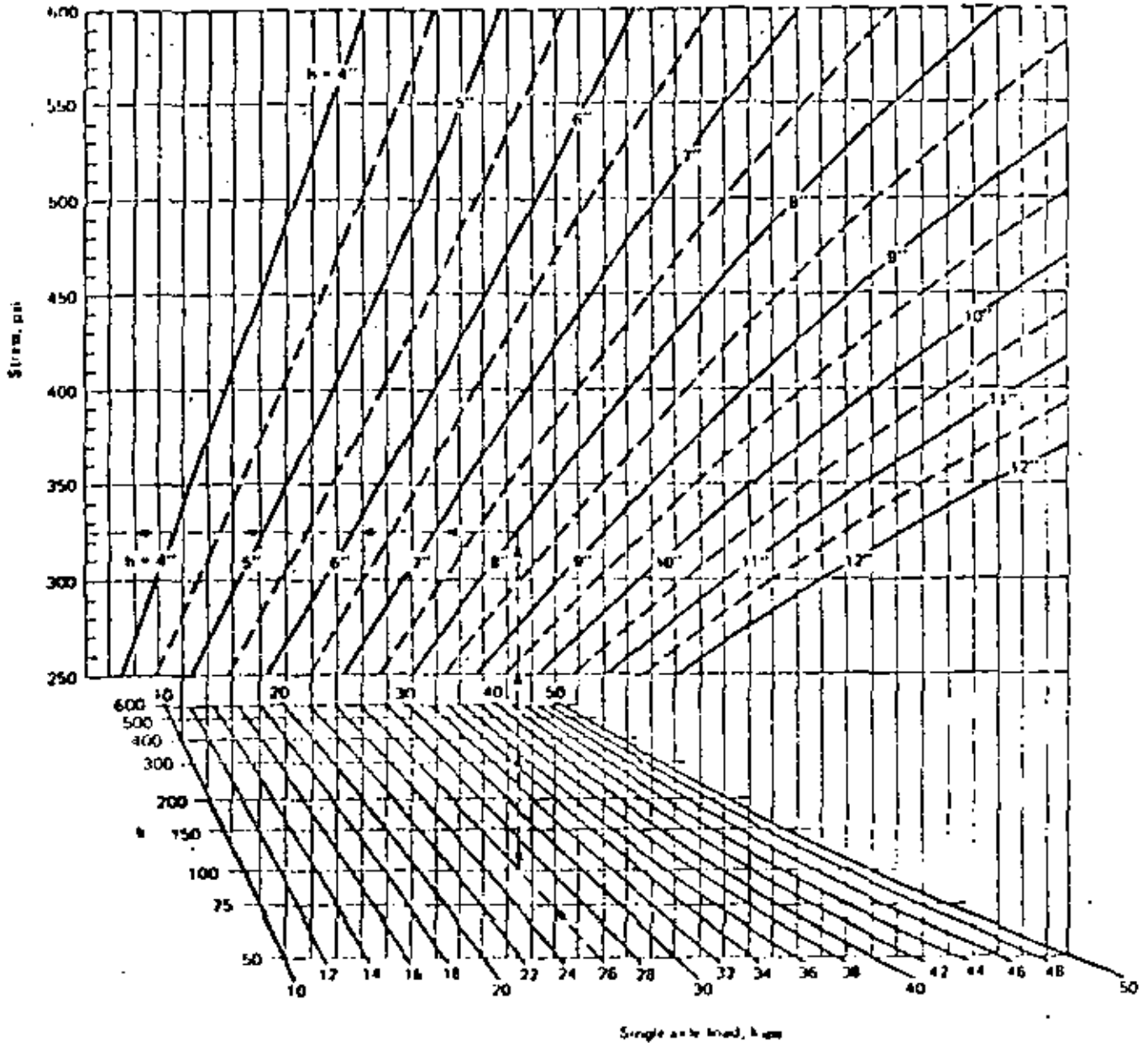


Fig. 22-2 Stress chart for single axle loads.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

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

Ing. Roberto Landeros Ortiz

JULIO, 1981

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

Ing. Roberto Landeros Ortiz.

Una de las mayores dificultades que se presenta para el empleo de los modernos métodos de cálculo de pavimentos es la apreciación del tránsito, es decir la distribución estadística de cargas por eje. Los datos de tránsito por lo regular nos indican únicamente el volumen de vehículos ligeros y pesados, en algunos caminos importantes se da la clasificación de los vehículos pesados por ejes, pero no se precisa la proporción de ejes de diferentes tonelajes. Las fórmulas de equivalencia al tratar de apreciar los efectos destructores de los ejes con distinto peso relacionando el espesor de un pavimento con el número de pasadas, están dadas por las expresiones siguientes:

$$H = f (P, N) \dots \dots \dots (21)$$

Donde:

H = Espesor del pavimento.

P = Peso del eje.

N = Número de pasadas.

Se establece a la vez una relación de equivalencia entre ejes de pesos diferentes. En efecto, dos ejes de pesos P_1 y P_2 pasan respectivamente N_1 y N_2 veces, pueden considerarse equivalentes si:

$$f (P_1, N_1) = f (P_2, N_2) \dots \dots \dots (22)$$

Para que esta fórmula tenga una aplicación general debe satisfacer ciertas condiciones: "Si N_1 y N_2 son multiplicados por una constante λ se tendrá:

$$f (P_1, \lambda N_1) = f (P_2, \lambda N_2) \dots \dots \dots (23)$$

Podrá decirse que si N_1 aplicaciones de la carga P_1 son equivalentes a N_2 aplicaciones de la carga P_2 , una aplica

ción de la carga P_1 , será equivalente a N_2/N_1 aplicaciones de la carga P_2 .

Las curvas que proporcionan los coeficientes de equivalencia de diferentes cargas por eje a ejes simples de 8.2 ton, proporcionadas por la AASHO son efectivamente curvas de translación en diagrama logarítmico, la ecuación del coeficiente de equivalencia está dado por:

$$K_{\text{tandem}} = \left(\frac{L_t}{15} \right)^4 \dots \dots (24)$$

$$K_{\text{sencillo}} = \left(\frac{L_s}{8.2} \right)^4 \dots \dots (25)$$

Onde:

L_s = Carga por eje sencillo en Ton.

L_t = Carga por eje tandem en Ton.

Las curvas de la fig. 26 sugieren un resultado interesante, que es el siguiente: Un eje simple de carga P es equivalente a un eje tandem de carga P/K .

El coeficiente $K = 0.57$ para pavimentos flexibles y 0.62 para pavimentos rígidos. Dicho en otra forma, para igual

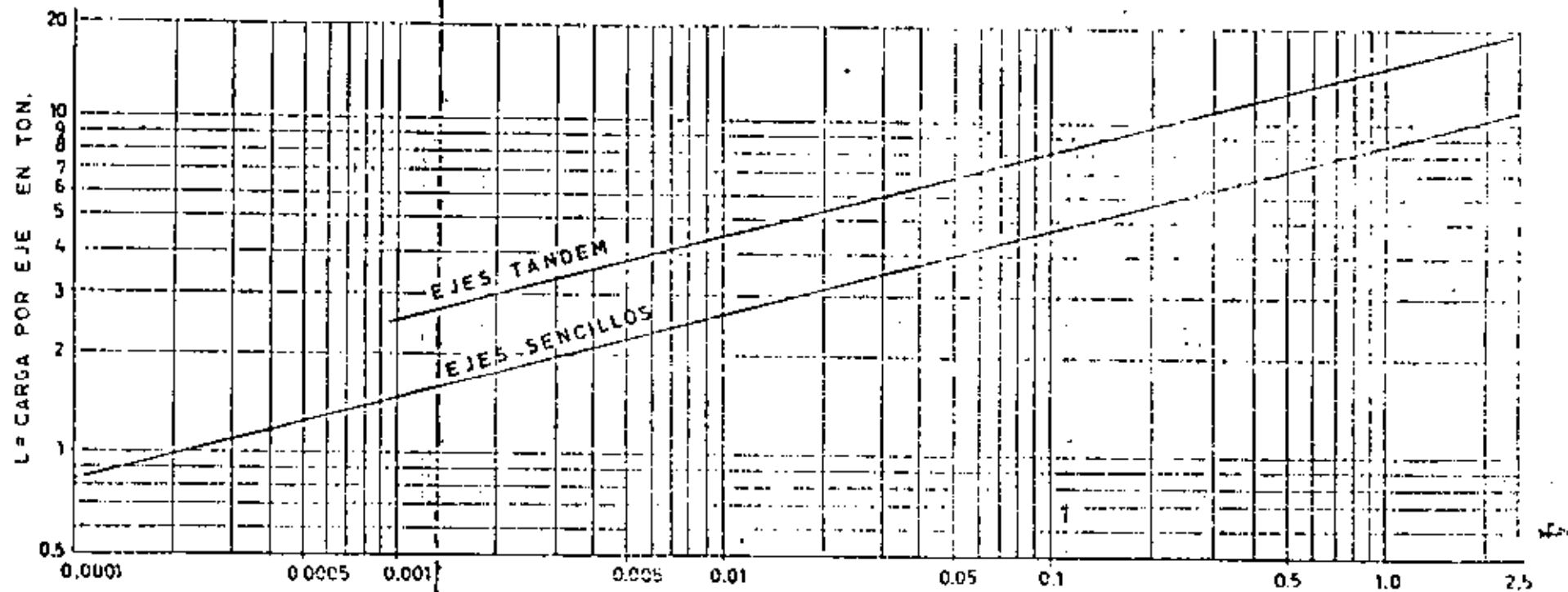


FIG.26 COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DE CARGA
A EJES SENCILLOS DE 8.2 Ton.

K = Coeficiente de
equivalencia

dad de carga el eje tandem es 1.8 veces menos nocivo que el eje simple.

4.4 Conversión del tránsito mezclado a cargas equivalentes de 8.2 ton (18 Kips) por eje sencillo.

El método que se describe a continuación permite efectuar la conversión del tránsito mixto a tránsito equivalente para diferentes cargas por eje de los vehículos considerando los vacíos y cargados, se utilizan las aproximaciones AASHO a la cuarta potencia calculando los coeficientes de equivalencia (K_v, K_c).

En la fig. 27 están calculados dichos coeficientes para los pesos y cargas promedios de los diversos tipos de vehículos, basándose en 38 estudios de origen y destino, realizados en diferentes zonas del país por la Secretaría de Obras Públicas.

El volumen del tránsito actual que circula en un camino, puede convertirse a un tránsito equivalente con cargas de-

TIPO DE VEHICULO	NUM. DE EJES	EJE	W _{VAC}	K _V	W _{CARG}	K _C	TIPO DE VEHICULO	NUM. DE EJES	EJE	W _{VAC}	K _V	W _{CARG}	K _C
A _p	2	1	0.9	0.0001	1.0	0.0002	C3	3	1	1.7	0.0018	2.6	0.0100
		2	0.9	0.0001	1.0	0.0002			2	5.2	0.0144	14.0	0.7600
		3	—	—	—	—			3	—	—	—	—
		Σ	1.8	0.0002	2.0	0.0004			Σ	6.9	0.0162	16.6	0.7700
A _c	2	1	1.2	0.0005	1.6	0.0014	T2-S1	3	1	2.5	0.0085	3.0	0.0100
		2	1.2	0.0005	3.3	0.0260			2	3.6	0.0370	8.0	0.9059
		3	—	—	—	—			3	3.0	0.0180	7.8	0.0186
		Σ	2.4	0.0010	4.9	0.0274			Σ	9.1	0.0635	18.8	1.7425
B	2	1	3.0	0.0180	4.2	0.0690	T2-S2	4	1	3.5	0.0331	4.0	0.0560
		2	7.0	0.5310	8.3	1.0500			2	4.0	0.0560	8.5	1.1600
		3	—	—	—	—			3	3.0	0.0100	12.1	0.4300
		Σ	10.0	0.5490	12.5	1.1190			Σ	11.3	0.0991	24.6	1.6460
C2	2	1	1.5	0.0011	2.5	0.0006	T3-S2	5	1	3.5	0.0331	3.9	0.0510
		2	2.7	0.0118	6.0	0.4730			2	5.4	0.0160	13.0	0.5640
		3	—	—	—	—			3	5.0	0.0124	13.0	0.5640
		Σ	4.2	0.0129	9.3	0.4016			Σ	13.9	0.0623	29.9	1.1790

K_V = Coeficiente de equivalencia para el vehículo vacío
K_C = Coeficiente de equivalencia para el vehículo cargado

FIG.27 Coeficientes de equivalencia (K_V , K_C) para los diferentes tipos de vehículos

7

8.2 ton por eje sencillo, para ello se requiere conocer la clasificación de vehículos en porcentajes del volumen total.

El tránsito equivalente deberá calcularse en un solo sentido y por carril de diseño. Si se tiene un camino de dos carriles con tránsito en ambas direcciones se tendrá:

$$VPDA_1 = \frac{VPDA}{2} \dots \dots \dots (26)$$

Donde:

VPDA₁ = Tránsito promedio diario anual en un solo sentido.
(para el año actual).

De acuerdo con su clasificación :

$$VPDA_1 = \sum (A + B + C_2 + C_3 + C_4 + C_5) \dots \dots \dots (27)$$

$$\sum_{\text{ejes eq. de 8.2 ton}} \text{(para el año actual)} = (AK_A + BK_B + C_2K_{C_2} + C_3K_{C_3} + C_4K_{C_4} + C_5K_{C_5}) \dots \dots \dots (28)$$

El tránsito deberá estimarse para un número "n" de años de proyecto del pavimento y se incrementará año con año según:

la tasa de crecimiento calculada.

Para cada volumen de tránsito calculado a partir del año actual hasta el año "n" de proyecto, deberá calcularse su correspondiente tránsito equivalente.

La suma total de ejes equivalentes de 8.2 ton calculados para una vida de proyecto de "n" años será:

$$\sum \text{total del tránsito acumulado} = \sum \text{ejes eq. (año actual)} + \dots + \sum \text{ejes eq. (año n)} \dots (29)$$

Este valor será el tránsito acumulado de ejes equivalentes de 8.2 ton en un solo sentido.

En el Capítulo V (Sección 5.5.2) se tiene un ejemplo de este método que permite conocer la variable del tránsito.

Cuando se diseña por resistencia estructural, determinada por el valor del CBR de la subrasante (estimado para las condiciones de paso volumétrico seco y contenido de humedad más desfavorables) se puede determinar el índice de espesor

del pavimento conocido el valor del tránsito acumulado en millones de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton en un solo sentido del tránsito, utilizando la gráfica de la fig. 28 basada en tramos de prueba experimentales (Método S.C.P).

4.5 Método para obtener el Índice de Tránsito "IT" basado en el procedimiento de California.

El índice de tránsito es calculado por la expresión:

$$IT = 6.7 \left[\frac{EWL}{10^6} \right]^{0.119} \dots \dots (30)$$

Donde:

EWL = Equivalente de cargas de 5000 lb por rueda, para una repetición de una carga particular media.

$$EWL = \left(\frac{W}{5} \right)^{4.2} \dots \dots (31)$$

Donde:

W = Carga por rueda en Kips.

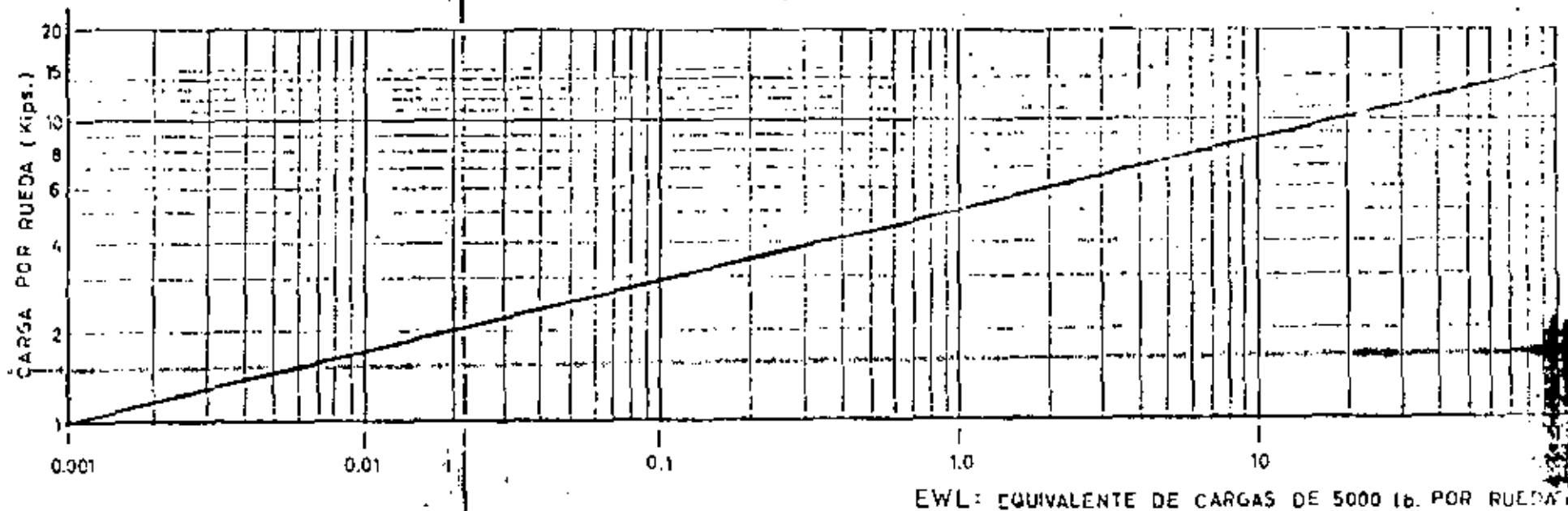


FIG.29 CONVERSION DE CARGAS POR RUEDA AL FACTOR EQUIVALENTE EWL.

Ejemplo No. 1

11

Cálculo de la constante para camiones

Conteo de tránsito con medidor de cargas por eje.

(ambas direcciones)

Intervalos de la carga por eje (Kips)	NUMERO DE EJES PESADOS				
	2 ejes (6 llantas)	camión de 3 ejes	camión 4 ejes	camión 5 ejes	camión 6 ejes
eje simple					
hasta 3.0	11561	22	43	52	9
3.0 6.9	1092	1186	187	2169	57
7.0 7.9	438	384	27	710	25
8.0 11.9	952	610	59	1300	90
12.0 15.9	433	464	19	888	24
16.0 17.9	41	108	10	910	7
18.0 18.0	2	8	—	75	—
ejes en tandem					
hasta 6.0		4	18	22	6
6.0 11.9		282	446	1794	100
12.0 17.9		262	236	882	52
18.0 23.9		178	162	536	74
24.0 29.9		130	154	1672	98
30.0 31.9		82	66	1058	6
32.0 32.0		6	4	62	4

num. total

de ejes

14519

3926

1431

12130

522

Cálculo de la constante para camiones

	(1)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
Intervalo de los ejes pasados (kips)	EWL por repetición	camión 2 ejes	camión 3 ejes	camión 4 ejes	camión 5 ejes	camión 6 ejes	
eje simple	$EWL = \left(\frac{W}{5}\right)^{4.2}$	(7) x (2)	(7) x (3)	(7) x (4)	(7) x (5)	(7) x (6)	
hasta 3.0	0.006	69	0	0	0	0	
3.0 6.9	0.055	60	65	10	119	3	
7.0 7.9	0.299	131	115	8	212	7	
8.0 11.9	1.000	952	810	59	1300	90	
12.0 15.9	4.110	1780	1907	78	3650	99	
16.0 17.9	9.280	380	1002	93	8445	65	
18.0 18.0	11.700	23	94	0	678	0	
ejes en tandem							
hasta 6.0	0.006		0	0	0	0	
6.0 11.9	0.035		10	16	63	4	
12.0 17.9	0.299		78	71	264	16	
18.0 23.9	1.230		219	199	659	91	
24.0 29.9	3.530		459	544	5902	346	
30.0 31.9	6.300		517	416	6665	38	
32.0 32.0	7.200		43	29	446	29	

EWL por ejes

acumulados

3395

5319

1523

28603

788

EWL por ejes acumulados

 Σ parcial de ejes

$$\frac{\Sigma \textcircled{8}}{\Sigma \textcircled{2}} = \frac{3395}{14519} = 0.234$$

$$\frac{\Sigma \textcircled{9}}{\Sigma \textcircled{3}} = \frac{5319}{3926} = 1.355$$

$$\frac{\Sigma \textcircled{10}}{\Sigma \textcircled{4}} = \frac{1523}{1431} = 1.064$$

$$\frac{\Sigma \textcircled{11}}{\Sigma \textcircled{5}} = \frac{28603}{12130} = 2.358$$

$$\frac{\Sigma \textcircled{12}}{\Sigma \textcircled{6}} = \frac{788}{552} = 1.428$$

$$\text{Constante para camiones} = \frac{\text{EWL}}{\Sigma \text{ parcial de ejes}} \times 365 \text{ días} \times \frac{\text{Num. de ejes}}{2 \text{ direcciones}}$$

$$C2 = 0.234 \times 365 \times 2/2 = 85$$

$$C3 = 1.355 \times 365 \times 3/2 = 740$$

$$C4 = 1.064 \times 365 \times 4/2 = 775$$

$$C5 = 2.358 \times 365 \times 5/2 = 2150$$

$$C6 = 1.428 \times 365 \times 6/2 = 1565$$

Tabla num. 3

CONSTANTES DE EWL (METODO DE HVEEM) PARA LLANTAS EN DUAL
DE VEHICULOS CARRETEROS COMERCIALES.

Tipo de vehículo No. de ejes	EWL de diseño anual por vehículo y por día	
	Carreteras interes tatales.	Calles y caminos de condado.
2	2 8 0	2 0 0
3	9 3 0	6 9 0
4	1 3 2 0	1 0 7 0
5	3 1 9 0	1 7 0 0
6	1 9 5 0	1 0 5 0

Nota: Las constantes estan basadas en el conteo en ambas
direcciones pero su valor se refiere a un solo
sentido del tránsito.

Ejemplo No. 2.

Cálculo del índice de tránsito (IT) para un periodo de vida útil a 10 años.

DATOS

Categoría de los camiones	VPDA actual de camiones. (un solo sentido).	Tasa de crecimiento (%).
2 ejes	337	10
3 ejes	182	8
4 ejes	93	6
5 ejes	60	2

El factor de expansión del tránsito (F_t) que representa el incremento del tránsito basado en su tasa de crecimiento anual, está dado por la ecuación:

$$F_t = \frac{1 + \frac{V_2}{V_1}}{2} \dots \dots \dots (32)$$

16.

Donde:

V_2 = Volumen promedio diario anual de camiones en el año final de diseño.

V_1 = Volumen promedio diario anual de camiones en el año actual.

F_t = Factor de expansión del tránsito.

Recordando la ecuación 16, Capítulo II:

$$V_2 = V_1 (1+r)^n \quad \dots \dots \dots (16')$$

Sust. (16') en (32)

$$F_t = \frac{1 + \frac{V_1(1+r)^n}{V_1}}{2} = \frac{1 + (1+r)^n}{2} \quad \dots \dots \dots (33)$$

a) Cálculo de F_t

$$F_t (2 \text{ ejes}) = \frac{1 + (1+0.1)^9}{2} = \frac{1 + 2.36}{2} = 1.68$$

17

$$F_t \text{ (3 ejes)} = \frac{1 + (1 + 0.08)^9}{2} = \frac{1 + 2.0}{2} = 1.50$$

$$F_t \text{ (4 ejes)} = \frac{1 + (1 + 0.06)^9}{2} = \frac{1 + 1.69}{2} = 1.34$$

$$F_t \text{ (5 ejes)} = \frac{1 + (1 + 0.02)^9}{2} = \frac{1 + 1.195}{2} = 1.09$$

b) Cálculo del EWL acumulado (en un solo sentido)

	①	②	③	④	⑤	⑥
CATEGORIA DE LOS CAMIONES	VPDA Actual de camiones un solo sentido	FACTOR DE EXPANSION F_T	VPDA AUMENTADO ② x ③	CONSTANTE DEL EWL*	EWL ANUAL ④ x ⑤	
2 ejes	337	1.68	568	85	48000	
3 ejes	182	1.50	274	740	202000	
4 ejes	93	1.34	124	775	96000	
5 ejes	60	1.09		2150	141000	

672

EWL (acumulado) = 487000

$$\text{EWL } 10 \text{ años} = 487\,000 \times 10 = 4\,870\,000$$

c) Cálculo del IT : de la ec. (30)

$$IT = 6.7 \left[\frac{EWL}{10^6} \right]^{0.119}$$

sust.

$$IT = 6.7 \left[\frac{4,870,000}{10^6} \right]^{0.119} = 6.7 (4.87)^{0.119}$$

$$IT = 6.7 \times 1.207 = 8.1$$

C A P I T U L O I I I

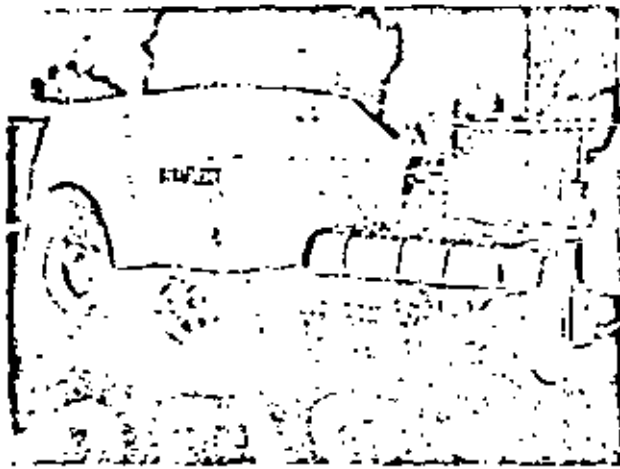
DESCRIPCION DE LOS EQUIPOS USADOS PARA MEDIR LA DEFLEXION EN LOS PAVIMENTOS.

3.1 Viga Benkelman.- Este instrumento (fig. 13) funciona conforme al principio básico de las palancas. Una solera de 2.4 m de longitud (8 pies) se coloca entre las ruedas duales (de 11 x 22.5 de 12 capas y con una presión de inflado de 70 psi.) de un camión cuya carga por eje aislado (no tandem) es de 18,000 lb o sea 9,000 lb de carga, por rueda dual. A medida que el pavimento se deforma, la viga o solera pivotea alrededor de un punto fijo de la viga de referencia la cual descansa sobre el pavimento en un área alejada de la zona de influencia de la carga. El extremo posterior de dicha viga actúa sobre un extensómetro mecánico al cual registra la máxima deflexión con una aproximación de 0.001 pulg. Este dispositivo está limitado a medir la deflexión total utilizando solamente vehícu

los de prueba a velocidades relativamente pequeñas, sin embargo tiene la gran ventaja de la simplicidad y la rapidez. Las lecturas de la deflexión se comparan con los límites permitidos, previamente determinados (gráfica fig. 32) para una sección estructural similar, con un volumen de tránsito en función de la carga equivalente de 5,000 lbs por rueda. El tratamiento correctivo para definir la capa necesaria a fin de reducir la deflexión a un nivel de tal manera que el pavimento no llegue a la falla por fatiga, se expresa en función del espesor de grava equivalente y el espesor real requerido se reduce por medio de los factores de grava equivalente correspondiente a los materiales que se van a emplear (gráfica fig. 33).

Este procedimiento de análisis del refuerzo del pavimento está basado en las experiencias del Departamento de Carreteras del Estado de California.

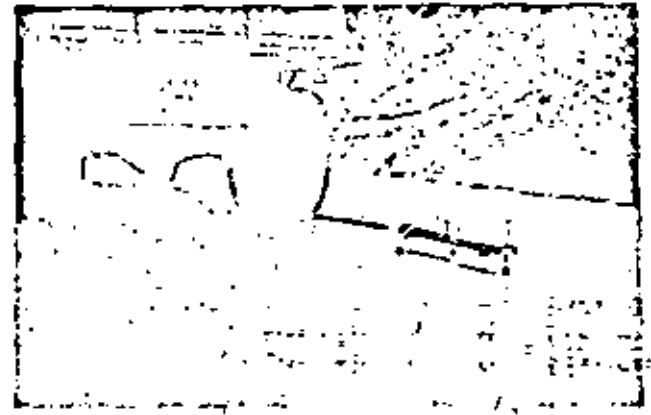
NO* 3.2. Deflectómetro automático.



Deflectómetro tipo Dynaflect.

en la Fig. IX-35. 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 acopiado 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.

Con las dos lecturas del extensómetro es posible saber cuánto 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.



Operación con viga Benkelman.

las llantas, tal como se ilustra en el croquis operativo que aparece en la misma Fig. IX-35. 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. IX-36 muestra un conjunto de curvas de deflexión proporcionado por el Dynaflect. Cada curva se refiere a las lecturas de los cinco géofonos que

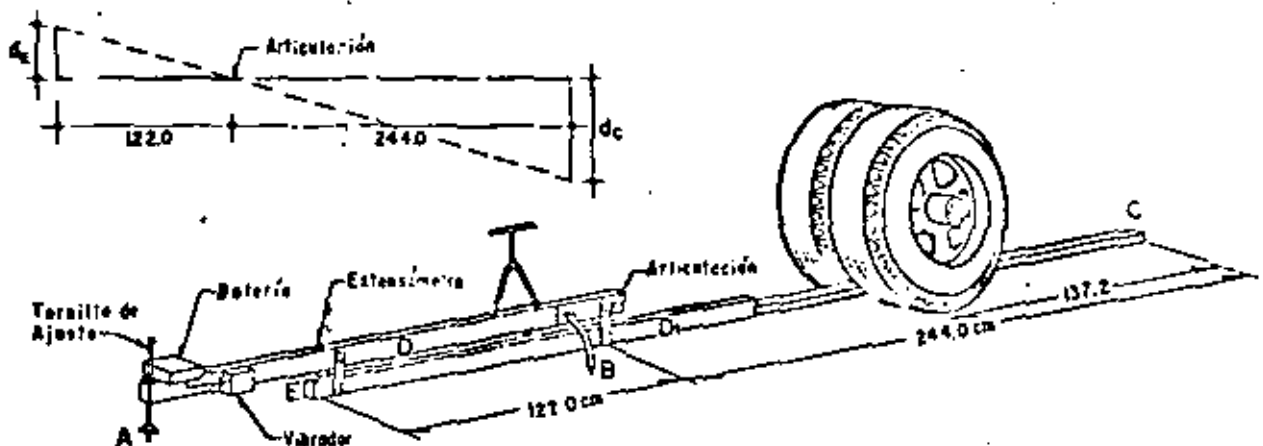
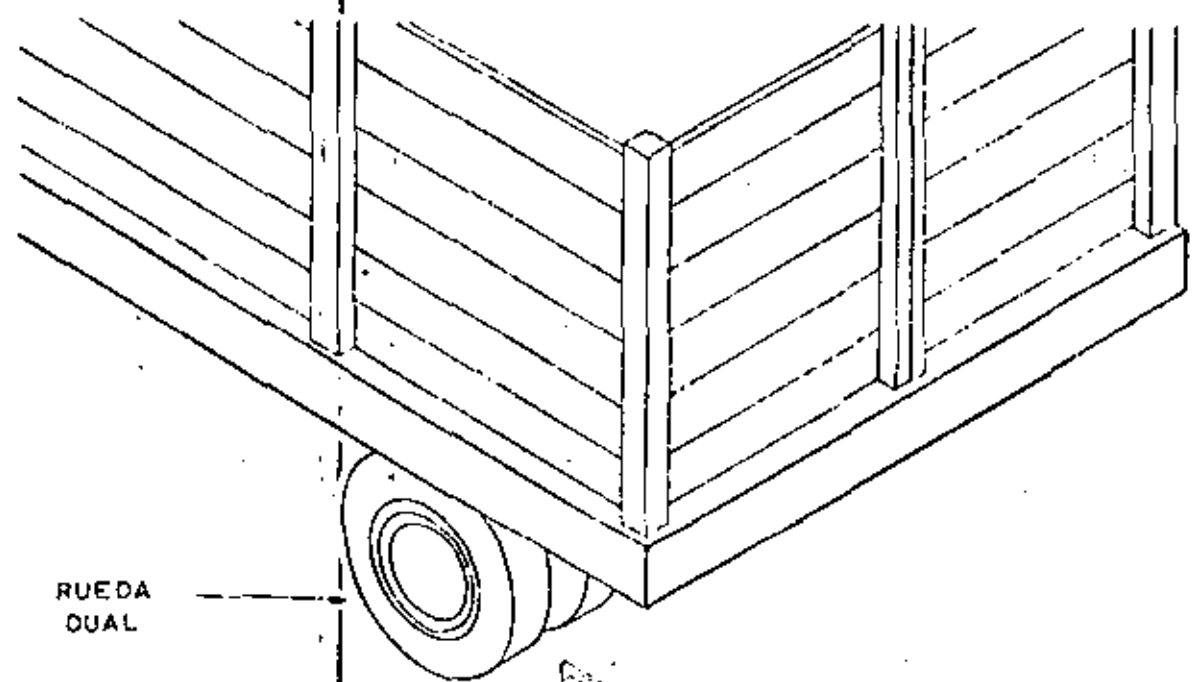


Figura IX-35. Esquema del deflectómetro Benkelman.



RUEDA
OVAL

PALPADOR

EJE DE
GIRO

PILA

MANERAL

MICROMETRO

ZUMBADOR

MANERAL

22

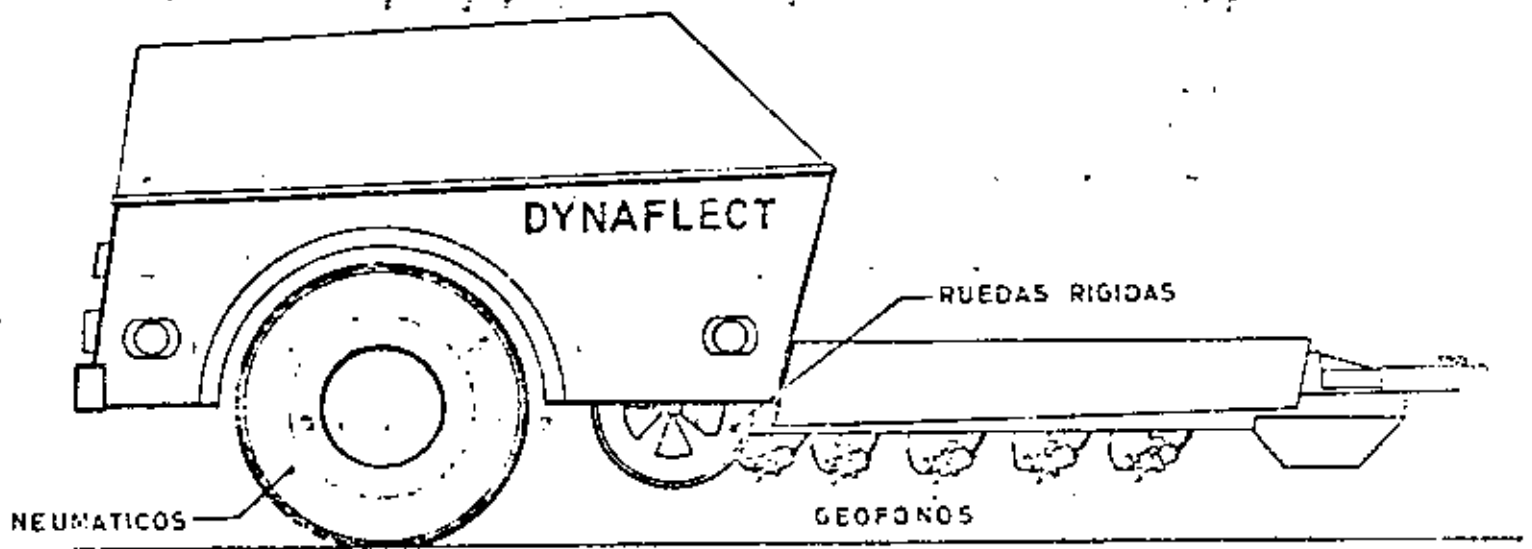
FIG 13 VIGA BENKELMAN.

3.4 LANE - WELLS DYNAFLECT.

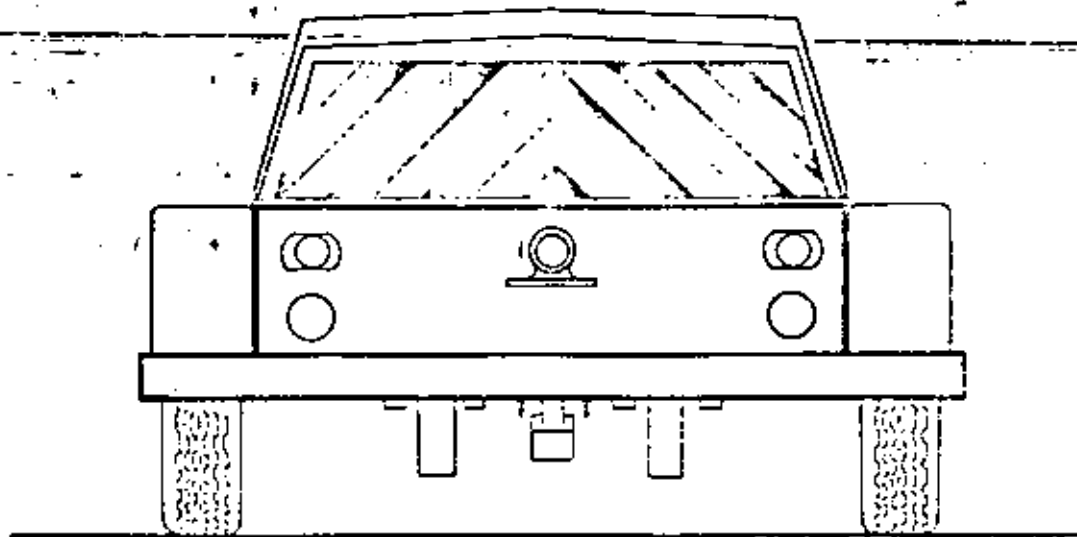
Este dispositivo consiste en un sistema electromecánico - que mide las deflexiones dinámicas de una superficie o estructura, causadas por una fuerza oscilatoria. Las mediciones son independientes de una superficie fija de referencia.

El sistema Dynaflect está compuesto por un generador de fuerzas dinámicas, un conjunto de aparatos sensitivos montados en un pequeño remolque y un sistema de medición portátil, el cual es normalmente llevado en el vehículo de tracción (fig. 15).

El generador produce una fuerza vertical, la cual varía senoidalmente a razón de 8 ciclos/seg. La fuerza total aplicada al material bajo del trailer, consiste en un peso estático del aparato de 1,600 lbs (733.76 kg) más la fuerza dinámica producida por unos volantes excentricos que se suman o se restan alternativamente al peso. El



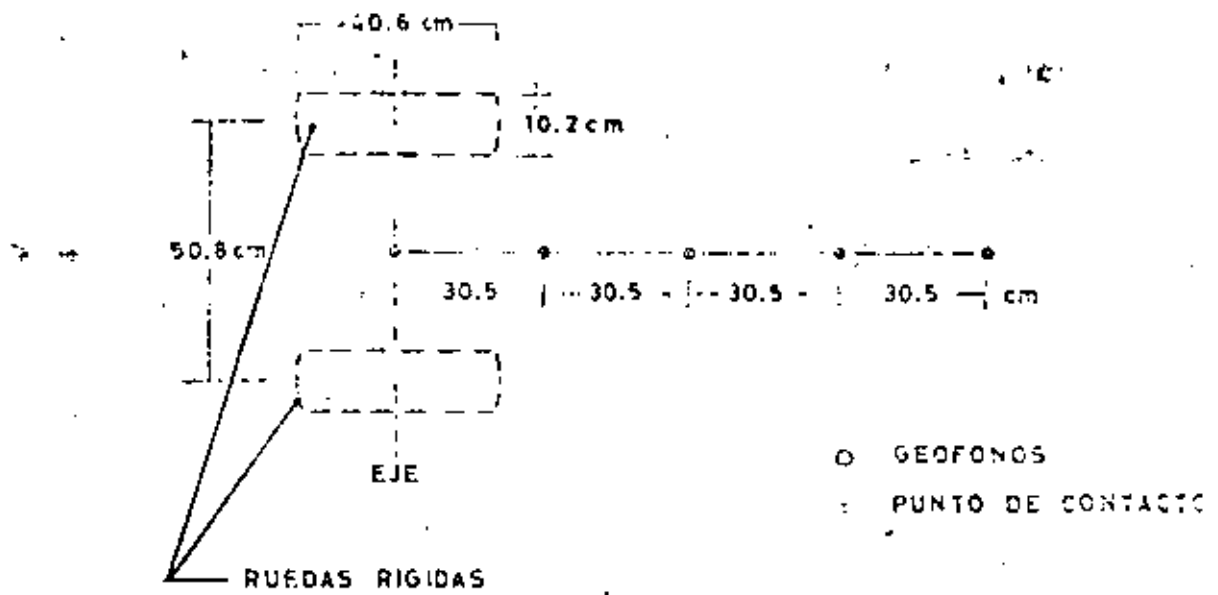
VISTA LATERAL



VISTA POSTERIOR

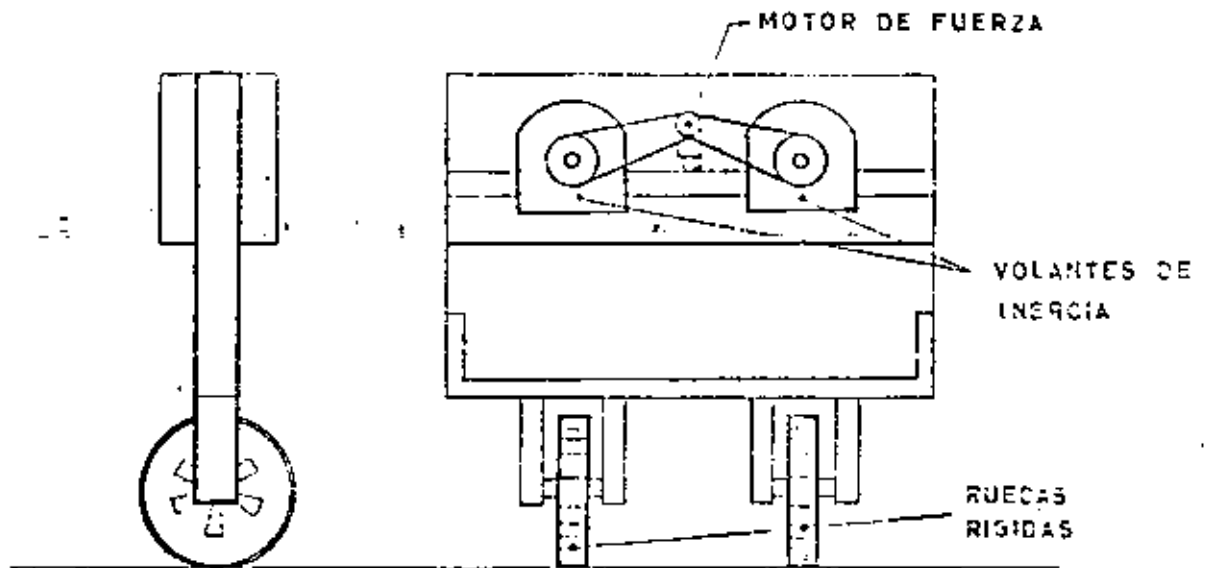
UBICACION DE GEOFONOS

FIG. 19



SISTEMA DE CARGA VIBRATORIA

FIG. 20



rango de la fuerza dinámica es de 1,000 lbs (453.6 kg). -

Fig. 16

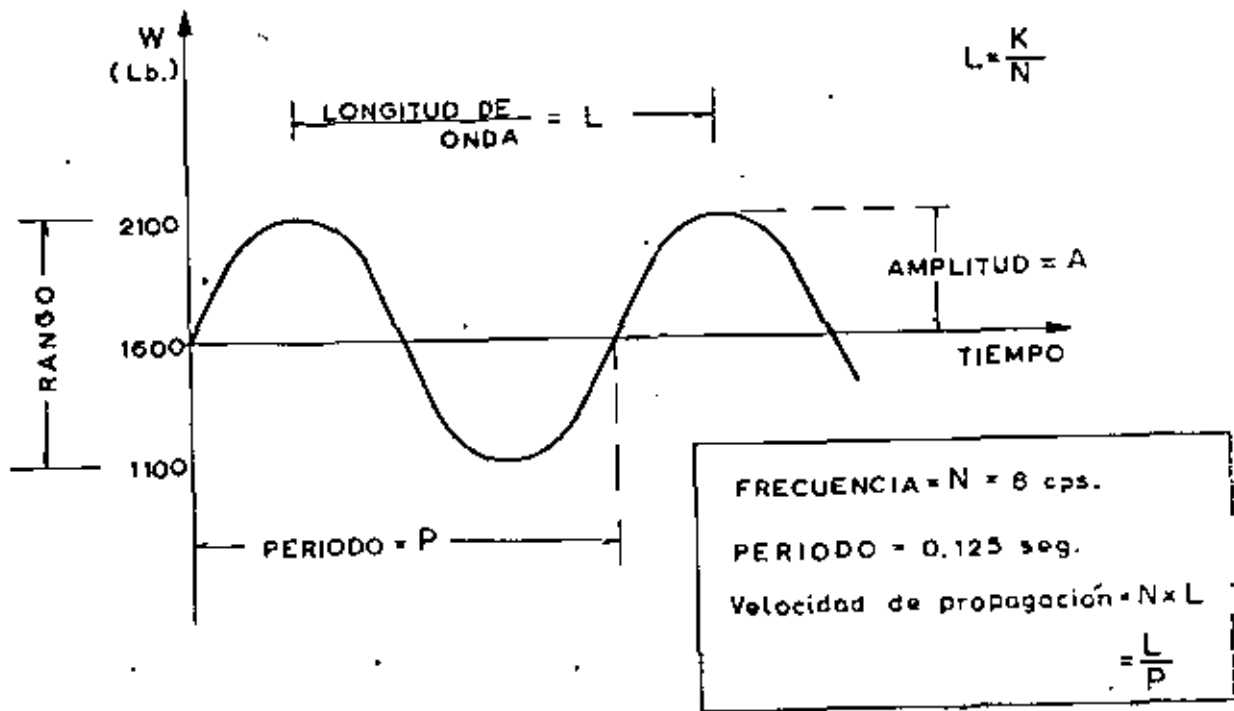
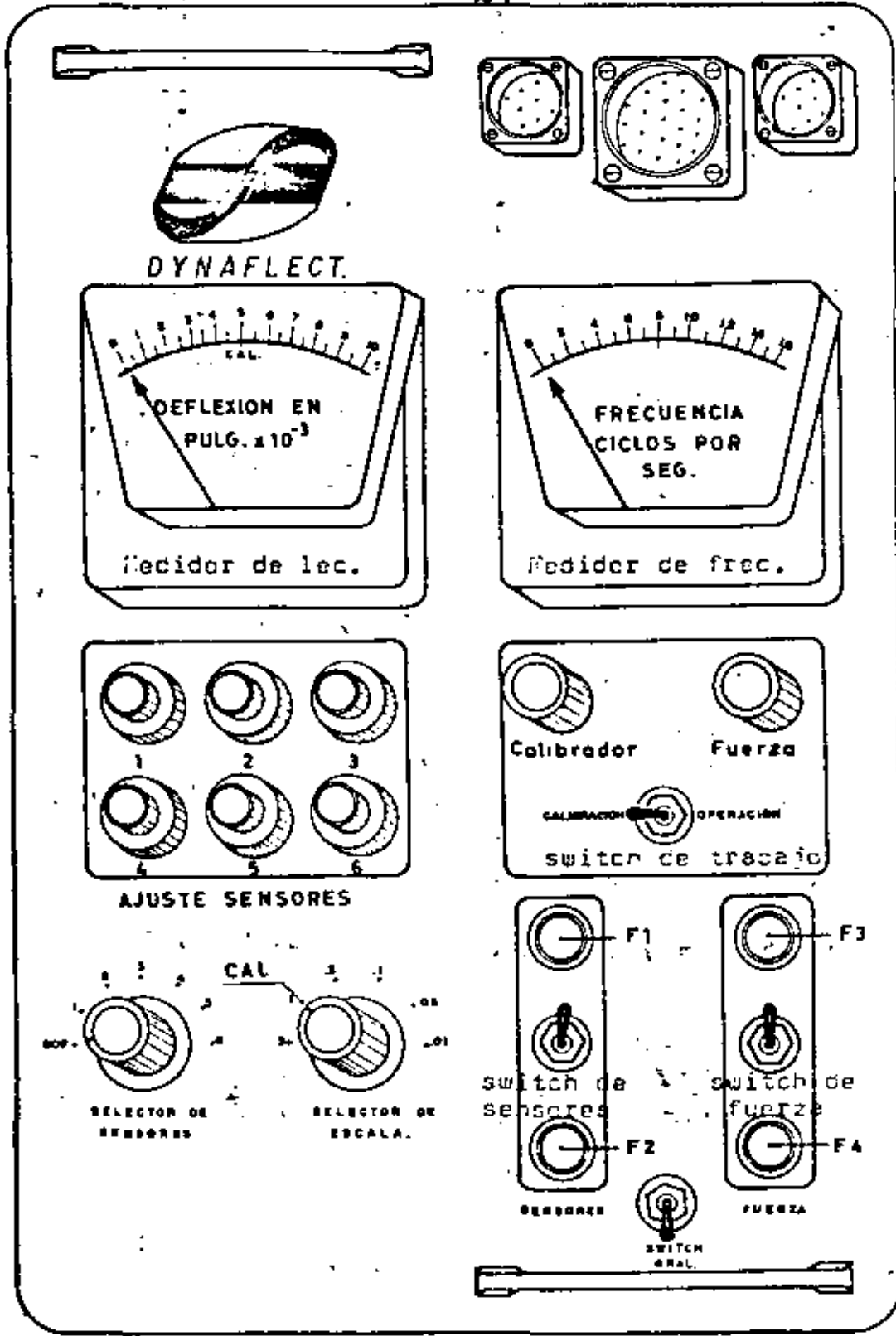


FIG. 16 MOVIMIENTO ONDULATORIO TRANSVERSAL



CAJA DE CONTROL

FIG. 16

- F1 - Foco verde sensores arriba
- F2 - Foco rojo sensores abajo
- F3 - Foco azul ruedas rígidas arriba y motor de fuerza apagado.
- F4 - Foco amarillo ruedas rígidas abajo y motor de fuerza trabajando

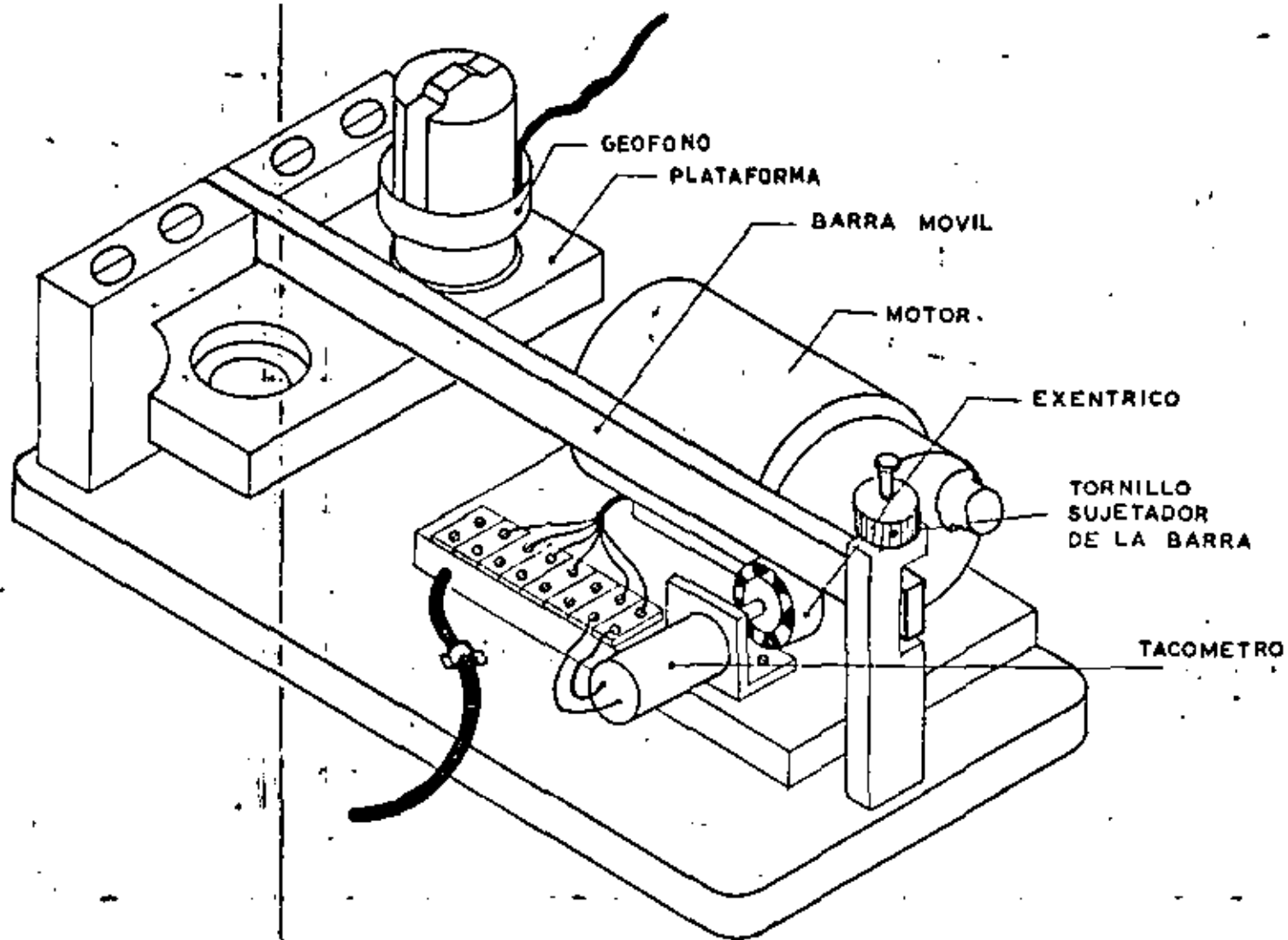


FIG. 21 CALIBRADOR DE GEOFONOS.

Esta fuerza se aplica al terreno por medio de un par de -
ruedas rígidas.

El material sobre el cual descansan las ruedas, presentan deflexiones hacia abajo y hacia arriba sincronizadas con la fuerza repetitiva de 1,000 lbs (453.6 kg). La amplitud de este movimiento es medida por geófonos los cuales están en contacto con el terreno (fig. 17).

Dado que el movimiento es cíclico, la determinación de su amplitud, no requiere un sistema de referencia fijo. Debido a esto, el sistema DYNAFLECT está libre de errores que afectan a los demás métodos, que requieren puntos de referencia locales para sus mediciones ya que al emplear una referencia inercial la cual puede considerarse como localizada en el centro de gravedad de la tierra.

Las mediciones de las deflexiones son leídas en un medidor de la Unidad de Control la cual está localizada a un lado del conductor del vehículo o del operador del equipo.

La evaluación de este pavimento por el método de deflexiones en tramos previamente seleccionados, nos permite obtener una serie de valores de los cuales es necesario conocer un valor característico. Utilizando métodos estadísticos (determinados en el Capítulo V), podrá determinarse la deflexión característica del tramo, corrigiendo los valores por temperatura utilizando la gráfica de la fig. 31.

Como ejemplo ilustrativo podrá determinarse la sobrecarpeta del pavimento antes descrito considerando los siguientes datos:

Tramo	Viga Benkelman Deflexión Característica. en puig.	I T	Apariencia
1	0.064	6.5	carpeta agrietada en forma de piel de cocodrilo.

La determinación de la deflexión permisible del pavimento - tomando en cuenta el fenómeno de la fatiga del concreto asfáltico para un espesor de carpeta y un Índice de Tránsito - puede obtenerse usando la correlación de la fig. 32.

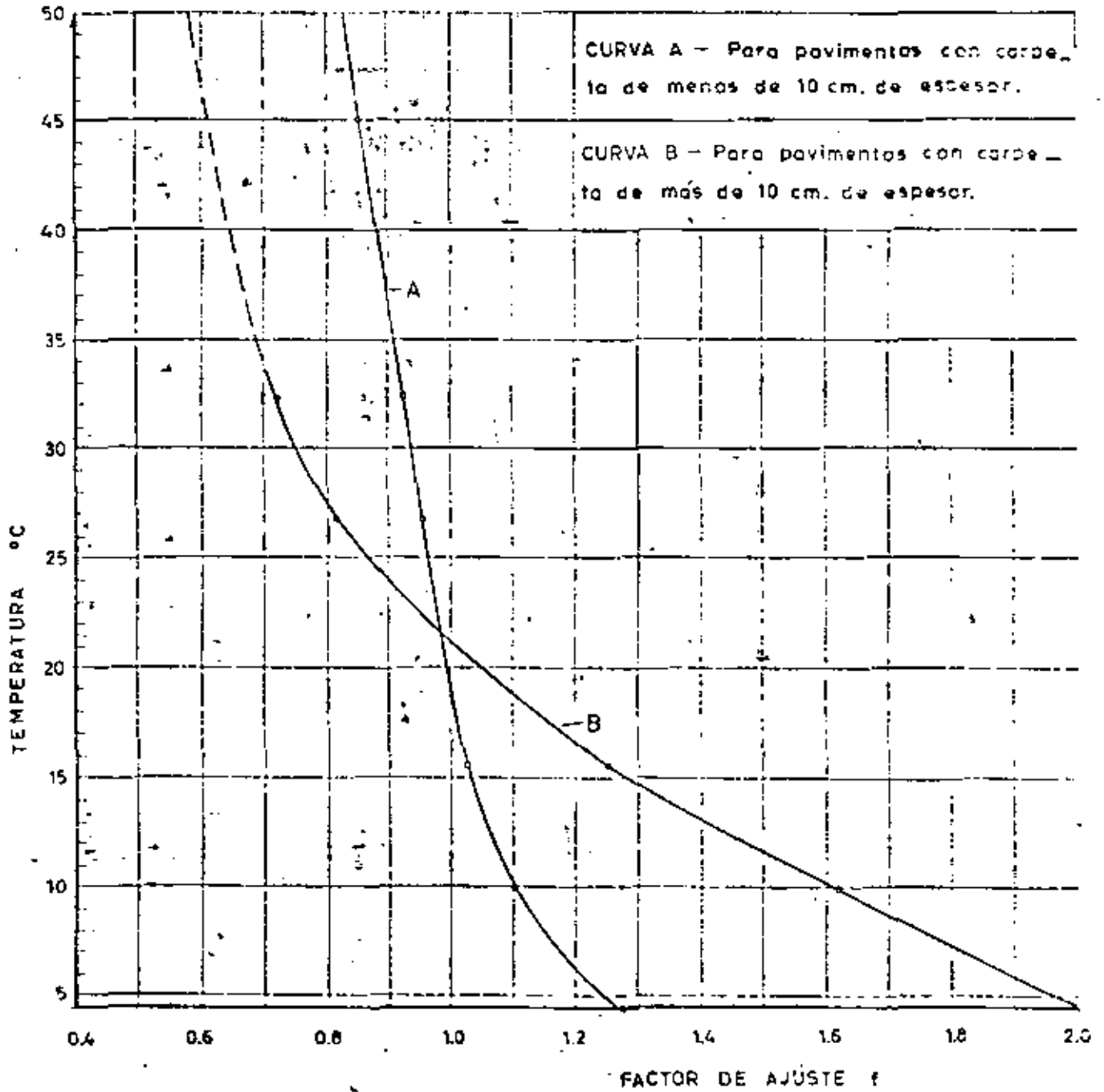
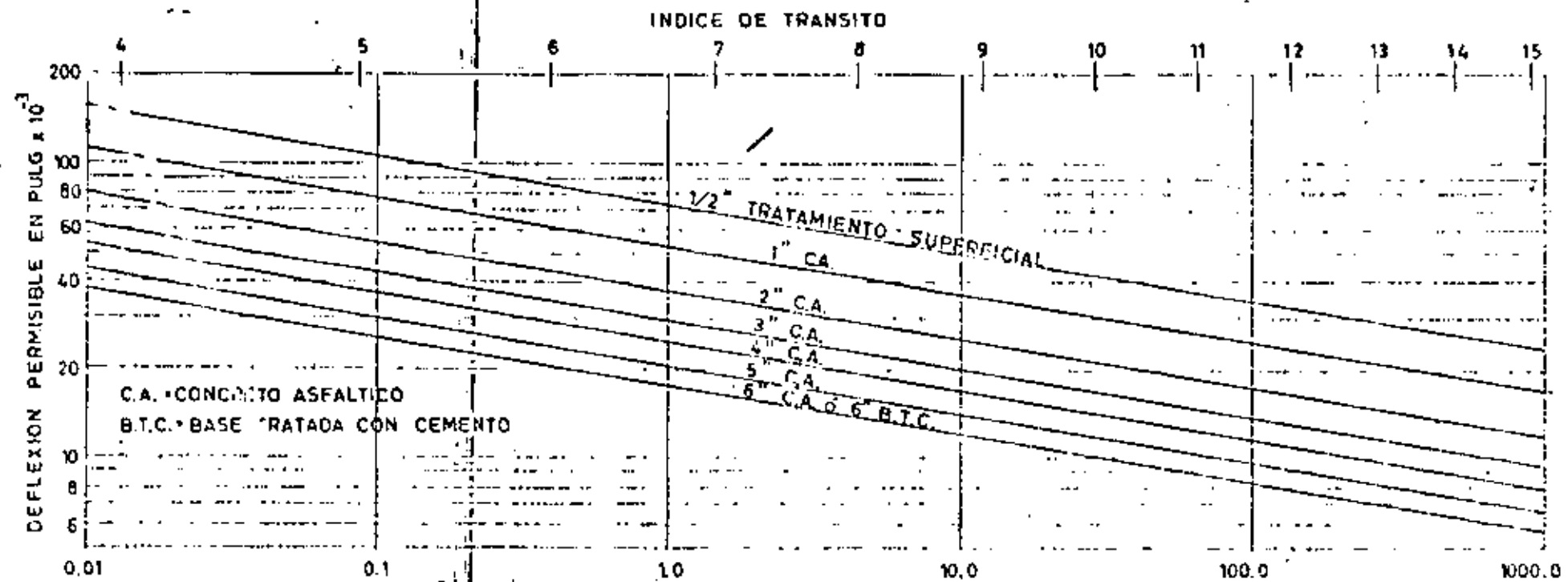


FIG.31 FACTORES DE CORRECCION POR TEMPERATURA EN LAS DEFLEXIONES DE VIGA BENKELMAN



CARGA EQUIVALENTE DE 5000 LB. POR RUEDA (EWL EN MILLONES)

FIG.32 VALOR DE LA DEFLEXION PERMISIBLE (δ_p) BASADO EN LA FATIGA DEL C.A.

$$\delta_{\text{permisible}} = 0.039 \text{ pulg} < \delta_c = 0.064 \text{ pulg}$$

Por lo tanto el pavimento requiere una sobrecarpeta.

Suponiendo que se coloca una sobrecarpeta de 3 pulg de --
concreto asfáltico, la deflexión permisible para este nue-
vo espesor sera: (usando la correlación de la fig. 32)..

$$\delta_p = 0.030 \text{ pulg}$$

La reducción de la deflexión obtenida mediante esta sobre-
carpeta sera:

$$\delta_c - \delta_p = 0.064 - 0.030 = 0.034$$

y poniéndola en porcentaje con respecto a la deflexión ca-
racterística :

$$\frac{\delta_c - \delta_p}{\delta_c} \times 100 = \frac{0.034}{0.064} \times 100 = 53\%$$

En la correlación de la fig. 33 y con el porcentaje de re-
ducción de la deflexión obtenemos el sobre espesor requeri

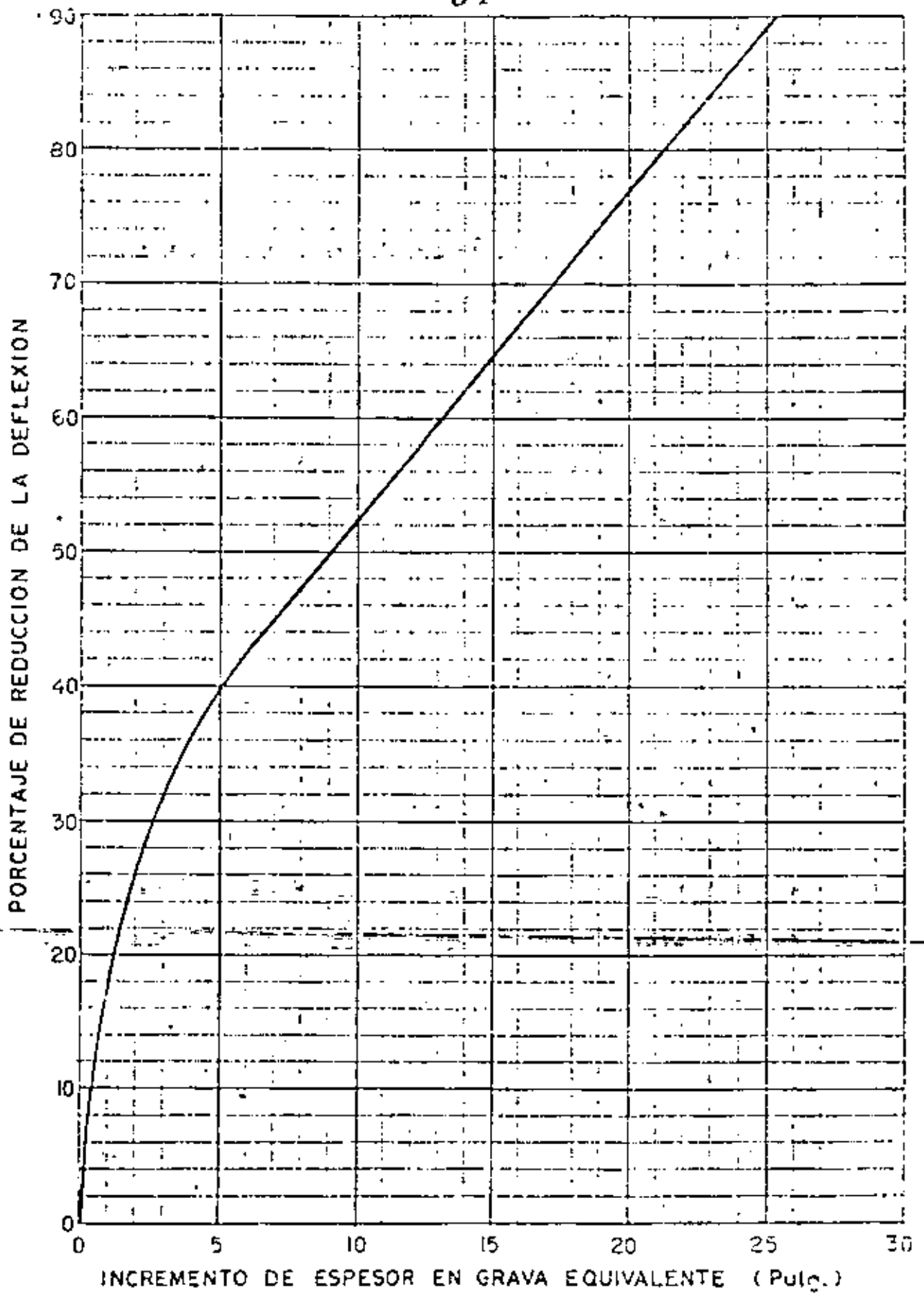


FIG. 33

REFUERZO DEL PAVIMENTO EN TERMINOS DE GRAVA EQUIVALENTE
 PARA REDUCIR LA DEFLEXION.

(METODO DE CALIFORNIA)

do en términos de grava equivalente *, en este caso se requiere un aumento de 10.5 pulg de grava equivalente a fin de reducir la deflexión en un 53%.

* Los factores en grava equivalente para los diferentes -

materiales son: 1" CA = 1.9" G.E.

1" BTC = 1.72" G.E.

1" BTC (clase D) = 1.22" G.E.

1" BTL = 1.2" G.E.

CA = Concreto asfáltico.

BTC = Base tratada con cemento.

BTL = Base tratada con cal.

G.E. = Grava equivalente.

La carpeta asfáltica supuesta de 3 pulg de espesor, convertida a términos de grava equivalente será: $3 \times 1.9 = 5.7$ pulg, por lo tanto será necesario colocar $(10.5" - 5.7") = 4.8$ pulg de grava equivalente adicional a las 3 pulgadas de concreto asfáltico. Una posible reconstrucción podrá -

ser en la siguiente forma:

Colocar 3 pulg de concreto asfáltico y una base hidráulica de 5 pulg de espesor directamente sobre el pavimento existente.

4.7 Interpretación del perfil de las lecturas leídas con los cinco geófonos del equipo Dynaflect.

El perfil de deflexiones de las 5 lecturas obtenidas en cada estación, puede dibujarse sobre una gráfica semilogarítmica en donde el eje de las ordenadas en escala logarítmica representa los valores de la deflexión y el eje de las abscisas (en escala natural) corresponde al kilometraje de cada estación. Los perfiles forman familias de curvas que representan diferentes condiciones de comportamiento de la estructura del pavimento.

Los perfiles de las deflexiones proporcionan ciertas características, que pueden ser fácilmente identificadas y que sirven para hacer una evaluación más técnica del pavimento.

Algunas de estas características son:

- a) La deflexión leída en el sensor No 1 es el primer indicador de resistencia o debilidad.
- b) Dependiendo de la forma de la curva; una curva cóncava indica que la capa superficial es la más débil de la estructura.

Una forma convexa indica que las capas inferiores son las que presentan mayor debilidad.

- c) Dependiendo de la pendiente de la curva; pendientes muy inclinadas indican debilidad, pendientes tendidas indican resistencia.
- d) Los sensores más cercanos a las ruedas rígidas, en donde se aplica la carga, nos dan el conocimiento de las capas superficiales, los sensores más alejados indican las características de las capas de apoyo.

Analizando los perfiles de la fig. 34 se puede observar lo siguiente:

- 1) La buena uniformidad de la familia de curvas, significa un comportamiento adecuado de las diferentes capas que constituyen el pavimento.
- 2) La forma convexa en la parte superior de la curva indica que las capas inferiores son las que presentan mayor debilidad, sin embargo las curvas presentan la forma cóncava en su parte inferior, lo que significa que la capa intermedia (la base) es la más débil del sistema.
- 3) La deflexión máxima disminuye cuando se aumenta el espesor de carpeta de concreto asfáltico, el espesor de carpeta es de 3 pulg del kilometraje 1+000 al 1+100 y de 4 pulgadas de espesor del kilometraje 1+180 al 1+240.

Analizando los perfiles de la fig. 35 se puede observar:

- 1) La deflexión del sensor No 1 es muy heterogénea revelando un comportamiento inadecuado del conjunto.

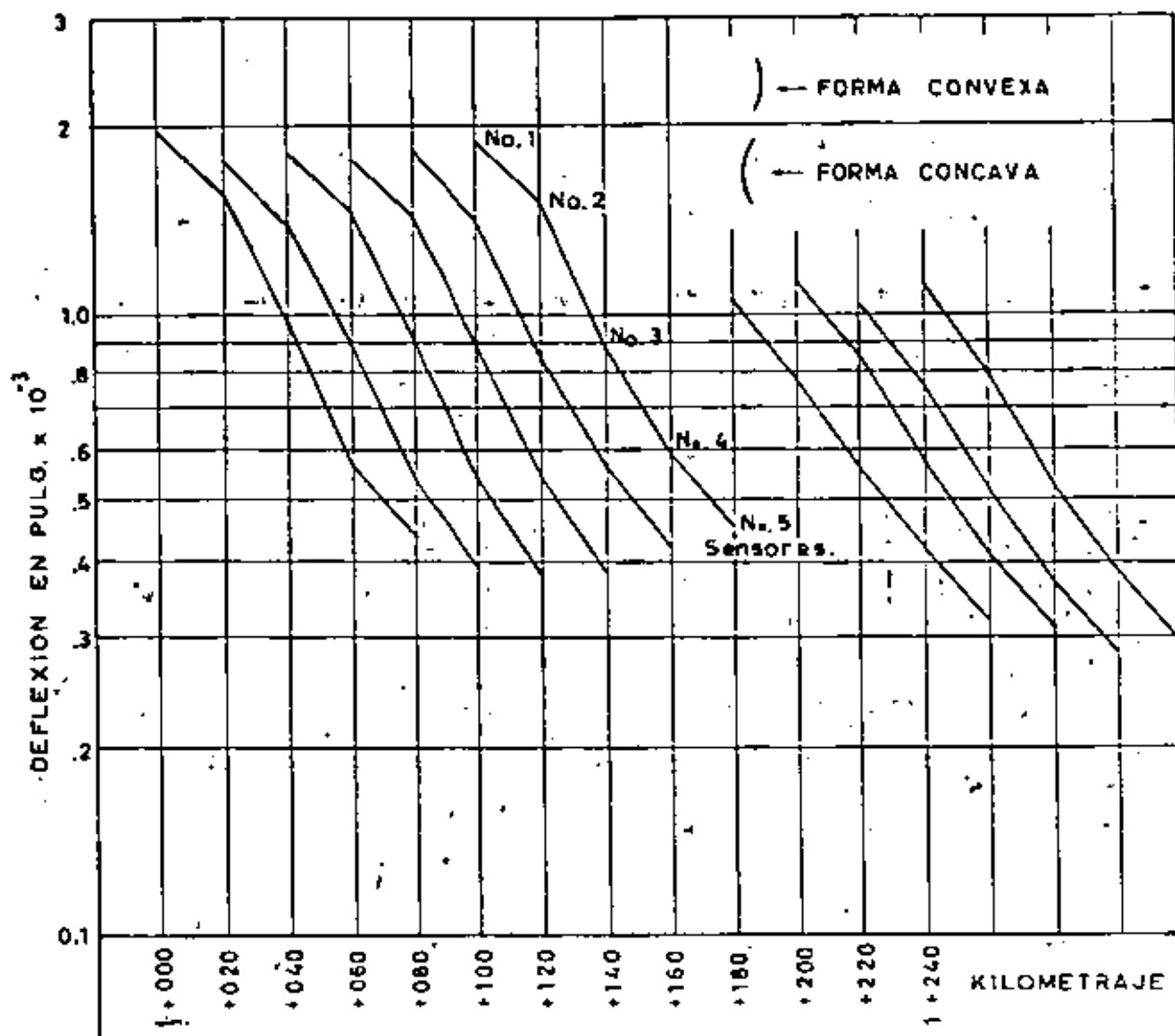


Fig. 34 Curvas típicas del perfil de los 5 geófonos.

- 2) Mala uniformidad en la familia de curvas significando resistencias muy variables en el tramo, este caso requiere un estudio más detallado de pruebas de labora-

torio para determinar la resistencia y calidad de los materiales que componen la estructura del pavimento así como pesos volúmetricos y contenido de humedad, en el lugar.

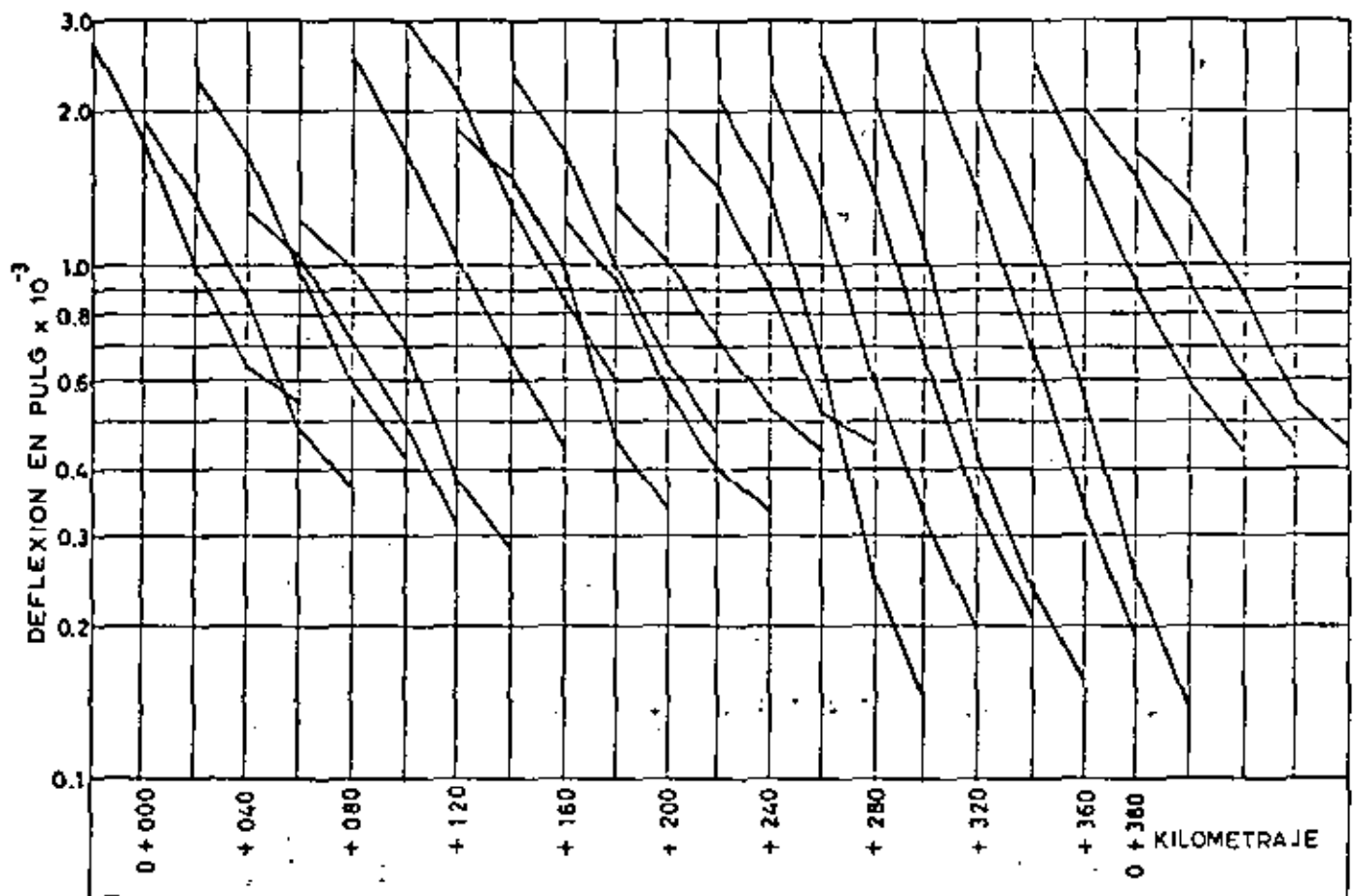


Fig. 35 Curvas típicas del perfil de los 5 geófonos.

- 3) La pendiente inclinada de las curvas indican debilidad de toda la estructura.

4.8 Cálculo del sobre espesor requerido por el método de las deflexiones determinadas con Dynaflect.

El uso de las deflexiones determinadas con el Dynaflect para el diseño de los sobre-espesores en un pavimento, involucra el conocimiento de los siguientes aspectos:

- a) Determinación de la deflexión característica del tramo, basada en un estudio estadístico de las lecturas del sensor No. 1. (En el Capítulo V se dan varios criterios para la obtención estadística de este valor).
- b) Determinación del índice de tránsito "IT" (basado en el Método de California). Clasificando los camiones por ejes y determinando su volumen en un solo sentido del tránsito por carril de diseño. Este método se presenta en el ejemplo No. 2 (Cap. IV Secc. 4.5). La Dynaflect proporciona la solución gráfica de la ec.

$$IT = 6.7 \left[\frac{FWL}{10^6} \right]^{0.119} \quad \text{en la fig. 36.}$$

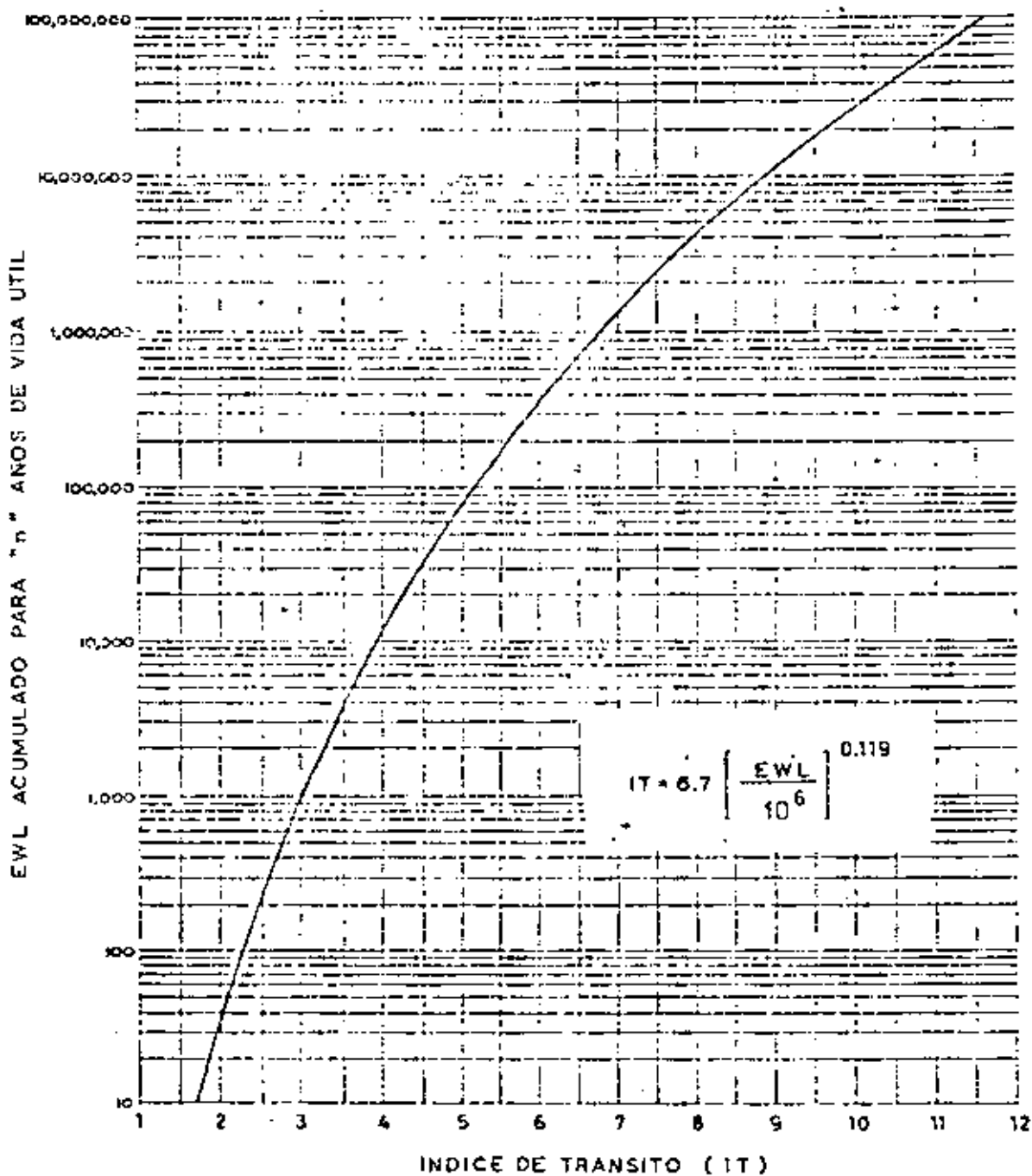


FIG.36 GRAFICA DE CONVERSION DE LA CARGA EQUIVALENTE POR RUEDA (EWL) AL INDICE DE TRANSITO (IT).

- c) Obtención del espesor de carpeta actual por medio de sondeos en el lugar; con este espesor y el IT se determina la deflexión permisible del tramo mediante el empleo de las gráficas proporcionadas por la Dynaflect - fig. 37.

La composición de la deflexión característica (δ_c) con la deflexión permisible (δ_p) permite determinar, por este método, si el tramo en estudio requiere de un refuerzo para mejorar el pavimento.

Si $\delta_p > \delta_c$. El criterio de este método señala que el pavimento existente no amerita ningún sobre-espesor, en aquellos casos en que se tengan deterioros superficiales, se podrá rehabilitar el pavimento mediante renivelaciones y riegos de sello que eviten la filtración del agua de lluvia, asimismo impermeabilizando los taluces del terraplén o limpiando las cunetas en los cortes.

Si $\delta_p < \delta_c$ entonces el método recomienda la colocación

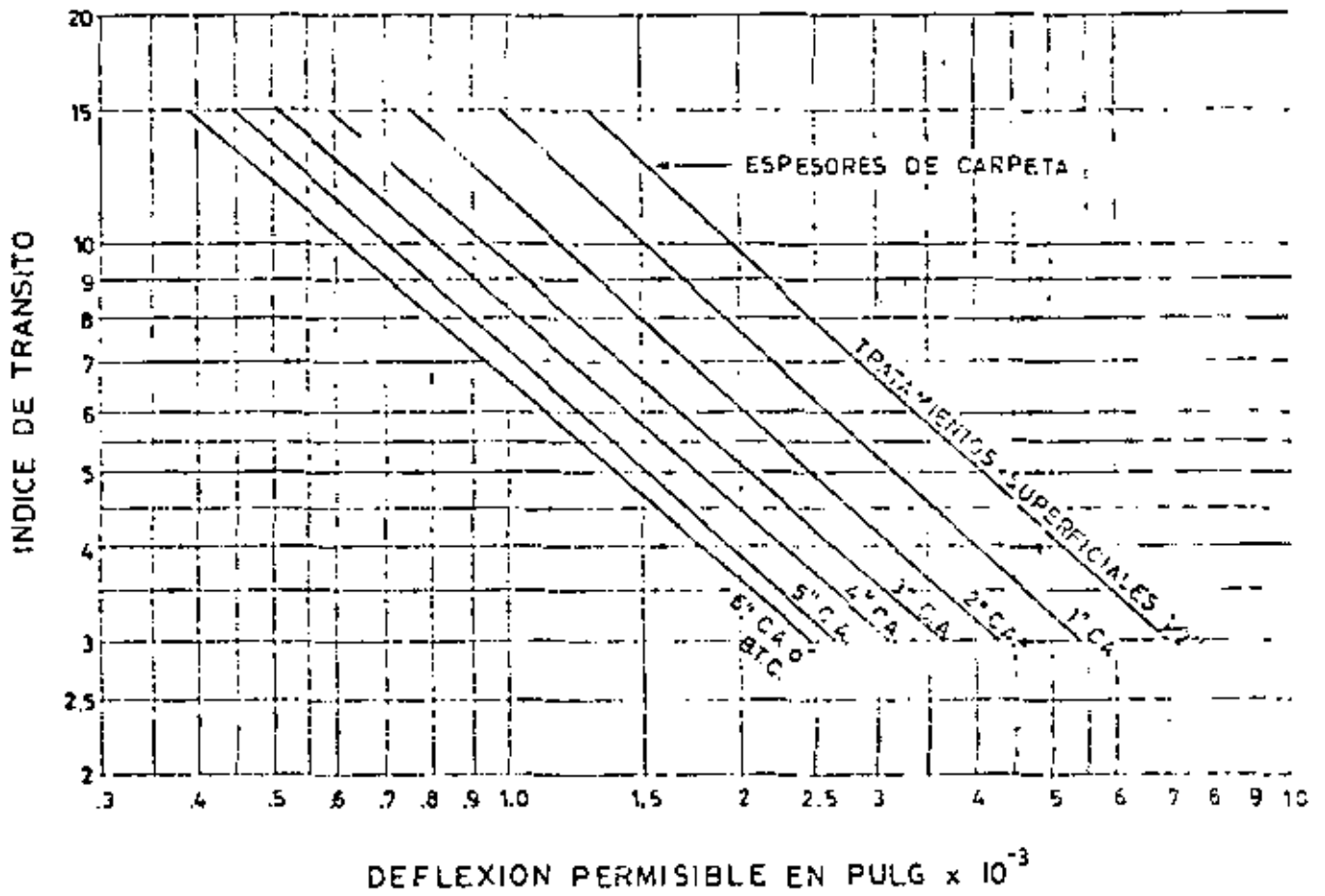


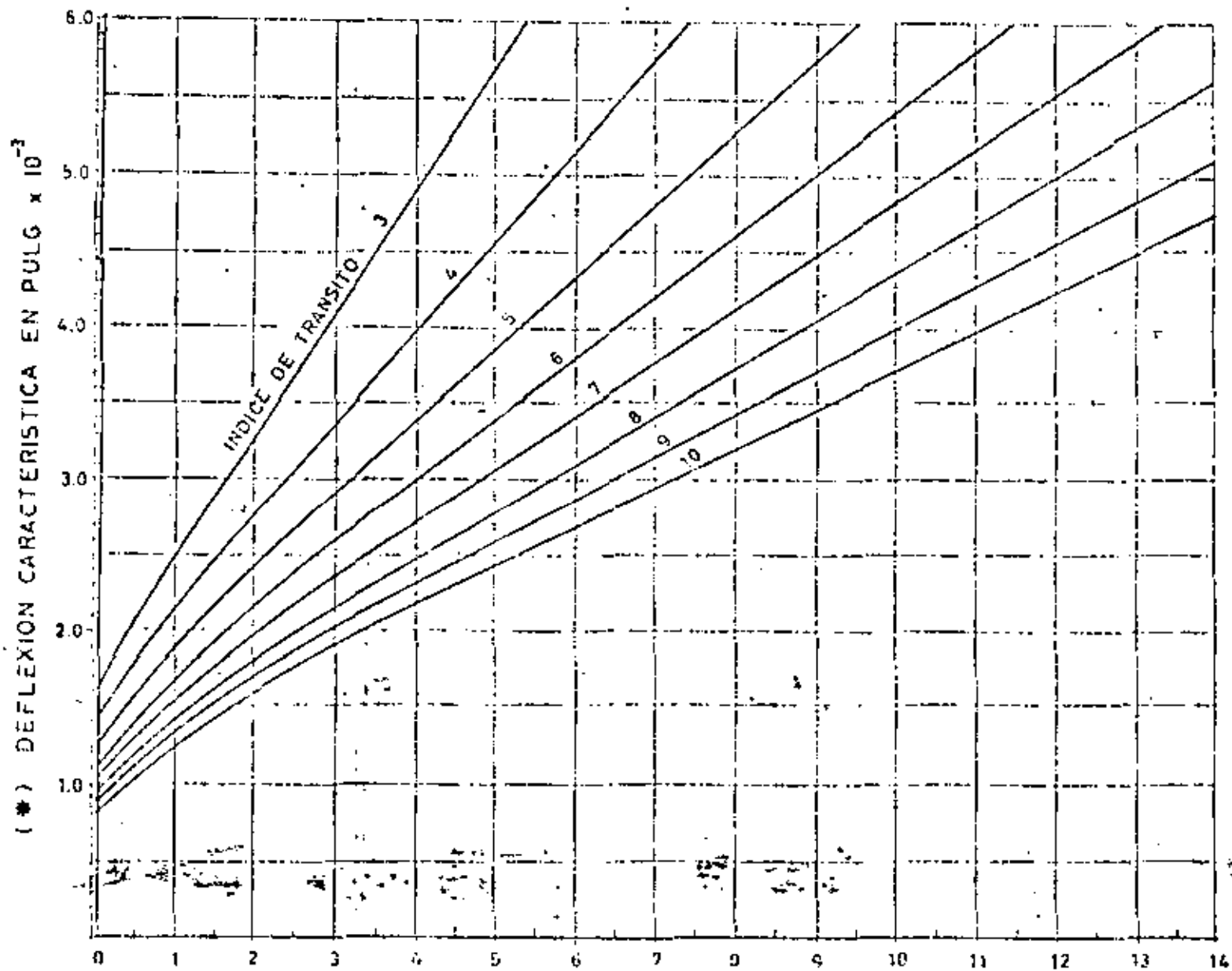
FIG.37 VALOR DE LA DEFLEXION PERMISIBLE (δ_p) EN FUNCION DEL INDICE DE TRANSITO Y EL ESPESOR DE CARPETA.

de un sobre-espesor de concreto asfáltico (o su equivalente en otros materiales) a fin de reducir la deflexión característica hasta alcanzar el nivel recomendado, el cual se basa en el criterio de fatiga del material de la carpeta.

El sobre-espesor requerido (en pulgadas de concreto asfáltico) se determina mediante las curvas proporcionadas por la Dynaflect (fig. 38).

4.9 Correlación entre las deflexiones Viga Benkelman- -- Dynaflect.

La gráfica de la fig. 39 presenta las características de correlación entre las deflexiones determinadas con Viga Benkelman y las del Dynaflect. La curva correspondiente a un peso de 6.8 ton (15,000 lb) por eje simple, fue elaborada mediante los resultados obtenidos en forma experimental (presentada por ROADS AND STREETS EN USA). Mientras que la curva de la parte superior representa la correlación de ambas deflexiones considerando un eje simple de 8.2 ton -



LECTURAS DEL
SENSOR No.1
DYNARECT

46

FIG.3A INCREMENTO EN EL ESPESOR (EN PULGADAS DE CONCRETO AGUATICO)

12:

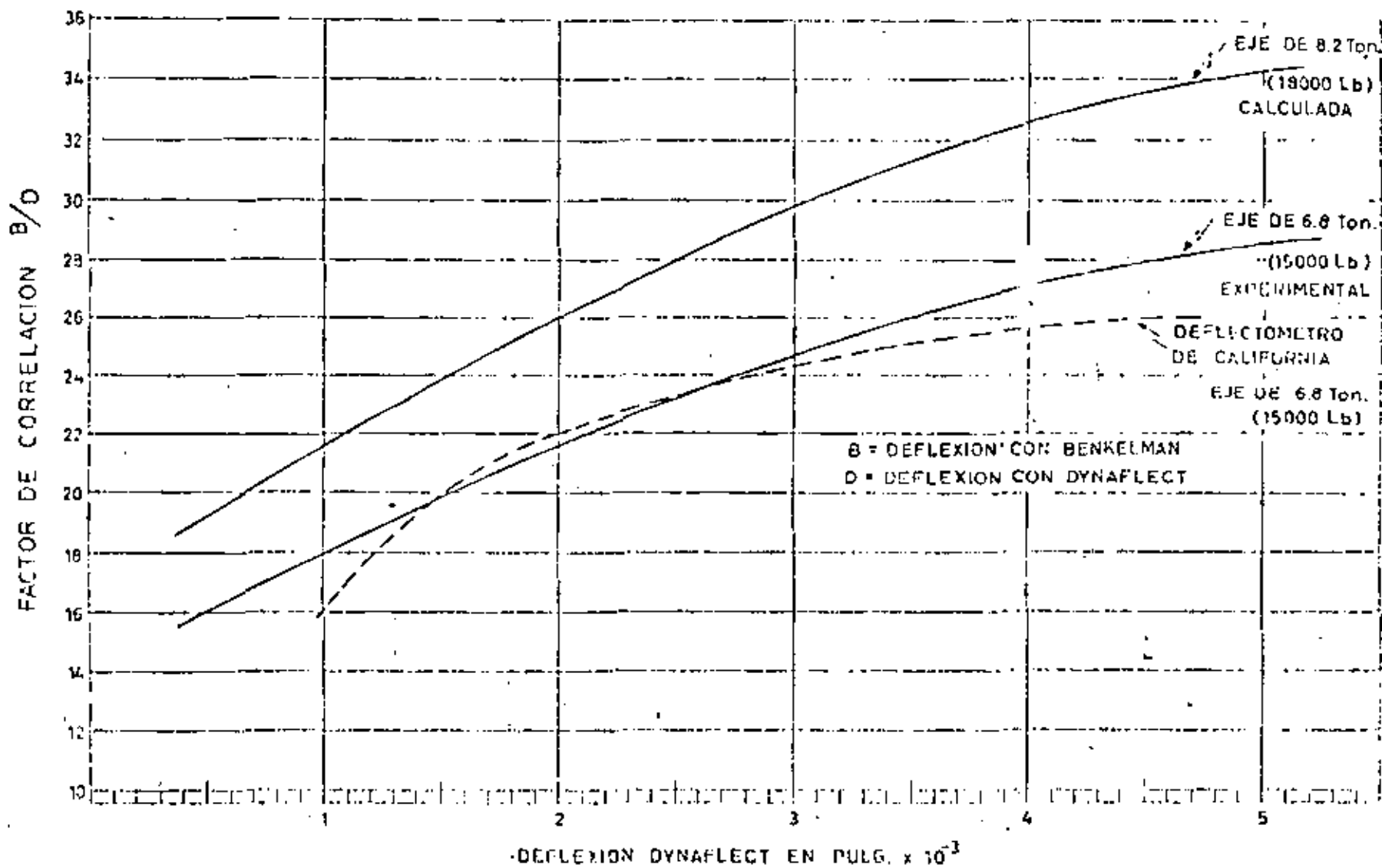


FIG.39 VARIACION DE LA CORRELACION DE DEFLEXIONES V. BENKELMAN — DYNAFLECT

CURVAS PROPUESTAS POR M.R.C. - 1973

125
47

(18 000 lb) calculada sobre la base de suponer que las deflexiones son proporcionales a las cargas que las producen en un determinado rango de variación. Esta hipótesis ha quedado demostrada en forma experimental mediante resultados obtenidos en la prueba AASHO.

La curva superior de la gráfica ha quedado confinada en sus porciones correspondientes a los extremos, mediante determinaciones hechas en el pavimento de la autopista México--Cuernavaca .

La curva punteada corresponde a la correlación entre el D_g flectómetro de California y el Dynaflect para un eje simple de 6.8 ton (15 000 lb); representa un grupo de valores de la deflexión con una desviación estándar de 0.5

En general estas correlaciones* indican que el factor de correlación B/D depende de la magnitud de la deflexión medida.

*La forma de representar las gráficas mediante el factor adimensional B/D fue propuesta por el C. Ing. Manuel Rangel Carrizales, de la Dirección General de Servicios Técnicos de la Secretaría de Obras Públicas (México).

5.7 Estudio de Deflexiones.

En los tramos de prueba seleccionados se determinaron las deflexiones con equipo Dynaflect en estaciones a cada 20 m de separación. Las lecturas obtenidas de los 5 geófonos se anotan en sus registros correspondientes (como ejemplo véanse los registros de datos de las fig. 43 y 44).

El conocimiento de la deflexión característica (δ_c) involucra un análisis estadístico de las lecturas del sensor No. 1. El concepto estadístico fija una serie de normas matemáticas para coleccionar, presentar y procesar los datos al repetir varias veces un experimento, también proporciona las reglas para el diseño, tomando decisiones cuando aparecen en el problema situaciones de incertidumbre.

Los conceptos que intervienen en el cálculo estadístico son los siguientes:

5.7.1 Medidas de centralización.

Media aritmética. - Se define como el promedio que se --

DEFLEXIONES DINAMICAS ⁵⁰ CON EQUIPO DYNAFLECTNOMBRE Irapuato - PenjamoCARRIL DerechoORIGEN Irapuato Gto.TRAMO Km 35 + 000 A Km 35 + 500

KM	SENSOR 1			SENSOR 2			SENSOR 3			SENSOR 4			SENSOR 5		
	LEC.	FAC.	DEF.	LEC.	FAC.	DEF.	LEC.	FAC.	DEF.	LEC.	FAC.	DEF.	LEC.	FAC.	DEF.
35 + 000	2.5	1.0	2.5	6.1	0.3	1.8	3.4	0.3	1.0	2.2	0.3	.56	1.2	0.3	.36
+ 020	3.2	1.0	3.2	2.2	1.0	2.2	3.4	0.3	1.0	2.0	0.3	.60	1.2	0.3	.36
+ 040	2.8	1.0	2.9	2.0	1.0	2.0	3.6	0.3	1.0	2.2	0.3	.66	1.3	0.3	.39
+ 060	3.0	1.0	3.0	2.2	1.0	2.2	3.6	0.3	1.0	2.0	0.3	.60	1.2	0.3	.36
+ 080	2.2	1.0	2.2	5.0	0.3	1.5	3.0	0.3	0.9	1.8	0.3	.54	1.2	0.3	.36
+ 100	3.0	1.0	3.0	7.5	0.3	2.3	4.6	0.3	1.4	3.0	0.3	.90	2.0	0.3	.60
+ 120	3.3	1.0	3.3	2.6	1.0	2.6	4.7	0.3	1.4	3.0	0.3	.90	2.0	0.3	.60
+ 140	3.1	1.0	3.1	2.4	1.0	2.4	4.4	0.3	1.4	2.9	0.3	.87	2.0	0.3	.60
+ 160	3.0	1.0	3.0	2.2	1.0	2.2	4.1	0.3	1.2	2.5	0.3	.75	1.6	0.3	.48
+ 180	3.1	1.0	3.1	2.4	1.0	2.4	4.7	0.3	1.4	3.0	0.3	.90	2.2	0.3	.66
+ 200	2.6	1.0	2.6	2.0	1.0	2.0	3.7	0.3	1.1	2.3	0.3	.69	1.5	0.3	.45
+ 220	2.5	1.0	2.5	1.8	1.0	1.8	3.3	0.3	.99	2.1	0.3	.63	1.3	0.3	.39
+ 240	3.2	1.0	3.2	2.4	1.0	2.4	4.3	0.3	1.3	2.7	0.3	.81	1.8	0.3	.54
+ 260	2.7	1.0	2.7	2.0	1.0	2.0	4.1	0.3	1.2	2.7	0.3	.81	1.9	0.3	.57
+ 280	2.3	1.0	2.3	1.9	1.0	1.9	4.0	0.3	1.2	2.8	0.3	.64	2.1	0.3	.63
+ 300	2.5	1.0	2.5	2.0	1.0	2.0	4.3	0.3	1.3	3.0	0.3	.90	2.2	0.3	.66
+ 320	2.9	1.0	2.9	2.3	1.0	2.3	4.5	0.3	1.3	2.8	0.3	.64	1.9	0.3	.57
+ 340	2.7	1.0	2.7	2.0	1.0	2.0	3.9	0.3	1.2	2.6	0.3	.78	1.8	0.3	.54
+ 360	2.7	1.0	2.7	2.1	1.0	2.1	4.0	0.3	1.2	2.7	0.3	.81	1.8	0.3	.54
+ 380	2.9	1.0	2.9	2.2	1.0	2.2	4.8	0.3	1.4	3.3	0.3	.99	2.5	0.3	.75
+ 400	3.4	1.0	3.4	2.5	1.0	2.5	4.5	0.3	1.3	2.9	0.3	.67	2.0	0.3	.60
+ 420	2.1	1.0	2.1	4.7	0.3	1.4	2.8	0.3	.84	1.8	0.3	.54	1.3	0.3	.39
+ 440	2.7	1.0	2.7	2.0	1.0	2.0	3.8	0.3	1.1	2.4	0.3	.72	1.6	0.3	.48
+ 460	2.7	1.0	2.7	2.1	1.0	2.1	3.9	0.3	1.2	2.6	0.3	.78	1.8	0.3	.54
+ 480	2.6	1.0	2.6	1.8	1.0	1.8	3.8	0.3	1.1	2.5	0.3	.75	1.8	0.3	.54
35 + 500	3.3	1.0	3.3	2.4	1.0	2.4	3.9	0.3	1.2	2.3	0.3	.69	1.5	0.3	.45

OBSERVACIONES _____

HOJA DE
DATOS

FIG. 44

sitúa al valor central del conjunto de datos ordenados; según su magnitud se representa por \bar{X} .

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N} = \frac{\sum X}{N} \dots \dots (34)$$

Donde: X_i = Valor de cada uno de los datos.

N = Número de datos de la muestra.

MODA .- La moda de una serie de datos es aquel valor que se presenta con mayor frecuencia. La moda puede no existir, incluso si existe puede no ser única.

PERCENTIL.- Si una serie de datos se coloca en orden de magnitud los valores que dividen los datos en cien partes iguales se llaman percentiles y se representan por:

$$P_1, P_2, \dots P_{80}, \dots P_{99}$$

5.7.2 Medidas de Dispersión.

Rango.- El rango de un conjunto de números es la diferen

cia entre el mayor y el menor de todos ellos.

Desviación estándar.- Es otra medida de dispersión o sea el grado en que los datos numéricos tienden a extenderse al rededor de un valor medio. Se define como la raíz cuadrada del cuadrado medio de las desviaciones a la media.

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N}} \quad \dots \dots \dots (35)$$

Variancia.- Se define como el cuadrado de la desviación estándar de un conjunto de datos.

$$v = S^2 = \frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N} \quad \dots \dots \dots (36)$$

Coefficiente de Dispersión . - Se define por la relación -

$$V = \frac{S}{\bar{X}} \quad \dots \dots \dots (37)$$

que es independiente de las unidades utilizadas.

Por esta razón es útil para comparar distribuciones donde las unidades pueden ser diferentes. Un inconveniente del coeficiente de dispersión es que deja de ser útil cuando \bar{X} está próxima a 0.

5.7.3 Cálculo de la deflexión característica (δ_c).

Como ejemplo para determinar δ_c se tomaron los datos (fig. 44) del (sensor No. 1) tramo No. 6, comprendido entre los - km 35+000 al km 35+500.

El cálculo puede ser determinado en cuatro formas diferentes, con resultados muy parecidos.

Caso 1 .- Criterio de California, $\delta_c = P_{80}$ cálculo gráfico.

Caso 2 .- Criterio de California, $\delta_c = P_{80}$ cálculo matemático.

Caso 3 .- Criterio del Instituto de Asfaltos.

Caso 4 .- Criterio Canadiense.

TRAMO No. 6 Km 35+000 al Km 35+500.

Datos: (Valores del sensor No. 1 x 10⁻³ pulg).

2.1 2.2 2.3 2.5 2.5 2.5 2.6 2.6 2.7 2.7
 2.7 2.7 2.7 2.8 2.9 2.9 3.0 3.0 3.0 3.1
 3.1 3.2 3.2 3.3 3.3 3.4

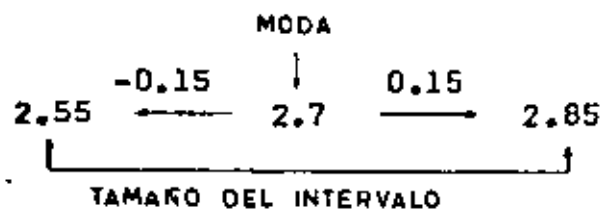
N = 26

Rango = 3.4 - 2.1 = 1.3

MODA = 2.7

Caso 1 .- CRITERIO DE CALIFORNIA, CALCULO GRAFICO DEL
 PERCENTIL 80.

$\frac{1.3}{4 \text{ intervalos}} = 0.3$ Tamaño del intervalo.



Intervalos reales de clase	Frecuencia	Frecuencia Acumulada	Frecuencias Relativas - Acum. (%)
1.95-2.25	2	2	7.7
2.25-2.55	4	6	23.2
2.55-2.85	8	14	54.0
2.85-3.15	7	21	81.0
3.15-3.45	5	26	100.0

Σ 26

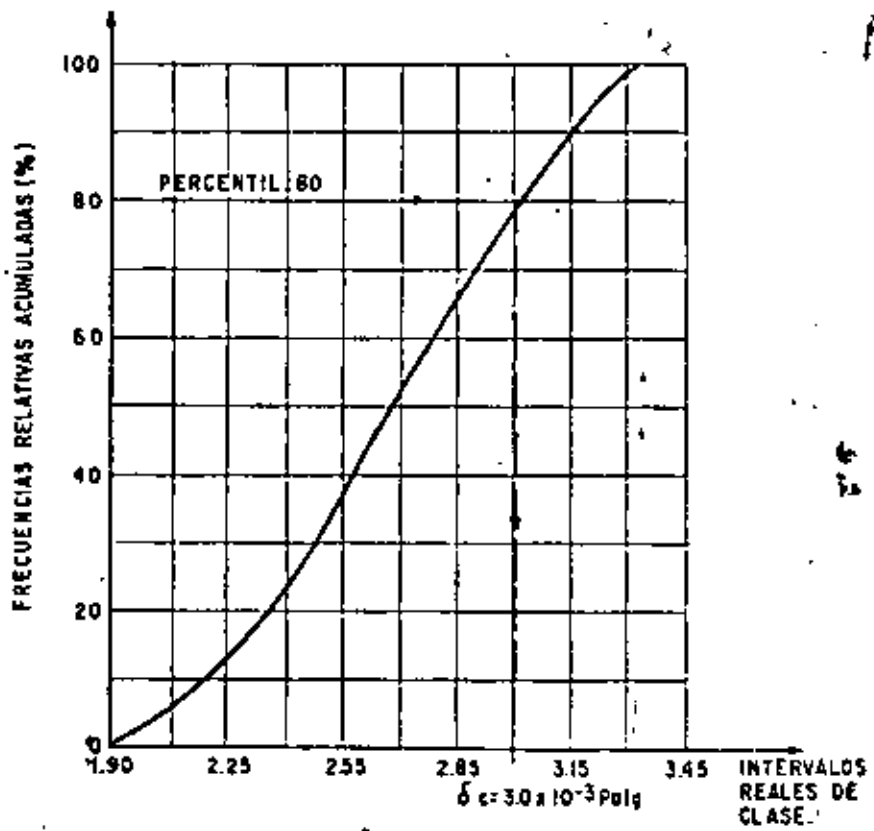
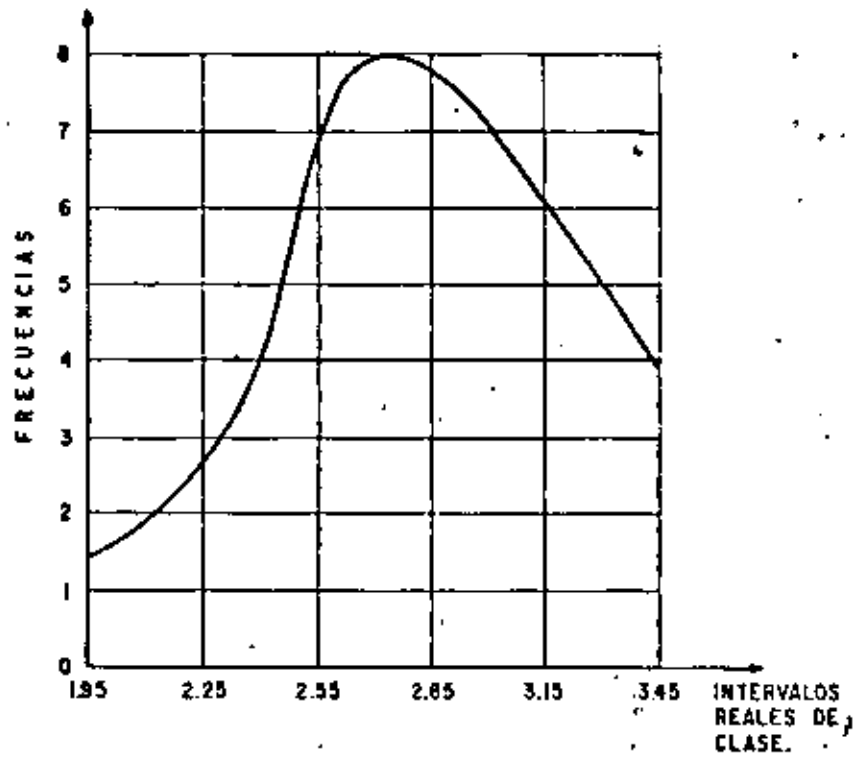
Caso 2 .- CRITERIO DE CALIFORNIA, CALCULO MATEMATICO DEL PERCENTIL 80 UTILIZANDO EL METODO CLAVE. (Los intervalos de clase siempre deberán ser iguales).

Las ecuaciones por utilizar son las siguientes:

de (34)

$$\bar{X} = A + C \frac{\Sigma fU}{\Sigma f} \dots \dots \dots (38)$$

de (35)



$$S = C \sqrt{\frac{\sum f U^2}{\sum f} - \left[\frac{\sum f U}{\sum f} \right]^2} \dots \dots \dots (39)$$

de (37)

$$V(\%) = \frac{S}{\bar{X}} \times 100$$

$$P_{80} = \text{Límite real inferior de clase } x + \left[\frac{0.8 \sum f - \sum f_{x-1}}{f_x} \right] C \dots \dots \dots (40)$$

$$U = \frac{x - A}{C} \dots \dots \dots (41)$$

Donde:

\bar{X} = Media aritmética

S = Desviación estándar

V(%) = Coeficiente de dispersión en por ciento.

P_{80} = Percentil 80

U = Transformación de la variable x según la expresión

$\bar{x} = A + cu$ (siempre es un número entero + ó -)

A = Corresponde al valor de una marca de clase cualquiera.

C = Tamaño de los intervalos reales de clase.

f = Frecuencia.

Σf = Suma total de las frecuencias = Σx ó número total de datos.

Intervalos reales de clase.	marcas de clase.	Frecuencias f	$u = \frac{x-A}{C}$	fu	fu^2
1.95-2.25	2.1	2	-2	-4	8
2.25-2.55	2.4	4	-1	-4	4
2.55-2.85	A → 2.7	8	0	0	0
2.85-3.15	3.0	7	1	7	7
3.15-3.45	3.3	5	2	10	20

$\Sigma f = 26$

9 39

$$C = 2.25 - 1.95 = 0.3$$

$$\bar{X} = 2.7 + 0.3 \cdot \frac{9}{26} = 2.7 + 0.104 = 2.8$$

$$S = 0.3 \sqrt{\frac{39}{26} - \left[\frac{9}{26}\right]^2} = 0.3 \sqrt{1.5 - 0.12} = 0.3 \sqrt{1.38}$$

$$S = 0.3 \times 1.18 = 0.354$$

$$V = \frac{0.354}{2.8} \times 100 = 12.5 \%$$

$$\Sigma f \times 0.8 = 26 \times 0.8 = 20.8$$

Frec. f	Σ Parcial de f
2	2
4	6
8	14 $\rightarrow \Sigma f_{x-1}$
f_x 7	21 \rightarrow clase x
5	26

$$P_{80} = 2.85 + \left[\frac{0.8 \times 26 - 14}{7} \right] 0.3 = 2.85 + 0.29 = 3.14$$

$$\delta_c = 3.14 \times 10^{-3} \text{ pulg.}$$

Caso 3 .- CRITERIO DEL INSTITUTO DE ASFALTOS.

Teniendo los datos agrupados del valor menor al mayor se determina el lugar que correspondería al 80% de los valores de la deflexión característica (δ_c).

$$N = 26$$

$$0.8 \times N = 20.8 \approx 21 \text{ lugar}$$

$$\delta_c = 3.1 \times 10^{-3} \text{ pulg.}$$

Caso 4 .- CRITERIO CANADIENSE.

La determinación de la deflexión característica está dada por la expresión:

$$\delta_c = \bar{X} + 2S \quad \dots \dots (42)$$

$$s = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left[\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{N} \right]} \dots \dots \dots (44)$$

Agrupando los datos del tramo No. 6 (lecturas del sensor -
1).

$$N = 26$$

$$\sum x = 73$$

$$\sum x^2 = 207.96$$

de (34)

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{N} = \frac{73}{26} = 2.8$$

de (44)

$$s = \sqrt{\frac{1}{25} \left[207.96 - \frac{(73)^2}{26} \right]}$$

$$s = \sqrt{\frac{1}{25} (207.96 - 205)} = \sqrt{\frac{2.96}{25}} = 0.118$$

$$s = 0.345$$

$$V = \frac{0.345}{2.8} \times 100 = 12.3 \%$$

de (42)

$$\delta_c = 2.8 + 2 \times 0.345 = 2.8 + 0.69$$

$$\delta_c = 3.5 \times 10^{-8} \text{ pulg.}$$

EJERCICIOS DE APLICACION

**TOMADOS DEL LIBRO " LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES"
VOLUMEN 2 Edición 1980
Autores: ALFONSO RICO Y HERMILO DEL CASTILLO.**

cuenta para el diseño. En el ejemplo se adoptó un V. R. S. de diseño de 7% para entrar en las gráficas de diseño.

El manejo anterior de datos y criterios se lleva al proyecto utilizando las curvas de diseño normales, que figuran en el cuerpo del Capítulo, con la ventaja de que la limitación por expansión queda automáticamente tomada en cuenta, con tal de que el método de diseño convencional que se esté utilizando contenga en sus técnicas de laboratorio la previsión de la expansión de los suelos.

Anexo IX-E

(Ejercicios de aplicación)

IX-E.1 PROBLEMAS RESUELTOS

PROBLEMA Núm. 1

Diseñar la sección estructural de un pavimento flexible, empleando el Método del Departamento de Carreteras de California (Hveem) en relación con un camino localizado sobre un terreno constituido por suelos cuyas características se describen a continuación:

A. Terracerías

Los materiales que forman las terracerías son en general de origen volcánico y están constituidos por limos inorgánicos de mediana plasticidad y de baja a alta compresibilidad (ML y MH) y una alta resiliencia. También se encuentran algunas mezclas de suelos y fragmentos pequeños de roca cuyas propiedades son muy variables.

B. Evaluación del tránsito de vehículos

Para hacer el análisis del tránsito en este camino se utilizaron los resultados de los aforos realizados por la autoridad correspondiente durante el año de 1972.

En el método de Hveem (California), el tránsito queda expresado en términos del número de cargas por rueda equivalente de 5,000 lb (CE) (EIVL) que pueden esperarse durante la vida de diseño, para lo cual se proponen ciertos factores de conversión. Una vez determinado el CE, se calcula el índice de tránsito por medio de la ecuación (9-1). En este método no se toma en cuenta el efecto de los automóviles al actuar sobre el pavimento.

El análisis de tránsito, con base en la Fig. IX-10, se hace en la tabla 1. Los factores de equivalencia para cada tipo de vehículo, se obtienen de la tabla IX-4.

64

TABLA 1

Análisis del tránsito

Tipo de vehículo	Volumen promedio diario anual dos direcciones	Volumen promedio diario anual un sentido	Constante CE	(CE)
A	10,576	5,288	—	—
B	604	302	x 260	= 95,760
C2	794	397	x 260	= 102,760
C3	116	58	x 930	= 53,940
T2S2	28	14	x 1,520	= 21,480
T3S3	102	51	x 3,190	= 162,690
Total	12,240	6,120		$\Sigma CE = 433,630$

En este problema se considera una tasa de crecimiento anual de 7%, constante en los diversos tipos de vehículos, y un periodo de diseño de 10 años.

El cálculo del factor de proyección de tránsito para el periodo de 10 años no se ha incluido con detalle en el cuerpo del Capítulo, por no ser un aspecto conceptual del tema. Se aprovechará esta ocasión para ilustrar su modo de obtención por los métodos tradicionales. En un problema posterior de este mismo Capítulo se presentará un método alternativo y más simple, desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

La fórmula para la obtención del factor de proyección es:

$$F_p = \frac{1 + \frac{(TDPA)_f}{(TDPA)_i}}{2}$$

Donde, *TDPA* es el Tránsito Diario Promedio Anual; es decir el tránsito que pasa el día medio de un año. Los índices *f* e *i* se refieren al instante final e inicial del periodo de 10 años. La expresión anterior no se deduce por considerar que tal asunto está fuera del interés específico de esta obra.

Se calculará ahora el valor del Índice de Tránsito (IT), con base en la fórmula (9-1) de este Capítulo. Ello requiere el valor de C.E. (Carga equivalente), que a su vez ha de ser valuado en términos del Factor de Proyección de tránsito (*F_p*), del propio periodo de diseño (en este caso 10 años) y de los coeficientes de equivalencia de los diferentes vehículos al de eje sencillo con carga por rueda de 2,270 kg (5,000 lb), que figuran en la tabla IX-4 de este Capítulo.

La fórmula para el cálculo de CE es:

$$CE = p \Sigma CE \cdot F_p$$

Donde *p*, son los 10 años y *F_p*, se calcula con la expresión arriba vista.

En el problema, suponiendo que el tránsito crece

con una tasa de interés compuesto al 7% anual se tiene:

$$(TDPA)_f = (TDPA)_i (1 + 0.07)^{10}$$

De donde, la relación:

$$\frac{(TDPA)_f}{(TDPA)_i} = 2$$

Por lo tanto:

$$F_p = \frac{1 + 2}{2} = 1.5$$

y:

$$CE = 10 \times 1.5 \times 433.630 = 6.504.450$$

Lo anterior se ha calculado consultando la tabla 1 de este problema.

Se está ahora en condición de calcular el valor de IT con la expresión (9-1).

$$IT = 6.7 \left(\frac{CE}{10^6} \right)^{0.119} \quad (9-1)$$

$$IT = 6.7 (6.5)^{0.119} = 8.5$$

Se:

C. Análisis de espesores de la estructura del pavimento

El análisis de los espesores del pavimento se hizo tomando en cuenta los resultados del laboratorio de las pruebas de valor "R" de estabilidad, presión de expansión y presión de exudación, realizadas todas ellas en cada uno de tres especímenes elabo-

rados con material de las terracerías del camino. Los especímenes tienen diferentes contenidos de agua.

El espesor de la sección estructural, por concepto de R , se determinó por medio de la ecuación (9-8) en la cual se utilizó un índice de tránsito de 8.5 y el valor de estabilidad (ec. 9-4) correspondiente a cada espécimen ensayado. Se tienen así tres espesores por concepto de R .

De una manera similar se determinaron los tres espesores del pavimento necesarios para equilibrar las presiones de expansión desarrolladas en los especímenes de prueba, mediante la aplicación de la expresión (9-7).

En la porción izquierda de la Fig. IX-E.1.1 se presenta la curva de espesores por "R" y expansión, en la cual el punto A define el espesor que satisface los requerimientos de la expansión y de la estabilidad simultáneamente, que en este caso es de 30 cm de grava equivalente.

El espesor del pavimento relacionado con la presión de exudación se determinó por medio de la curva espesor de estabilidad contra presión de exudación, tomando en cuenta un valor de 21 kg/cm^2 de esta última, tal como se indicó en el cuerpo del Capítulo. El espesor total del pavimento en "Grava Equivalente" bajo estas condiciones resultó ser de 35 cm.

Al comparar ambos espesores de pavimento obtenidos, se tomará en cuenta en el diseño una sección estructural de 35 cm de grava equivalente.

Para calcular los espesores correspondientes a la carpeta, la base y la sub-base se procede en la siguiente forma:

Carpeta

En la construcción de la carpeta se empleará con-

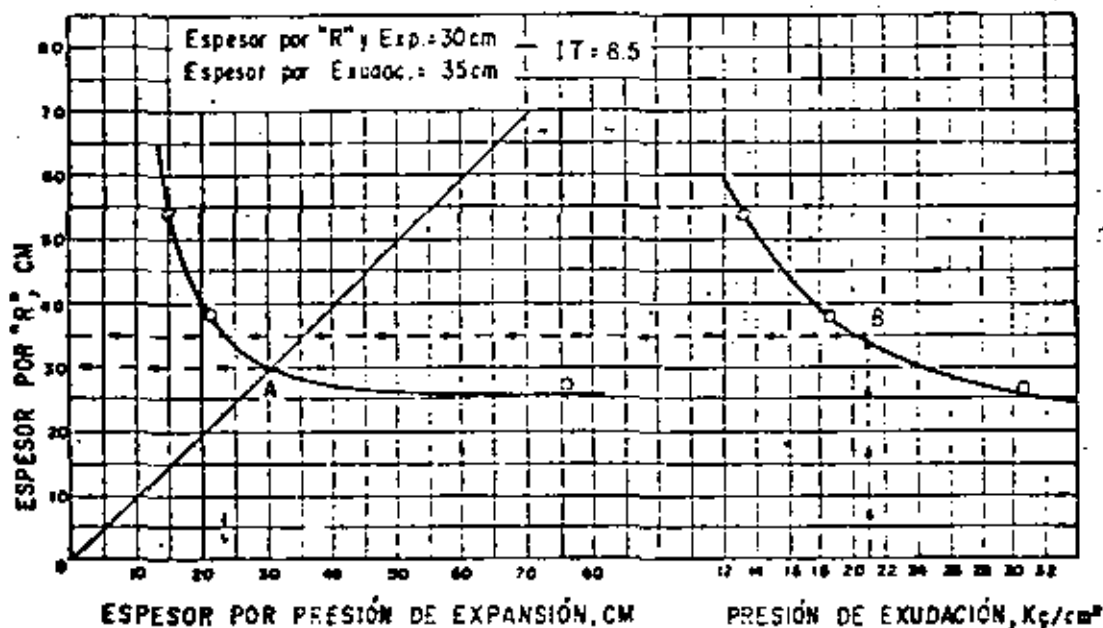


Figura IX-E.1.1. Estudio de espesores del pavimento (Grava equivalente).

66

- A = Porcentaje de camiones pesados en dos direcciones.
 B = Porcentaje de camiones pesados en el carril de diseño.

En este caso los vehículos pesados suman 1,664 (Tabla I. del problema 1) y, por lo tanto:

$$A = 13.6 \%$$

La tabla IX-12 permite calcular B , si se considera que el problema se refiere a una carretera de cuatro carriles.

Resulta:

$$B = 45 \%$$

$$\therefore N = 12,240 \times \frac{13.6}{100} \times \frac{45}{100} = 750$$

Con este valor ha de entrarse al nomograma de la Fig. IX-33, para obtener el $N. T. I.$ Para ello ha de conocerse el peso medio de los camiones pesados que se supone de 15 ton.

En el nomograma resulta:

$NTI = 480$ (Corresponde a tránsito intenso).

Periodo de diseño = 10 años.

Tasa de crecimiento anual = 7 %.

Factor de ajuste del tránsito inicial = 0.69 (Tabla IX-13).

$NTD = NTI \times 0.69 = 480 \times 0.69 = 331$.

$NTD = 331$ (Número de tránsito de diseño).

B. Análisis estructural del pavimento

Para el diseño del espesor total se considera un valor "R" de estabilidad del material de la subrasante de 55, y 331 de tránsito de diseño.

Mediante el empleo del nomograma de la Fig. IX-32 se tiene el espesor total:

Espesor total = 19 cm (en concreto asfáltico).

Se empleará una base hidráulica constituida por material triturado de alta calidad.

En la gráfica IX-34 se obtiene el espesor mínimo de carpeta asfáltica requerido por una base hidráulica de alta calidad, el cual en este caso arrojó el resultado siguiente:

Espesor mínimo de concreto asfáltico = 14 cm.

Por lo que, el espesor de la base granular es:

$$19 - 14 = 5 \text{ cm (En concreto asfáltico)}$$

El factor de equivalencia correspondiente a una base granular de alta calidad se obtiene mediante el uso de la tabla IX-14 y es de 2.01.

El espesor real de la base es:

Fig. 100

$$5 \times 2 = 10 \text{ cm}$$

creto asfáltico, colocado sobre una base de material triturado cuyo valor "R" de estabilidad se supone resultó de 82, en el laboratorio, que con un índice de tránsito $IT = 8.5$ y mediante el uso del ábaco de la Fig. IX-30, da un espesor de 15 cm, en grava equivalente, para la carpeta.

Mediante el uso de la tabla IX-11 se determina un factor de grava de 1.95 para el concreto asfáltico.

Espesor de concreto asfáltico = $15/1.95 = 7.7$ cm.

Se considerará un espesor en la carpeta de 7.5 cm.

Base

Se empleará para la base un material triturado de buena calidad, con un factor de grava de 1.1 (Tabla IX-11).

El espesor de la base en grava equivalente, se determina en la forma siguiente:

Espesor base = $35 - 15 = 20$ cm.

Espesor real de la base = $\frac{20}{1.1} = 18.5$ cm.

Finalmente el pavimento quedará estructurado de la siguiente manera:

Una carpeta constituida por concreto asfáltico de buena calidad con espesor de 7.5 cm, colocada sobre una base hidráulica de grava triturada, cuyo espesor sea de 18.5 cm.

Nota: Este problema es cortesía del Ing. Manuel Rangel Carriles.

IX-E.2

PROBLEMA Núm. 2

Diseñar la sección estructural de un pavimento flexible, empleando el método del Instituto Norteamericano del Asfalto. Las características físicas del suelo natural son las descritas en el Problema Núm. 1.

A. Evaluación del tránsito de vehículos

El procedimiento consiste fundamentalmente en calcular el Número de Tránsito de Diseño ($N. T. D.$) el cual se obtiene a partir del volumen de tránsito mezclado, transformado a cargas equivalentes de 8.2 ton (18,000 lb) por eje sencillo, según factores proporcionados por el propio método.

El volumen de tránsito diario promedio anual inicial ($TDPd$), es igual a 12,240 vehículos, según aforo descrito en el Problema Núm. 1 (Tabla I).

El número de camiones pesados en el carril de diseño se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$N = TDI \times \frac{A}{100} \times \frac{B}{100}$$

En donde:

A continuación se detalla el procedimiento de diseño de espesores de pavimentos flexibles por el método de California.

Deberá comenzarse por elaborar tres especímenes con los procedimientos de amasado descritos en el capítulo IV del volumen I de esta obra, con tres contenidos de agua diferentes, que hagan que dos de ellos tengan una presión de exudación por abajo de 21 kg/cm^2 (300 lb/plg^2), en tanto que el tercero la tenga mayor o que uno la tenga mayor y los otros dos menor; la presión de exudación de los tres especímenes deberá estar comprendida entre 7 y 56 kg/cm^2 (100 y 800 lb/plg^2), excepto en aquellos casos en que se esperen presiones de expansión muy altas, en que puede ser necesario trabajar con algún espécimen casi seco para llegar a presiones de expansión suficientemente bajas, a fin de lograr la intersección de que se hablará más tarde entre la curva de valores de expansión y la de valores de R .

A continuación deberán determinarse los valores de presión de exudación de cada uno de los especímenes; después éstos deberán saturarse con absorción de agua libre, al ser sometidos a la prueba de presión de expansión, en la forma que se describe en el Anexo IX-c de este Capítulo.

Los mismos especímenes deberán ser colocados en el estabilómetro de Hvem, para obtener su valor de R .

Como consecuencia de las manipulaciones ante-

rior, para cada humedad de moldeo se tiene un espécimen del que se conoce la presión de exudación, la presión de expansión y el valor de estabilidad.

Aplicando la expresión 9-7 podrá calcularse el espesor de pavimento por expansión para las condiciones representadas por cada uno de los especímenes. Aplicando la fórmula 9-8, previamente calculado el índice de tránsito, será posible conocer el espesor de cubrimiento necesario en cada caso atendiendo a la condición de estabilidad.

Podrán ahora dibujarse gráficas como las que se muestran en la Fig. IX-29 a y b. La Fig. IX-29 a permite plantear una gráfica que compara los espesores de cubrimiento requeridos por expansión y por estabilidad; obviamente la intersección de esta gráfica con la recta a 45° marca el espesor que satisface a la vez ambas condiciones.

En la parte b de la Fig. IX-29 se ha dibujado una gráfica en la que se anotan los valores de R contra las correspondientes presiones de exudación. Teniendo en cuenta que la presión de exudación máxima permisible es de 21 kg/cm^2 (300 lb/plg^2), será posible obtener en esa gráfica un valor de R límite, por ese concepto. Con tal valor de R y la fórmula 9-8, conocido el índice de tránsito, se tendrá otro espesor necesario de cubrimiento, atendiendo la presión de exudación. La Fig. IX-30 proporciona un nomograma de trabajo que evita el uso reiterado de la expresión 9-8.

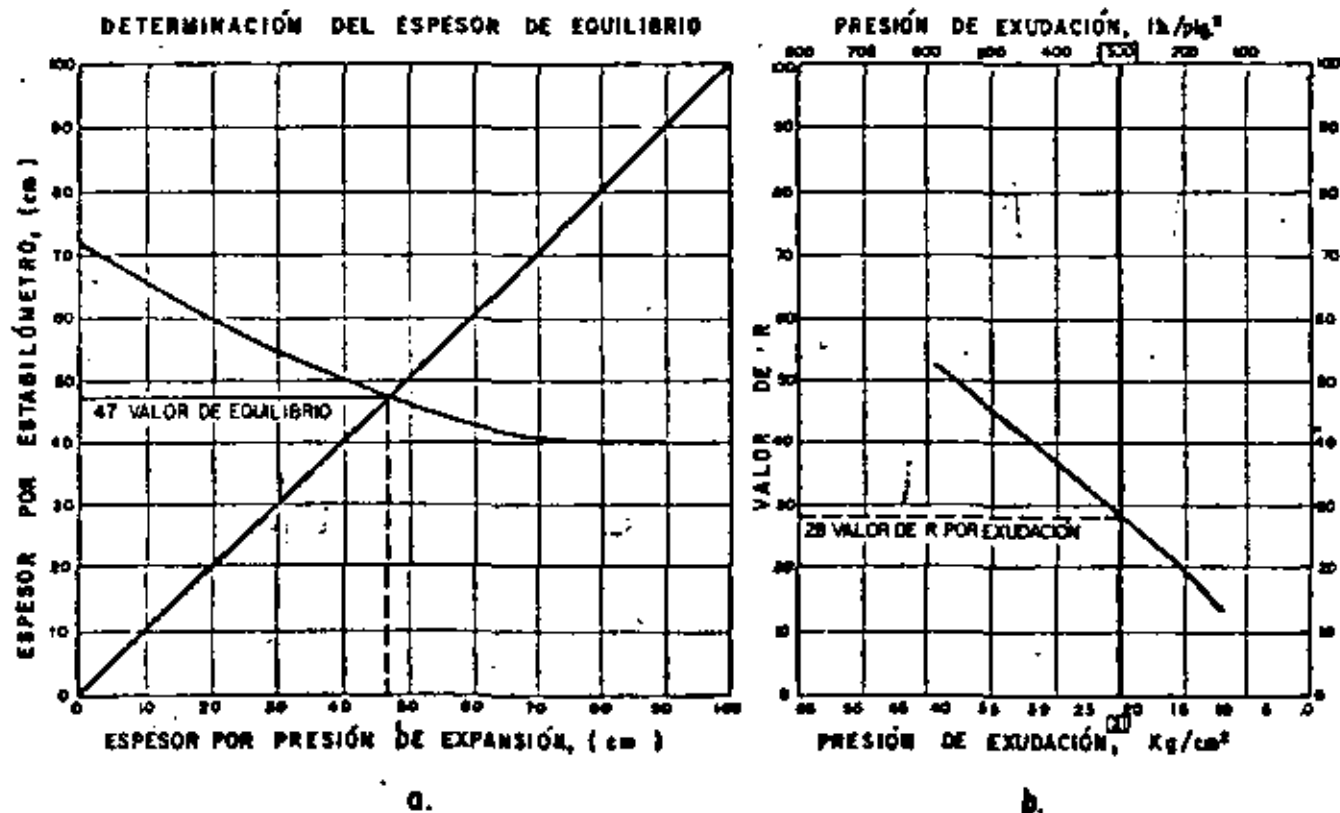


Figura IX-29. Determinación del espesor de un pavimento según el método de Hvem (Ref. 4).

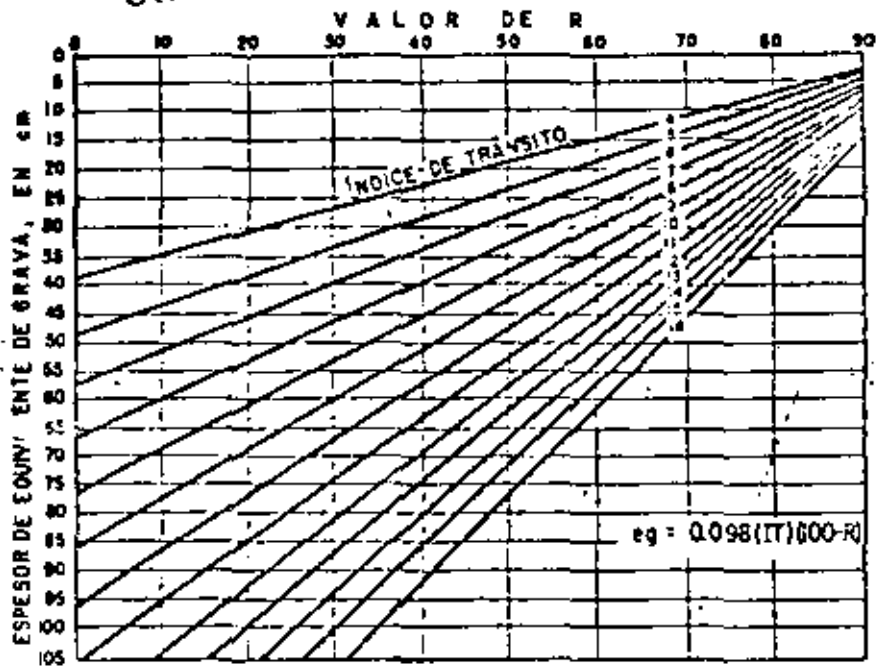


Figura IX-30. Abaco para cálculo de la fórmula (9-8). (Ref. 42).

Evidentemente el nomograma de la Fig. IX-30 servirá también para el cálculo previamente elaborado que proporcionó el espesor por estabilidad.

Deberán compararse ahora el espesor de equilibrio, obtenido en la parte a de la Fig. IX-29 con el espesor por presión de exudación, obtenido a partir de la parte b de la misma figura. El mayor será el espesor de recubrimiento que requiera el material que se está estudiando.

Nótese que el método funciona en la forma ya explicada para el método del V. R. S. Comenzará aplicándose a la terracería, manejando especímenes de ésta y permitirá obtener el espesor con que tal material ha de cubrirse para tener un comportamiento satisfactorio. Hveem llamó a ese material de cubrimiento "grava equivalente", un material con las características de una base común. Si el método se reitera para la subrasante, fabricando especímenes con este material, podrá encontrarse el espesor de grava necesario para protegerlo. De esta manera podrá irse procediendo en dirección ascendente hasta completar la estructuración deseada en el pavimento, pudiéndose hacer al respecto los mismos comentarios y críticas que se hicieron en el caso del método del V. R. S., pues también ahora caben muchas soluciones diferentes, que conduzcan a muy diversos pavimentos, con comportamientos distintos y también ahora se mantiene la incongruencia señalada de que las características del material protector no se toman en cuenta al definir el espesor que se coloca sobre el material por proteger.

Con base en experiencia local del estado de California, Hveem y sus colaboradores proporcionan equivalencias de espesores de diferentes capas de las usualmente empleadas en la construcción de pavimentos y la "grava" definida por ellos como material de cubrimiento protector. La tabla IX-11 (Ref. 42)

proporciona los factores de conversión para los casos que se ilustran, que son números tales que multiplicados por el espesor de la capa de pavimento que se propone dan el espesor de "grava equivalente" correspondiente.

TABLA IX-11

Factores de grava equivalente para diversas estructuras de pavimentos flexibles (Ref. 42)

Tipo de material	Índice de tránsito	Factor de grava equivalente
	5	2.5
	6	2.3
	7	2.2
	8	2.0
Carpetas de concreto Asfáltico	9	1.9
	10	1.8
	11	1.7
	12	1.6
	13	1.6
	14	1.5
Bases estabilizadas con asfalto		1.2
Bases tratadas con cemento	A	1.7
	B	1.5
	C	1.2
Bases granulares de material natural		1.1
Sub-bases y bases granulares naturales		1.0

Nótese que los factores de grava equivalente se hacen variar con el índice de tránsito en el caso de las carpetas asfálticas, debido a la rigidización de los asfaltos con el tiempo, sobre todo en tránsitos poco

Finalmente la estructuración del pavimento quedará con una carpeta de concreto estílico de 14 cm de espesor, que se coloca sobre una base granular hidráulica de 10 cm de espesor.

Nota: Este problema es una cortesia del Ing. Manuel Rangel Carriales.

IX-E.3

PROBLEMA Núm. 3

Diseño de la sección estructural de un camino

con pavimento flexible utilizando el procedimiento recomendado por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

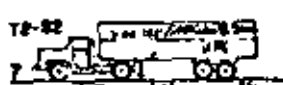
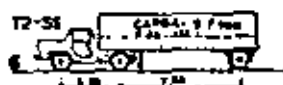
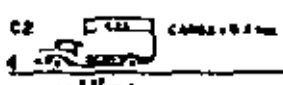
Las características físicas que describen en el Problema Núm. 1 son las mismas que se consideran en este problema.

Solución

A. Estudio del tránsito de vehículos

En este procedimiento el volumen de tránsito real mezclado (TDPA) se convierte a tránsito equivalente

Nota: Se muestra sólo la estructura que se usó en este problema. La estructura de referencia que se usó en el problema anterior.



Eje	CARACTERÍSTICAS			COEFICIENTES DE DAÑO CARGADO, F				COEFICIENTES DE DAÑO VACÍO, F'			
	Peso, toneladas	P ₁ Cargado, Vicio	P ₂ Kg/cm ²	z=0	z=15	z=22.5	z=30	z=0	z=15	z=22.5	z=30
1	1.0	0.8	2.0	0.0023	0.000	0.000	0.000	0.0023	0.000	0.000	0.000
2	1.0	0.8	2.0	0.0023	0.000	0.000	0.000	0.0023	0.000	0.000	0.000
Σ	2.0	1.6	-	0.0046	0.000	0.000	0.000	0.0046	0.000	0.000	0.000
1	1.4	1.2	4.2	0.17	0.002	0.001	0.000	0.17	0.001	0.000	0.000
2	3.3	1.2	4.2	0.17	0.040	0.010	0.010	0.17	0.000	0.000	0.000
Σ	4.8	2.4	-	0.34	0.042	0.011	0.010	0.34	0.001	0.000	0.000
1	4.2	3.0	5.0	1.0	0.150	0.080	0.080	1.0	0.080	0.015	0.007
2	8.3	7.0	8.0	1.0	1.000	1.020	1.050	1.0	0.600	0.300	0.300
Σ	12.5	10.0	-	2.0	1.150	1.100	1.100	2.0	0.680	0.315	0.307
1	2.5	1.5	6.0	0.44	0.025	0.008	0.007	0.44	0.002	0.000	0.000
2	8.8	2.7	5.0	0.44	0.440	0.440	0.440	0.44	0.025	0.000	0.001
Σ	9.3	4.2	-	0.88	0.465	0.448	0.442	0.88	0.027	0.000	0.003
1	2.6	1.7	9.0	0.44	0.025	0.008	0.003	0.44	0.004	0.001	0.000
2	14.0	5.2	5.0	0.44	0.650	0.650	0.650	0.44	0.040	0.010	0.006
Σ	16.6	6.9	-	0.88	0.675	0.658	0.653	0.88	0.044	0.011	0.006
1	3.0	2.3	5.8	1.0	0.040	0.015	0.007	1.0	0.020	0.006	0.002
2	8.0	3.5	5.8	1.0	0.900	0.900	0.900	1.0	0.080	0.030	0.020
3	7.8	5.0	5.8	1.0	0.800	0.800	0.800	1.0	0.040	0.015	0.007
Σ	18.8	9.8	-	3.0	1.740	1.715	1.707	3.0	0.140	0.051	0.029
1	4.0	3.5	5.8	1.0	0.120	0.060	0.030	1.0	0.060	0.030	0.010
2	8.5	4.0	5.8	1.0	1.000	1.020	1.050	1.0	0.120	0.040	0.030
3	12.1	3.8	5.8	2.0	0.450	0.400	0.400	2.0	0.070	0.002	0.001
Σ	24.6	11.3	-	4.0	1.570	1.480	1.480	4.0	0.250	0.092	0.051
1	3.9	3.5	5.8	1.0	0.100	0.050	0.025	1.0	0.050	0.010	0.005
2	13.0	5.0	5.8	2.0	0.600	0.500	0.500	2.0	0.040	0.015	0.007
3	13.0	5.0	5.8	2.0	0.600	0.500	0.500	2.0	0.030	0.010	0.005
Σ	29.9	13.5	-	5.0	1.300	1.050	1.025	5.0	0.120	0.035	0.022

Figura IX-E.3.1. Coeficientes de daño por tránsito para vehículos típicos.

TABLA 1

1 Tipo de vehículo	2 T.D.P.A. dos direcciones	3 Núm. de vehículos carril de diseño	4 Coeficiente λ de diseño		5 Núm. ejes equivalentes de 8.2 ton	
			$z = 0$	$z = 15$	$z = 0$	$z = 15$
Ap	8,460	1384	0.005	0.000	16.9	0.0
Ac	2,116	846	0.34	0.042	287.6	36.5
B	684	274	2.00	1.15	548.0	315.1
C2	734	294	0.88	0.465	254.7	136.7
C3	116	46	0.88	0.675	40.5	31.1
T2S2	28	11	4.00	1.57	44.0	17.5
T3S3	102	41	5.00	1.90	205.0	85.3
Total	12,240	4,296			$T_e = 1400.7$	$T'_e = 589.0$

de ejes sencillos de 8.2 ton, mediante la aplicación adecuada de los coeficientes de daño por tránsito para vehículos típicos (Fig. IX-E.3.1). Se considera para este caso la siguiente clasificación de tránsito en ambas direcciones, la cual ya se presentó en el Problema Núm. 1 de este anexo.

$$A \begin{cases} Ap = 8,460 \\ Ac = 2,116 \\ B = 684 \\ C2 = 734 \\ C3 = 116 \\ T2S2 = 28 \\ T3S3 = 102 \\ \hline 12,240 \end{cases}$$

$TDPA = 12,240$, tránsito mezclado, ambas direcciones.

$Ac = 0.20A$ (Problema Núm. 1).

$Ap = 0.80A$ (Problema Núm. 1).

El Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., se ha basado en la tipificación de tránsito y en los coeficientes de daño de los diferentes tipos de vehículos que pueden obtenerse a partir de las pruebas de la AASHO (Fig. IX-10), para obtener su propia tabla de tipificación y sus propios coeficientes de daño. Con base en experiencias realizadas en la pista circular de pruebas, mencionada en el cuerpo de este Capítulo y en el estudio del comportamiento de tramos experimentales que la propia institución controla en diversos puntos de la red nacional mexicana de carreteras (Ref. 15), el Instituto de Ingeniería diversificó un tanto la valuación de daños producidos por los diferentes vehículos en los pavimentos, distinguiéndolos en profundidades de 0, 15, 22.5 y 30 cm. La tabla, conceptualmente similar a la de la Fig. IX-10, aparece en la Fig. IX-E.3.1 y será utilizada en la resolución del presente problema. Ha sido extraída de la Ref. 81.

A-1 Determinación del tránsito equivalente

En la tabla Núm. 1 se presenta el procedimiento para transformar el tránsito mezclado al correspondiente tránsito equivalente a ejes sencillos de 8.2 ton, referido al carril de diseño (T.D.P.A.). En esta tabla se considera que todos los vehículos transitan cargados en ambas direcciones.

$T_e = 1,400.7$ ejes equivalentes de 8.2 ($z = 0$)

$T'_e = 589.0$ ejes equivalentes de 8.2 ton ($z = 15$ cm)

Explicación de la tabla:

El número de vehículos en el carril de diseño (columna 3), se obtiene multiplicando el T.D.P.A. de la columna (2) por el coeficiente de distribución de 40 %, el cual fue seleccionado en función del número de carriles (4 en este caso) de la carretera, de acuerdo con las recomendaciones que se presentan a continuación sugeridas por el Instituto de Ingeniería:

TABLA 2 (Ref. 81)

Número de carriles en ambas direcciones	Coeficiente de distribución para el carril de proyecto %
2	50
4	40-50
6 o más	30-40

El número de ejes equivalentes de la columna 5, para cada renglón, se determina multiplicando el número de vehículos del carril de diseño de la columna 3, por el coeficiente de equivalencia por daño correspondiente de la columna 4. La suma de estos resultados parciales se tiene al final de la columna 5, para dos valores de la profundidad z ; cada una de estas sumas representa el tránsito equivalente en ejes simples de 8.2 ton referido al carril de diseño y a un día medio del año de 1972; estos resultados son los siguientes:

$$T_0 = 1,400.7 \text{ ejes equivalentes } (z = 0)$$

$$T_{15} = 589.0 \text{ ejes equivalentes } (z = 15)$$

(Ver tabla 1).

A.2 Cálculo del tránsito equivalente acumulado

El tránsito acumulado de ejes equivalentes de 8.2 ton durante un período de n años de servicio se calcula mediante el empleo de la siguiente expresión

$$\Sigma L_n = C' \times T_0$$

En la cual:

- ΣL_n = tránsito acumulado durante n años de servicio, y tasa de crecimiento r , en ejes equivalentes de 8.2 ton.
- T_0 = tránsito medio diario en el primer año de servicio para el carril de diseño, en ejes equivalentes de 8.2 ton.
- C' = coeficiente de acumulación de tránsito para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r , que se puede obtener mediante la ecuación siguiente:

$$C' = 365 \sum_{j=1}^{n-1} (1+r)^{j-1}$$

Expresión cuya solución gráfica aparece en la Fig. IX-E.3.2.

Considerando un período de diseño de 10 años y una tasa de crecimiento anual de 7% se determina el coeficiente de acumulación de tránsito por medio de la gráfica de la Fig. IX-E.3.2, lo cual da el siguiente resultado:

$$C' = 5,100$$

que al multiplicarlo por T_0 y T_{15} da el tránsito equivalente para las profundidades de $z = 0$ cm y $z = 15$ cm.

$$\Sigma L_{15} = C' T_{15} = 5,100 \times 589 = 3,003,900 \text{ ejes equivalentes } (z = 15 \text{ cm})$$

$$\Sigma L_0 = C' T_0 = 5,100 \times 1,400.7 = 7,143,570 \text{ ejes equivalentes } (z = 0)$$

B. Diseño estructural de la carretera

De acuerdo con las características de la carretera proyectada se considera que el diseño estructural de esta se debe hacer mediante el uso de la gráfica de la Fig. IX-E.3.3, la cual representa condiciones normales de diseño. La Fig. IX-E.3.3 es, naturalmente, la misma IX-26.c, mencionada en el texto de este Capítulo. Se repite exclusivamente para puntualizar la solución del problema. Utilizando los datos de tránsito acumulados ya obtenidos;

Pg 262

$$3,003,900 \text{ ejes equivalentes, } z = 15 \text{ cm}$$

$$7,143,570 \text{ ejes equivalentes, } z = 0 \text{ cm}$$

se dibuja sobre la gráfica de la Fig. IX-E.3.3, una curva de igual resistencia relativa. Esta curva es la que aparece en la figura mencionada, trazada con una línea punteada.

A continuación se procede a determinar los espesores de las capas de la estructura del camino, que en este caso corresponden a la capa subrasante, sub-base, base y carpeta. Para ello, se utilizan en primer término, la curva de igual resistencia y las propiedades de resistencia de cada uno de los materiales que constituirán dichas capas. Para determinar estas resistencias es necesario efectuar pruebas físicas, ya sea en el laboratorio o en el campo, según corresponda, utilizando los bancos con que se construirá la obra (Valor relativo soporte, por ejemplo con el método del Cuerpo de Ingenieros, pruebas triaxiales, etcétera.)

Una vez determinados los valores de CBR en los diferentes materiales, se procede a calcular el CBR crítico correspondiente a cada capa, mediante el empleo de la siguiente ecuación:

$$CBR_c = CBR (1 - CV)$$

donde:

- CBR_c = al valor crítico del CBR para fines de diseño.
- CBR = valor medio en cada material.
- C = factor que depende del nivel de confianza (Ver Fig. IX-E.3.3).
- F = coeficiente de variación de los valores de prueba.

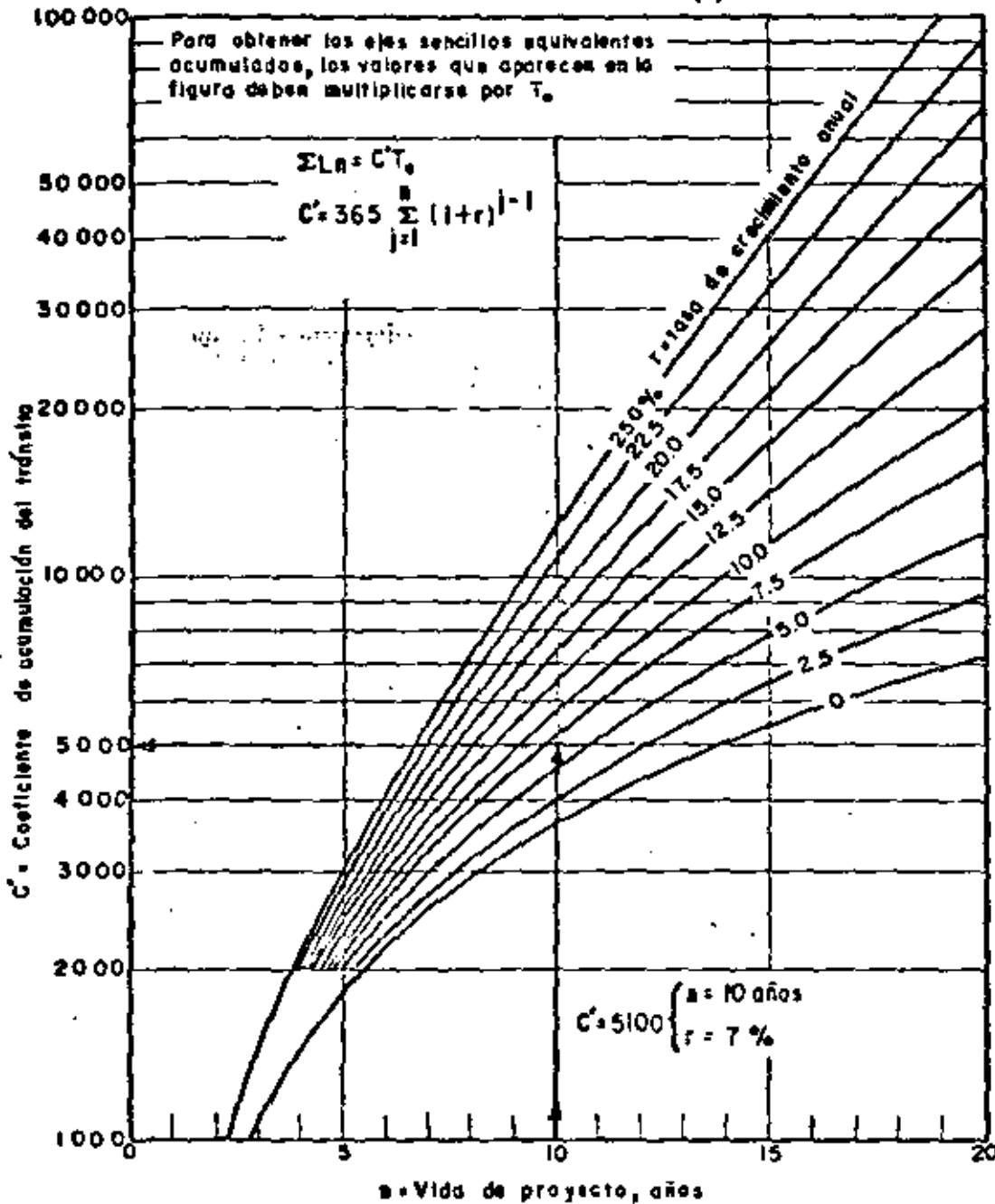
(Para el uso de la Fig. IX-E.3.3 se recomienda un nivel de confianza de 90 %).

A continuación se presentan los valores del CBR_c , obtenidos en el presente caso:

Suelo natural	3.5 %
Sub-rasante	10.0 %
Sub-base	21 %
Base	80 %

Con los datos de resistencia de los materiales y la gráfica de la Fig. IX-E.3.3 se obtienen los diferentes espesores de la carretera mediante el procedimiento que a continuación se describe:

El espesor total de material equivalente que deberá colocarse sobre el terreno natural se determina dibujando una línea vertical partiendo del punto cuyo CBR es de 3.5 % hasta interceptar la curva de igual resistencia en un punto, denominado punto crítico, que proyectado en el eje de las ordenadas (z) proporciona un espesor total de 71 cm. El espesor de la capa subrasante es igual a la distancia vertical entre los puntos críticos correspondientes a los valores



$\sum L_n$ = 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.

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

N_i, N'_i = Promedio diario por carril de vehículo 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.

Figura IX.E.3.2. Gráfica para estimar el tránsito equivalente acumulado.

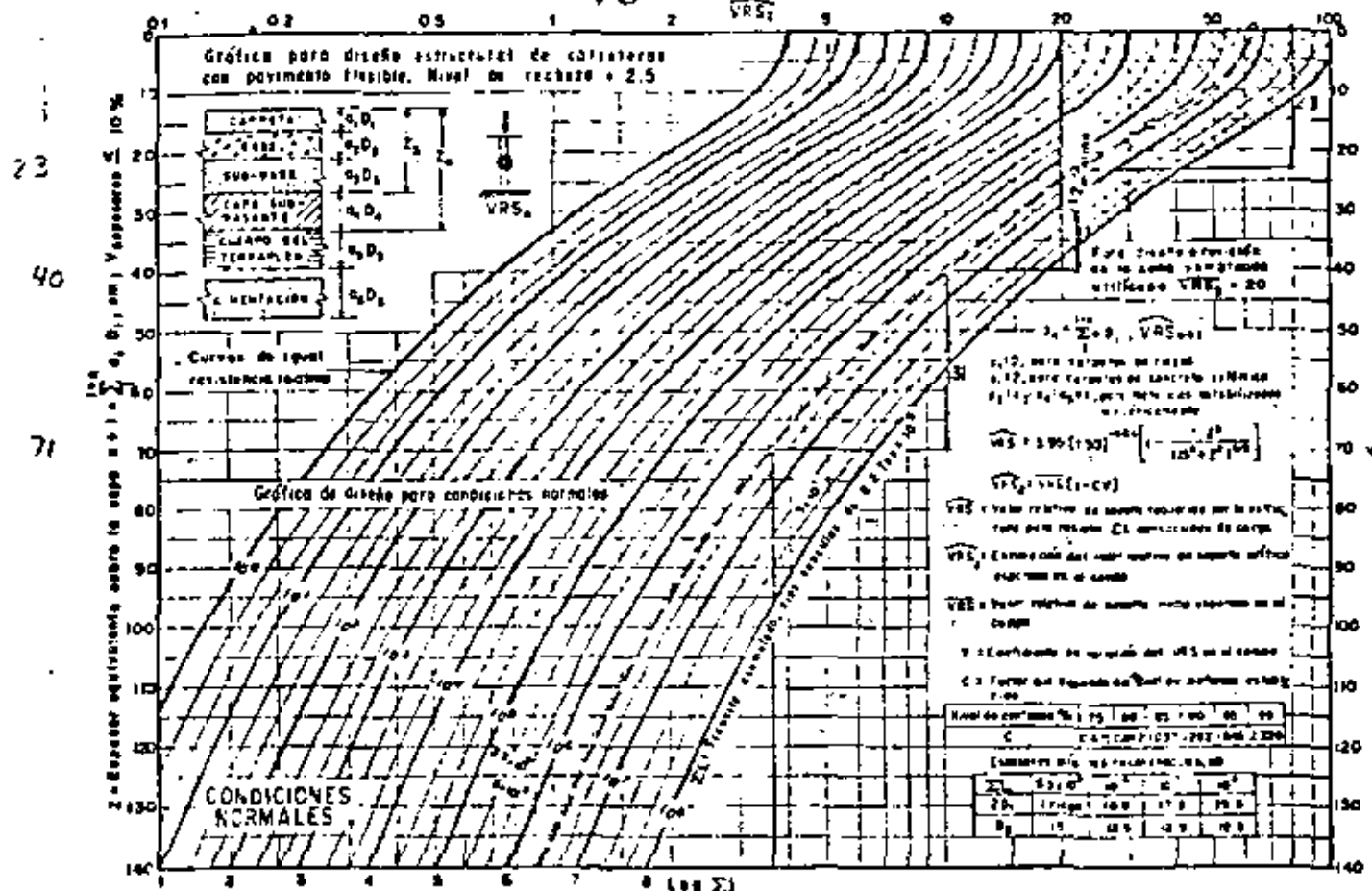


Figura IX-E.3.3. Gráfica de diseño estructural de carreteras con pavimento flexible (Instituto de Ingeniería de la UNAM).

de CBR de 3.5% y 10%, determinada en forma similar se obtuvo un espesor de 17 cm para la capa de sub-base. Ver. Fig. IX-E.3.3.

La diferencia entre el espesor total y la suma de espesores de la sub-rasante y la sub-base es igual al espesor disponible para alojar la base y la carpeta, en grava equivalente; es decir:

$$71 - (31 + 17) = 23 \text{ cm.}$$

que de acuerdo con la ecuación estructural de espesores siguiente:

$$z = \sum a_i D_i \text{ (de la Fig. IX-E.3.3), se tiene:}$$

$$z = 23 = a_1 D_1 + a_2 D_2$$

En donde:

- D_1 = espesor de la carpeta asfáltica, cm (real).
- D_2 = espesor de la base, cm (real).
- a_1 y a_2 = coeficiente de equivalencia de espesor real a grava equivalente.
- $a_1 = 2$, para concreto asfáltico.
- $a_2 = 1$, para bases hidráulicas.

El espesor mínimo requerido de carpeta asfáltica es de 5 cm, obtenido por medio de la tabla de la Fig. IX-E.3.3, en función del tránsito equivalente acumulado para una profundidad z igual a 15 cm.

Por lo anterior se tiene:

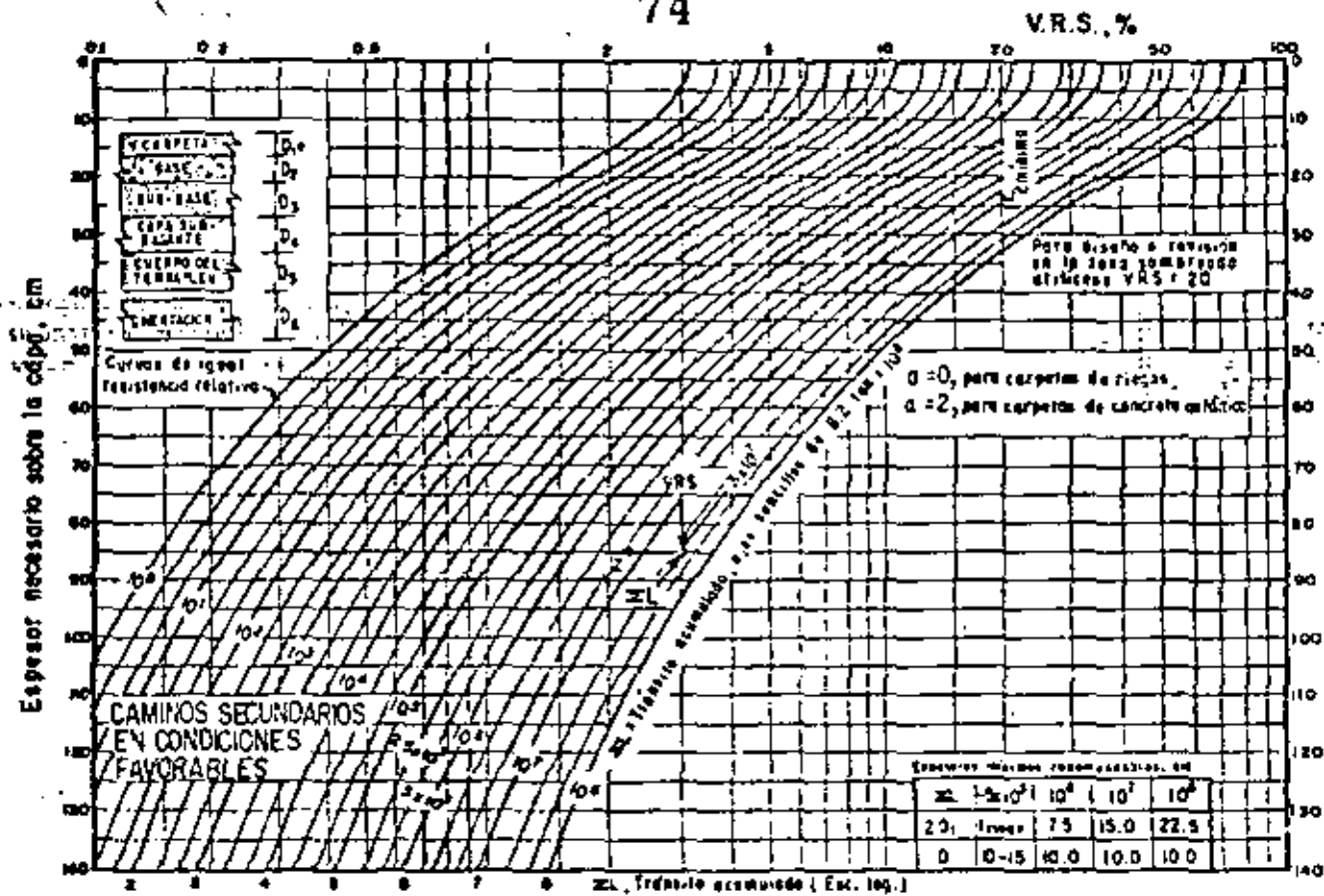
$$a_1 D_1 + a_2 D_2 = 2 \times 5 + D_2 = 10 + D_2 = 23$$

∴ Espesor de la base hidráulica, $D_2 = 13$ cm. La estructuración del camino quedará finalmente de la siguiente manera:

- Capa sub-rasante 31 cm
- Capa sub-base 17 cm
- Base hidráulica 13 cm
- Carpeta de concreto asfáltico 5 cm

NOTA: El presente problema es una cortesía del Ing. Manuel Rangel Carrizosa.

74



C-2

CARRETERAS DE BAJO TRÁNSITO

Gráfico de diseño de espesores de pavimentos en carreteras, según el Instituto de Ingeniería de la UNAM. (Ref. 79)

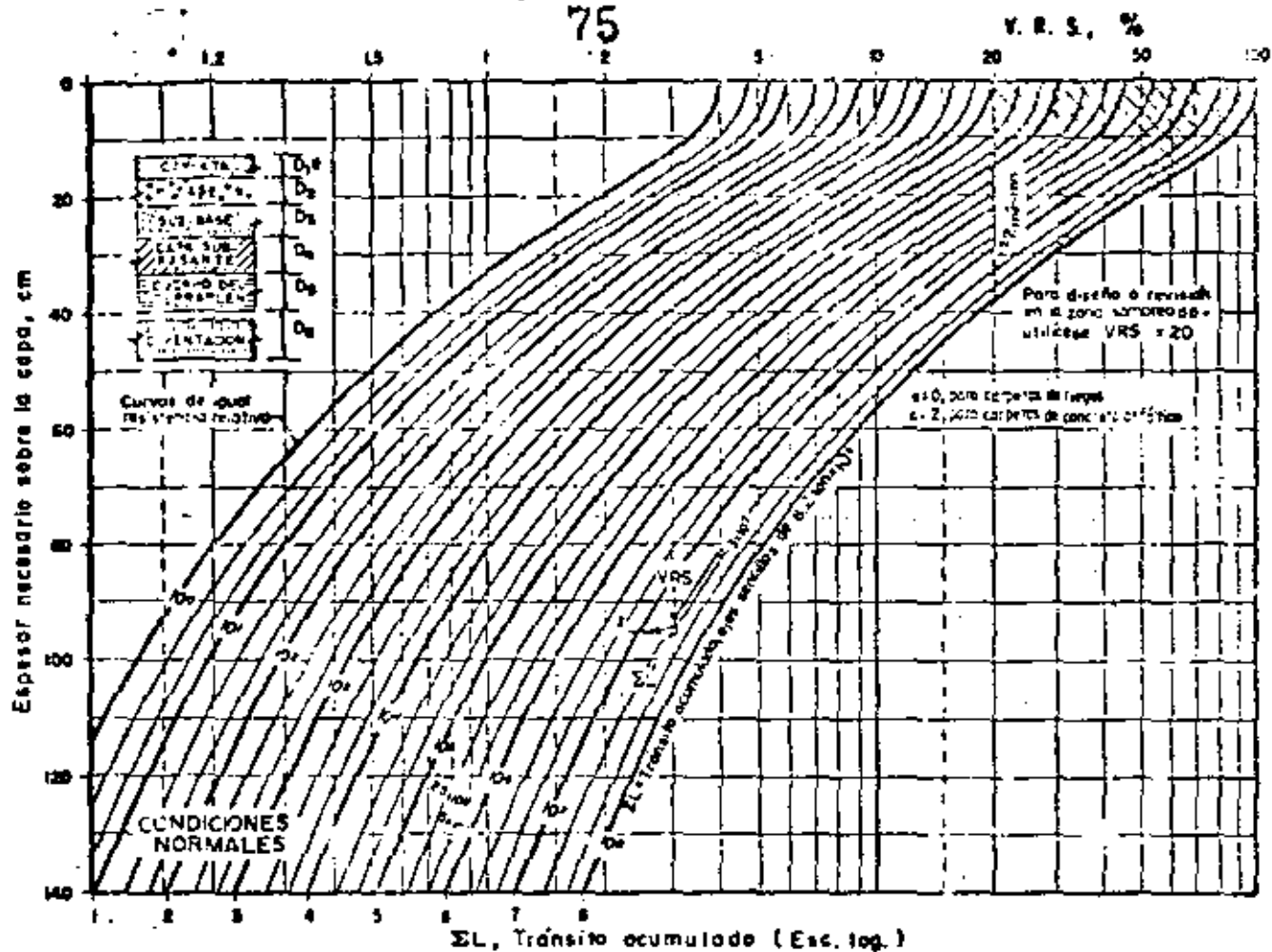
Figura IX-26. Espesores de pavimentos en carreteras según el V. R. S.

representa a juicio de los autores de este libro un enfoque muy prometedora, se involucran muchas ideas nuevas, con respecto al panorama que es tradicional en estos casos. En primer lugar, se maneja el número de repeticiones de carga (ΣL) que el pavimento, diseñado con un cierto espesor, podrá resistir antes de fallar, definiendo la falla como la aparición de una deformación permanente de 2.5 cm (1") en un 20% del área pavimentada. En segundo lugar, el concepto del V. R. S. está ahora manejado con una búsqueda de rigor lógico que se antoja racional; en efecto, en los métodos más tradicionales, el V. R. S. de cada suelo de los que han de constituir un pavimento se determina de la misma manera y se maneja con bastante independencia de la posición de la capa del suelo dentro de la estructura del pavimento; no se puede establecer claramente que V. R. S. se ha de exigir a los diferentes suelos según su ubicación en la terracería o el pavimento y esto ha tenido que venir haciéndose con base en especificaciones empíricas. S. Corro y su grupo de colaboradores han pensado de modo algo diferente. Aceptan que el V. R. S. debería distribuirse en el espesor de la sección resis-

tente del pavimento en forma análoga a como se distribuyen los esfuerzos normales verticales según la teoría de Boussinesq. Así, habría una curva de distribución del V. R. S. análoga a la curva típica de Boussinesq; naturalmente, esta distribución no podrá ser continua y los requerimientos constructivos del trabajo por capas harán que el V. R. S. vaya en realidad disminuyendo en escalones, pero el criterio de correspondencia entre los esfuerzos transmitidos y el V. R. S. necesario para soportarlos sigue siendo el señalado.

Así la relación entre espesor y V. R. S. se admite que es una típica curva de Boussinesq (Fig. IX-26.c) y se dibujan varias de estas relaciones para diferentes repeticiones de carga esperadas o vidas útiles de proyecto, expresada esta vida útil de cada como un número de repeticiones de carga que han de ser aguantadas sin falla; el espaciado de estas curvas de vida útil en el plano espesor —V. R. S. es experimental.

Así un gráfico como la IX-26.c puede manejarse en proyecto o en revisión. En proyecto, se fijará al pavimento una vida útil deseada (ΣL) y con el V. R. S.



C-1
CARRETERAS DE TRÁNSITO ALTO Y MEDIO
 Gráfica de diseño de espesores de pavimentos en carreteras, según el Instituto de Ingeniería de la UNAM. (Ref. 79)

Figura IX-26. Espesores de pavimentos en carreteras según el V. R. S.

tratando de llegar en el laboratorio a representar adecuadamente las condiciones de campo; los contenidos de agua del espécimen con que la prueba se efectúa suelen constituir una diferencia fundamental, al establecerse variaciones entre las instituciones que van desde humedades relativamente moderadas hasta la búsqueda de la completa saturación del espécimen, como condición extrema, quizá no muy realista por lo exagerada. También pueden provenir diferencias importantes del hecho de que algunas instituciones (aunque, con mucho, las menos) utilizan compactación estática para la preparación de sus especímenes, en tanto que la mayoría utiliza pruebas de impactos.

Pero independientemente de todo lo anterior, queda en pie el hecho de que diferentes instituciones responsables, aplicando secuencias de acción que se les antojan razonables (y que sin duda lo son), llegan aplicando el método del V. R. S. hasta sus últimas consecuencias (es decir, hasta el planteamiento de una curva de diseño) a diferencias realmente im-

portantes, que tienen que considerarse definitivamente fuera de los márgenes razonables de incertidumbre, de seguridad o de oscilación económica aceptable. Resulta difícil considerar como etapa última del esfuerzo creador en ingeniería a un método de diseño que, aplicado con conocimiento y experiencia por diferentes grupos humanos, conduce a resultados finales tan dispares.

En México se utiliza también predominantemente el V. R. S. como método de diseño de los pavimentos carreteros. La Fig. IX-26.b muestra las gráficas de diseño de pavimentos en función del V. R. S. que tiene actualmente en uso la Secretaría de Obras Públicas (Ref. 1), sobre la cual se han hecho ya comentarios en otros lugares de este mismo Capítulo.

Finalmente, en la Fig. IX-26.c se incluye una interesante gráfica de diseño para pavimentos carreteros, que ha sido desarrollada por el grupo de trabajo del Instituto de Ingeniería de la Universidad de México (Ref. 79). En realidad, en esta gráfica, que

B I B L I O G R A F I A

1.- LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES Tomo 2

Alfonso Rico y Hermilo del Castillo.

2.- MECANICA DE SUELOS, Tomo II
E. Juárez Badillo y A. Rico3.- Manual de Operación del Dynaflect.
Bemco/Highway Products.4.- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES. Comportamiento de los
Tramos Experimentales.

Santiago Corro C. Publicaciones 240 y 325, Instituto de
Ingeniería U.N.A.M.

5.- PROBABILIDAD Y ESTADISTICA

Dr. Octavio Rascon Ch.

Apuntes del curso en el CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
División de estudios superiores. FACULTAD DE INGENIERIA.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

**DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS
EN AEROPUERTOS**

Ing. Fernando Rodarte Lazo

JULIO, 1981



6. DISEÑO Y
EVALUACION
DE
PAVIMENTOS
EN
AEROPUÉRTOS

Ing. Fernando Rodarte Lazo

DIFERENCIAS DE OPERACION ENTRE LOS PAVIMENTOS DE AEROPUERTOS Y LOS DE CARRETERAS.

Es aún frecuente la idea entre los ingenieros, que los pavimentos de un aeropuerto no son más que el equivalente al de una carretera pero más ancho, más corto, de mayor espesor y que en lugar de automóviles o camiones transitan aviones. Desde luego, la finalidad principal de los pavimentos de aeropuertos, como la de los de las carreteras, es la de distribuir adecuadamente las cargas concentradas, de tal manera que la capacidad de soporte de las capas de apoyo no se exceda, así como la de permitir un tránsito adecuado de los vehículos; sin embargo existen diferencias sustanciales entre ambos pavimentos, derivadas de su operación.

A continuación, se presentan las principales diferencias entre los pavimentos de aeropuertos y los de carreteras.

1. Canalización del tránsito de vehículos.

En las carreteras de dos carriles, debido a la localización de las ruedas de los vehículos, la mitad de éstas van cercanas a la orilla del pavimento; en las carreteras de cuatro carriles, debido a las legislaciones de velocidad, el tránsito pesado se canaliza hacia la derecha de la carretera, para cada sentido. Esta situación plantea una canalización del tránsito en el sentido transversal, de manera que las cargas más grandes se aplican próximas a la orilla del pavimento y en el caso de que se diseñara un pavimento diferencial, el mayor espesor debería quedar ubicado en las orillas de la carretera.

En el caso de aeropuertos la situación es diferente, ya que por las características de operación de las pistas y calles de rodaje, éstas son marcadas con pintura, y en algunas ocasiones con sistemas luminosos, a lo largo del eje de la vía. Esta condición obliga en los aeropuertos, a que la canalización del tránsito se realice en el centro de la pista y de la calle de rodaje, lo cual provoca que si se diseñan pavimentos diferenciales, el mayor espesor se encuentra en la franja central.

Para ilustrar con un ejemplo, en la fig. 1, se muestra la concentración del tráfico de aviones tanto en calles de rodaje como en pistas. Se puede observar que el 75 por ciento del tráfico se concentra en una franja central de 2.3 m de ancho en calles de rodaje y de 11.4 m de ancho en pistas.

En la fig. 2 se presenta la probabilidad de repeticiones de cargas del avión Boeing-747 en el sentido transversal, ilustrada por el grupo de curvas

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).

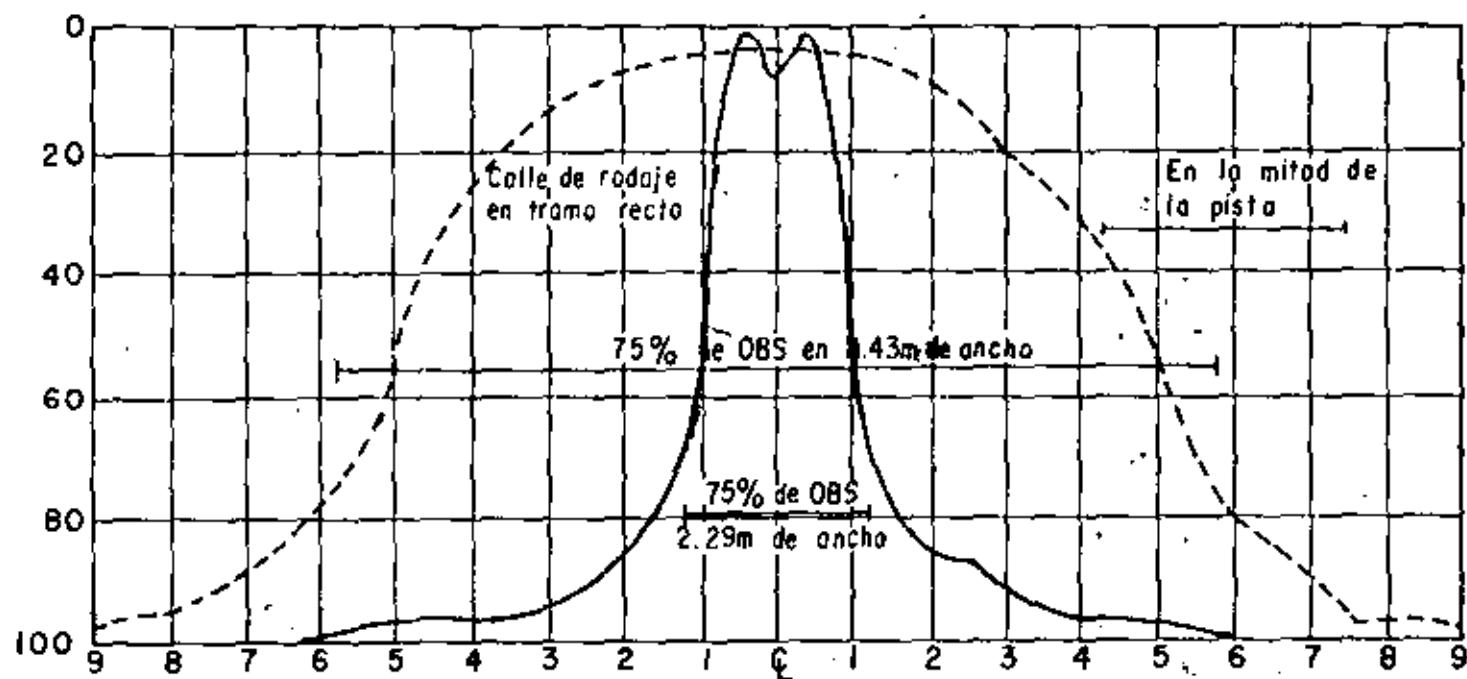
En las figuras 5 y 6 se muestran las distribuciones de esfuerzos verticales que se producen bajo una rueda cuando se aplican las siguientes cargas:

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

PORCIENTO DE OBSERVACIONES DE TRAFICO ↘



Distancia en metros del Q a la huella del tren principal.

DISTRIBUCION DE LAS HUELLAS DEL TRAFICO DE AVIONES CON TRENES DE RUEDAS DOBLES Y
DORLE 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.

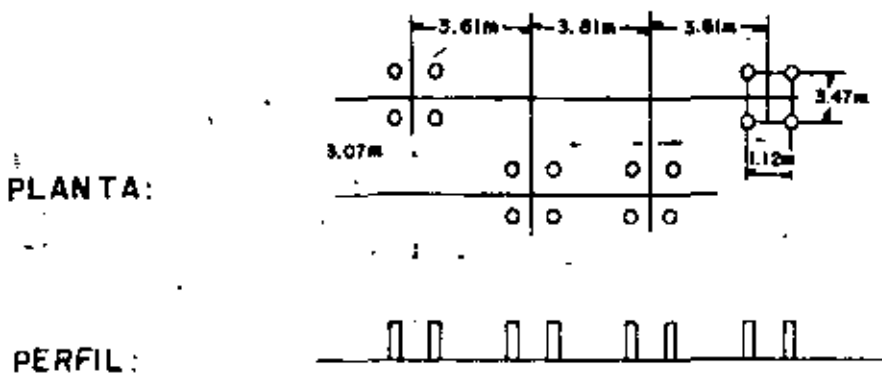
3. Presión de las llantas.

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).

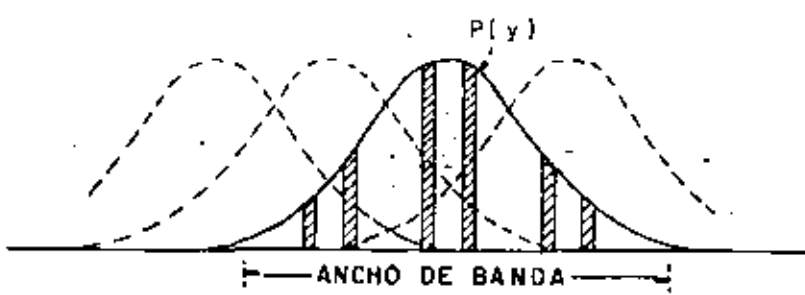
4. Frecuencia del tránsito.

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 --

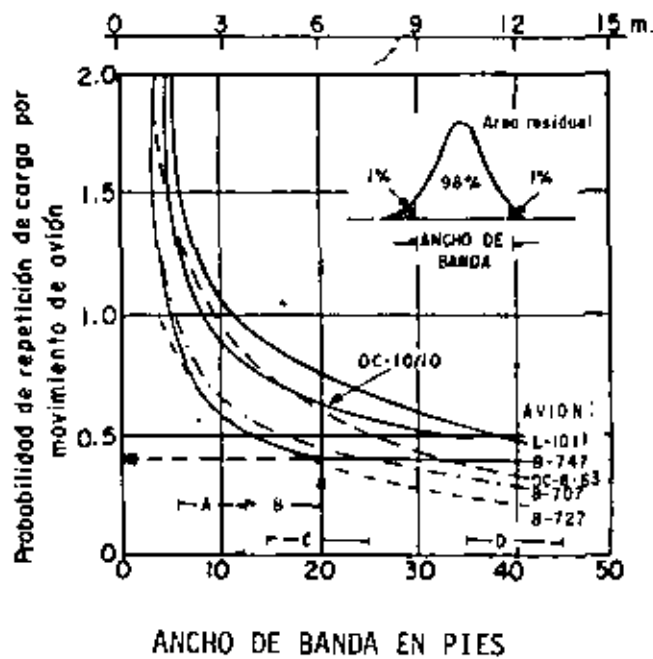


a) TREN DE ATERRIZAJE Y CONFIGURACION DE RUEDAS



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
= $P(y) = 0.42/\text{mov.}$

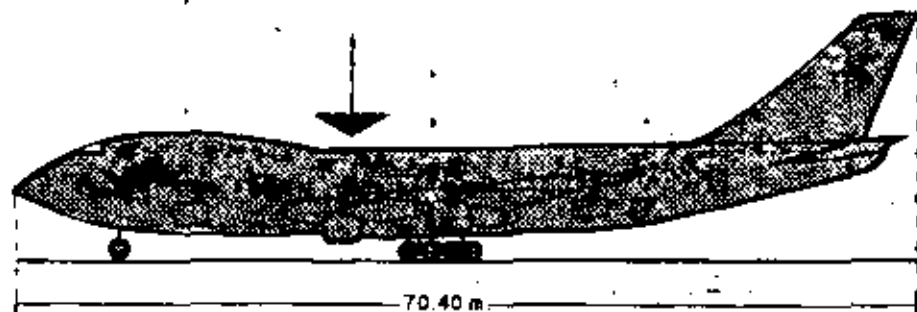
Fig. 3

Peso total= 34 ton.



B-747

Peso total= 374 ton.



Número de llantas Cargas por rueda (máx)

16 principales 1 800 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.

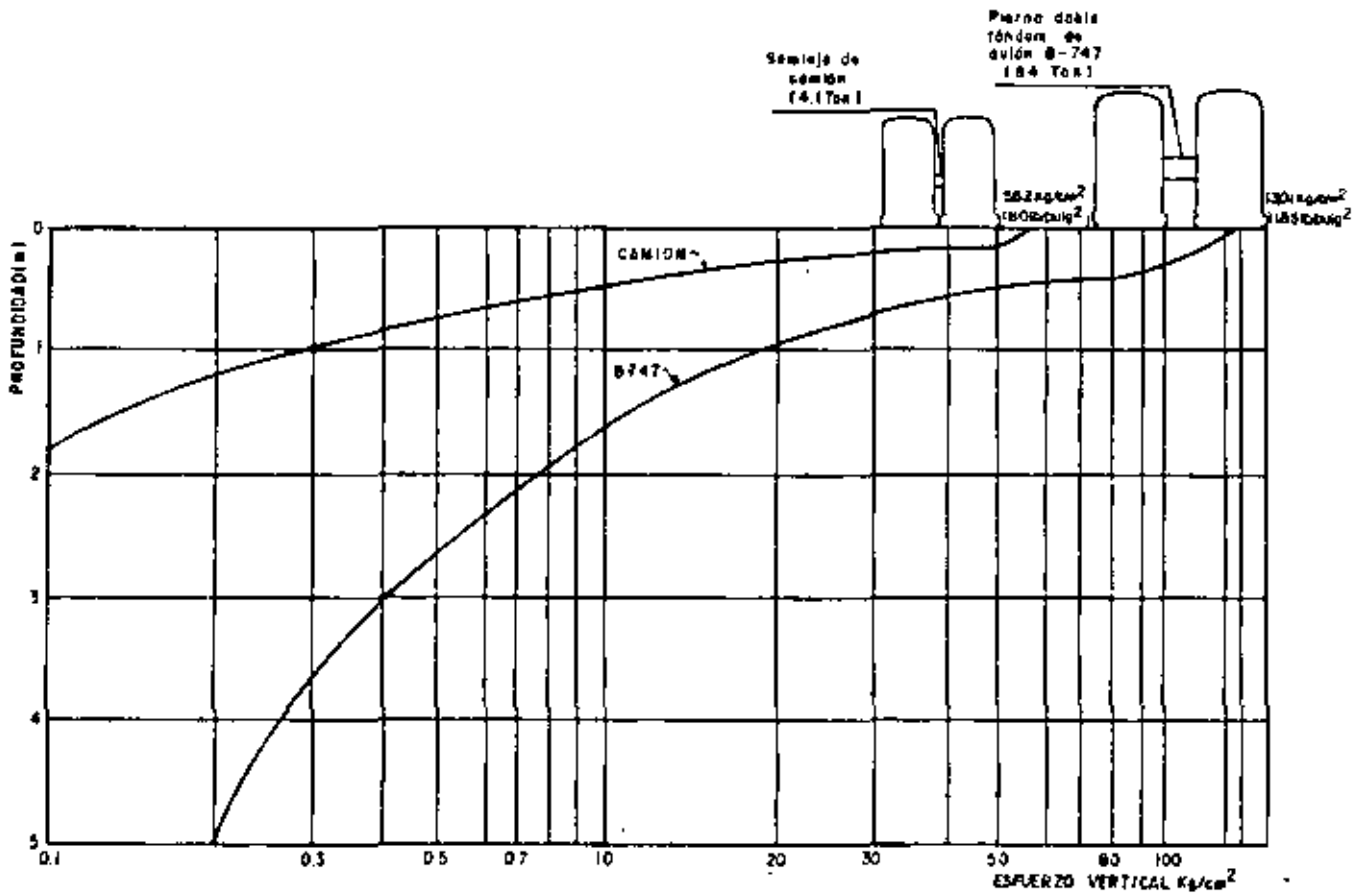


Fig. 5 Distribución de esfuerzos verticales en un medio homogéneo.

(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, ocurra una operación. Esto se puede ejemplificar con las figs. 3, 8 y 9. La localización del punto de toma de contacto de un avión es variable, ya que depende de factores tales como el tipo de avión, la técnica del piloto, la temperatura y elevación del aeropuerto

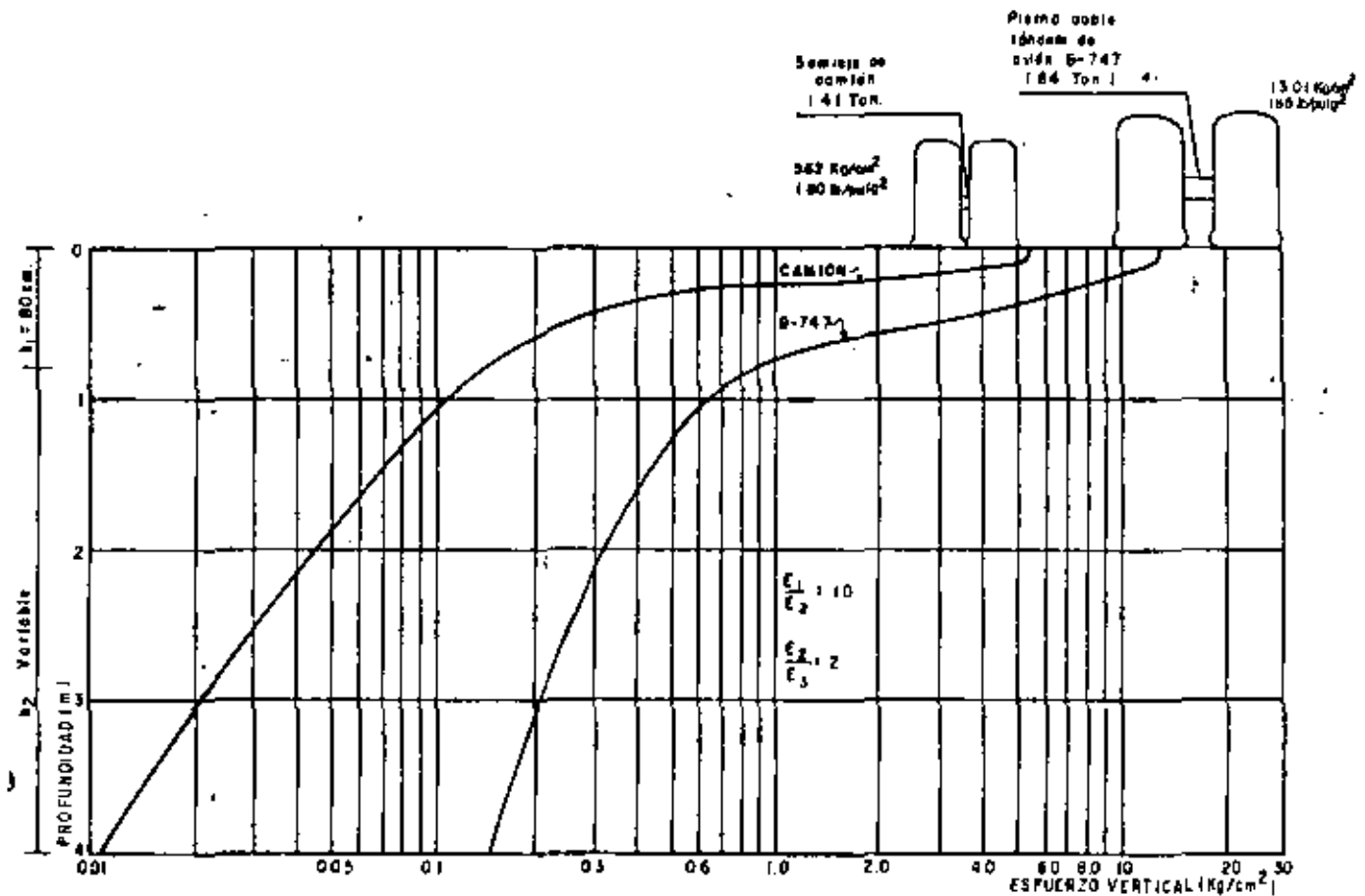


Fig. 6 Ejemplo de distribución de esfuerzos verticales en un sistema de tres capas.

los mínimos meteorológicos y la velocidad y dirección del viento. En el momento del toque el avión lleva una velocidad horizontal de 125 a 145 nudos - (230 a 270 km/hr) y una velocidad vertical descendente de 0.6 a 1.80 m/seg - (2 a 6 pies/seg).

En la fig. 8 aparece como centro de la zona de toma de contacto la línea situada a una distancia de 380 m (1,250 pies) del umbral de la pista. - Se ha observado que el 90% de los aterrizajes quedan en una zona de 457 m -- (1,500 pies) que se le ha denominado zona de toma de contacto. La distribución longitudinal de las líneas de toma de contacto está representada por la curva de Gaus de la fig. 8.

La fig. 9 presenta la distribución de probabilidad longitudinal de la línea de toma de contacto para diversos aviones; así por ejemplo la probabilidad, $P(x)$, de repetición de la toma de contacto para el B-747 es 0.0092 -

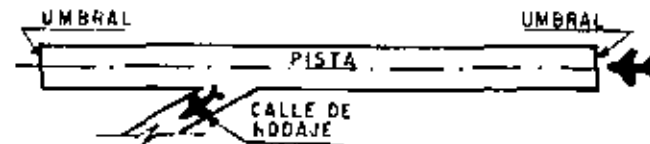


Capacidad máxima por carril:
2,000 automóviles/hora
(a 50 - 60 km/hr)



Capacidad máxima:
Carril de adentro: 2,200 automóviles/hora
Carril de afuera: 1,700 automóviles/hora

AEROPISTAS



Capacidad práctica horaria:
operación visual (VFR): 45 a 99 op/hr
operación por instrumentos (IFR): 42 a 53 op/hr

NOTA: El valor mayor es para pistas que solo reciben aviones bimotores y 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

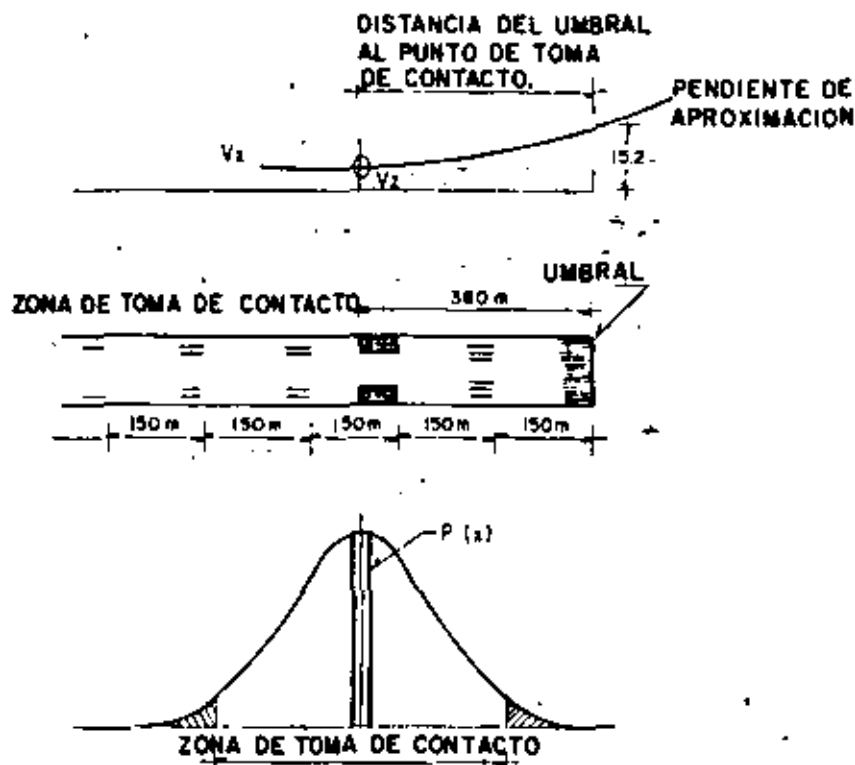


Fig. 8 Distribución longitudinal de cargas (de N.C. Yong)

por aterrizaje, y la probabilidad de repetición del impacto de aterrizaje en un punto será $P(x) \cdot P(y)$, la que para el B-747 que se ejemplifica es:

$0.42 \times 0.0092 = 0.0038$, es decir, que la probabilidad de aterrizaje normal del B-747 para que la carga se repita en el mismo punto, es 0.0038.

5. Pavimentos diferenciales en sentido longitudinal.

A lo largo de las carreteras el pavimento está sujeto a efectos constantes de cada carga, ya que independientemente de la velocidad y efectos de impactos, el peso del vehículo no cambia y solamente, para un vehículo en particular, se presentaría una reducción en el peso a lo largo de su trayecto, por el consumo de combustible, cuyo peso es despreciable comparado con el del propio vehículo.

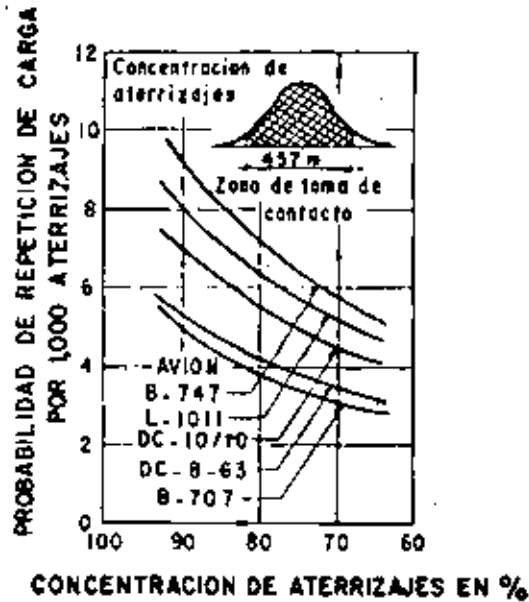


Fig. 9 Probabilidad de distribución longitudinal en toma de contacto. (de N. C. Yong).

En aeropuertos, la operación de los vehículos se debe considerar bajo otras bases, ya que al analizar un despegue, a medida que aumenta la velocidad, se empieza a generar sustentación en las alas, las cuales comienzan a liberar el peso del avión sobre el tren de aterrizaje y consecuentemente sobre el pavimento. En la fig. 10 se ejemplifica este efecto para el caso de un avión Boeing 707-300C.

Por lo anterior se puede deducir que en aquellas pistas de aeropuertos -- que no serán utilizadas como rodajes, es posible en el tramo central (en el sentido longitudinal) reducir el espesor de pavimento, ya que las cargas actuantes son menores que al inicio de la carrera de despegue (fig. 11).

Por lo que se refiere al aterrizaje, los pesos no son críticos. Recientes mediciones en el aeropuerto de Dayton, E.E.U.U., mostraron que el impacto promedio producido por los aterrizajes normales fue de 65% de la carga estática, pudiendo llegar en el caso de aterrizajes "duros" a 210% de la carga estática.

6. Condiciones de rugosidad de la superficie de rodamiento.

En trayectos muy largos y a velocidades uniformes los vehículos 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

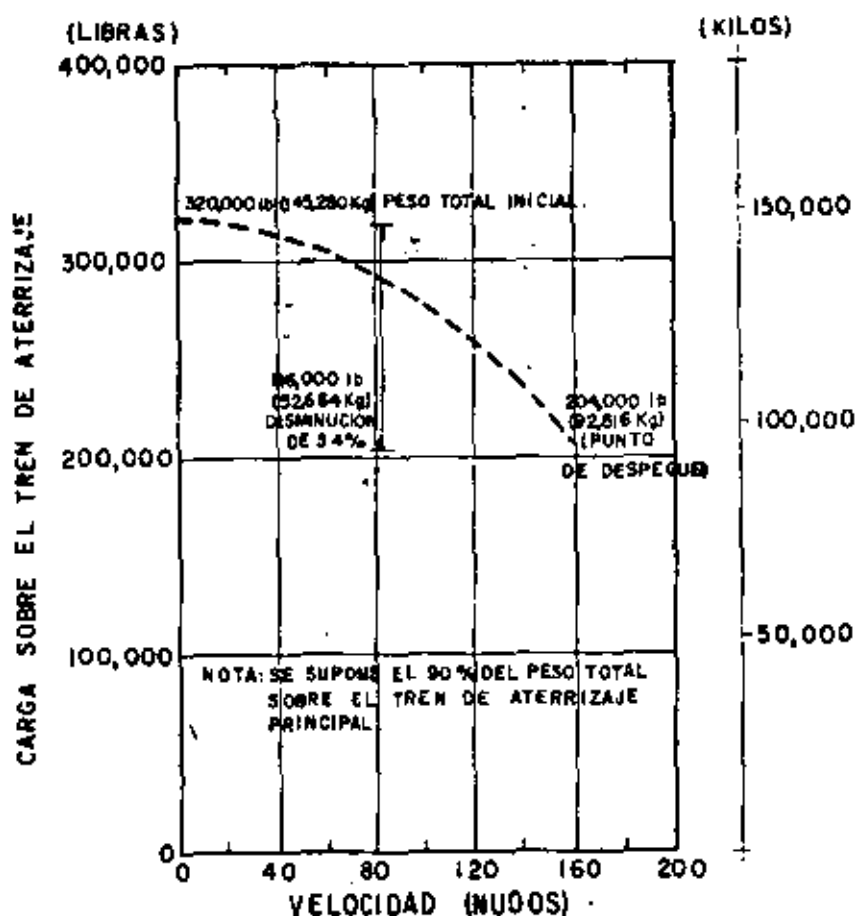
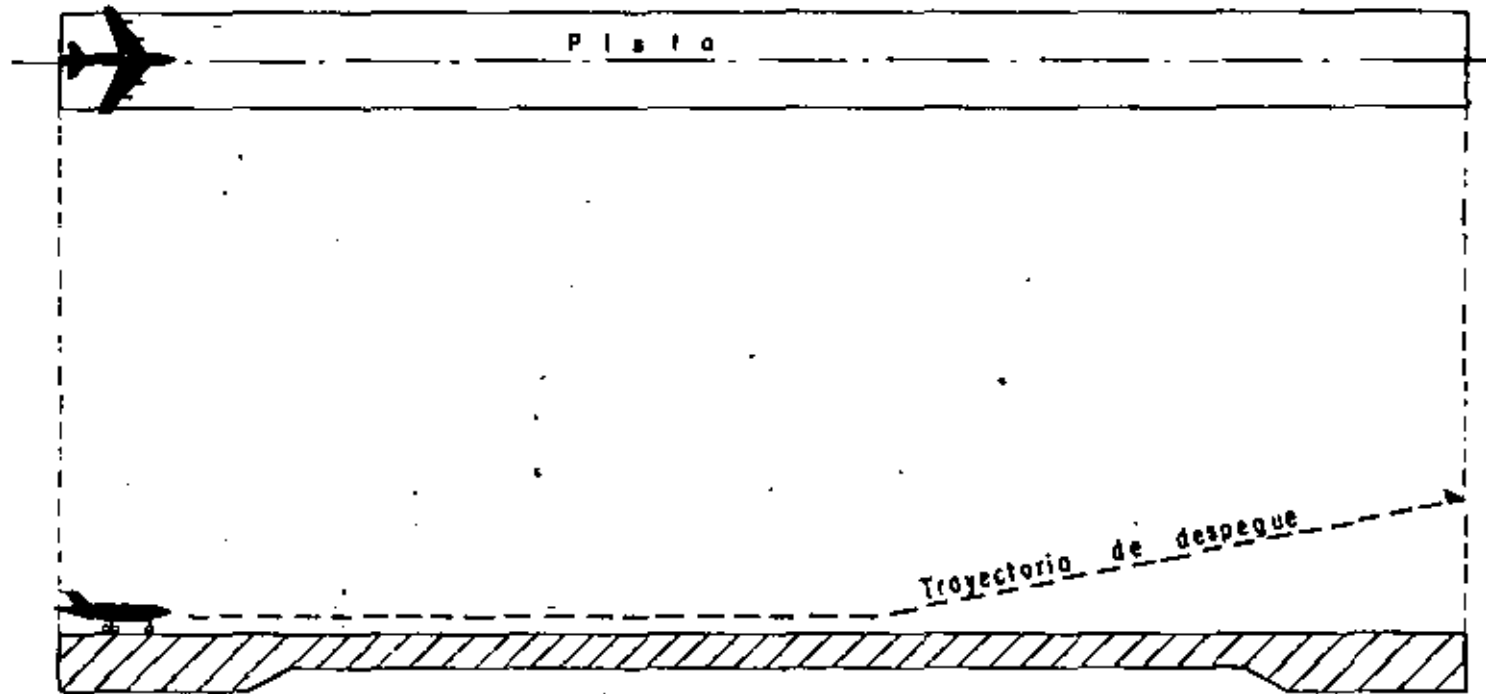


Fig. 10 Transferencia de carga al pavimento durante el despegue de un avión Boeing 707-300C (De H. R. Lee y J. L. Scheffel)

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



Pavimento Diferencial en Sentido Longitudinal de Pistas.
(Cr6quis)

Fig. 11

La primera, que se puede referir propiamente al perfil longitudinal del pavimento y que consiste en las ondas de gran longitud relativa, que provoca oscilación alrededor del eje transversal del avión; la segunda, que consiste en las ondas de corta longitud relativa (inferior a los 30 m) y que provoca vibraciones.

Estas dos características pueden provocar sobreesfuerzos en la estructura del avión, alteraciones en las lecturas de los instrumentos e incomodidad para los pasajeros; por su parte el pavimento tendrá que soportar mayores esfuerzos. Por lo que se refiere a la oscilación del avión, el movimiento del tren de aterrizaje se puede asimilar a un movimiento armónico simple que combinado con la traslación del avión genera una cicloide compuesta con tendencias a una curva sinusoidal. En las fig. 12 y 13 se ejemplifica este fenómeno para el caso del avión Boeing 707-32CB. 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.

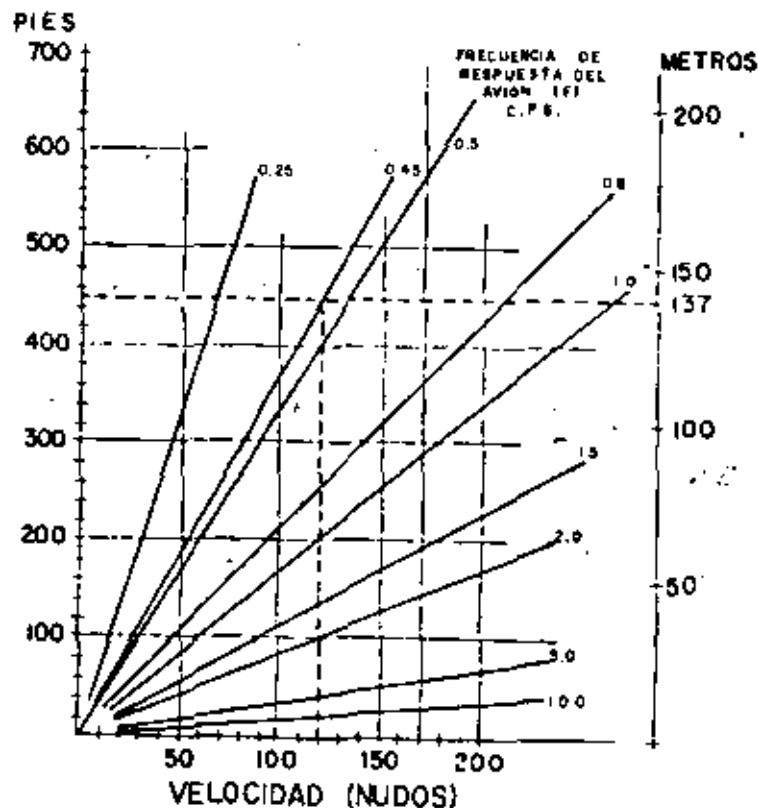


Fig. 12 Variación de la longitud de onda vs. velocidad para varias frecuencias.
(De H. R. Lee y J. L. Scheffel)

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.

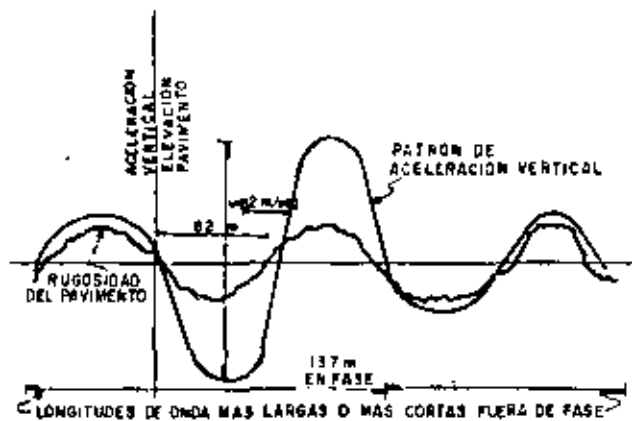


Fig. 13 Relación entre la aceleración vertical y la rugosidad. (De H. R. Lee y J. L. Scheffel).

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.

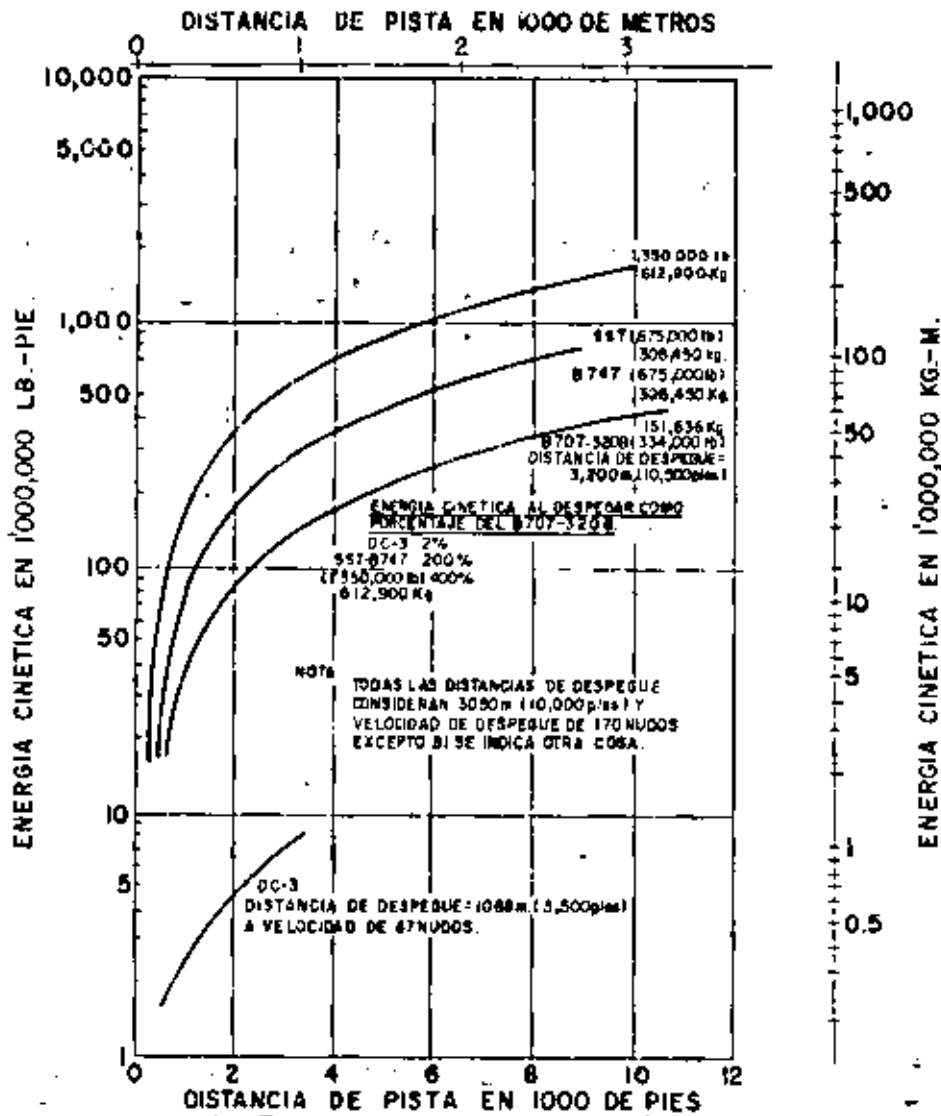


Fig. 14 Energía cinética y distancia de pista.
(de H. R. Lee y J. L. Scheffel)

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).

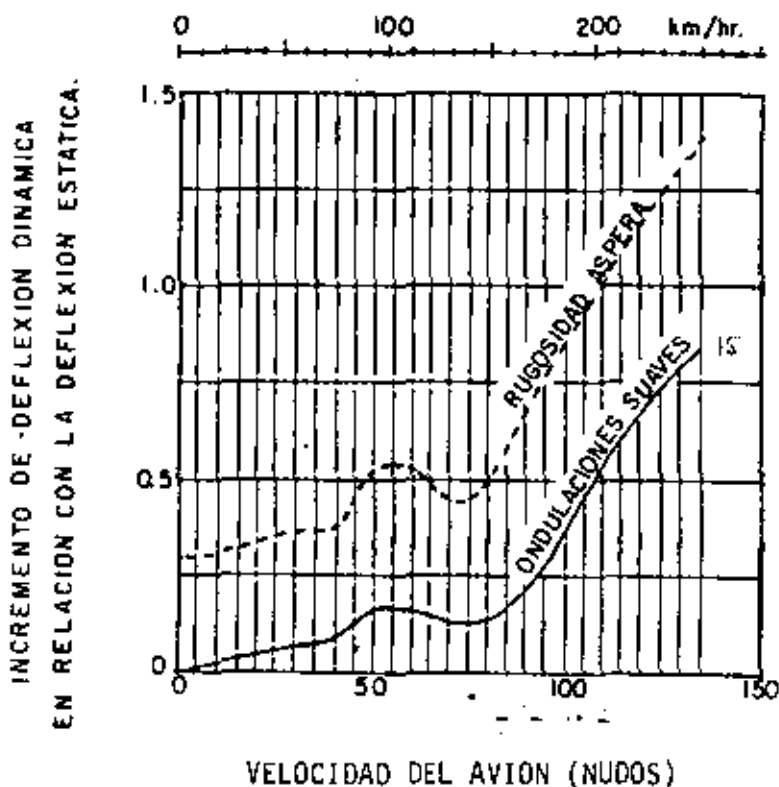


Fig. 15 Impacto producido por la rugosidad. (De N. C. Yong)

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.

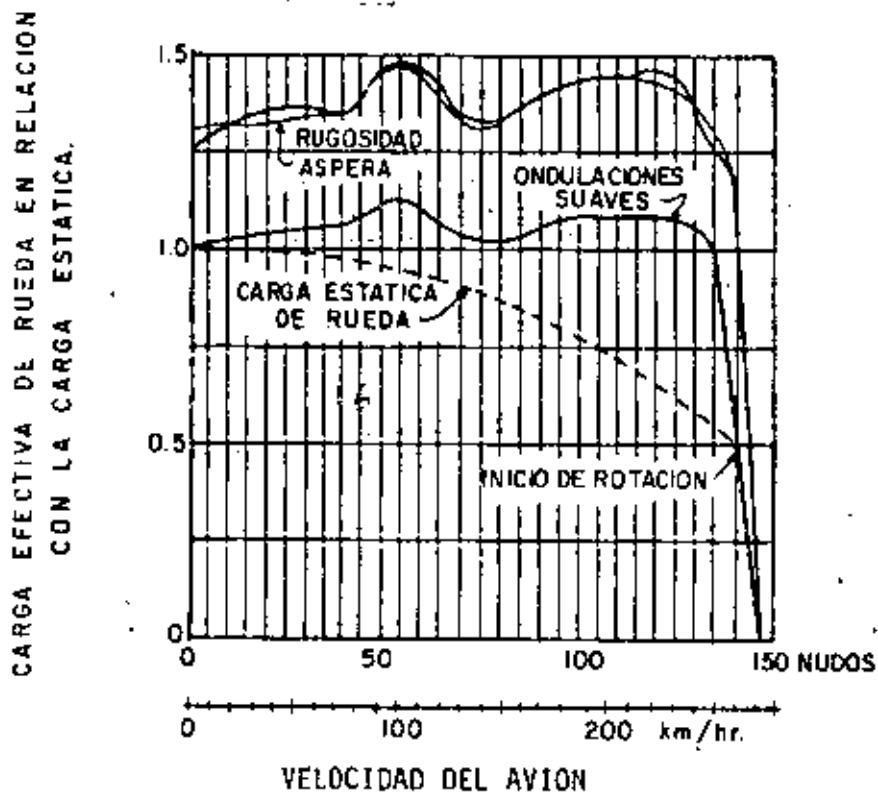


Fig. 16 Efecto de la sustentación de las alas en el impacto producido por la rugosidad. (Fuente: N. C. Yong) (Adaptada por F. F. Rodarte)

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. O. J. Porter fue el hombre más íntimamente ligado con el desarrollo de este método.

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

El método CBR fue adoptado y actualizado para aeropuertos por el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos a principios de la Segunda Guerra Mundial. (Por esas mismas fechas, en los 1940 as; la División de Carreteras de California abandonó el método CBR y adoptó el desarrollado por F. N. Hveem).

La prueba CBR es una prueba de penetración, cuyo resultado es un índice que expresa la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. La prueba consiste en penetrar la muestra del suelo (compactada en laboratorio, inalterada, o prueba "in situ") por medio de un pistón de 3 pulg² = 19.35 cm² de área (aprox. 2 pulg = 5 cm de diámetro) a una velocidad de carga que provoque una penetración de 0.05 pulg/min. El CBR del suelo es su resistencia a la penetración del pistón de 0.1 = 2.54 mm expresada como un porcentaje respecto a la resistencia de una grava triturada estandarizada. La grava triturada estándar tiene una resistencia de 1,000 lb/pulg² = 70.37 kg/cm², es decir requiere de una fuerza sobre el pistón de 3,000 lb = 1,361 kg.

Sin embargo, si el CBR calculado a partir de una penetración de 0.2", es mayor, se utiliza este último para propósitos de diseño.

Una de las ventajas del método CBR es la sencillez con la que el diseño puede ser llevado a cabo, pero tiene la desventaja de que como la prueba es empírica, el diseño está basado en correlaciones.

El método CBR requiere además pruebas adicionales de laboratorio, como son las de granulometría y la determinación de los límites de Atterberg.

Al adoptar el Cuerpo de Ingenieros el método CBR, partió de las curvas de diseño para carreteras (del Estado de California) existentes en esa época; en la fig. 17 se muestran dichas curvas; la curva B indicaba el espesor mínimo de pavimento requerido para tráfico pesado, que era de 9,000 libras (4,082 kg) por rueda. Debido a las diferencias de intensidad de las cargas y de canalización del tráfico, el Cuerpo de Ingenieros supuso que la carga de 9,000 libras (4,082 kg) por rueda de vehículo terrestre era equivalente a una carga de 12,000 libras (5,443 kg) por rueda de avión.

El método de extrapolación de las curvas para mayores cargas de rueda sencillas se muestra en la fig. 18. Los esfuerzos cortantes fueron calculados para varias cargas de rueda y graficados en función de la profundidad, como se indica en la fig. 18. Se consideró una presión de contacto de 60 lb/pulg² (4.22 kg/cm²) que era la presión de inflado de los aviones militares de la época; así mismo, se consideró que el área de contacto era circular.

La curva de la extrema derecha de la fig. 18 corresponde a los esfuerzos cortantes calculados para una carga de rueda sencilla de 12,000 lb (5,443 kg); algunos valores de CBR de la curva A de la fig. 17 también se han indicado en función del espesor. Por ejemplo, en la fig. 18, para una carga de 12,000 lb (5,443 kg), el esfuerzo cortante a una profundidad de 21 pulg (53.3 cm) es de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²); de la curva A, fig. 17, el CBR para esta misma profundidad es de 3%. Los espesores de base y carpeta correspondiente a los valores CBR de 3, 5, 7 y 10% están graficados en esta curva de esfuerzos.

A partir de lo anterior se supuso que un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) correspondía a un CBR de 3%. Entonces, para extrapolar los valores CBR a una carga por rueda de 25,000 lb (11,440 kg), un esfuerzo cortante de 5 lb/pulg² (0.35 kg/cm²) se presenta a la profundidad de 31 pulg (78.7 cm). Por tanto una subrasante que tenga un CBR de 3% y que vaya a soportar una carga por rueda de 25,000 lb (11,440 kg), requiere un espesor de pavimento de 31 pulg (78.7 cm).

El mismo procedimiento se utilizó para las demás cargas por rueda mostradas en la fig. 18.

Las profundidades, que representan espesores, fueron entonces graficadas relacionándolas con los valores CBR y obteniéndose las primeras curvas tentativas de diseño como la mostrada en la fig. 19.

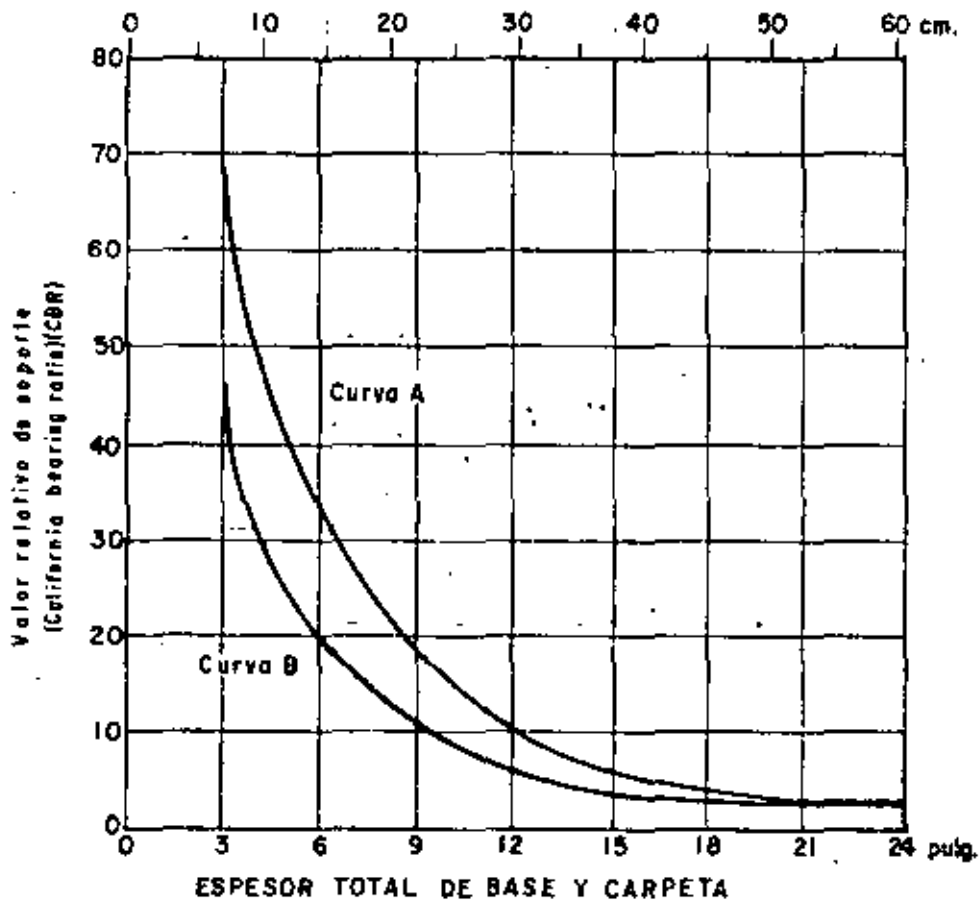


Fig. 17 Espesor total de base y carpeta en relación con los valores de CBR (Cuerpo de Ingenieros)

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

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

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

ra dicha configuración.

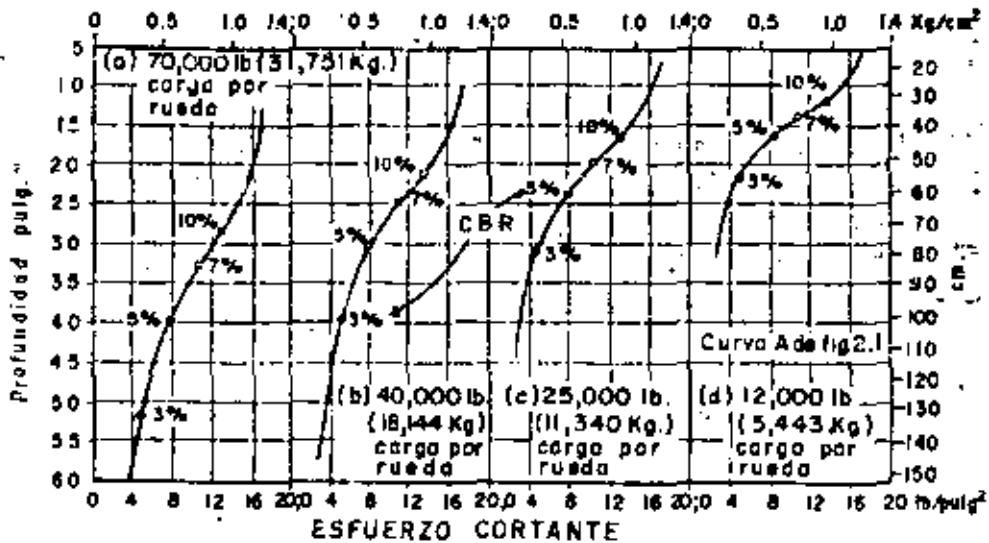


Fig. 18 Extrapolación de los espesores de pavimento de carreteras por medio de la teoría elástica. (Cuerpo de Ingenieros).

La fig. 20 ilustra el concepto del mencionado análisis. La carga total de la pierna con ruedas dobles es P_d ; la distancia entre las ruedas es S_d - centro a centro y "d" entre las caras interiores. Debido a la forma del bulbo de esfuerzos, se supuso que a profundidades menores que " $d/2$ " no ocurría traslape de esfuerzos; entonces, el esfuerzo a esas profundidades es el provocado por una sola de las ruedas con carga $P_d/2$. Por otra parte, a una profundidad de aproximadamente $2 S_d$, el efecto del traslape de esfuerzos es equivalente al provocado por una rueda sencilla con carga de P_d . Se supuso que las cargas de rueda equivalente correspondientes a profundidades intermedias entre " $d/2$ " y $2 S_d$ tienen una variación lineal cuando se grafican en escalas logarítmicas como se indica en la fig. 20b.

La fig. 21 ilustra el procedimiento de obtención de la carga de rueda equivalente sencilla para piernas con ruedas en doble tandem. Esta metodología de cálculo de rueda equivalente fue utilizada hasta mediados de la década de los cincuentas, tiempo en que el Cuerpo de Ingenieros volvió a analizar sus datos concluyendo que los espesores así obtenidos no eran conservados.

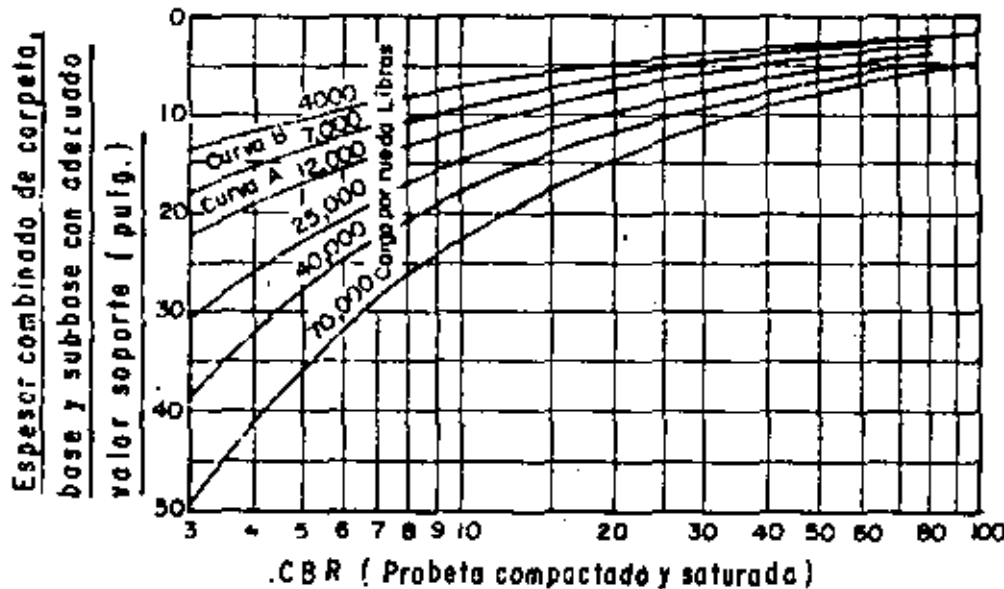


Fig. 19 Curvas tentativas de diseño de pavimentos flexibles. (Cuerpo de Ingenieros)

Como parte del análisis, el Cuerpo de Ingenieros consideró razonable - tomar como criterio de falla de un pavimento el esfuerzo crítico. Como no - había datos disponibles de esfuerzos se consideró que la pendiente o rela - ción de cambio de deflexión contra distancia al centro de aplicación de la - carga (fig. 22) era un índice razonable del esfuerzo crítico. Por medio de la teoría de Boussinesq se calcularon curvas de deflexión contra distancia - al centro de aplicación (excentricidad) tanto para cargas sencillas como pa - ra dobles. Las pruebas efectuadas confirmaron la validez de los cálculos - teóricos. Se encontró que sin excepción, las pendientes de las curvas de - deflexión para las cargas sencillas eran iguales o mayores que para las car - gas dobles, como se muestra en la fig. 22. Con dichos análisis se demostró que una carga sencilla, que ocasiona la misma deflexión máxima que una car - ga de ruedas múltiples, puede producir esfuerzos iguales o aún mayores en - la cimentación, en comparación con la carga de ruedas múltiples. Para pro - pósitos de diseño la carga de rueda sencilla puede ser considerada equiva - lente a la carga de ruedas múltiples. De esta manera se introdujo el nuevo concepto de carga de rueda equivalente sencilla. El área de contacto de es - ta carga de rueda equivalente sencilla es igual a la de una de las ruedas - múltiples.

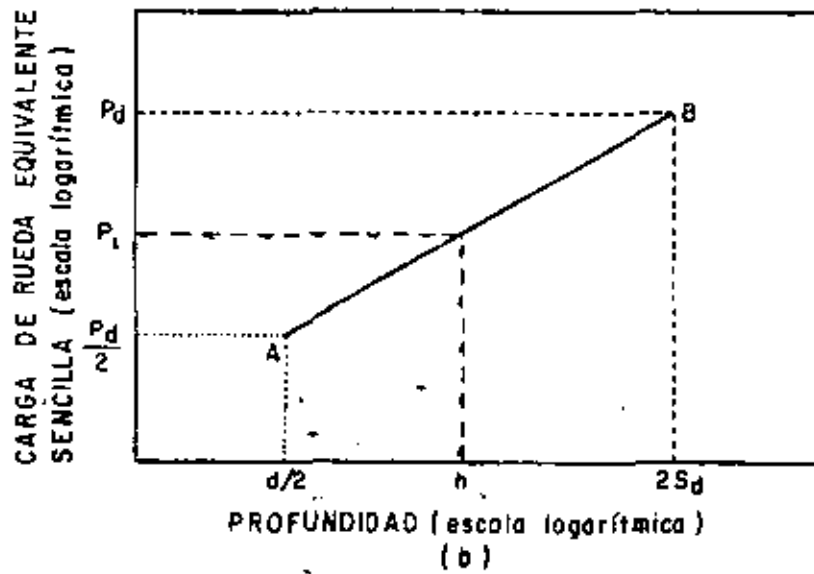
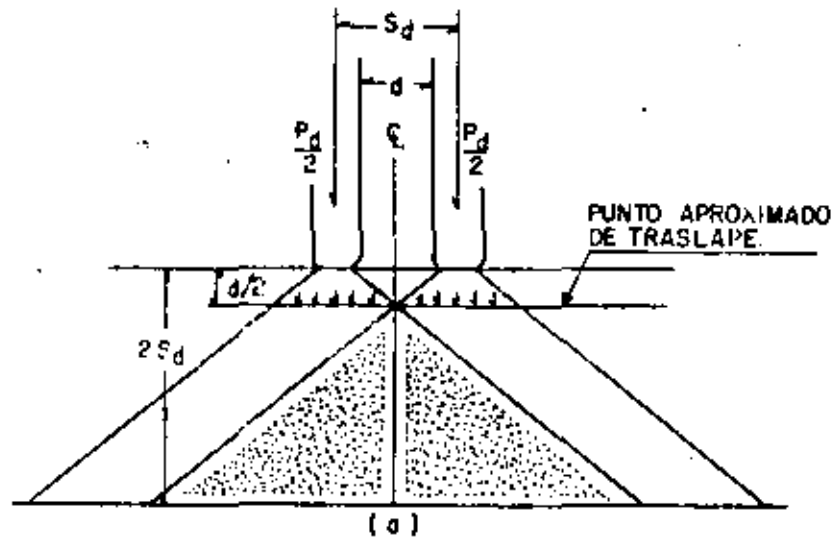


Fig. 20 - Análisis de carga de rueda equivalente sencilla para esfuerzos verticales iguales en la subrasante.
(E. J. Yoder y M. W. Witczar)

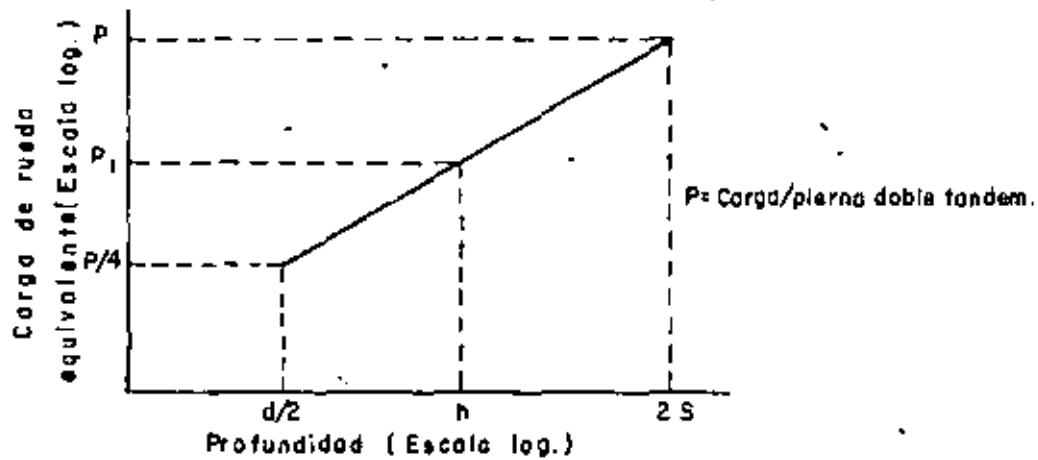
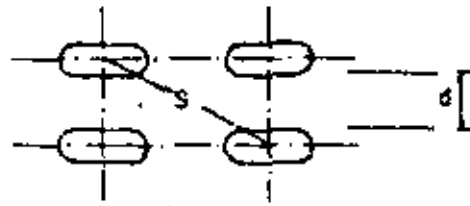


Fig. 21 Carga de rueda equivalente sencilla para piernas de trenes de aterrizaje con ruedas en doble tandem.

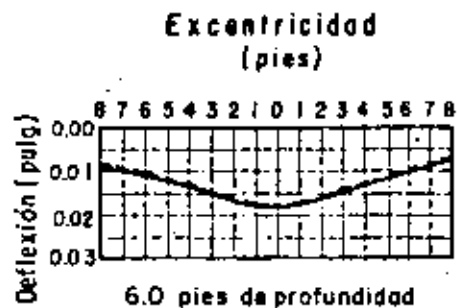
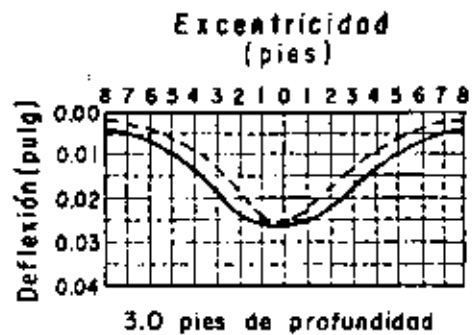
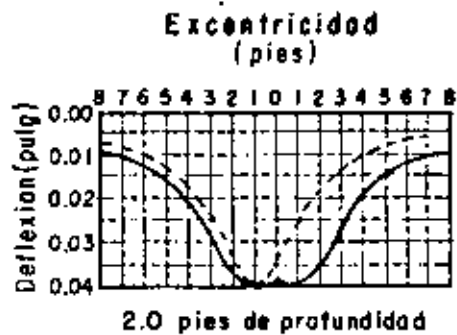
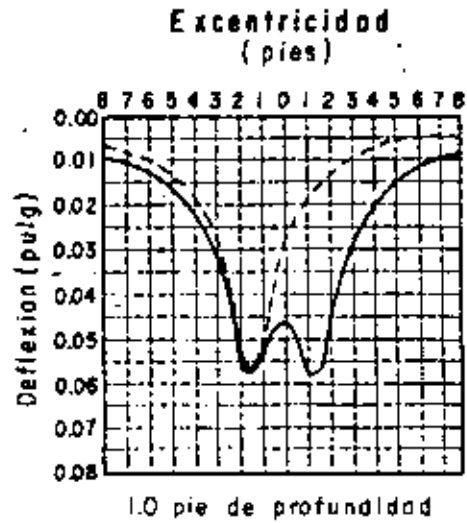
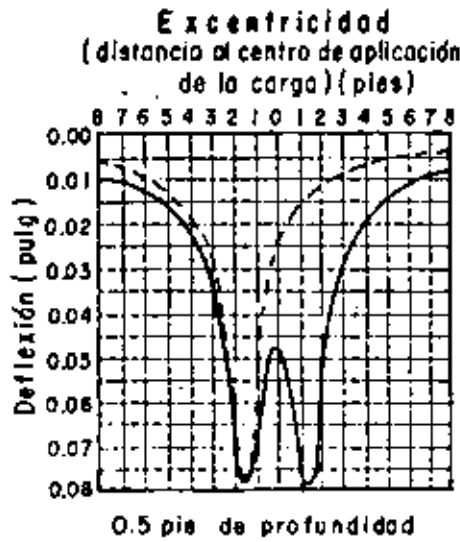
Para ilustrar el procedimiento, se presenta el siguiente ejemplo.

Supóngase una pierna con ruedas en doble tandem como se muestra en la fig. 23. La carga por pierna es de 130,000 lb (58,967 kg) y la presión de contacto es de 140 lb/pulg² (9.85 kg/cm²). La carga por rueda es de:

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

El área de contacto por rueda es

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



SIMBOLOGIA

- Deflexiones con carga doble
- Deflexiones con carga sencilla

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

Relación de Poisson = 0.3

Módulo de elasticidad = 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.

Supongáse que se desea encontrar la máxima carga de rueda equivalente - sencilla a una profundidad de tres veces el radio del área de contacto de cada rueda, (se supone que el área de contacto de la llanta es un círculo).

El radio del área de contacto es:

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

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

El problema se resuelve al encontrar la localización de la máxima deflexión a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). Como tanteo se analizarán cuatro localizaciones como se muestra en la fig. 23 con los puntos A, B, C y D (que representan ejes verticales).

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

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

en donde

P = presión

E_m = módulo de elasticidad

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

r = radio del área de contacto.

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

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

como:

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

se tiene:

$$\frac{P_s}{P_d} = \frac{F_d}{F_s}$$

El área de contacto de la rueda sencilla es igual al área de contacto de una de las ruedas dobles, entonces:

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

en donde:

P_s = carga de rueda sencilla

P_d = carga de una rueda de las dobles

lo que significa que la relación entre la carga equivalente de rueda sencilla y la carga de una de las ruedas dobles es igual a la inversa de los máximos factores de deflexión.

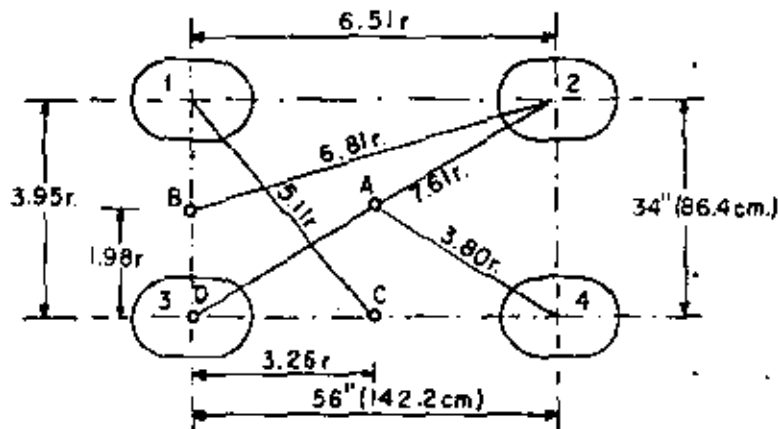


Fig. 23 Ejemplo de cálculo de rueda equivalente sencilla por medio de factores de deflexión.

Los factores de deflexión se obtienen de la fig. 24 y se indican en la tabla 1. El factor de deflexión crítico para una sola rueda es 0.47 correspondiente al eje D con respecto a la rueda No. 3 (a la profundidad $3r$). Los factores de deflexión críticos se han resumido en la tabla 2. La carga equivalente de rueda sencilla a la profundidad de 25.8 pulg (65.5 cm). (Con base en la ecuación 1) es:

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

TABLA 1
Factores de deflexión para pierna con doble tandem

Profundidad	Rueda No.	Eje A		Eje B		Eje C		Eje D	
		Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F	Excen- tricidad	F
3 r	1	3.80 r	0.21	1.98 r	0.34	5.11 r	0.16	3.95 r	0.21
3 r	2	3.80 r	0.21	6.81 r	0.11	5.11 r	0.16	7.61 r	0.11
3 r	3	3.80 r	0.21	1.98 r	0.34	3.26 r	0.25	0.00 r	0.47
3 r	4	3.80 r	0.21	6.81 r	0.11	3.26 r	0.25	6.51 r	0.13
w	-	---	0.84	---	0.90	--	0.82	--	0.92

TABLA 2

Profundidad	Factor de deflexión crítico		Relación de cargas
	Rueda sencilla	Ruedas doble tandem	Ruedas doble tandem ÷ rueda sencilla
25.8 pulg (65.5 cm)	0.47	0.92	1.95

Análisis de este tipo han permitido desarrollar curvas de diseño para aviones con piernas de trenes de aterrizaje constituidas por ruedas múltiples, partiendo de las curvas ya desarrolladas para ruedas sencillas (figs. 25 y 26).

En 1958, análisis de los datos de secciones de prueba y de aeropuertos tipo, indicaron que el criterio de diseño CBR para ruedas sencillas podía ser expresado de la siguiente forma:

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

Para una vida del pavimento de 5,000 cubrimientos;

donde:

t = espesor de pavimento (pulg)

P = carga de rueda sencilla (lb)

A = área de contacto (pulg²)

"Cubrimiento" es un término utilizado por el Cuerpo de Ingenieros para convertir el número de operaciones de aviones a número de repeticiones de esfuerzos máximos. Por ejemplo, un cubrimiento ocurre cuando cada punto de la superficie del pavimento ha sido sujeto a un esfuerzo máximo por el avión de operación. La expresión es:

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

Para aviones con tren de aterrizaje en triciclo y piernas con ruedas sencillas, dobles o en doble tandem; en donde:

C = cubrimientos

D = número de operaciones a carga máxima

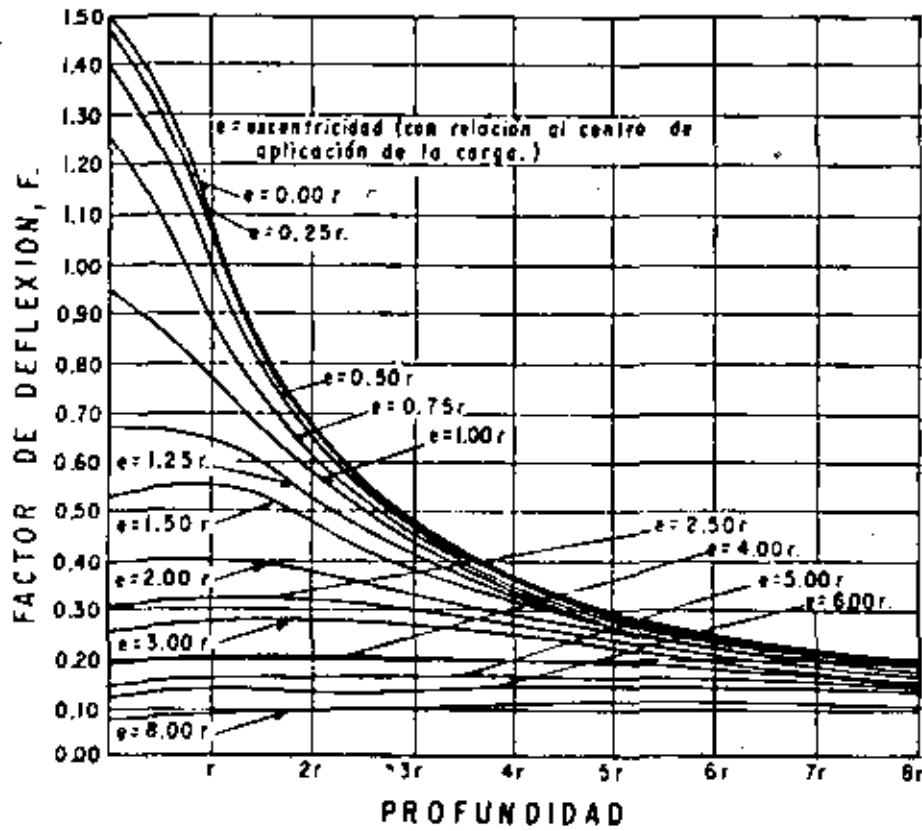
N = número de ruedas por pierna de tren principal

a = ancho del área de contacto de una llanta (pulg)

T = ancho de tráfico (pies). Se considera que el 75% de las operaciones queda incluido en este ancho. Se ha tomado:

T = 37.5 pies (11.4 m) para pistas y.

T = 7.5 pies (2.3 m) para calles de rodaje (para aviones con piernas de ruedas dobles y en doble tandem).



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

w = deflexión vertical (pulg)

r = radio del área circular de carga (pulg)

E_m = módulo de elasticidad (lb/pulg²)

F = factor de deflexión

Z = profundidad (pulg)

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

NOTA: Para puntos bajo el centro del área circular

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

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

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

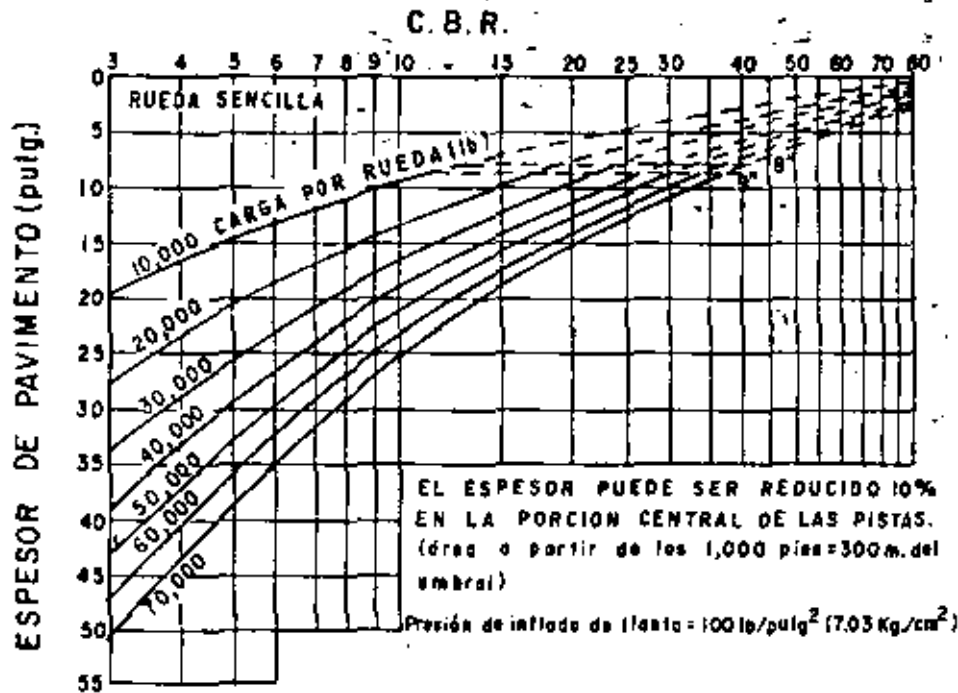


Fig. 25 Curvas de diseño de pavimentos flexibles para calles de rodaje (Cuerpo de Ingenieros).

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

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

donde:

f = por ciento de espesor de diseño

f = 0.23 Log C + 0.15

ESWL = carga equivalente de rueda sencilla

C = cubrimientos

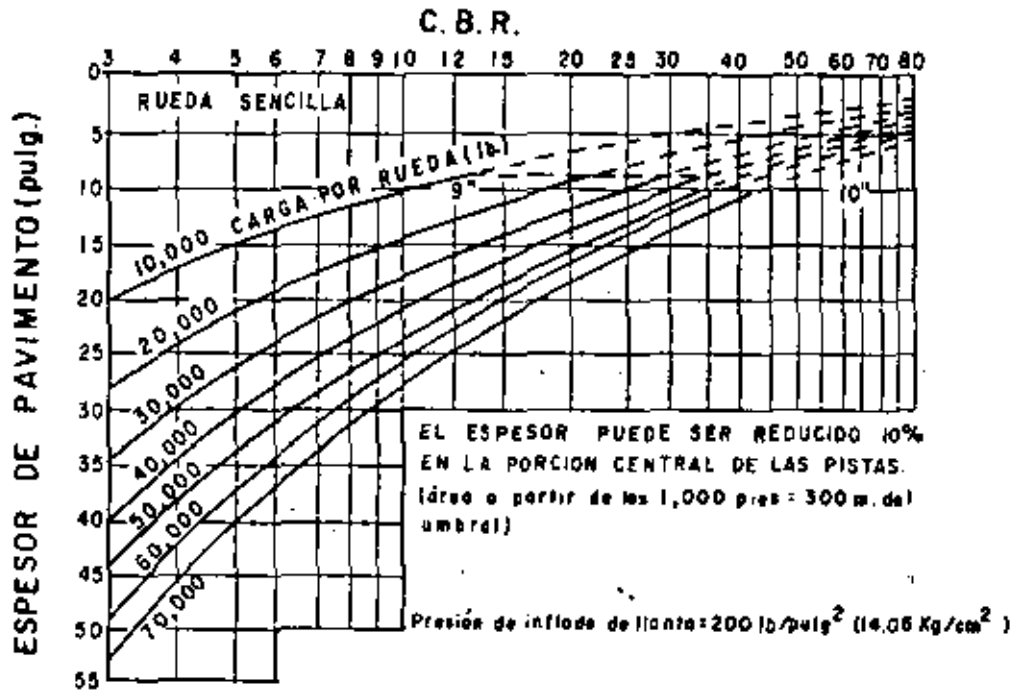


Fig. 26. Curvas de diseño de pavimentos flexibles para calles de rodaje. (Cuerpo de Ingenieros)

Es con este procedimiento que han sido elaboradas la mayoría de las gráficas de diseño de pavimentos para aviones Jet comerciales.

Recientes estudios y pruebas de pavimentos efectuadas con cargas representativas de trenes de aterrizaje complejos (por ejemplo el B-747), han indicado que para un gran número de repeticiones la ecuación 4 es algo conservadora. Por tanto la ecuación se ha modificado como sigue:

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

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_2 , está basado en pasadas de aviones (una pasada es una operación de avión), mientras que en las relaciones anteriores estaban basadas en cubrimientos.

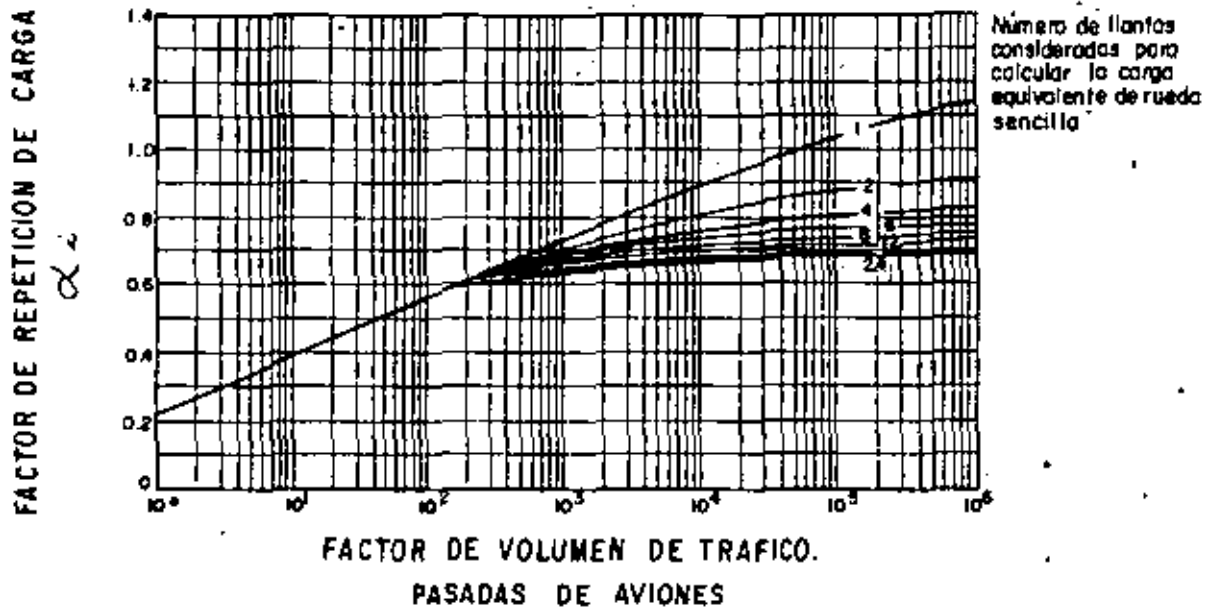


Fig. 27 Factor de repetición de carga contra número de pasadas (Cuerpo de Ingenieros. Estación experimental Waterways).

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 diseño 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 húmedo	100
Macadam confinado en seco	100
Capas asfálticas intermedias y superficiales, mezcla en planta en caliente	100
Roca caliza	80
Agregado estabilizado	80

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

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

Rueda sencilla. Presión de inflado: 100 lb/pulg²

Carga (1,000 lb)	ESPESOR MINIMO (PULG.)					
	C B R : 80 (1)			C B R : 100		
	Carpeta	Base	Total	Carpeta	Base	total
10	2	6	8	2	6	8
20	2	6	8	2	6	8
30	3	6	9	2	6	8
40	3	6	9	2	6	8
50	3	6	9	2	6	8
60	4	6	10	3	6	9
70	4	6	10	3	6	9

Rueda sencilla: Area de contacto por rueda: 100 pulg²

Carga (1,000 lb)	ESPESOR MINIMO (PULG.)					
	C B R : 80 (1)			C B R : 100		
	Carpeta	Base	Total	Carpeta	Base	Total
10	2	6	8	2	6	8
15	3	6	9	2	6	8
20	3	6	9	3	6	9
25	4	6	10	3	6	9
30	5	6	11	4	6	10

(1) SE PERMITE ROCA CALIZA O AGREGADO ESTABILIZADO.

**CRITERIO DE DISEÑO DE ESPESORES DE CARPETA Y
BASE PARA CARGAS DE RUEDAS 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 puede ser de 6 pulg.

En la fig. 28 se muestra la zonificación típica de pavimentos para cargas pesadas, dividida en función de 4 tipos de áreas de tráfico en función de la intensidad del mismo (número de repeticiones), del efecto de la sustentación de las alas a altas velocidades y del efecto de la operación a máxima a mínima carga.

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

Originalmente la FAA desarrolló un método de diseño de pavimentos que consistía sustancialmente en una comparación de las condiciones locales con análisis estadísticos de suelo, drenaje, heladas y condiciones de carga de una gran cantidad de muestreos efectuados en los aeropuertos en servicio. El método se basaba en una clasificación de suelos especialmente desarrollada por la FAA la cual se efectuaba en función de la granulometría, del Límite Líquido y del Índice Plástico. En la tabla 7 se presenta la clasificación de suelos y subrasantes. Debido a que en algunos suelos finos pueden quedar clasificados en más de un grupo cuando se utiliza el criterio indicado en la tabla 7, por ejemplo los suelos que contienen 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

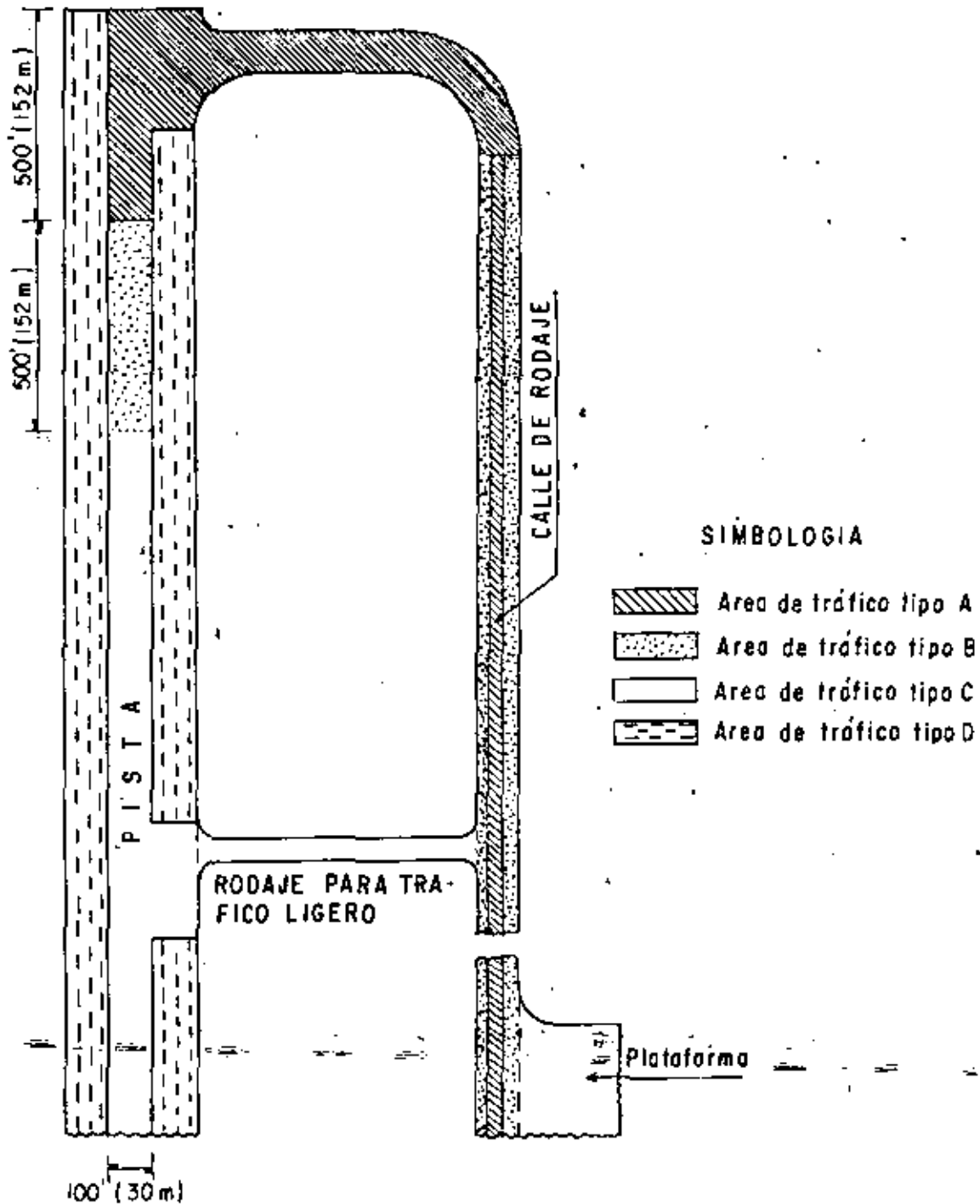


Fig. 28 PAVIMENTOS FLEXIBLES DE AEROPUERTOS
ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS PARA CARGAS PESADAS.
(Cuerpo de Ingenieros EM-1110-45-302/1958)

ESPESOR EN PULGADAS PARA AREA DE TRAFICO TIPO A

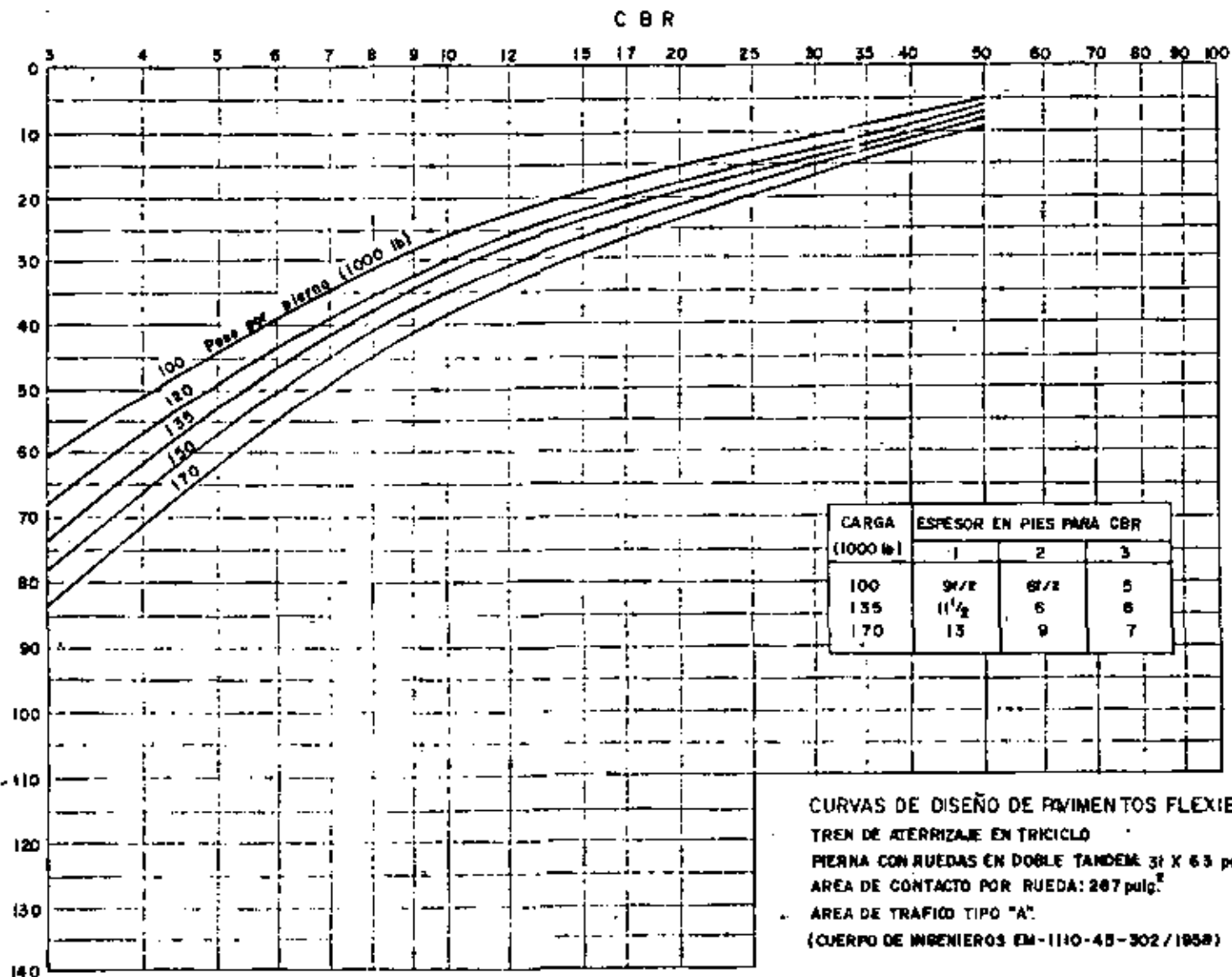


FIG. 29.

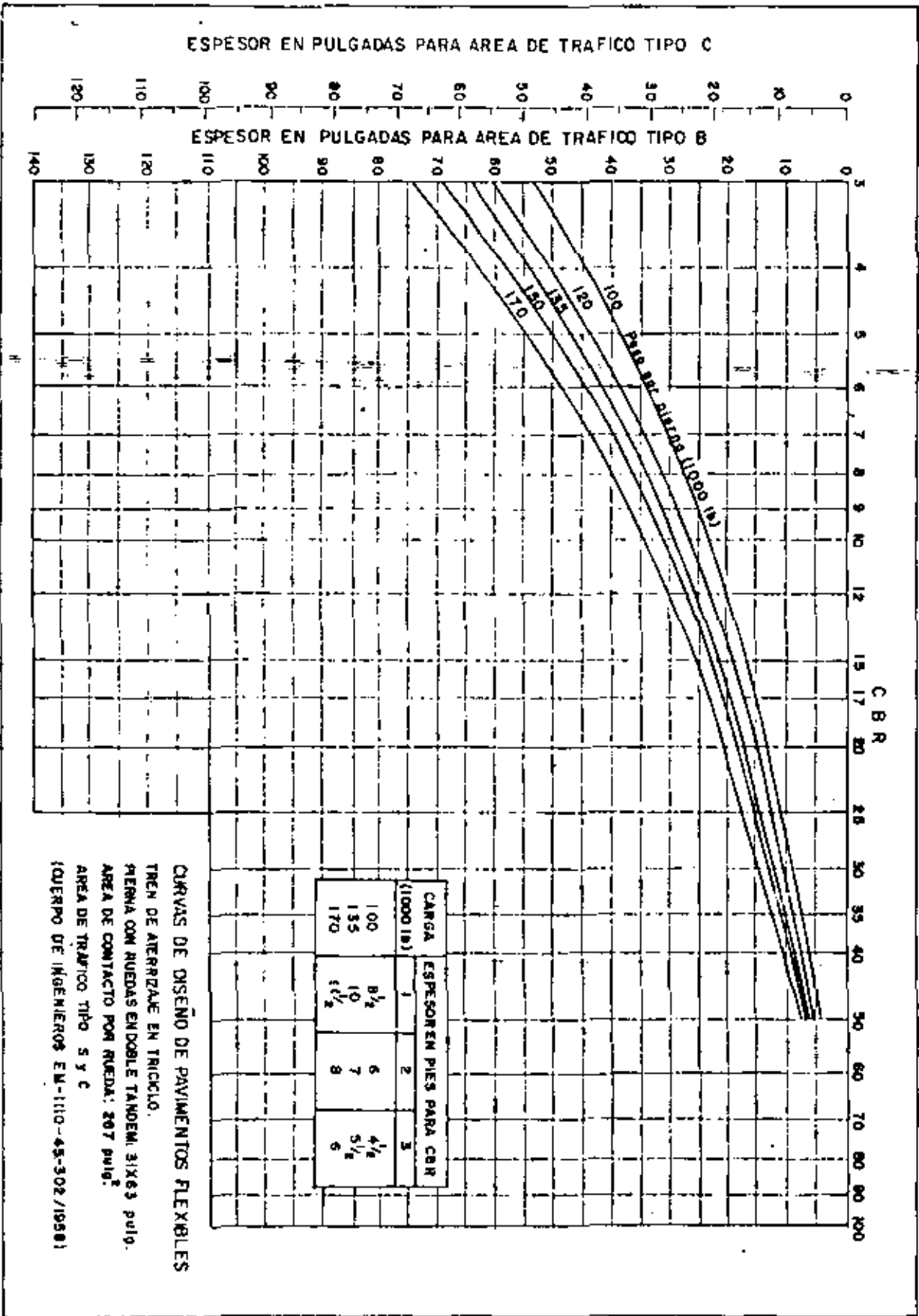
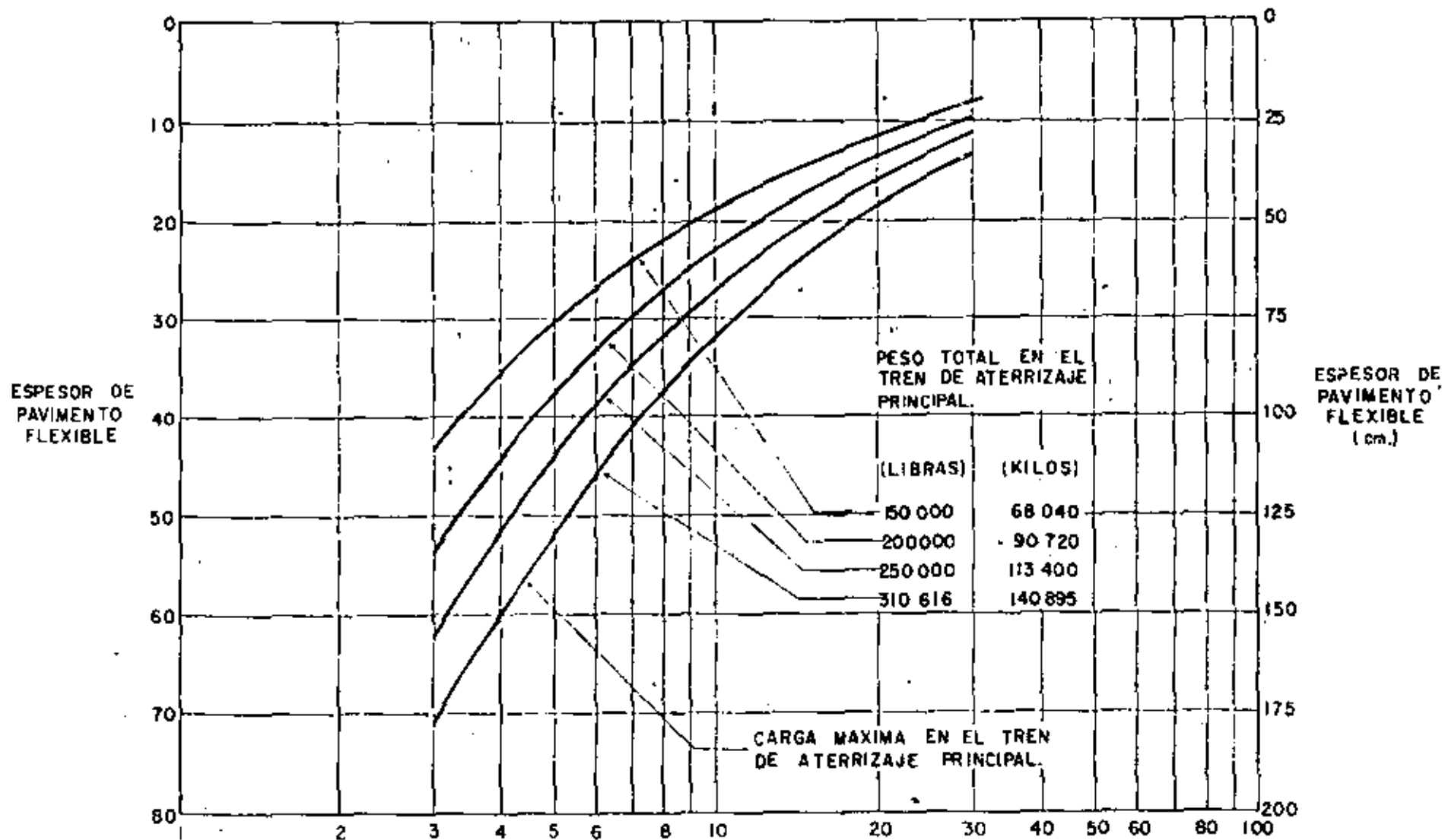


FIG. 30.

5,000 CUBRIMIENTOS

LLANTAS: 44X16"

PRESION DE INFLADO: 186 lb/pulg.²



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

FIG. 31

LLANTAS: 44 X 16"

PRESION DE INFLADO: 186 lb./pulg.²

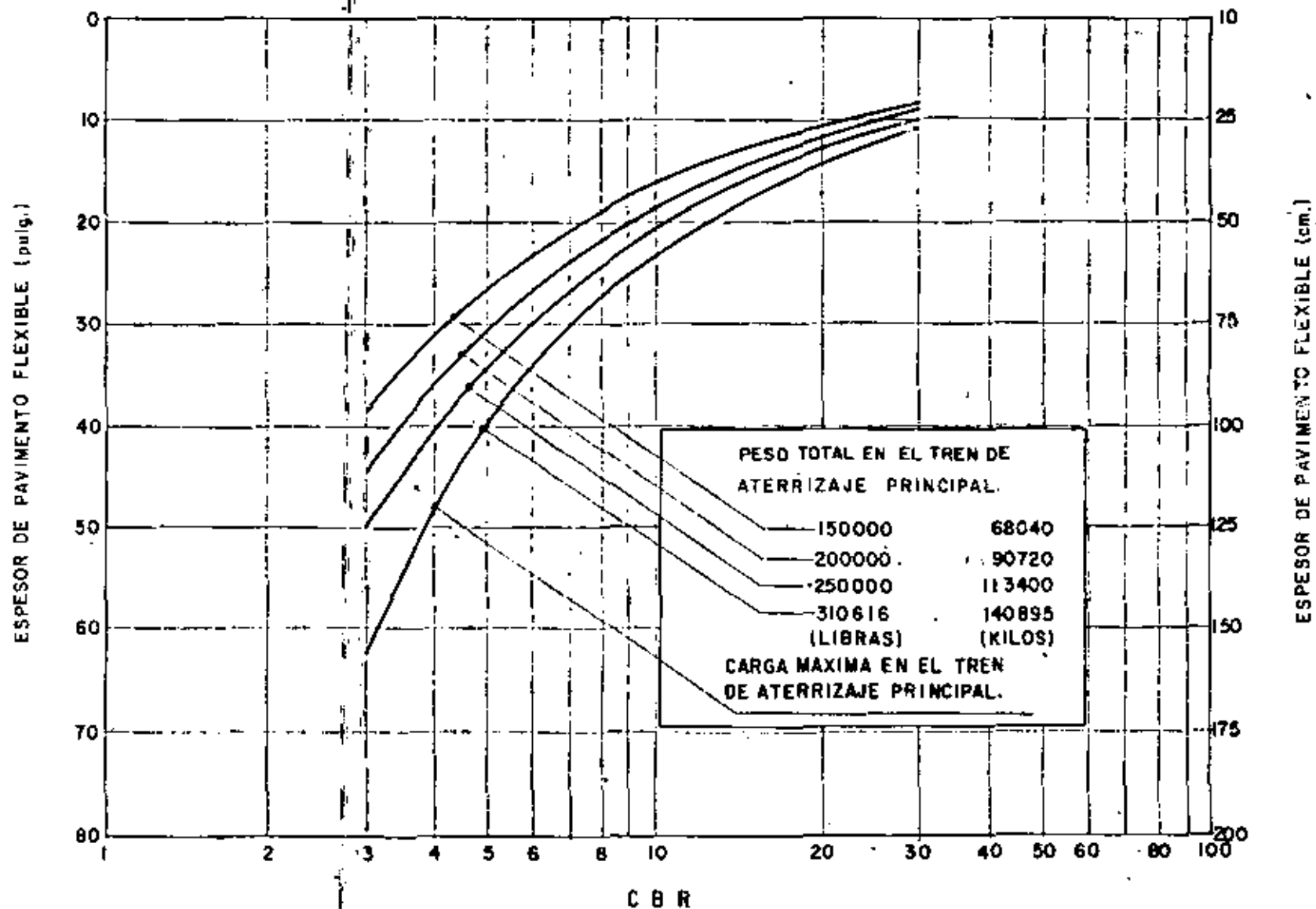


FIG. 32 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE POR EL METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS.
 (ASCE-2046/1949) Avión DC-8-55F
 (Douglas Aircraft Company 1969)

LLANTAS: 49X17" (124.5 X 43.2cm)

PRESION DE INFLADO: 158 lb./pulg.² (11.1 kg/cm²)

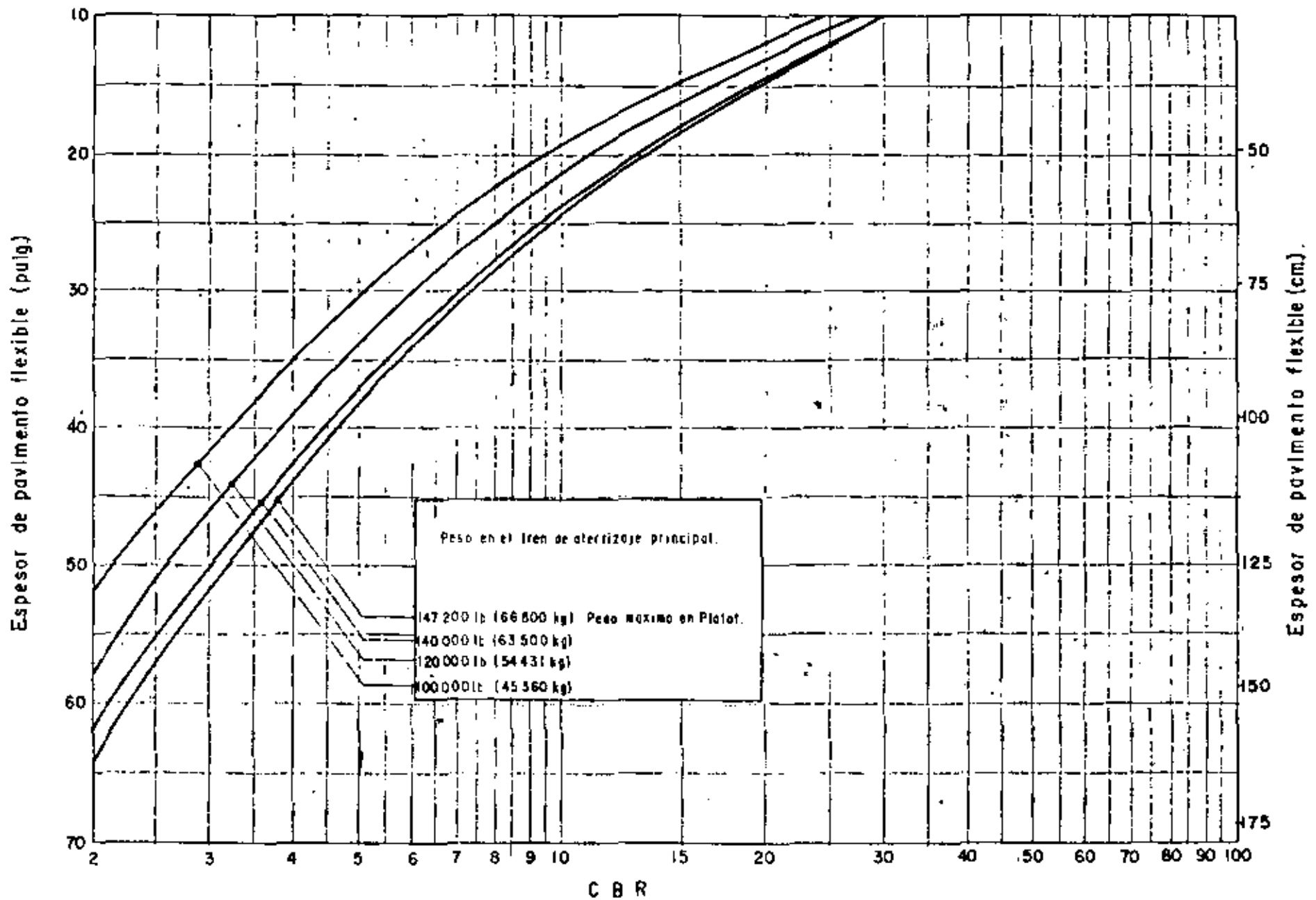


Fig. 33 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE. METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS MODIFICADO POR SEFL 165 A AVION B - 727 - 100 C (Boeing Company 19'2)

5 000 CUBRIMIENTOS

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

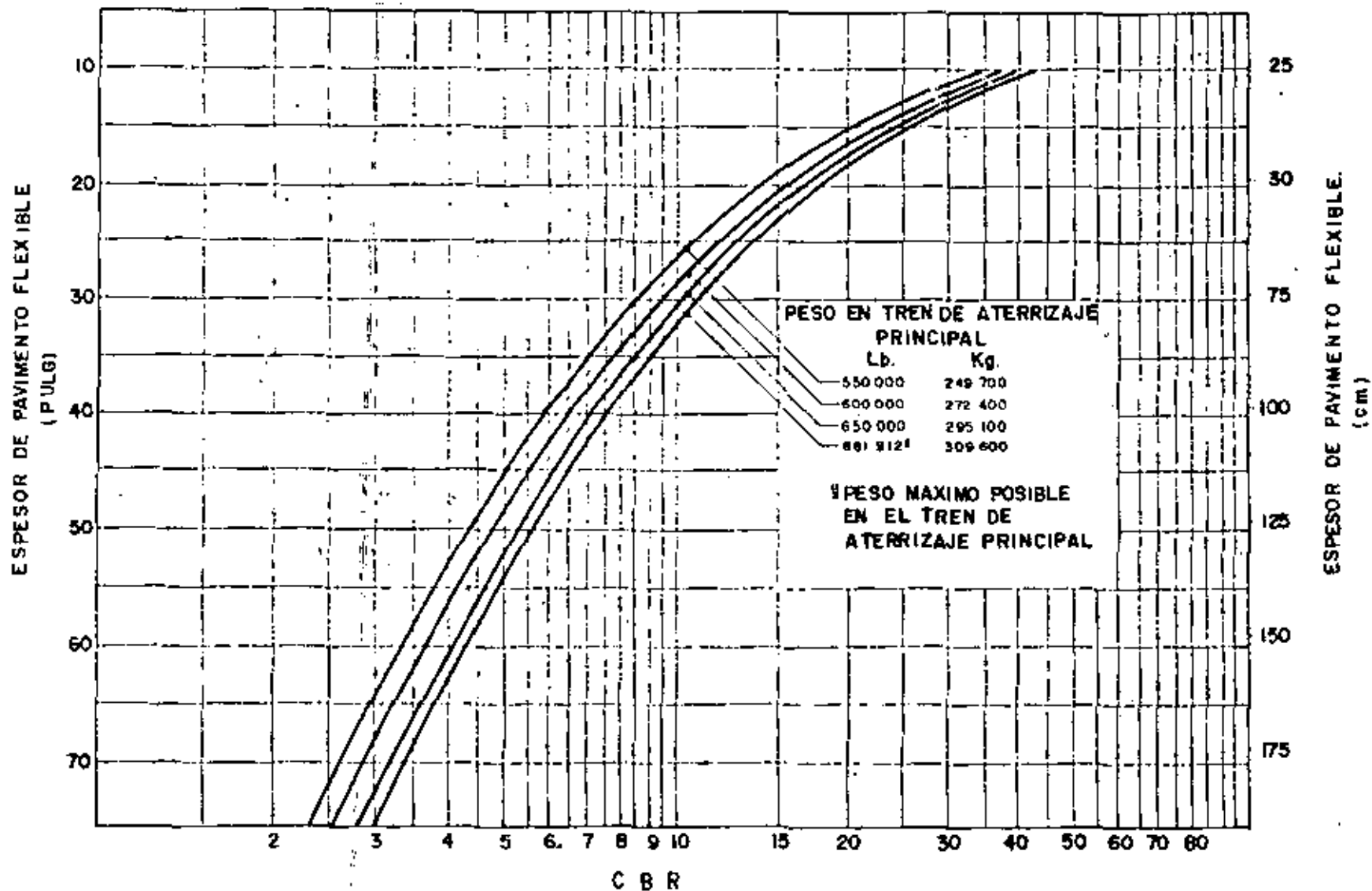


Fig. 34 REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO FLEXIBLE METODO DE DISEÑO DEL CUERPO DE INGENIEROS (SI/FL 155A) AVION B-747-100 (Boeing Company 1975)

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 en 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 sustituir a las bases o subbases hidráulicas utilizando los factores de equivalencia indicados en las tablas 8 y 9.

3. Método del Departamento de Transporte de Canadá.

El método de diseño de pavimentos flexibles del Departamento de Transporte de Canadá, es básicamente un método empírico desarrollado a partir de una exhaustiva investigación de la capacidad de las pistas canadienses por medio de pruebas de placa. Se efectuaron pruebas de placa tanto en la superficie del pavimento como en la base y en la subrasante. Adicionalmente

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

Grupo de suelo	Análisis Granulométrico				Límite Líquido	Índice Plástico.	Clasificación de subrasante			
	Materiales retenidos en la malla N° 10 (Núm. 2.0) en %	Material más fino que pasa la malla N° 10 (num. 2), en %					Bien drenaje Con o sin helados.	Drenaje pobre		
		Arena gruesa que pasa la malla N° 10 (Núm. 2.0) y se retiene en la N° 40 (Núm. 0.425)	Arena fina que pasa la malla N° 40 (Núm. 0.425) y se retiene en la N° 200 (Núm. 0.075)	Limo y arcilla combinados que pasan la malla N° 200 (Núm. 0.075)				Sin helados.	Con helados.	
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.

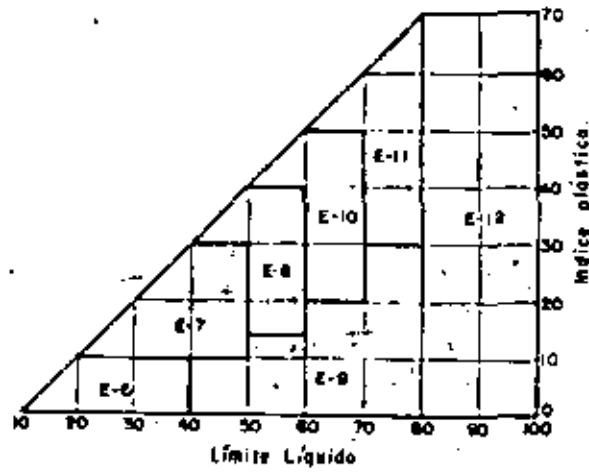


Fig. 35 Carta de clasificación para suelos finos.
(FAA. 1974)

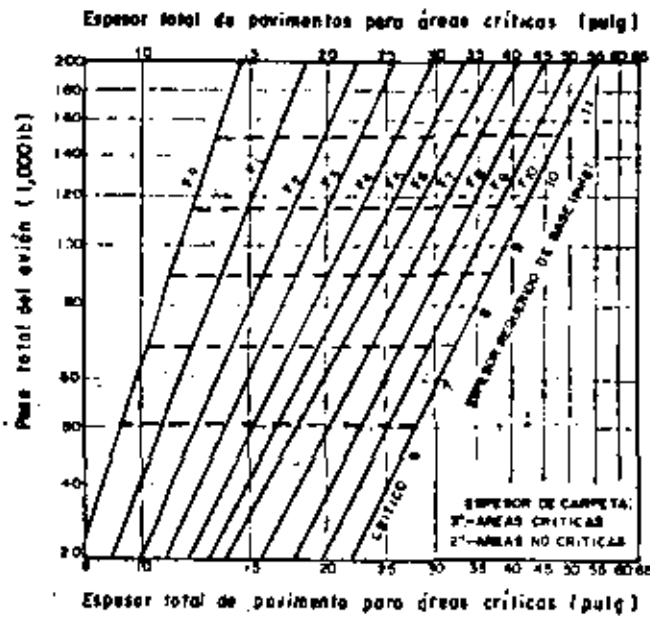


Fig. 36 Curvas de diseño para pavimento flexible.
Rueda sencilla. (FAA. 1974)

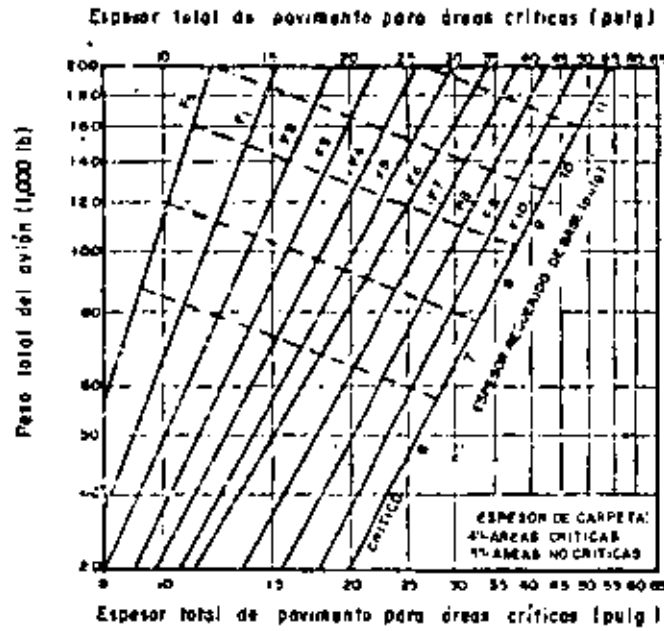


Fig. 37 Curvas de diseño para pavimento flexible. Ruedas dobles. (FAA. 1974)

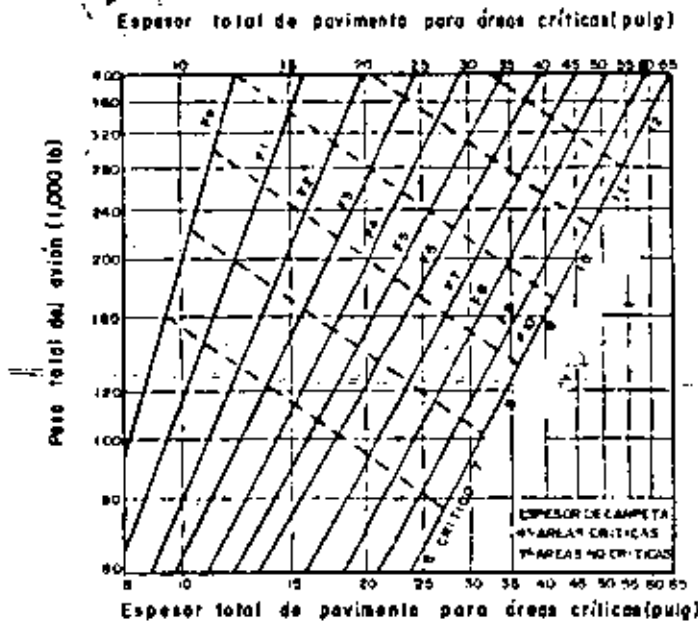


Fig. 38 Curvas de diseño para pavimento flexible. Ruedas en doble tandem. (FAA 1974)



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

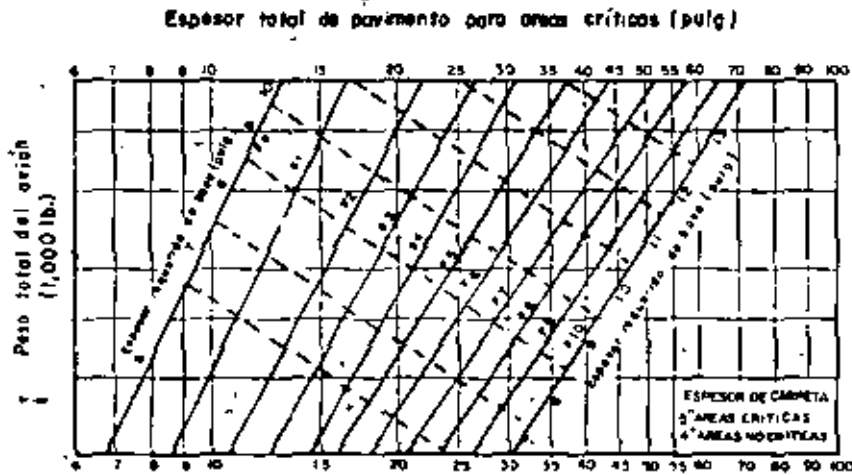


Fig. 40 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión L-1011. (FAA 1974)

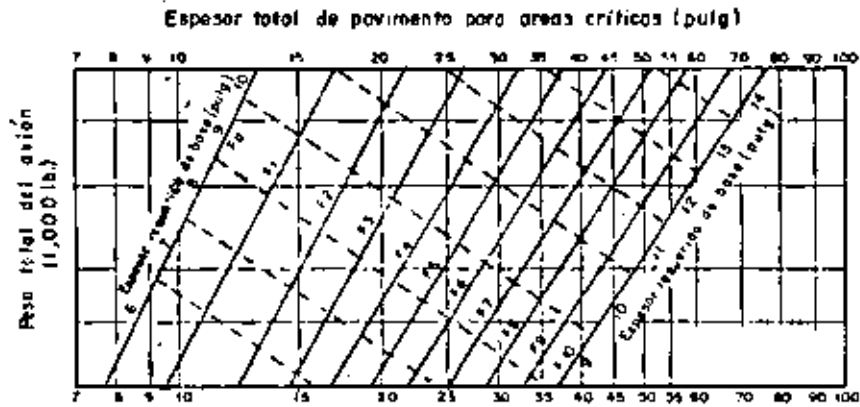


Fig. 41 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión DC-10-10. (FAA 1974).

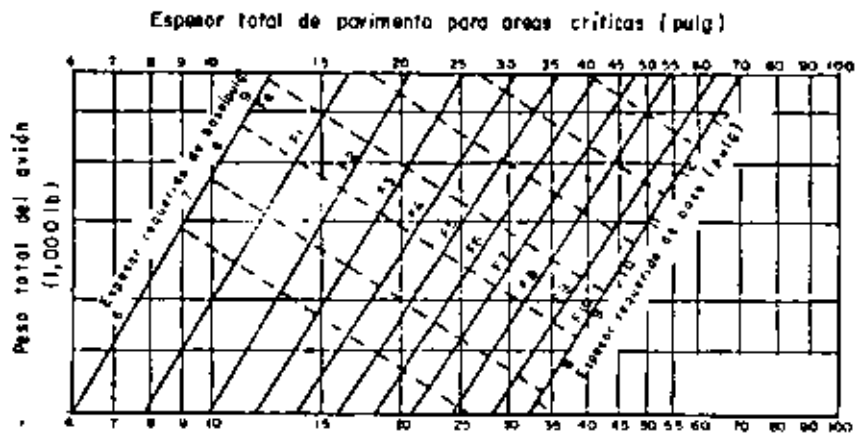


Fig. 42 Curvas de diseño para pavimento flexible. Avión DC-10-30. (FAA 1974)

(FAA - 1978)

C B R

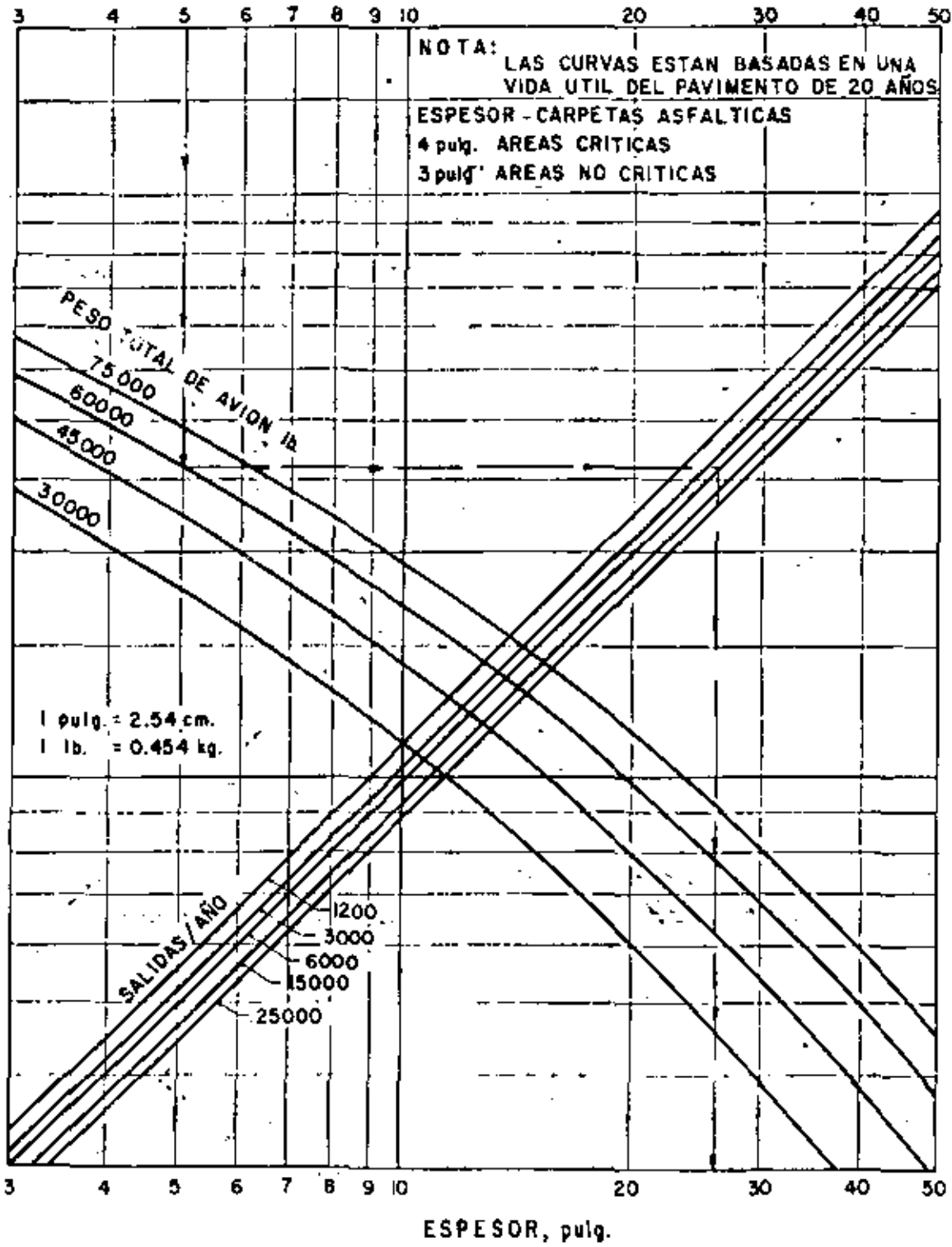


Fig. 43 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS
TREN DE ATERRIJAJE DE RUEDA SIMPLE

(FAA - 1978)

C B R

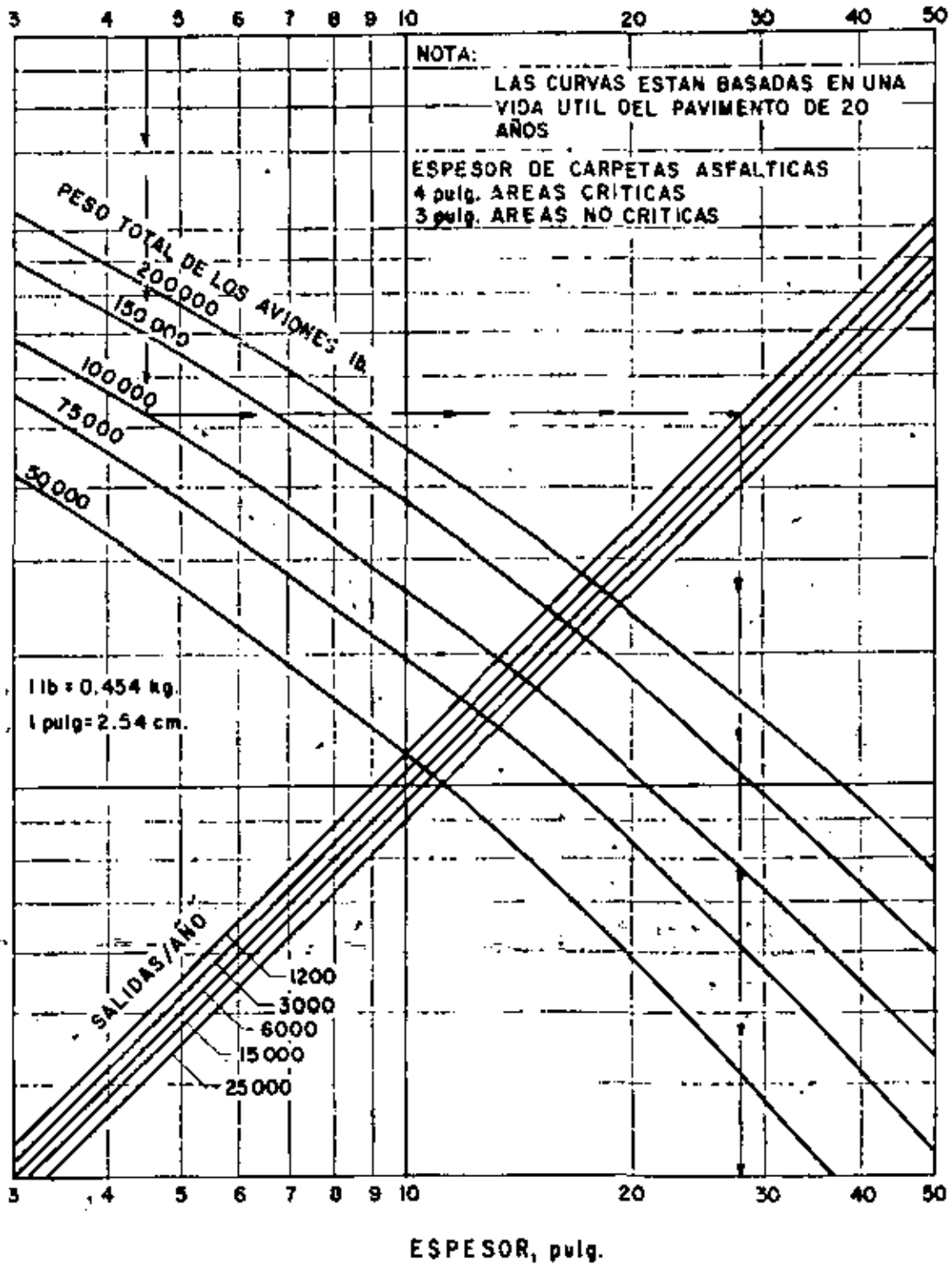


Fig. 44 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS DOBLES

(FAA-1978)

C B R

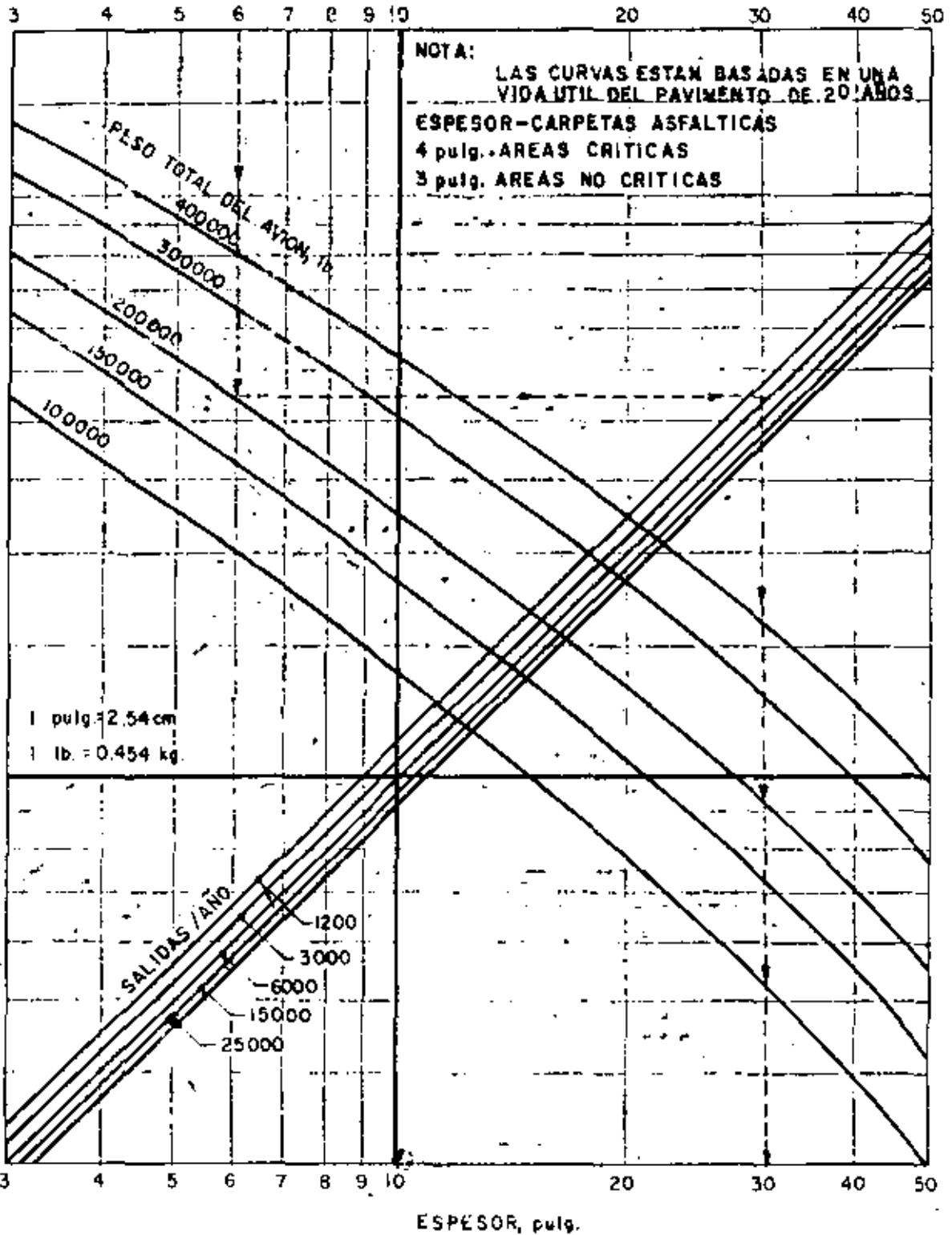


Fig. 45 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS.

Tren de aterrizaje en doble tandem.

(FAA - 1973)

C B R

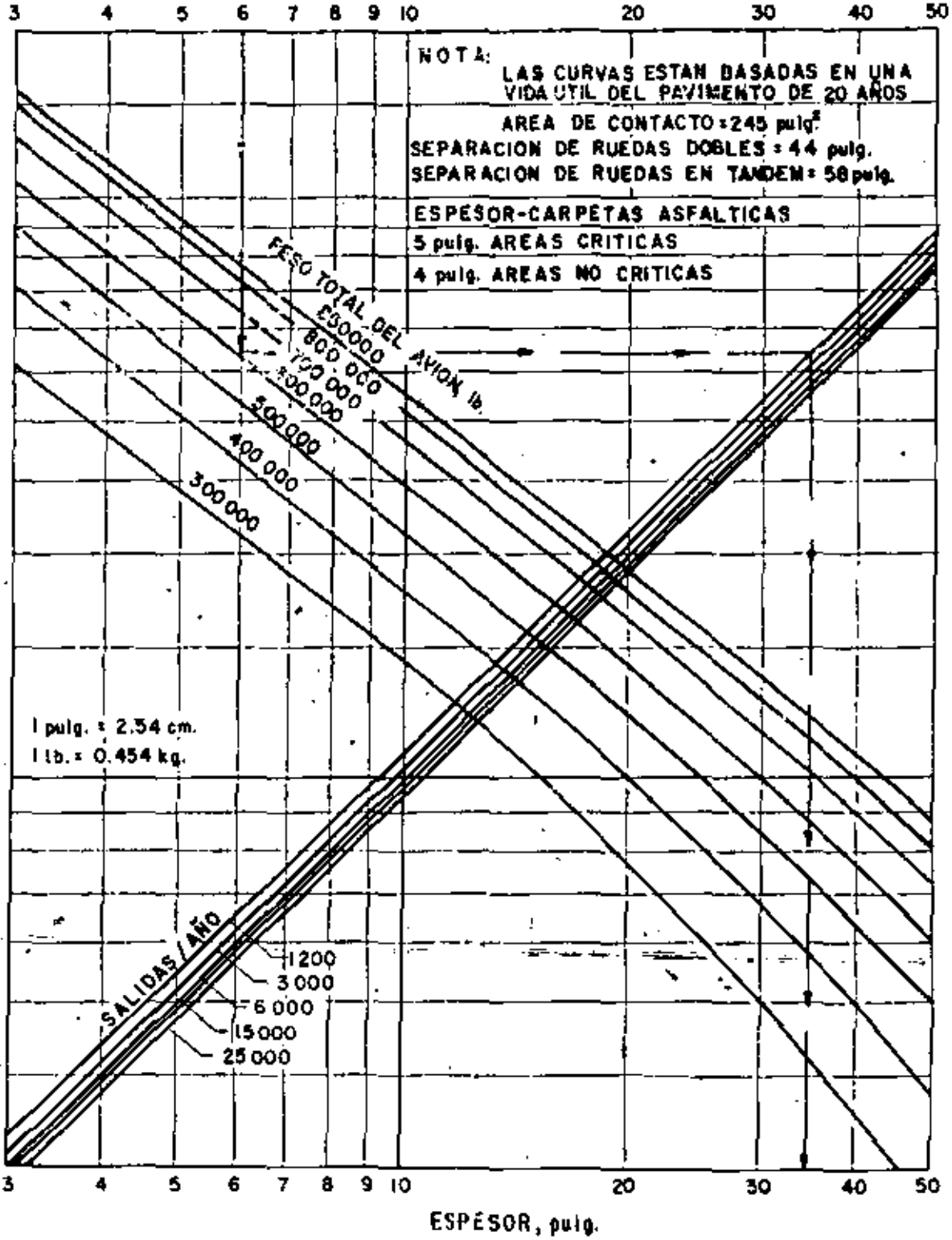


Fig. 46 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AEREAS CRITICAS AVIONES B-747-100, SR, 200 B,C,F

(FAA - 1978)

C B R

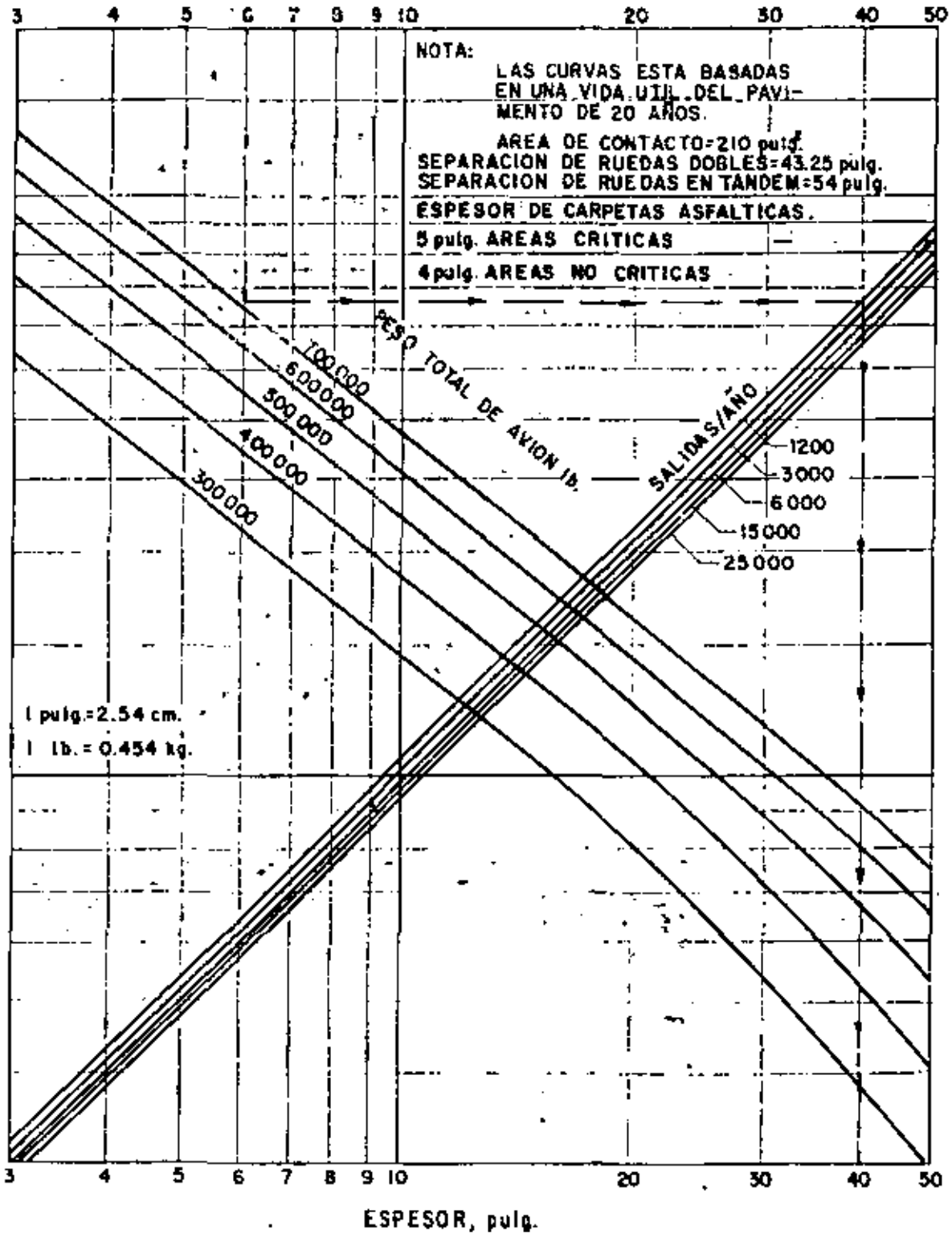


Fig. 47 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION B-747-SP

C B R

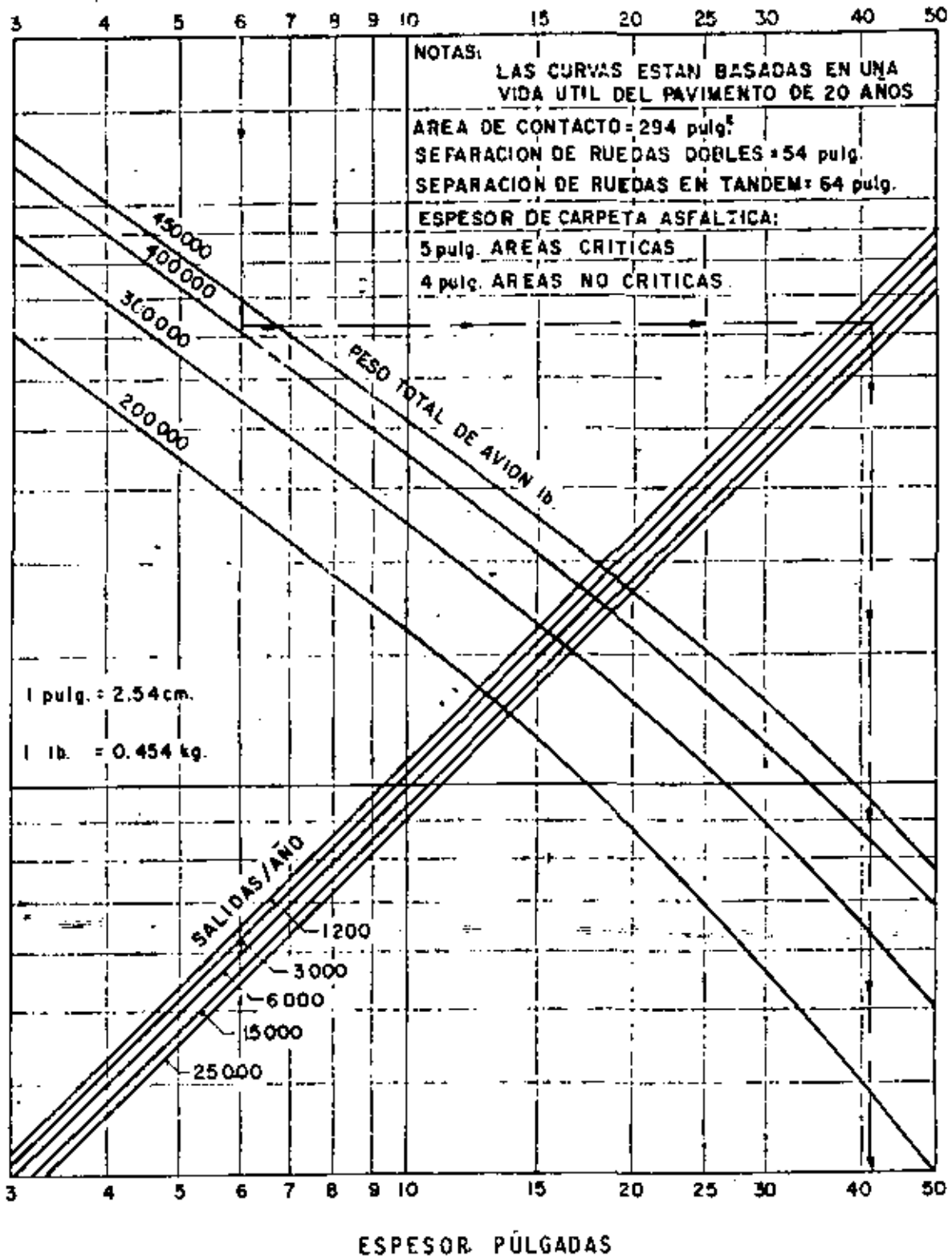


Fig. 48 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION DC 10 - 10, 10 CF.

(FAA - 1978)

C B R

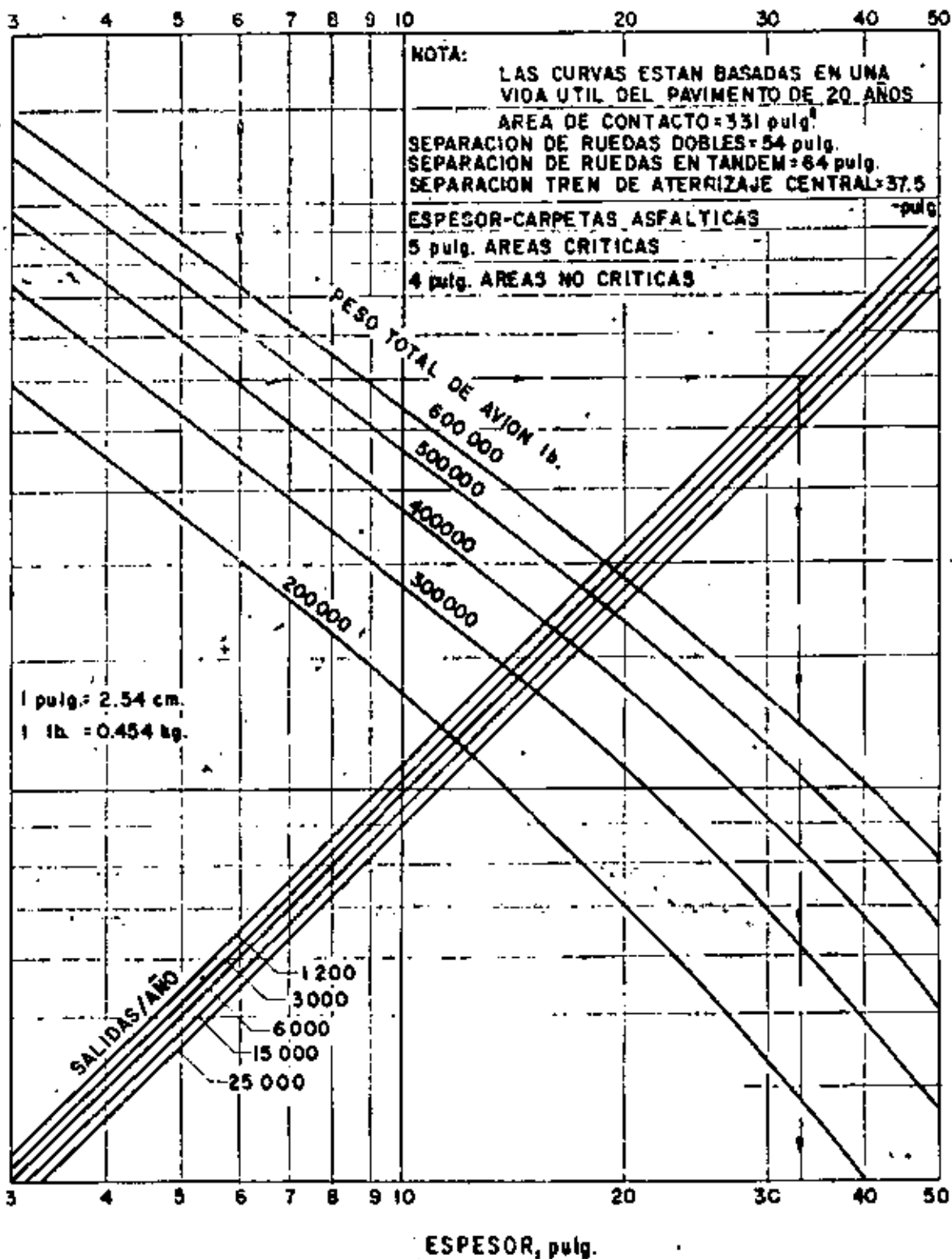


Fig. 49 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

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

(FAA - 1978)

C B R

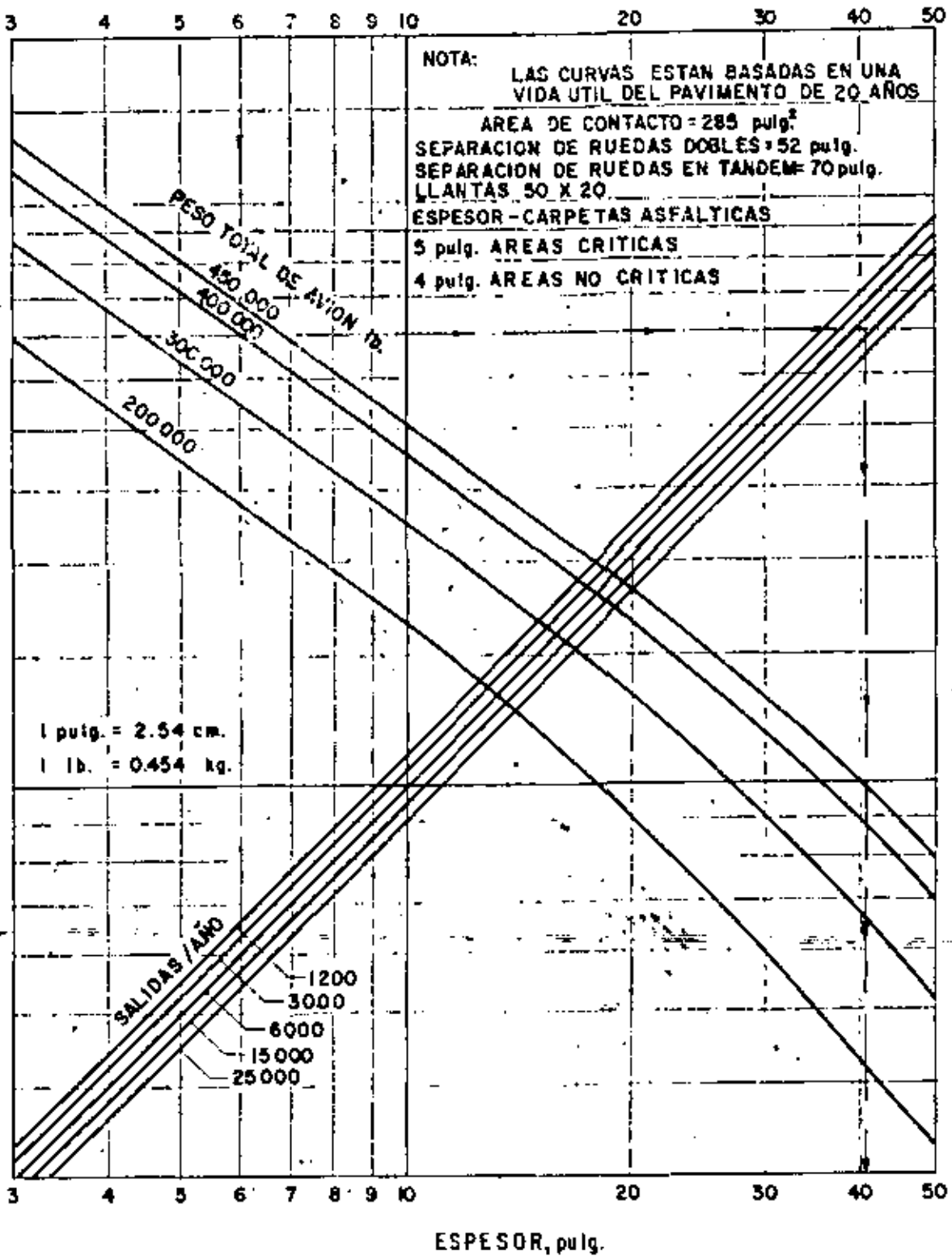


Fig. 50 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVION L-1011-1,100

(FAA -1978)

C B R

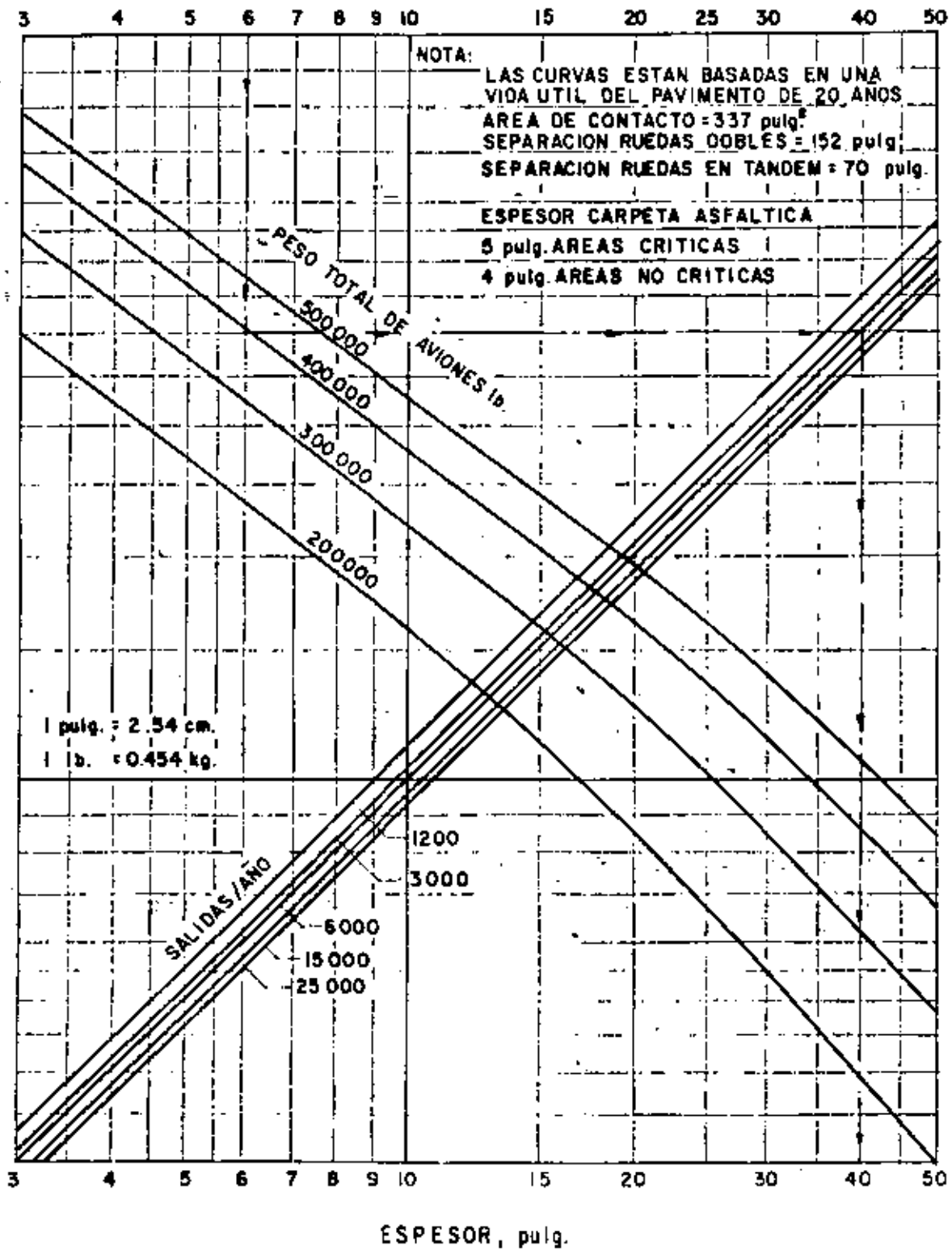


Fig. 51 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA AREAS CRITICAS

AVIONES L-1011 - 100, 200

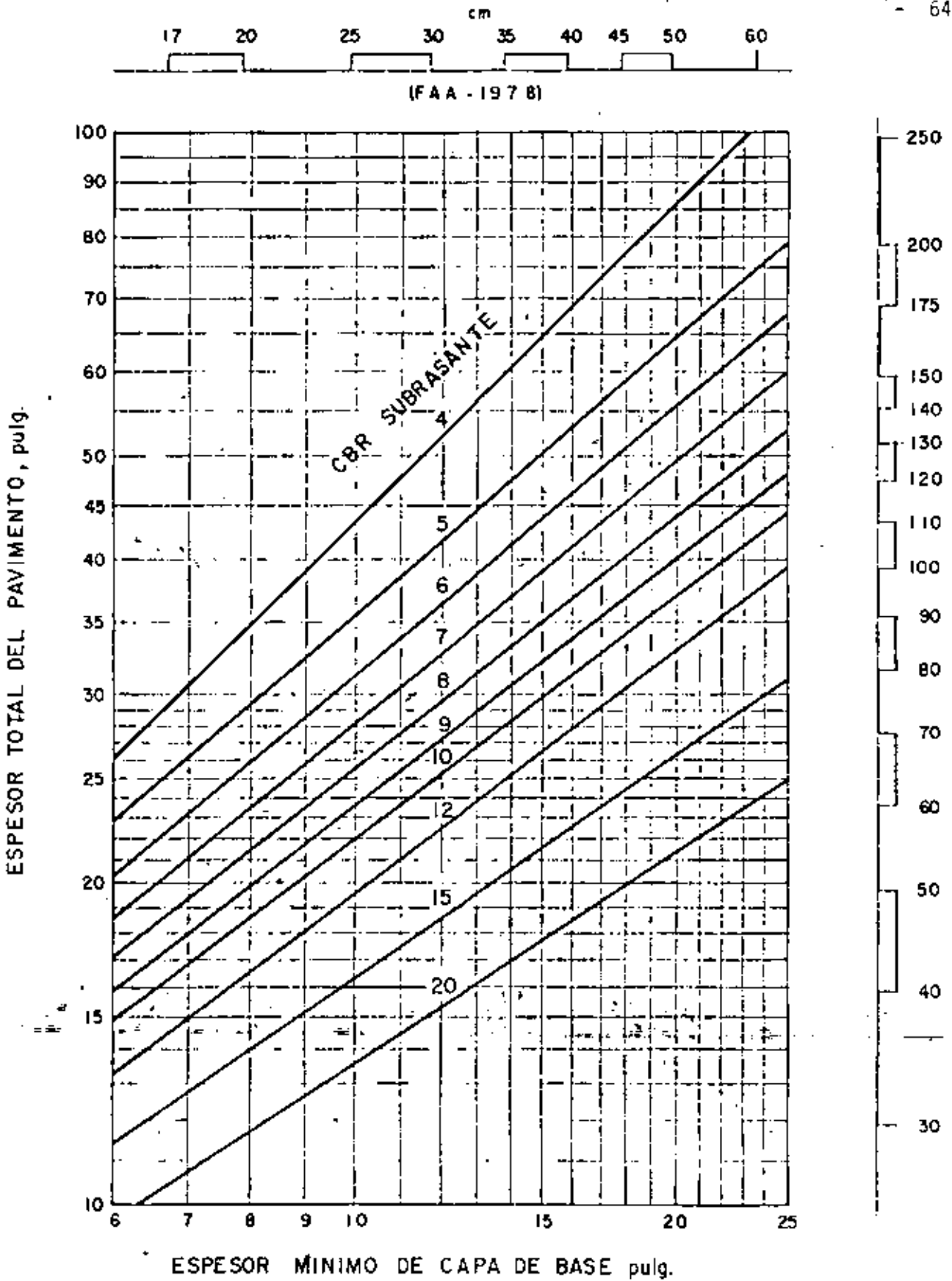
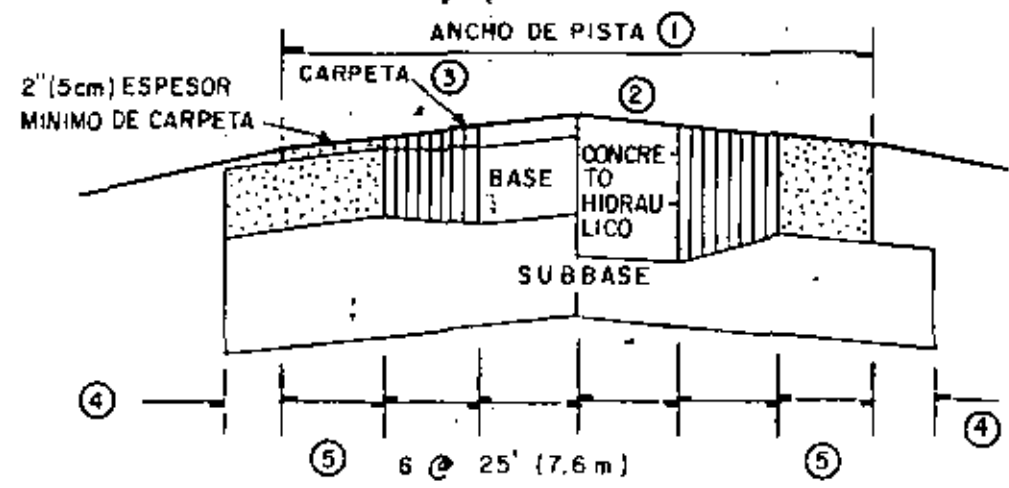
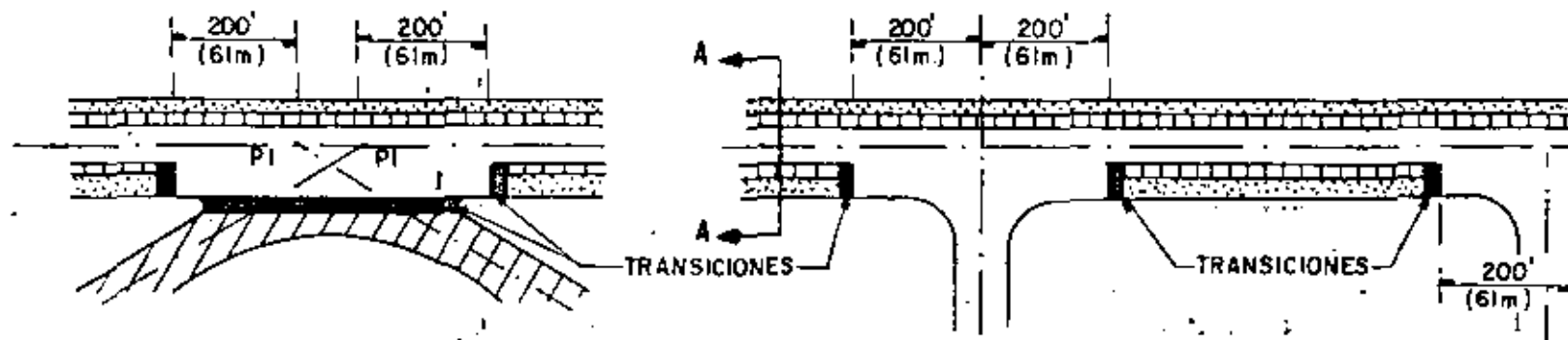


Fig. 52
 REQUERIMIENTOS DE ESPEJOR MÍNIMO DE BASE



NOTAS

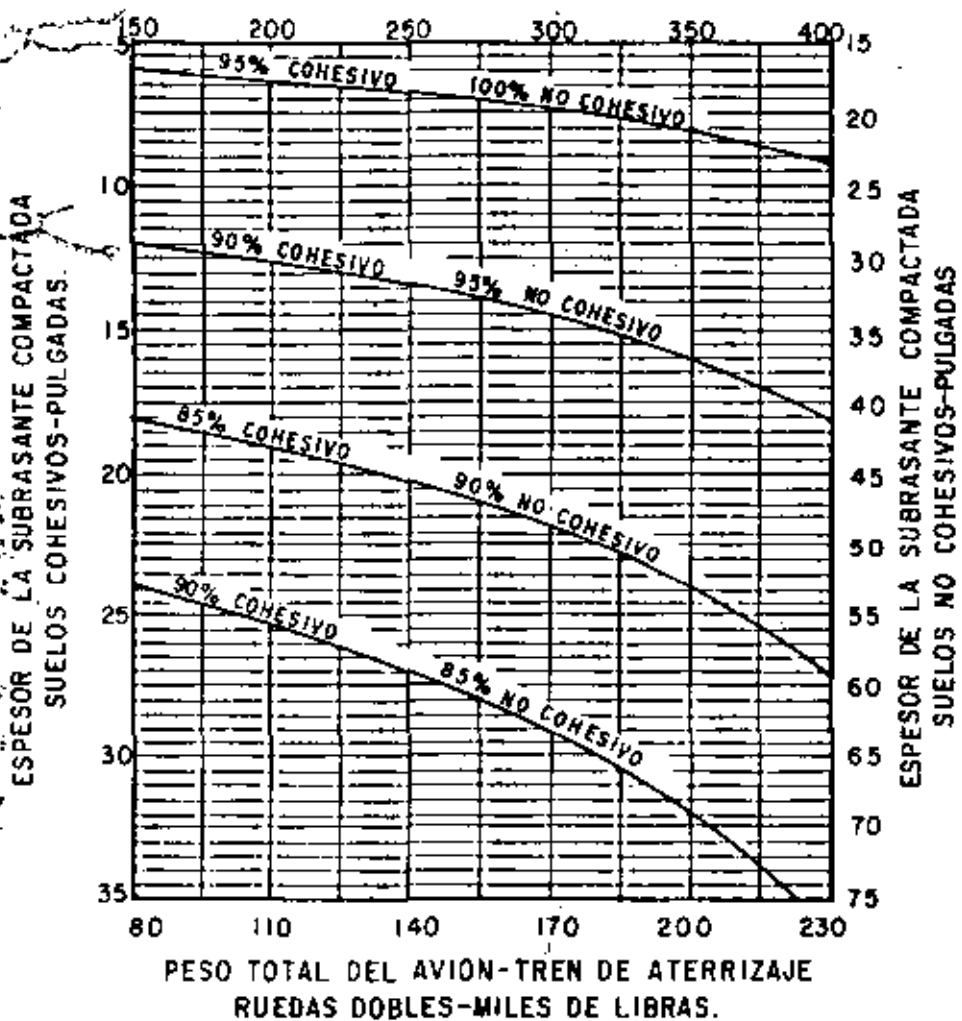
- ① ANCHO DE PISTA DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ② PENDIENTES TRANSVERSALES DE ACUERDO CON LA CIRCULAR DE CONSULTA APLICABLE
- ③ ESPESOR DE CARPETA, BASE DE CONCRETO HIDRAULICO, ETC. COMO ESTA INDICADO EN LA CARTA DE DISEÑO
- ④ MINIMO 12" (30cm) HASTA 30" (90cm) ADMISIBLE
- ⑤ PARA PISTAS DE ANCHO MAYOR QUE 150' (45.7m) ESTA DIMENSION AUMENTARA

SIMBOLOGIA

- ESPESOR = T
- ESPESOR VARIABLE = $T - \frac{1}{3} 0.7 T$
- ESPESOR = 0.9 T
- ESPESOR = 0.7 T

FIG. 53 PLANTAS Y SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE PAVIMENTOS DE PISTAS.
(FAA - 1978)

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



NOTAS:

1. Las curvas muestran espesores bajo la subrasante terminada cuyas densidades pueden ser iguales o mayores al porcentaje indicado de la máxima densidad a humedad óptima como se determinó por la prueba de compactación T-611 de la FAA.
2. Para las áreas de terraplén se debe cumplir con el criterio gráfico excepto que la densidad mínima de los suelos colocados en el terraplén debe ser de 90% para cohesivos y 95% para no cohesivos y para las 9 pulgadas superiores del terraplén debe ser no menor que 95% para suelos cohesivos y 100% para los no cohesivos, de la densidad T-611.
3. La subrasante en áreas de corte presentará las densidades naturales del suelo pudiendo efectuarse lo siguiente: (a) podría ser compactada desde la superficie hasta obtener las densidades requeridas, (b) podría ser removida y remplazada en cuyo caso se deben obtener las densidades mínimas de terraplenes, o (c) cuando la economía y la rasante lo permitan, cubrir con suficiente material seleccionado o de subbase de tal manera que la subrasante sin compactar esté a una profundidad en donde sus densidades sean satisfactorias.
4. Para los suelos expansivos, pueden ser aplicadas densidades reducidas.

NOTA:

1 pulg = 2.54 cm
1 lb = 0.454 kg

Fig. 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:

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

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/añea) 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.

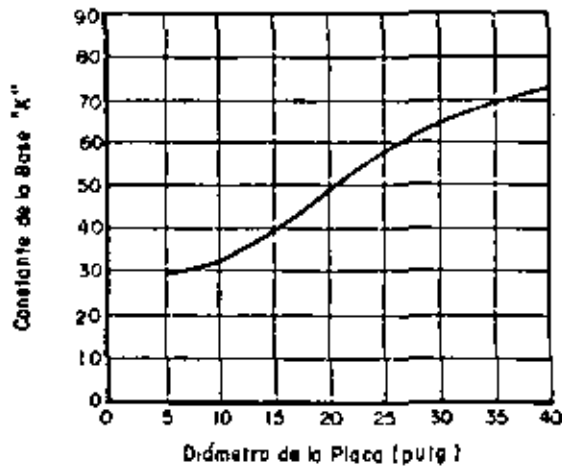


Fig. 55 Influencia del diámetro de la placa en el valor de K para diseño de pavimentos flexibles con la ecuación $T = K \text{ Log } \frac{P}{S}$ (de McLeod 1956).

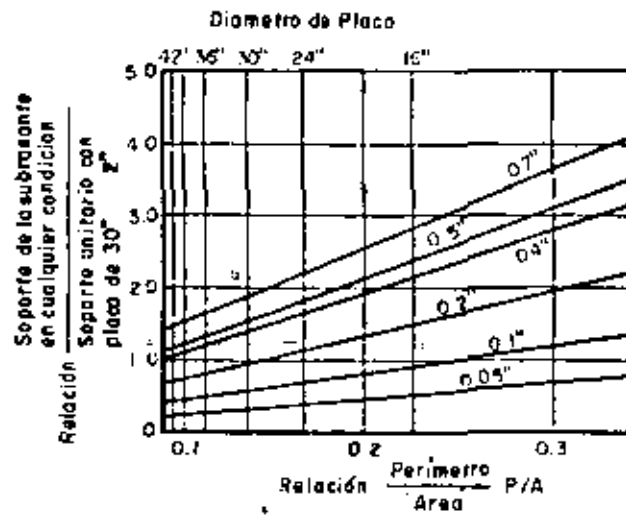


Fig. 56 Relaciones de soporte de la subrasante. (de McLeod 1956)

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

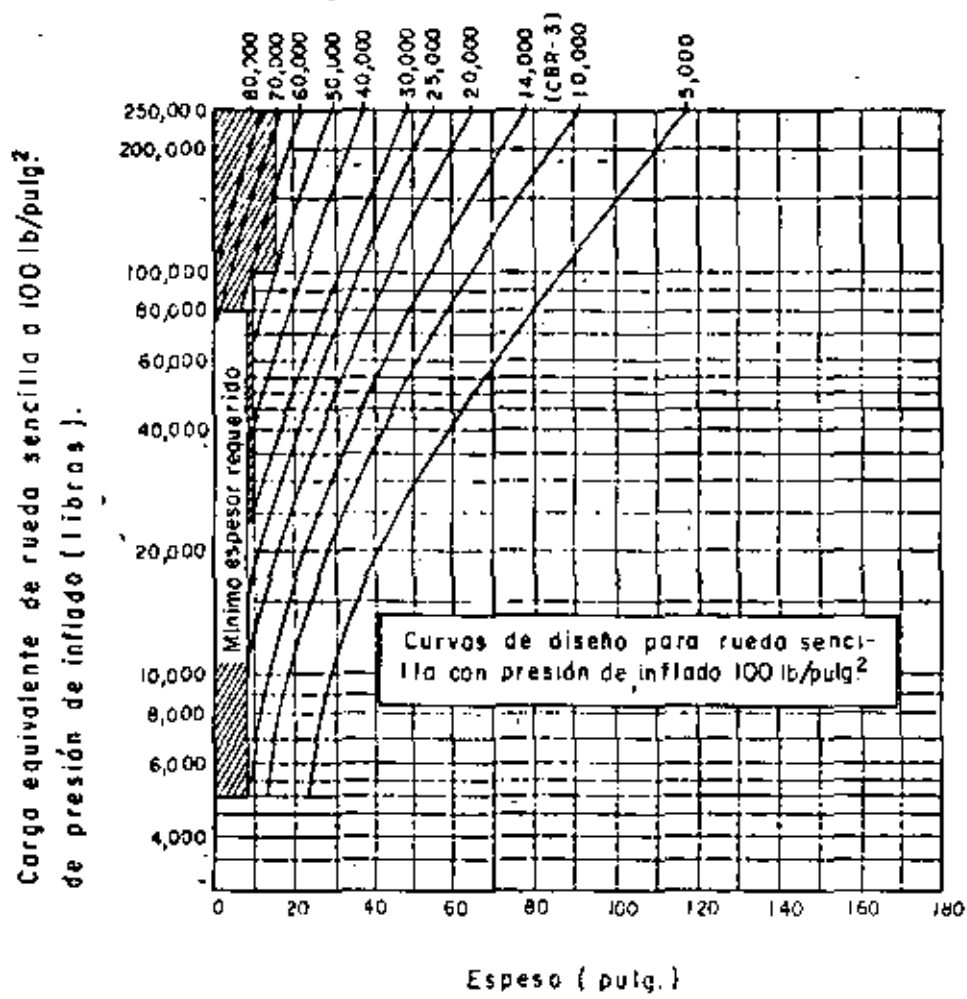


Fig. 57 Carta de diseño de pavimentos flexibles (McLeod 1956).

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.

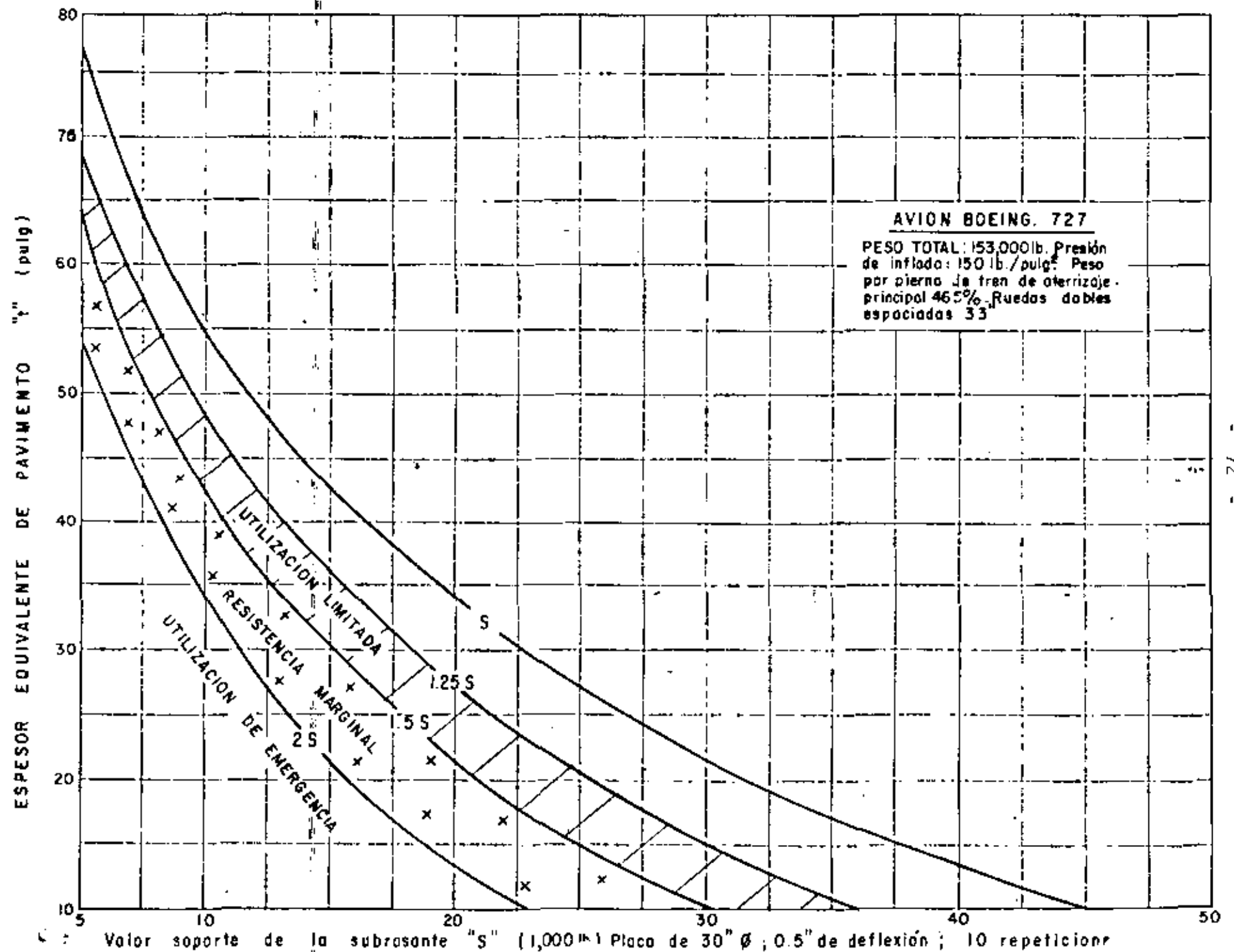


Fig. 58 CARTA DE DISEÑO Y EVALUACIÓN DE PAVIMENTO FLEXIBLES. (Departamento de transporte de Canadá, 1969)

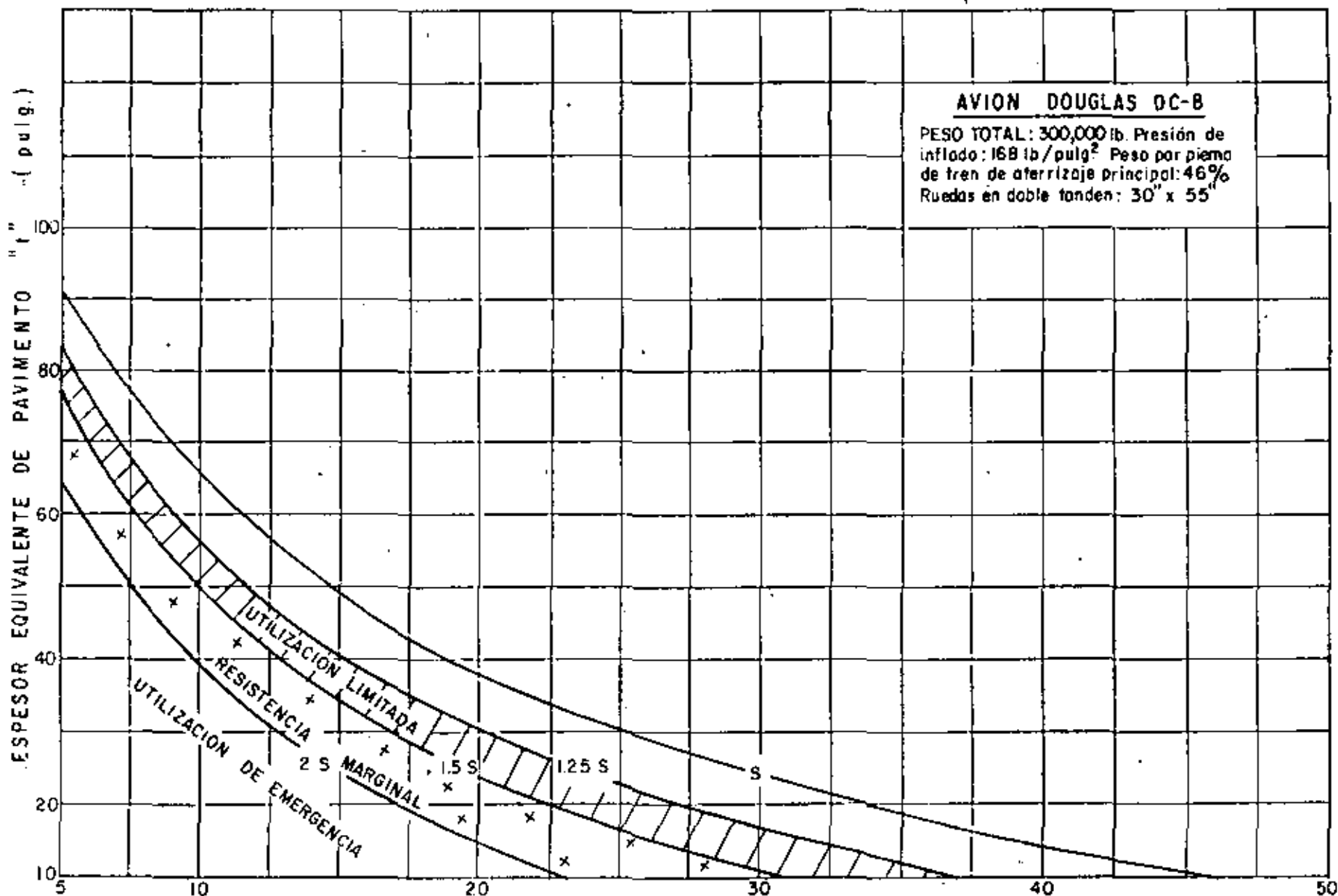


Fig. 59 CARTA DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.
 (Departamento de Transporte de Canadá 1969)

AVION DOUGLAS DC-8

PESO TOTAL: 315,000 lb. Presión de inflado: 168 lb./pulg.² Peso por pierna de tren de aterrizaje principal: 46%. Ruedas en doble tandem: 30" x 55".

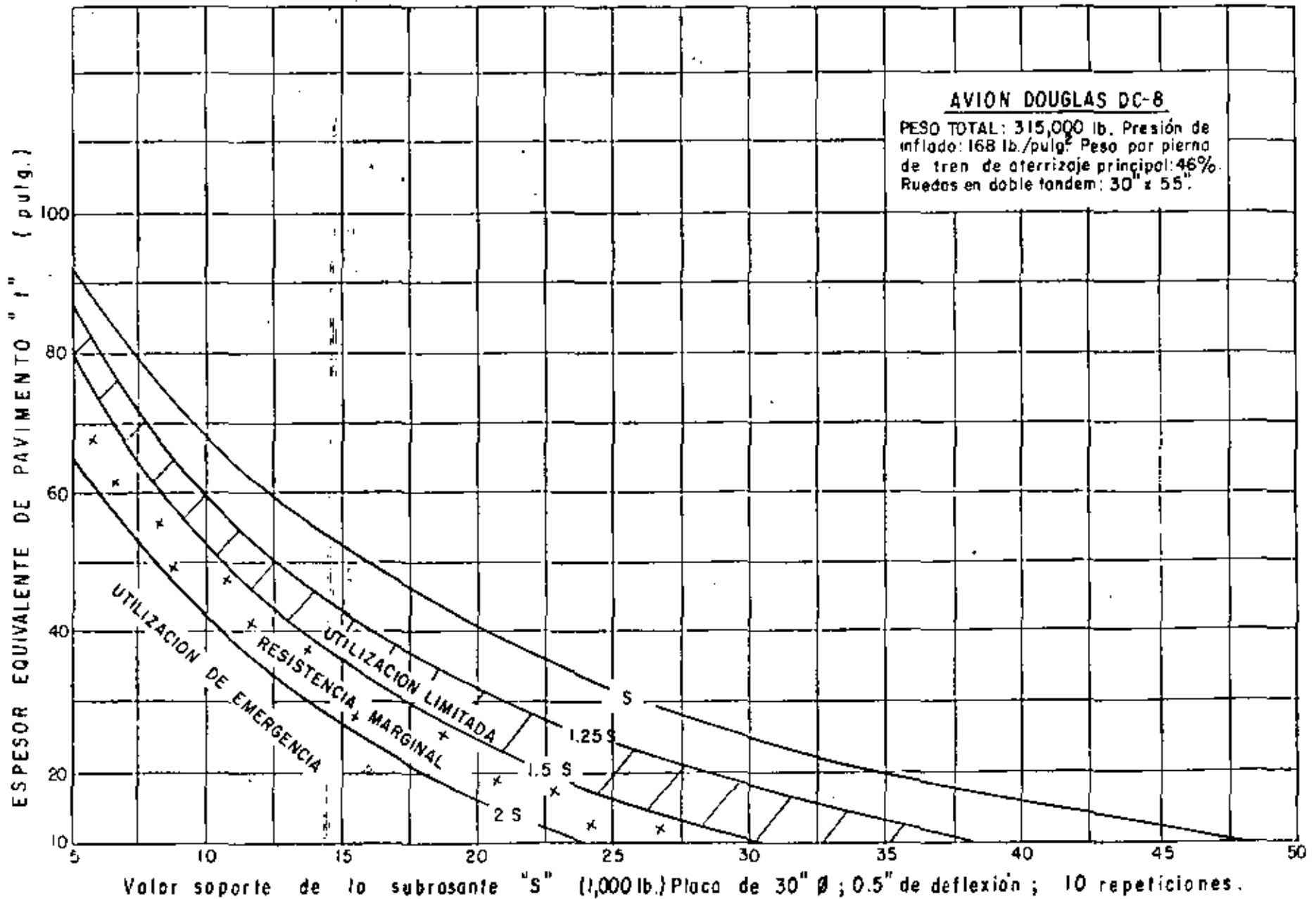


Fig. 60 CARTA DE DISEÑO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES
(Departamento de Transporte de Canadá 1969)

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

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

Tabla 12.
Espesores mínimos recomendados.
(Departamento de Transporte de Canadá. 1969)

Material	Presión de neumáticos del avión de diseño (lb/pulg ²)			
	Menos de 60	Menos de 100	100 a 149	150 a 199
Concreto asfáltico	2 pulg	2.5 pulg	3.5 pulg	4 pulg
Base de grava triturada o roca triturada.	6 pulg	9 pulg	9 pulg	12 pulg

Capacidad soporte de la subrasante (lb/pulg 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	80	90	100	110	120			
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	180	200	220	240			
Módulo de reacción de la subrasante "K" (lb/pulg ³) con placa de 30" de diámetro, a 0.5" de deflexión, a 1 repetición de carga.	0	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650		
* C B R insitu (no saturado)	0	2	3	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
* Penetrómetro Housel. Nº de golpes para 5" de penetración.	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	

* Valor promedio a una profundidad de 2 pies de la subrasante.

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

(Departamento de Transporte de Canadá - 1969)

CARGA EN PLACA DE 30" \emptyset (1000lb)
A 0.5 DEFLEXION - 10 REPETICIONES

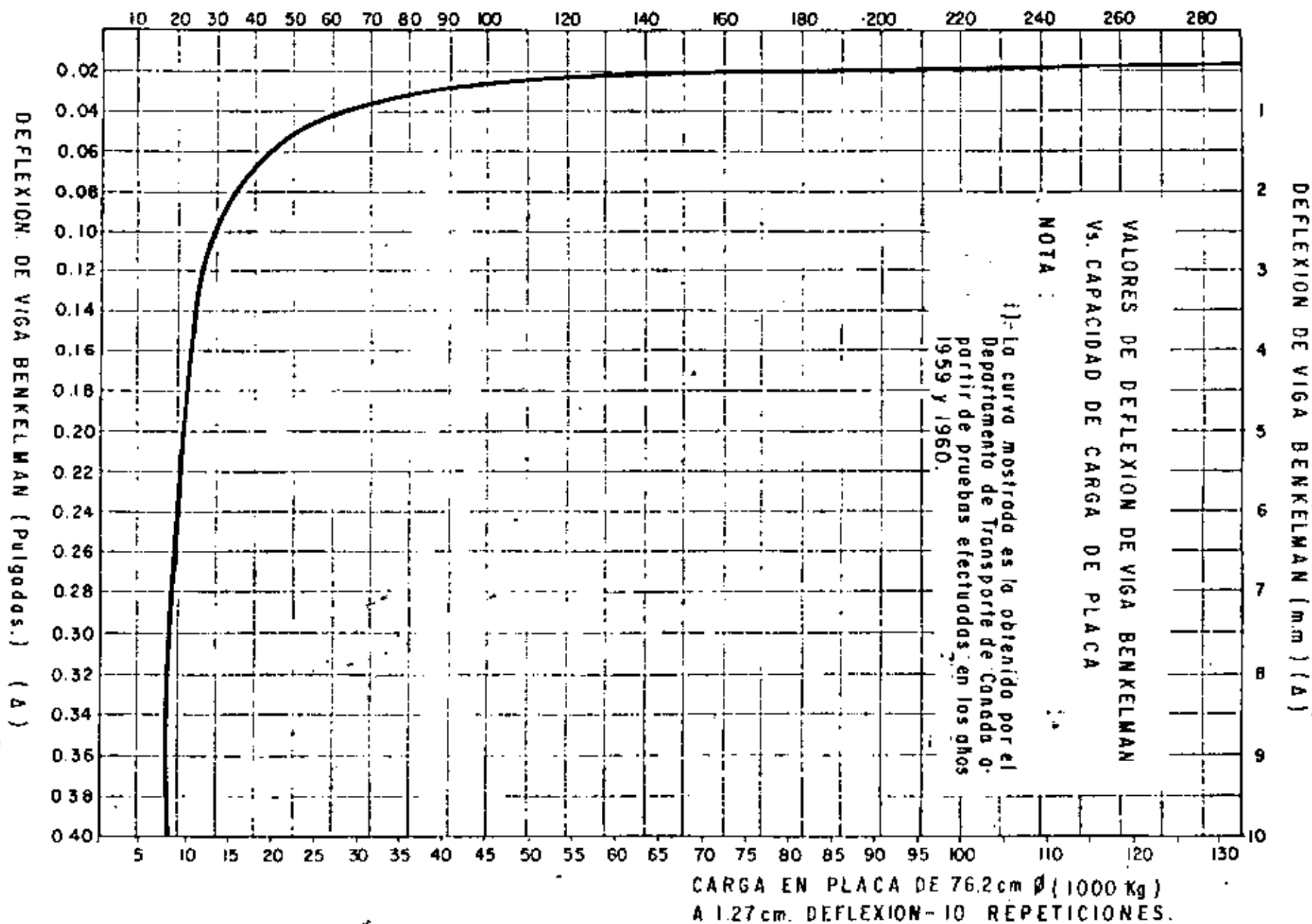


Fig. 62

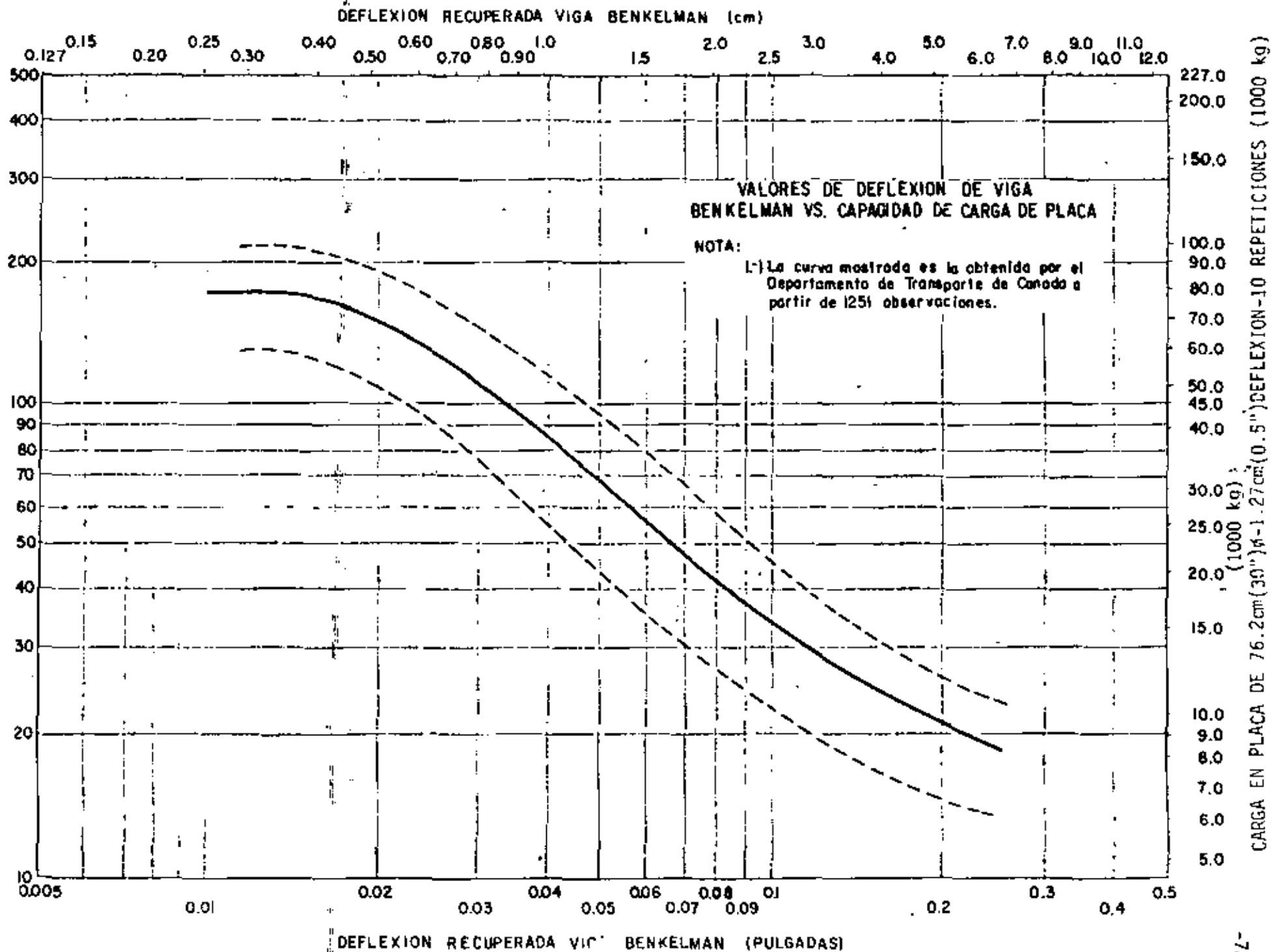


Fig. 63

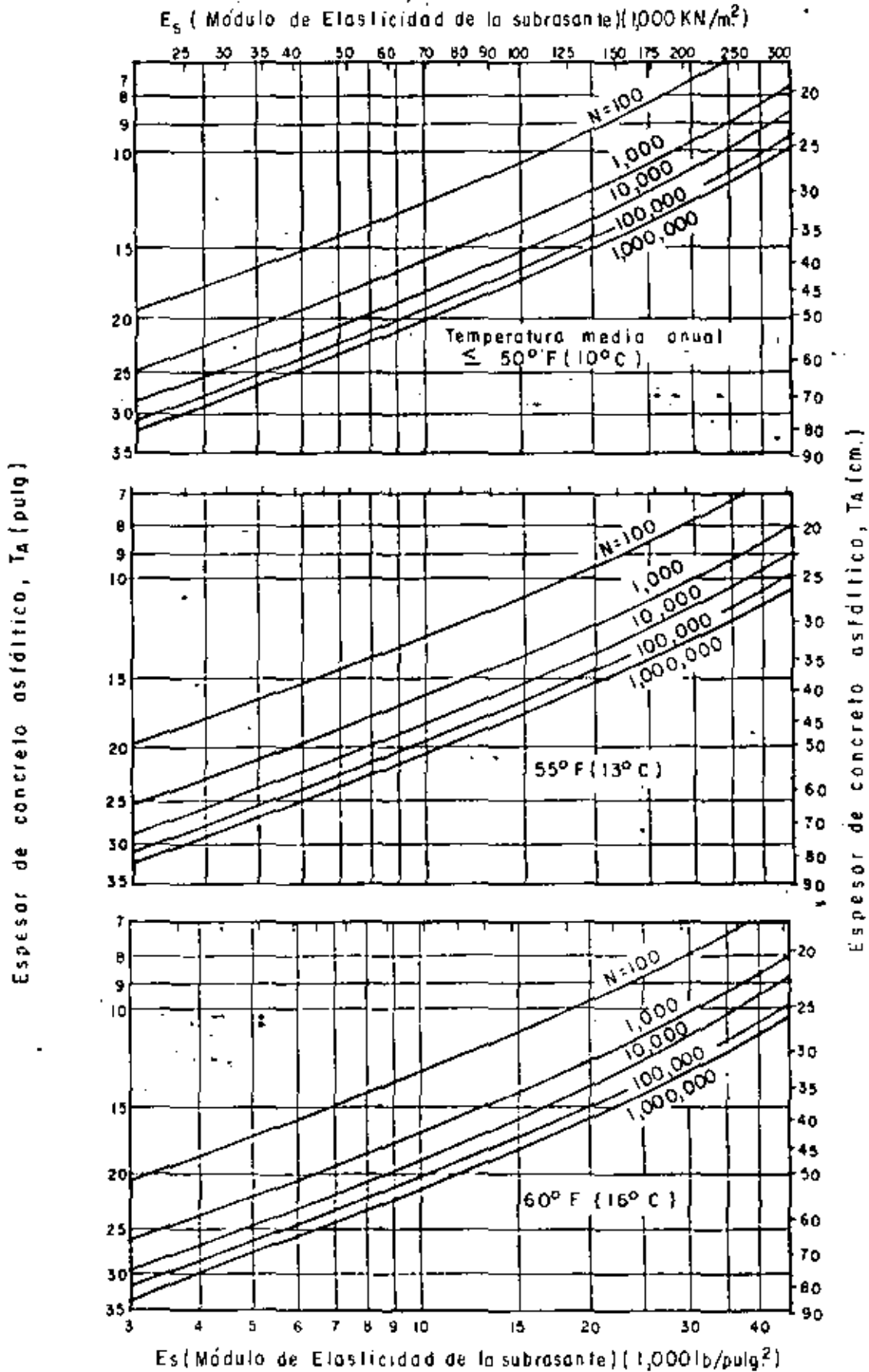
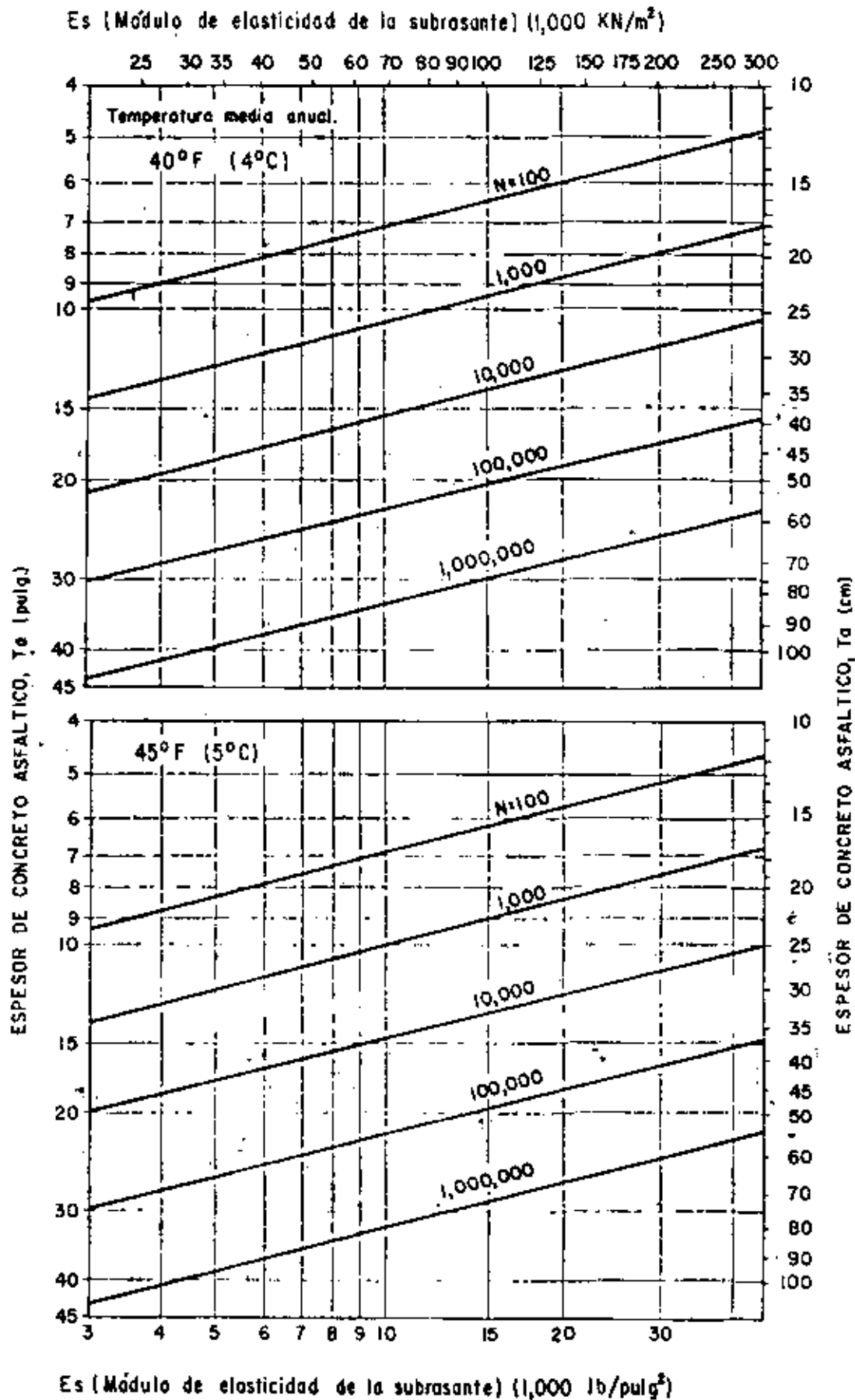
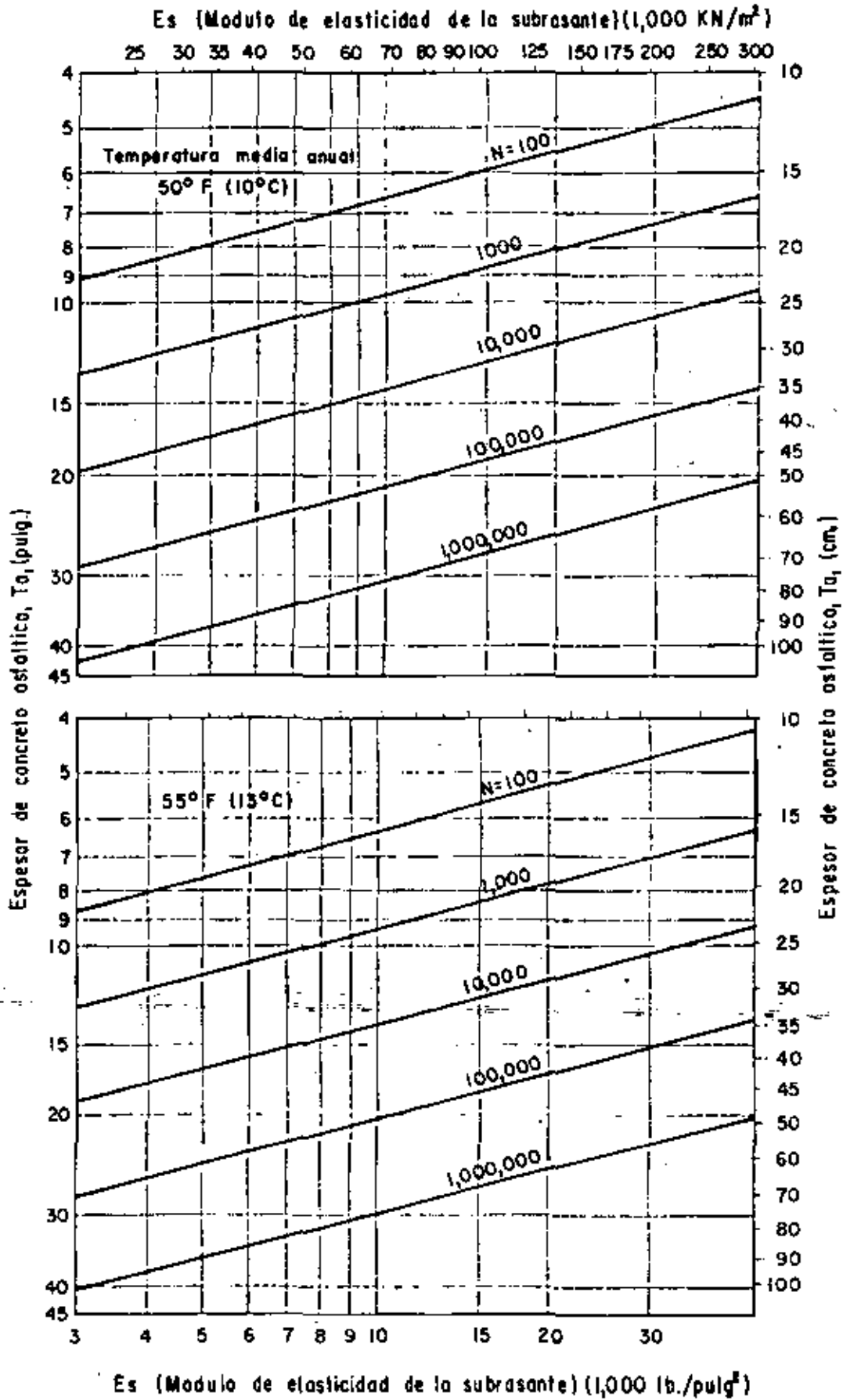


Fig. 64 ESPESOR DE PAVIMENTO PARA LIMITAR EL ESFUERZO VERTICAL POR COMPRESION EN LA SUBRASANTE, etc, BAJO REPETICIONES DE CARGA DE DC-8-63F PARA DIFERENTES AMBIENTES.



ESPESOR DE PAVIMENTO PARA LIMITAR EL ESFUERZO HORIZONTAL POR TENSION EN EL CONCRETO ASFALTICO, E1, BAJO REPETICIONES DE CARGA DE DC-8-63F PARA DIFERENTES AMBIENTES.



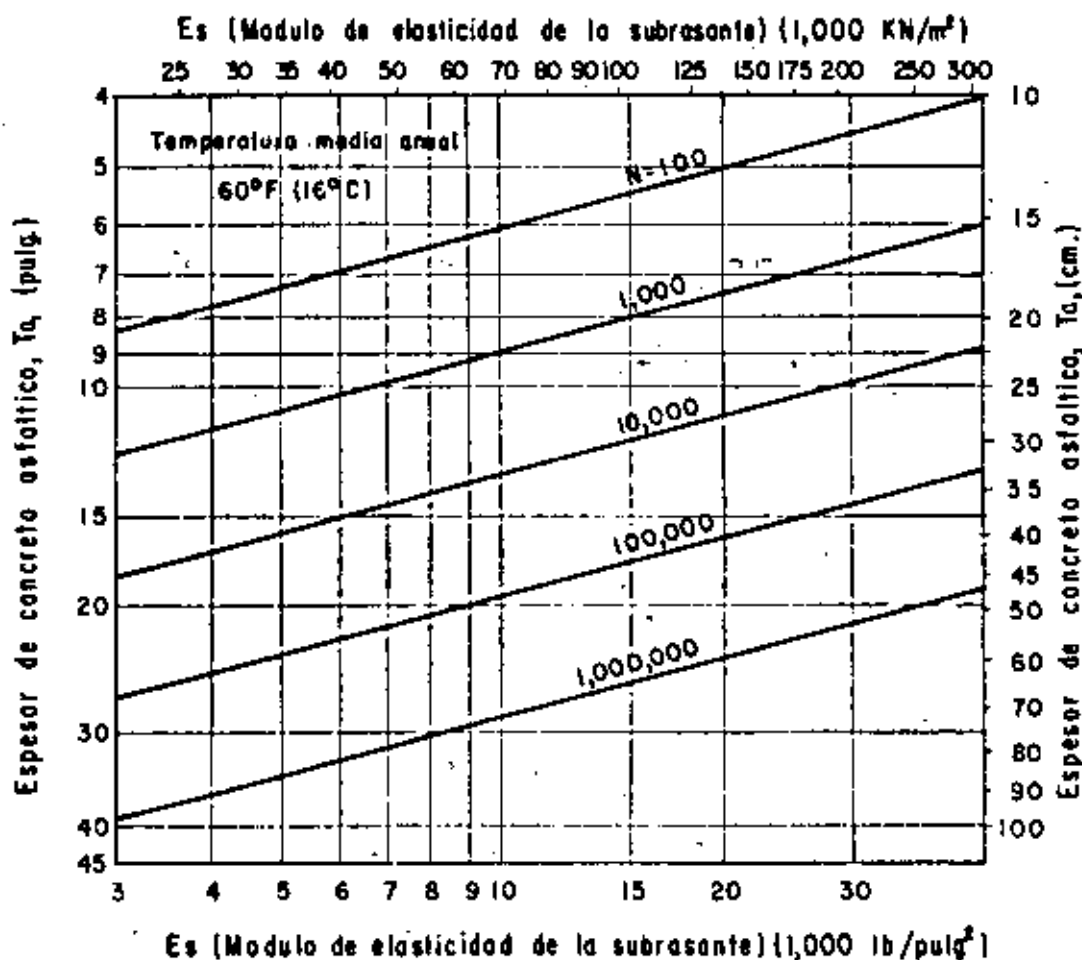


Fig. 65 (Continuación) Criterio et

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.

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

Esencialmente el procedimiento de diseño consiste en determinar:

- El volumen de tráfico admisible, N_a , que es el número de repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63-F que una capa de concreto asfáltico de espesor especificado puede soportar apoyado en una subrasante con un determinado módulo de elasticidad y en determinadas condiciones ambientales del lugar.
- El tráfico previsto, N_p , que es el número de repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63-F, basado en las proyecciones de tráfico de aviones, que se espera ocurre durante la vida de diseño del pavimento.
- El espesor de concreto asfáltico, T_a , requerido para satisfacer el criterio de esfuerzos para los parámetros de proyecto establecidos. El espesor se determina por medio de una solución gráfica simultánea de N_a y N_p como se indica en la fig. 68. La zonificación de espesores de pavimento de un aeropuerto en función del espesor T_a se indica en las figs. 69 y 70.

Las figs. 71 a 74 muestran algunas de las gráficas de equivalencia que presenta el Instituto del Asfalto para transformar el número de movimientos de cada avión a número de movimientos equivalentes de DC-8-63-F.

III.-ESFUERZOS EN LOS PAVIMENTOS RIGIDOS

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

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

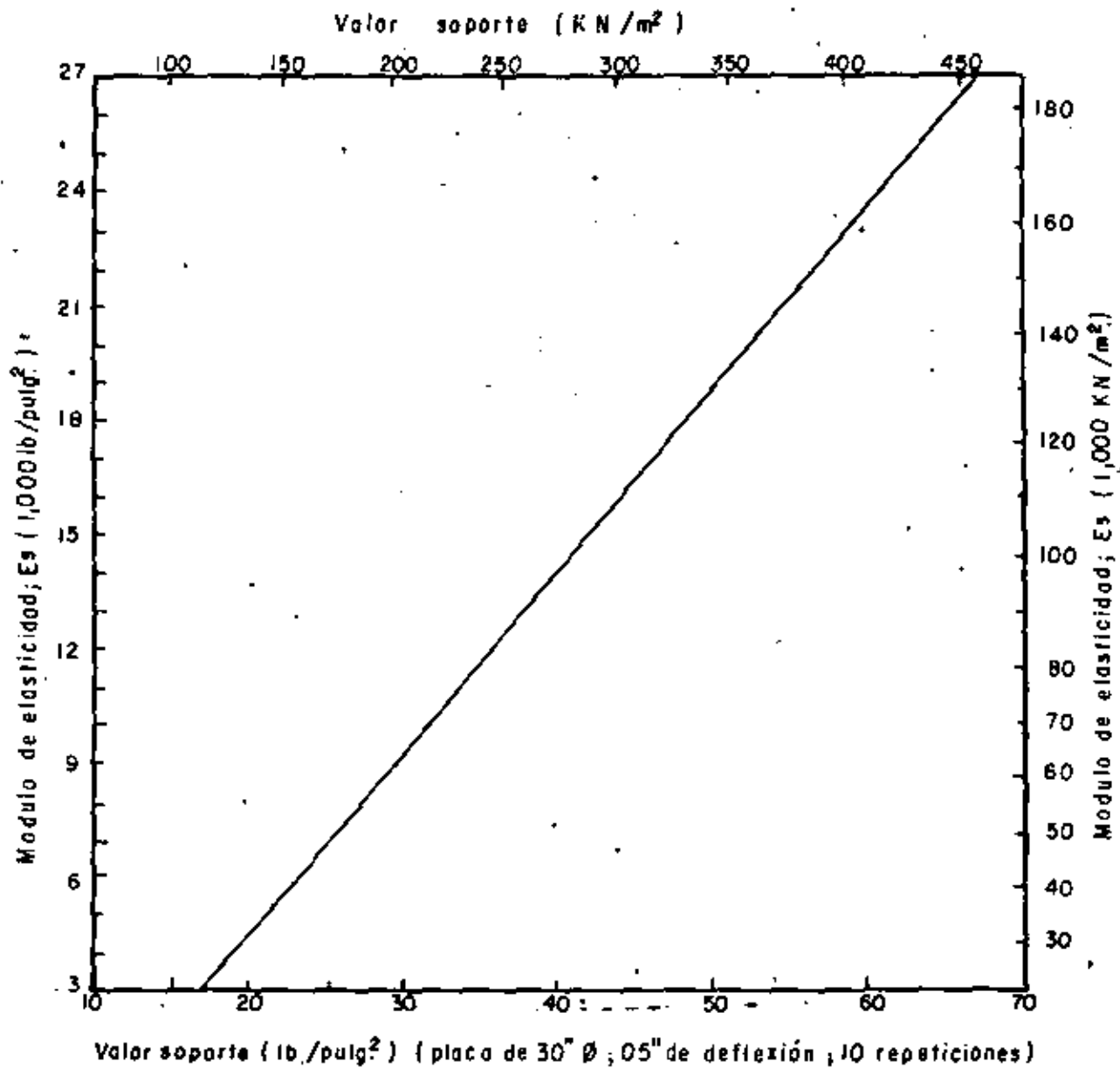


Fig. 66 Relación aproximada entre el valor soporte de placa y el módulo de elasticidad, E_s .

(Instituto del asfalto)

Tabla 13

Clasificación 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:

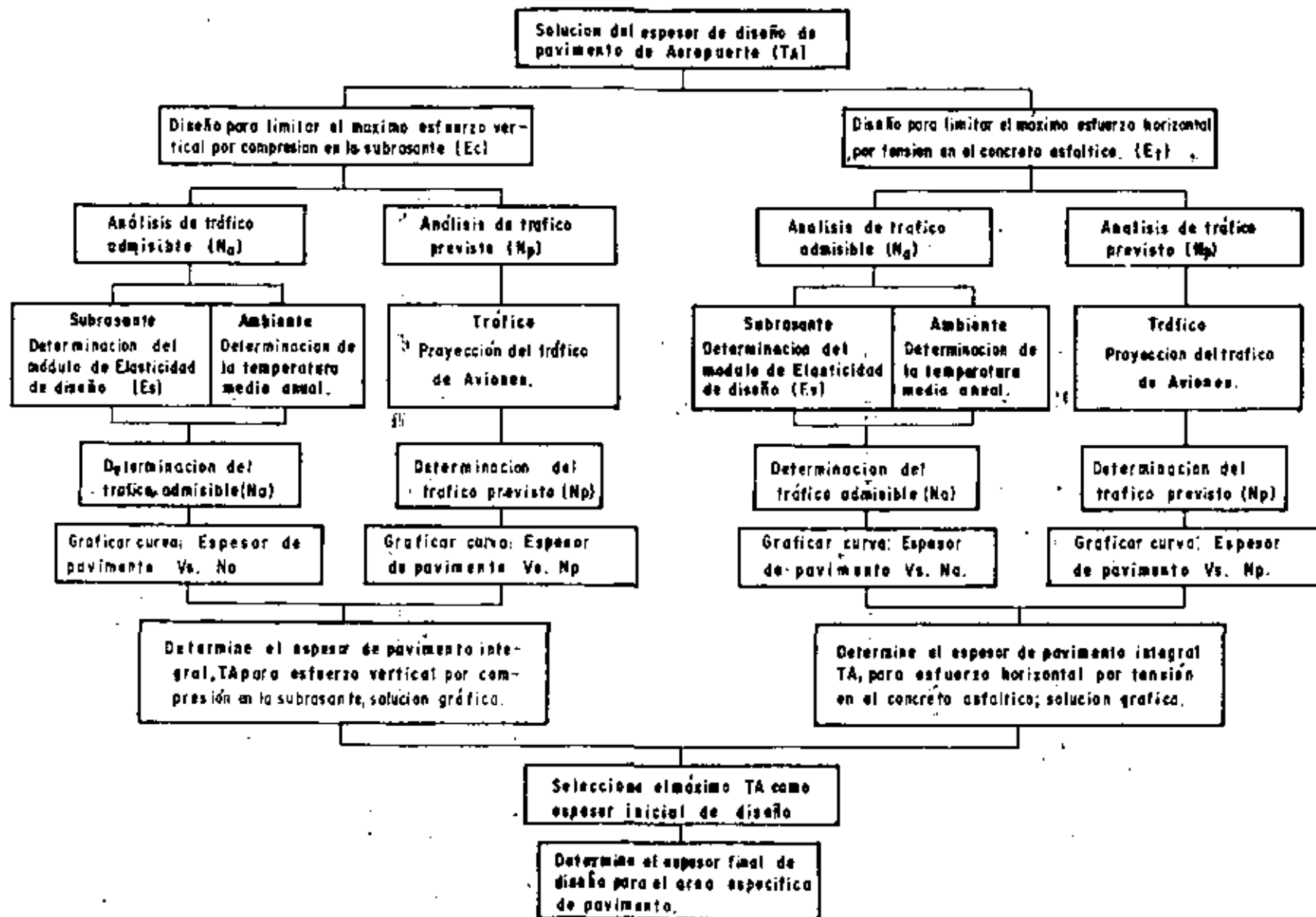
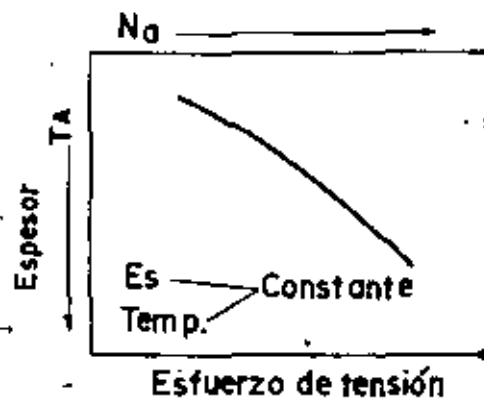
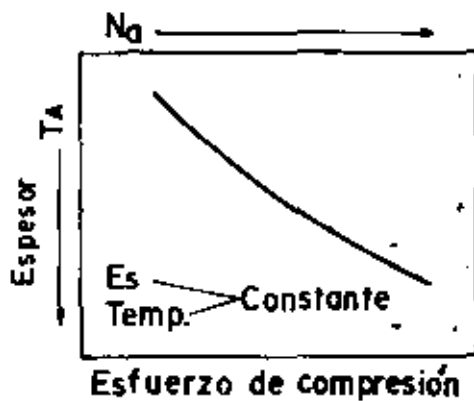
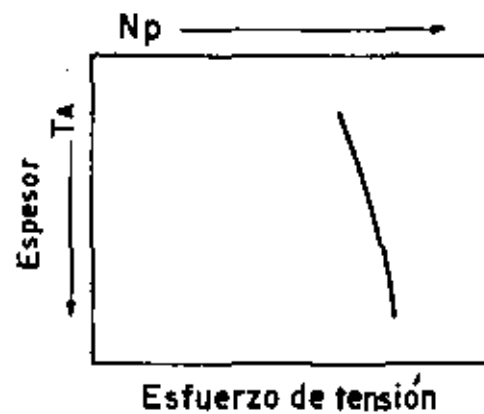
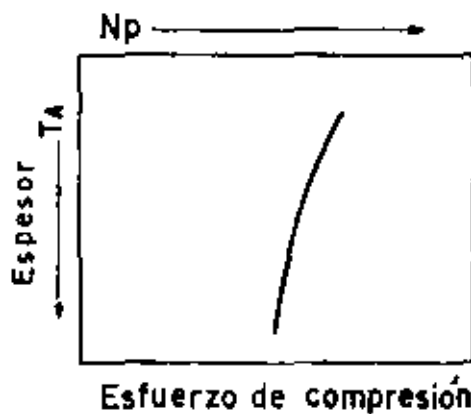


Fig. 67 Diagrama de flujo para diseño de pavimentos de Aeropuertos (Instituto del Asfalto 1973)

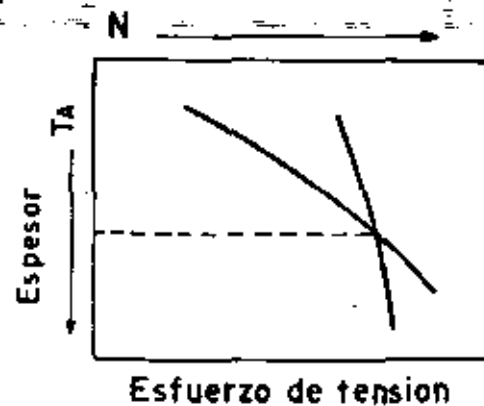
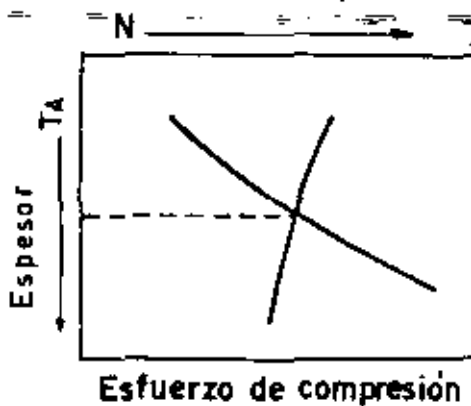
Análisis de tráfico admisible
Repeticiones admisibles de esfuerzos equivalentes de DC-8-63 F.



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)

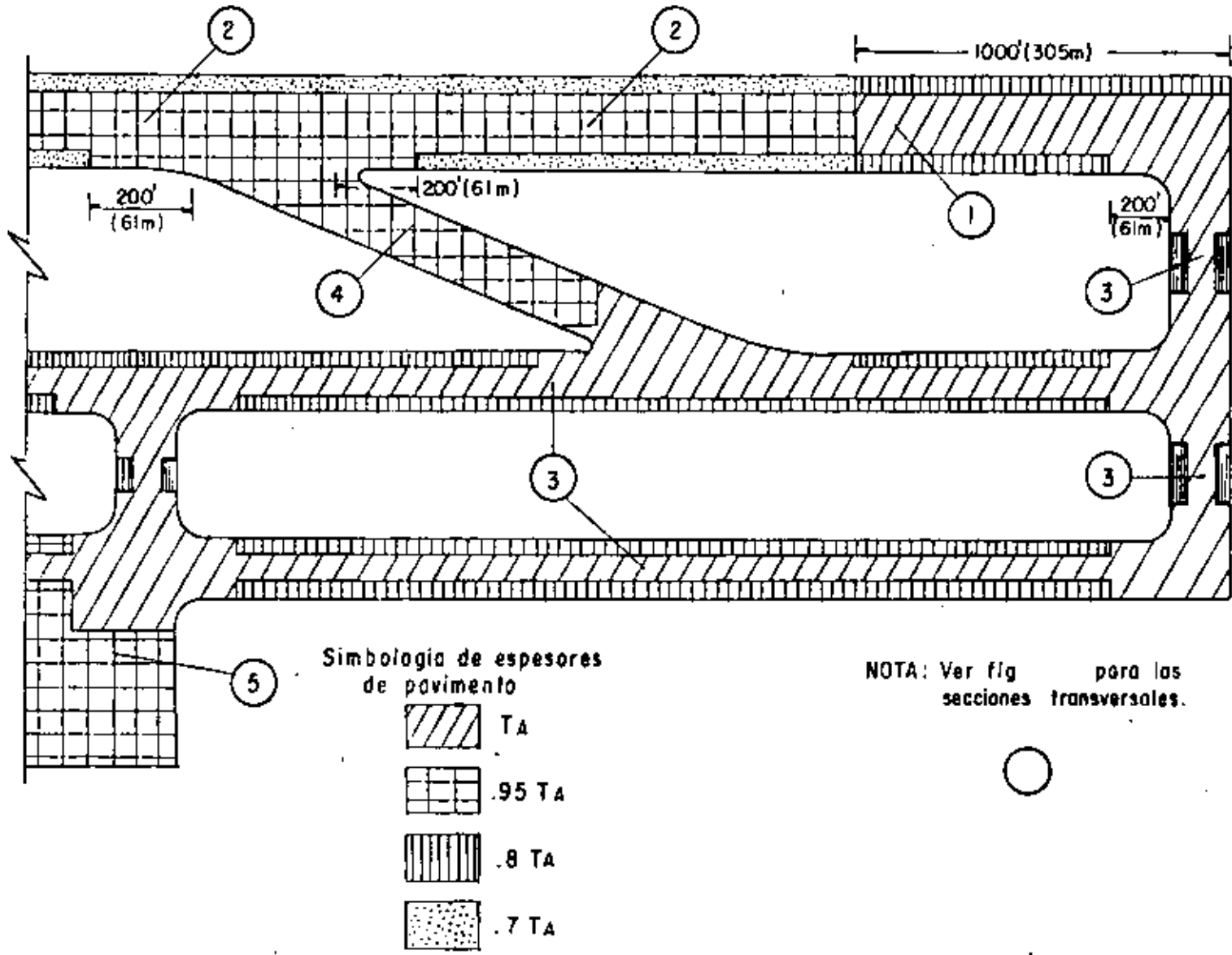


FIG. 69 ZONIFICACION DE ESPESORES DE PAVIMENTO. (Instituto del Asfalto 1973)

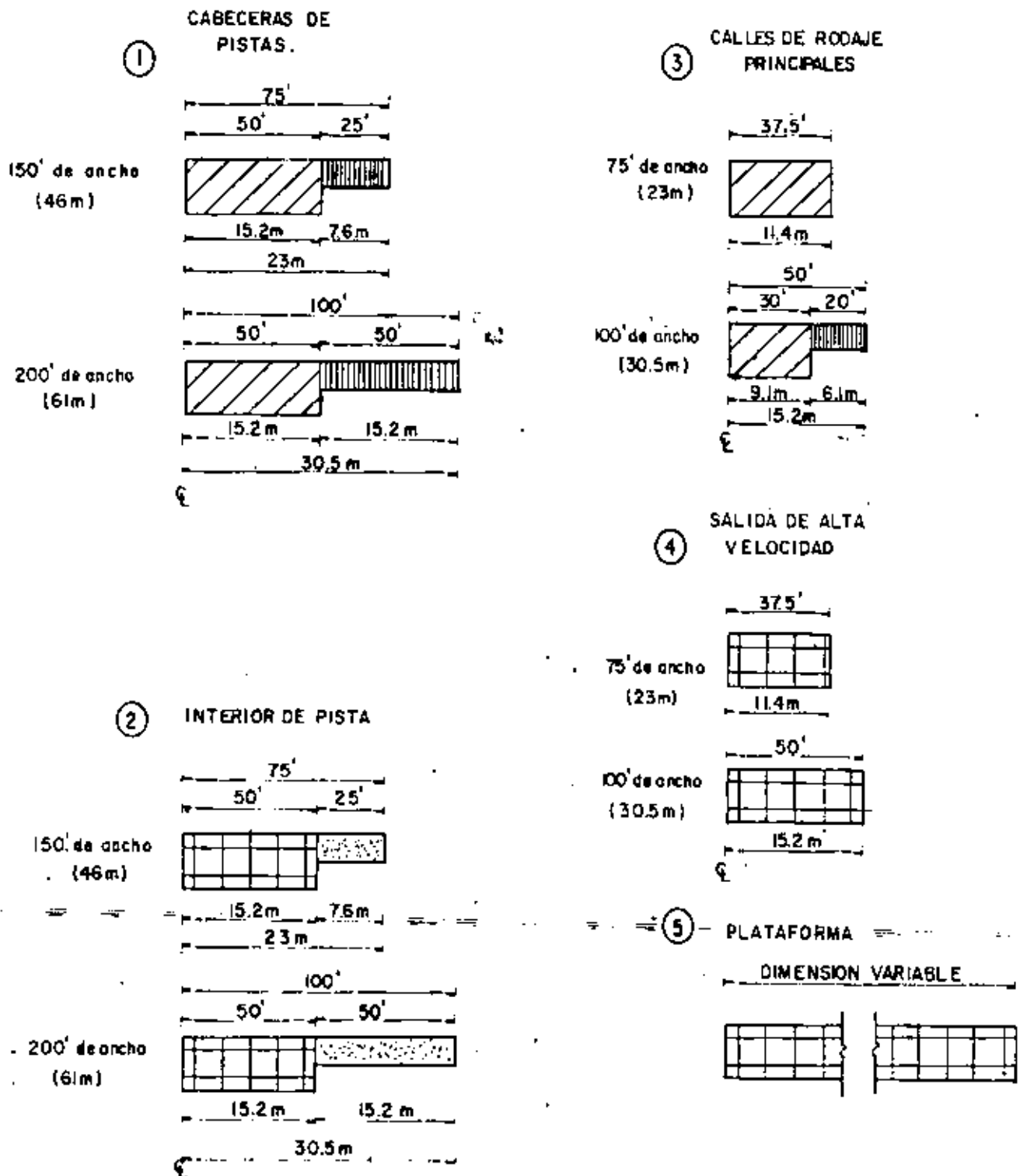


Fig. 70 SECCIONES TRANSVERSALES DE PAVIMENTO. Instituto del Asfalto 1973)

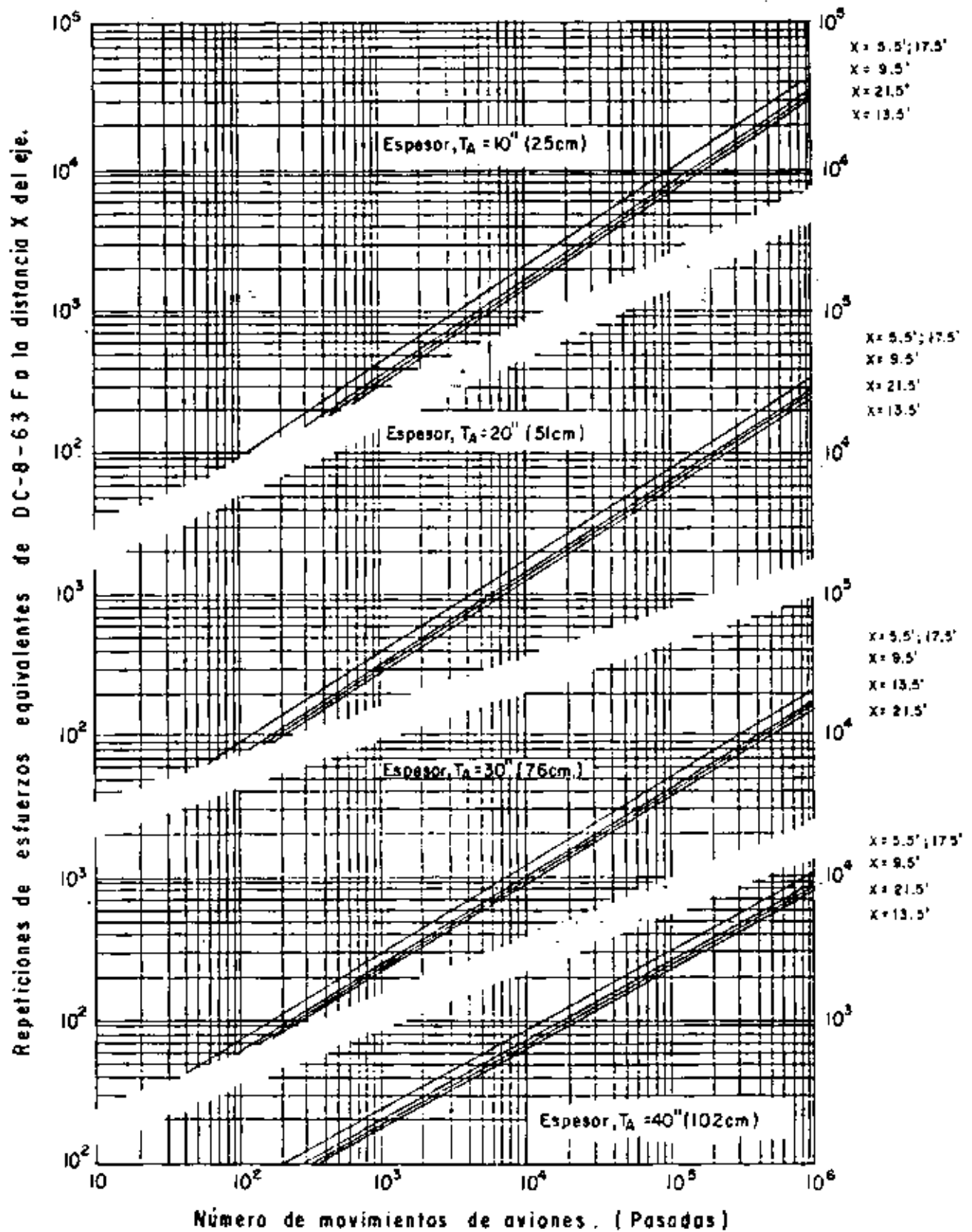


FIG. 71 GRAFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-747.
CRITERIO DE ESFUERZOS: c_c (Instituto del Asfalto 1973)

Repeticiones de esfuerzos equivalentes de DC-8-63-F o la distancia "X" del eje.

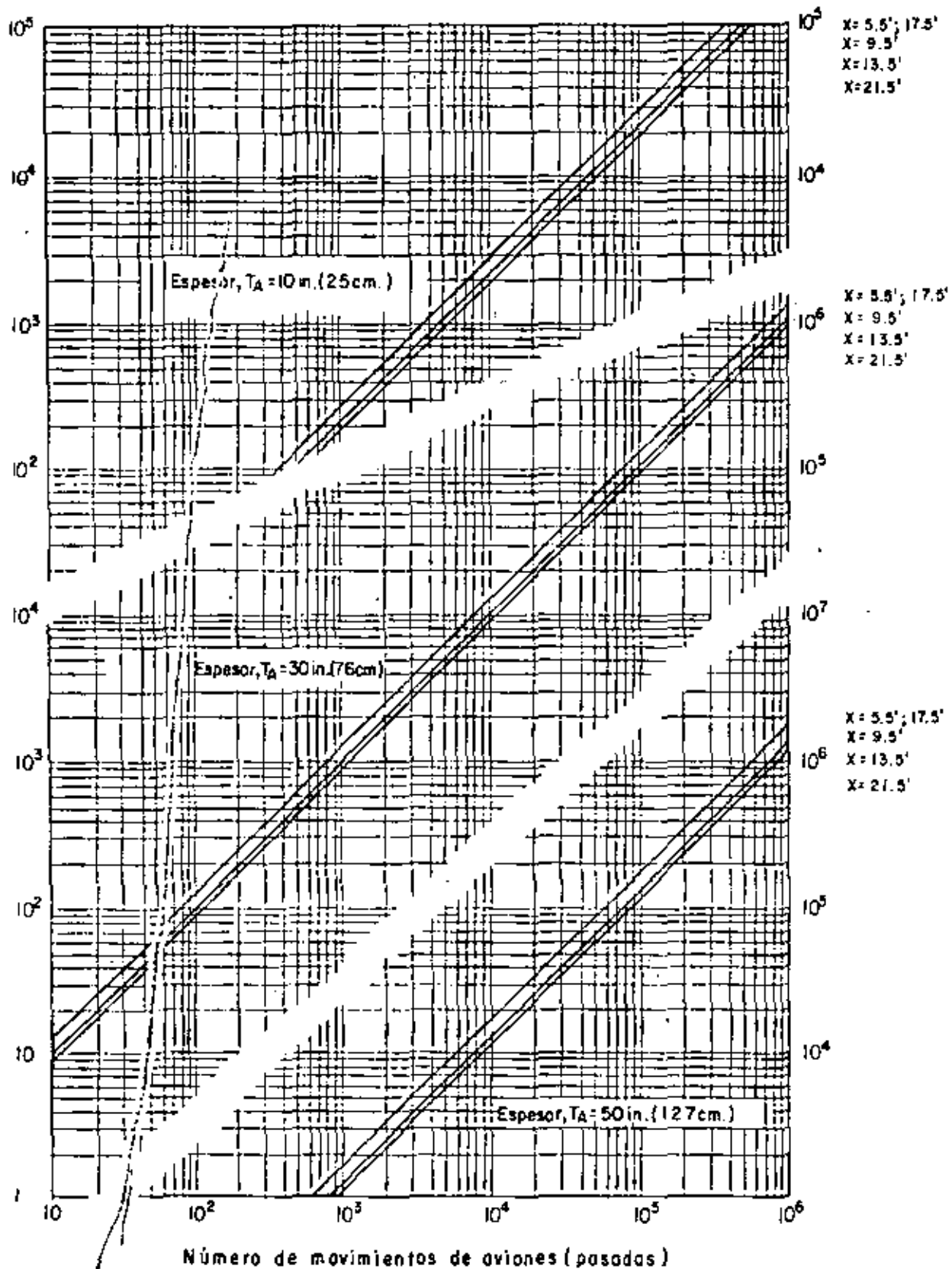


FIG. 73 RAFIGA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-747 CRITERIO DE ESFUERZOS ϵ_t (Instituto del Asfalto 1973)

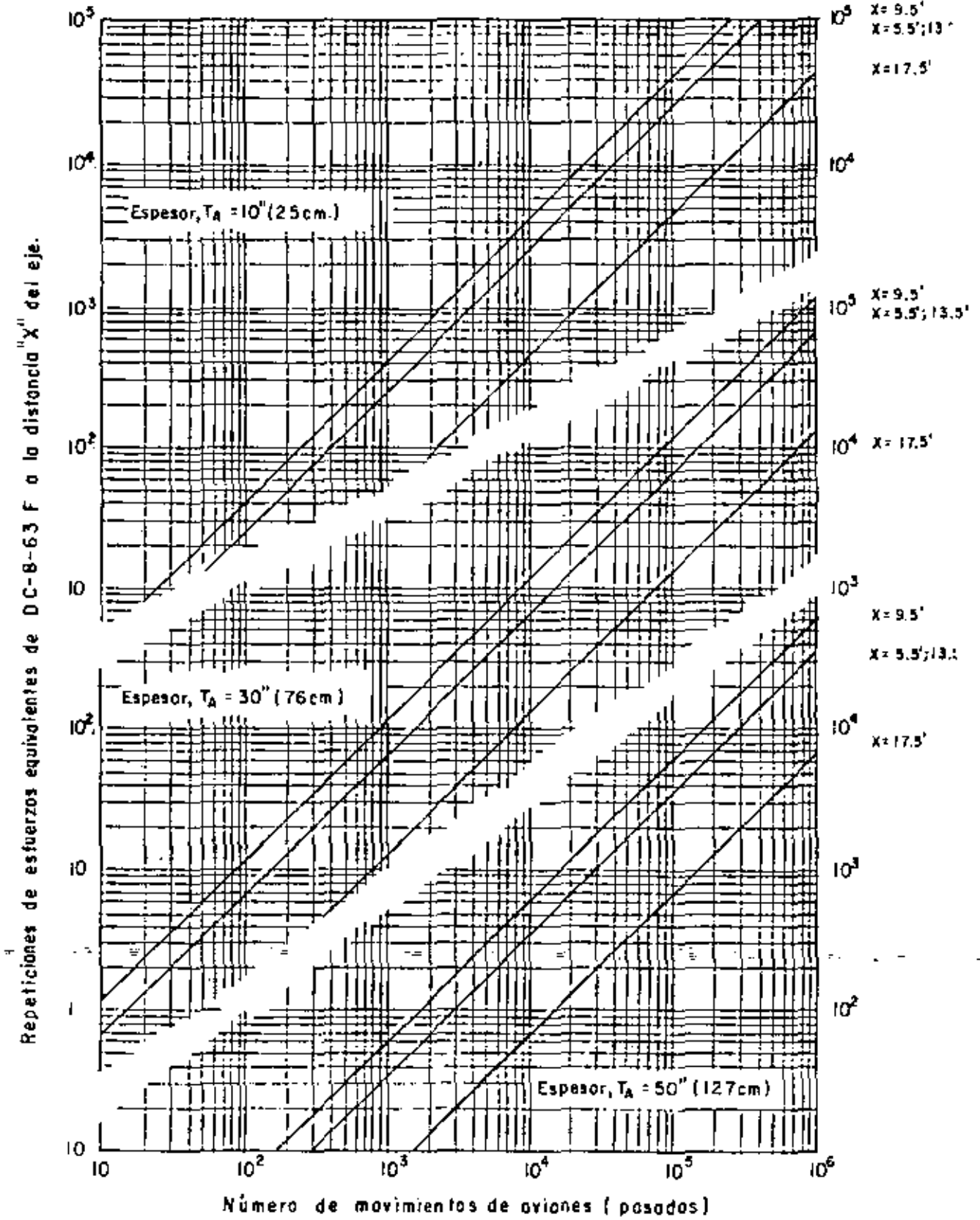


FIG. 74 GRAFICA DE EQUIVALENCIA. AVION: B-727-200.
CRITERIO DE ESFUERZOS ϵ_t (Instituto del Asfalto 1973)

$$p = Kz$$

donde:

p = reacción de la carga de apoyo

z = deflexión

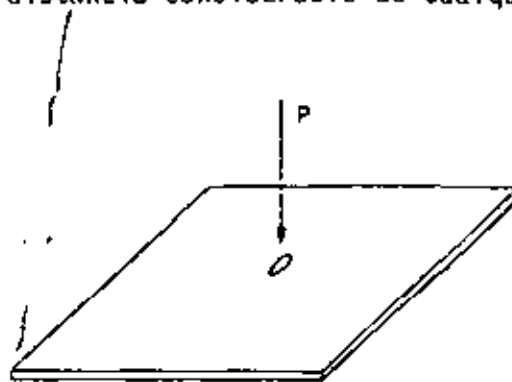
k = constante del suelo conocida como "modulo de reacción"

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.



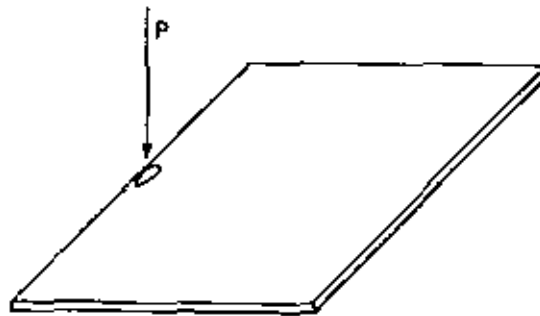
La carga total se distribuye uniformemente en un área elíptica definida por la ecuación:

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

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:

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

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:



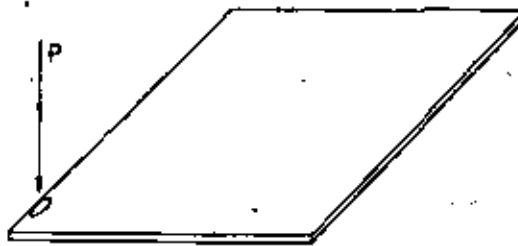
dicha área está definida por la ecuación:

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

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:

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

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



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

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

en donde:

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

a, b = Semiejes de la elipse que representa la huella de una llanta. Si la carga está aplicada cerca de la orilla o junta, "a" es el semieje paralelo a 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).

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

k = Módulo de reacción (lb/pulg³).

= 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:

$$\sigma_y = \sigma_o \left[1 - \frac{2 \cos \lambda \cos h \cdot \lambda}{\operatorname{sen}^2 \lambda \operatorname{sen} h \cdot 2 \lambda} \left\{ (\tan \lambda + \tan h \cdot \lambda) \cos \frac{y}{\lambda \sqrt{2}} + (\tan \lambda - \tan h \cdot \lambda) \operatorname{sen} \frac{y}{\lambda \sqrt{2}} \right\} \right]$$

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

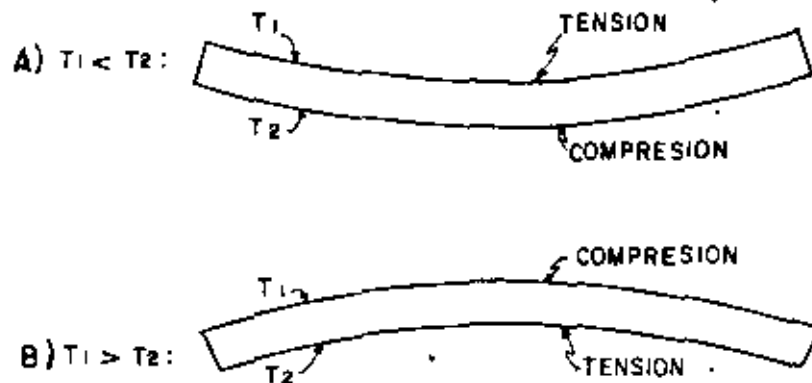


Fig. 75. Alabeo de losas.

En México se han efectuado mediciones sobre alabeo en los aeropuertos de Guadalajara, Monterrey, Mexicali y Cancún, en todos ellos se observó que el sol calentaba durante la mañana la superficie superior de la losa, haciendo que se dilatara más que la inferior, por lo que la losa se deformaba bajando las esquinas con relación al centro (Fig. 75-B). Durante la tarde y la noche se producía el movimiento inverso. Midiendo al mismo tiempo y a través de orificios perforados en las losas, los movimientos de las esquinas y centros con relación a la sub-base, se obtuvo una visión completa del fenómeno. Los datos obtenidos permitieron estimar, con bastante precisión, como estaban apoyadas las losas en la sub-base en distintas horas del día. En las Figs. 78 y 79 se presentan los movimientos diarios observados en algunas losas del aeropuerto de Guadalajara, Jal., se apreció que, en las mañanas, las losas siempre estaban apoyadas en su parte central, con las es-

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

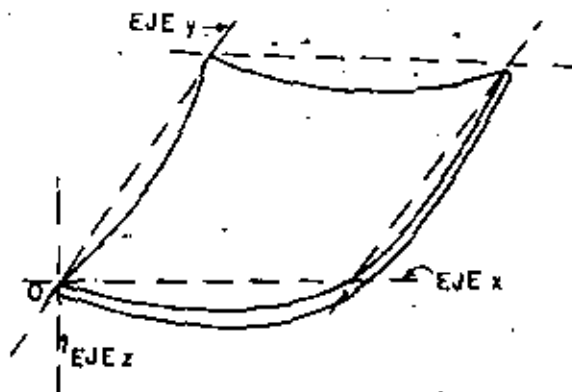


Fig. 76 Curvatura de una superficie elástica debida a alabeo por temperatura.

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

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

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

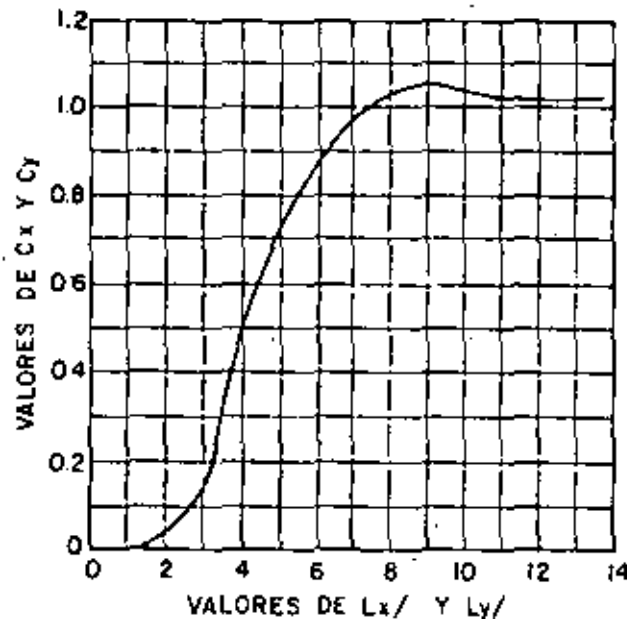
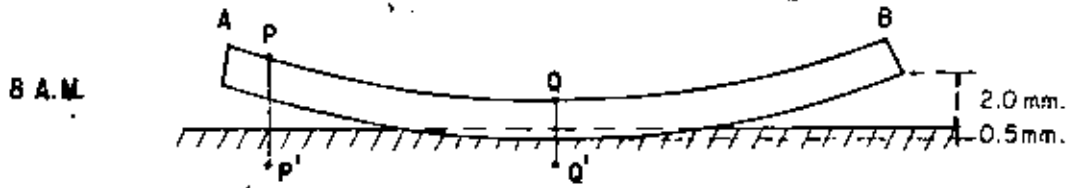
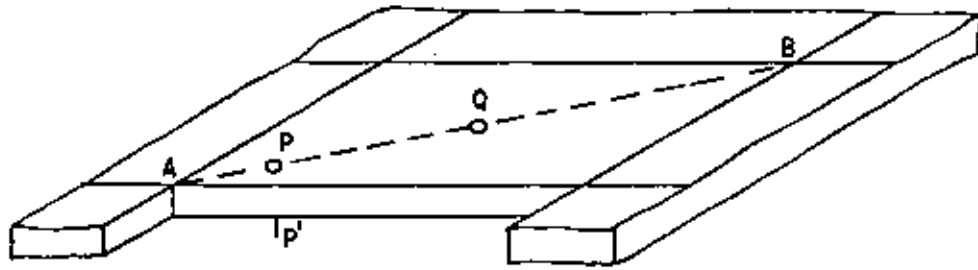


Fig. 77 Coeficientes de esfuerzos por alabeo.

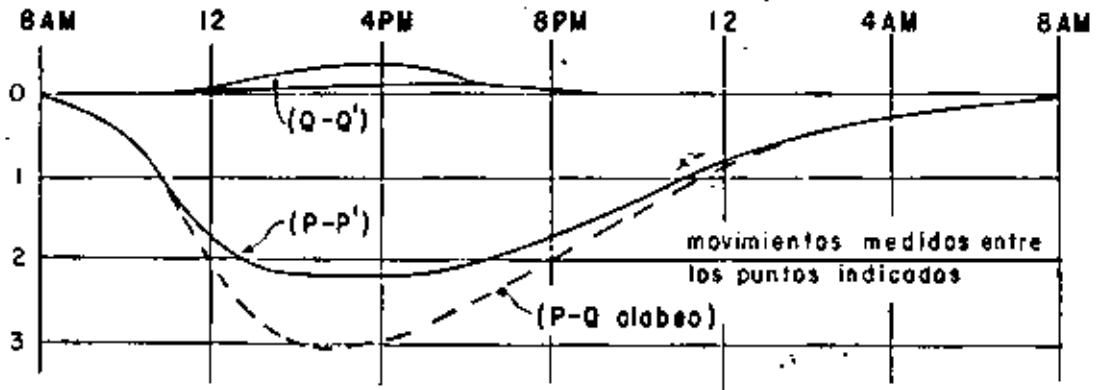
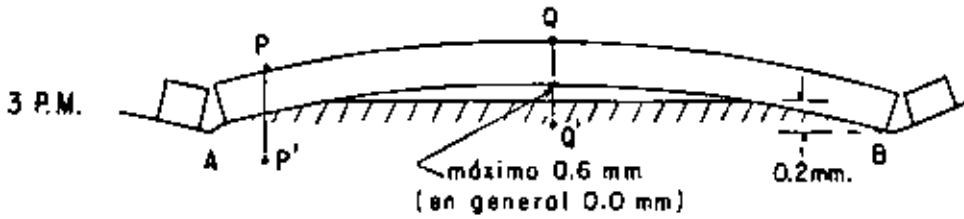
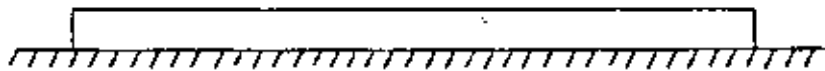
mente su alabeo en zonas alejadas de los bordes; en estas zonas en que no hay deformación, los esfuerzos de alabeo son mayores que en los bordes - donde la deformación que se produce los reduce considerablemente. (fig. - 80). Se puede razonar que, cuanto menor sea una losa, menor será su deformación por alabeo y serán menores también los esfuerzos de alabeo que en ella aparezcan.

Por otra parte, los gradientes 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



11 A.M., 9 P.M.



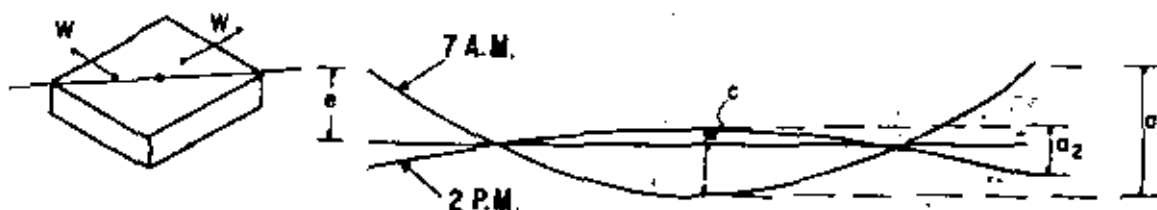
GUADALAJARA (Plataforma, h = 28 cm)

FIG. 78 ALABEO DE LAS LOSAS.

AEROPUERTO DE GUADALAJARA, JAL.

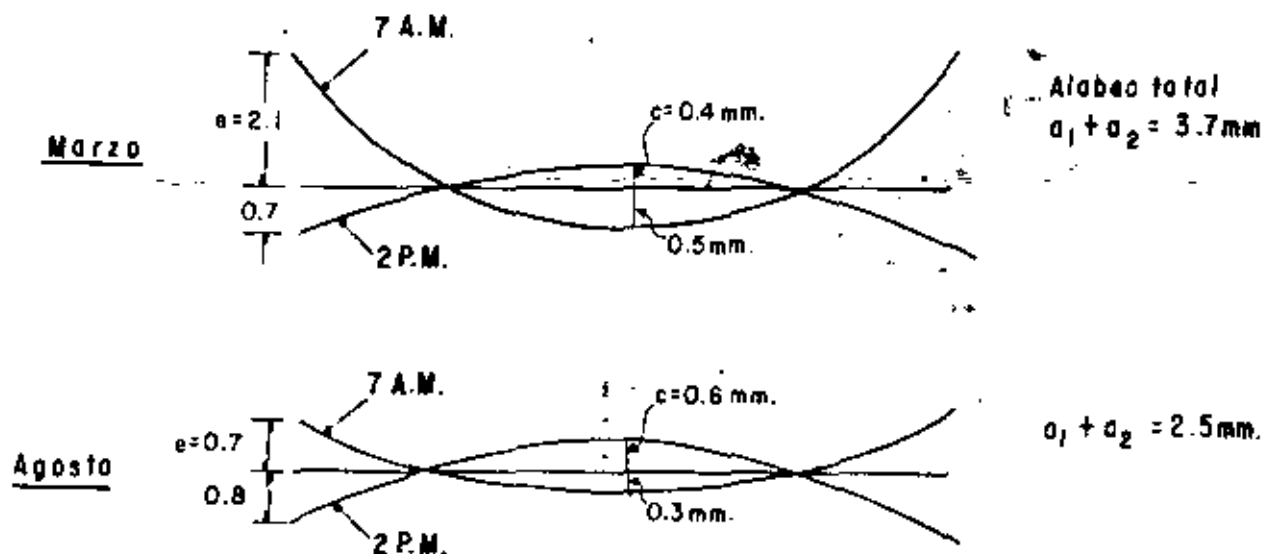
Comparación de los movimientos observados el día 12 de Marzo y el día 9 de Agosto de 1974. -Clima: sol sin nubes en ambos días.-Temperatura: 7°-24°(Mzo.) 12°-27°(Ago.).

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



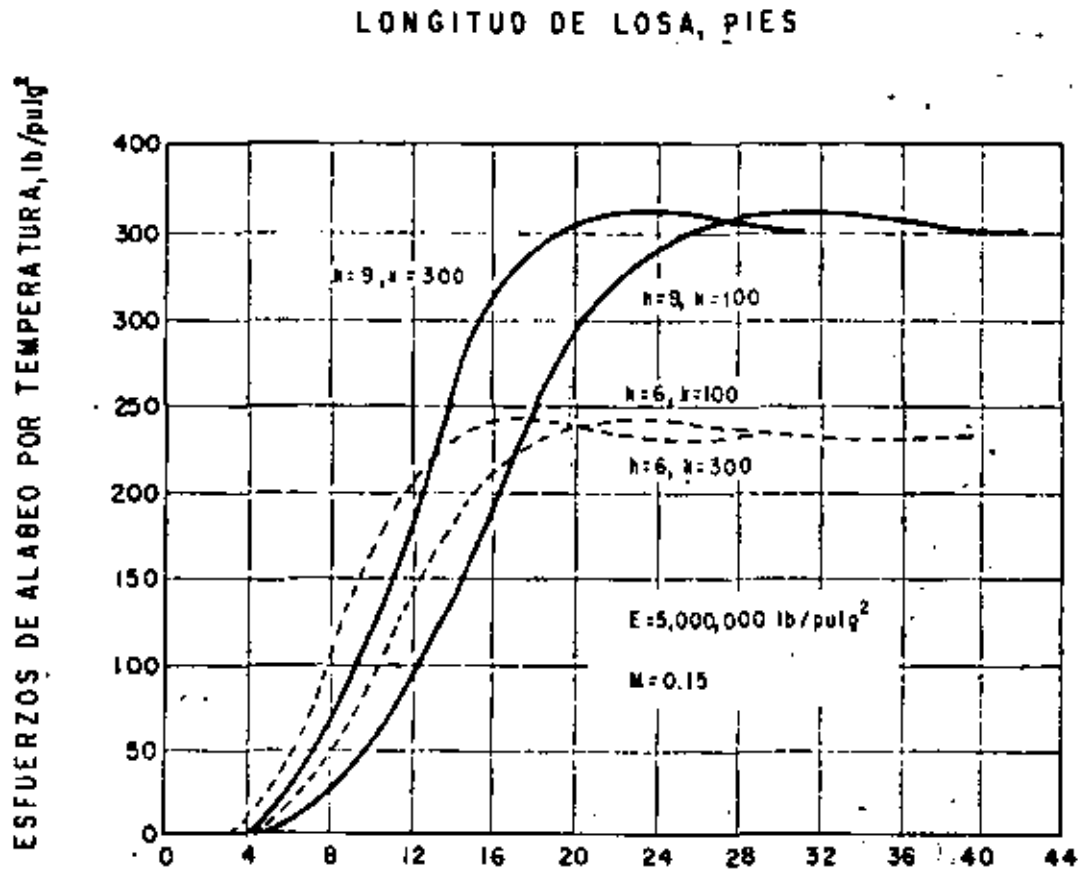
A) Losas en general

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



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

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



ESFUERZOS DE ALABEO POR TEMPERATURA
EN LA ORILLA DE LA LOSA

Fig. No. 80.

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

Se puede intentar establecer la siguiente ley:

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

4. Esfuerzos debidos a fricción.

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

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

en donde:

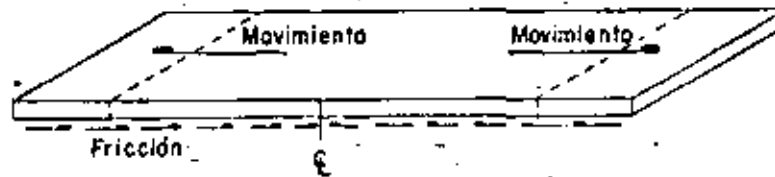
F = fuerza de fricción que se opone al movimiento de la losa, por metro lineal de sección (kg/m).

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

L = longitud de la losa (m).

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

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



A) CUANDO LA LOSA SE EXPANDE



B) CUANDO LA LOSA SE CONTRAE

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

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

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

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

en donde:

- A_s = área de fierro de refuerzo por metro lineal de sección transversal de losa (cm^2/m).
- f_s = esfuerzo permisible a la tensión del fierro de refuerzo. (kg/cm^2).

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

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

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

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

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

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

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

Cuando la superficie de apoyo de una losa deja de tener continuidad - - principalmente en sus orillas, la losa, al paso de las cargas tiene que so - portarlas trabajando como voladizo, lo que incrementa considerablemente los esfuerzos. Esta falta de continuidad de la superficie de apoyo puede ser de - bida 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 va - cío 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 lo - sa. Si el suelo tiene un buen subdrenaje el agua no permanecerá en dicho es - pacio, pero si el suelo tiene mal subdrenaje, el agua permanecerá y las defle - xiones subsecuentes de la losa originarán que el agua sea expulsada. Des - pués de algunas deflexiones de la losa el suelo puede entrar en suspensión - con el agua y ser expulsado junto con esta cuando la losa se deflexione.

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

El siguiente paso es la falla de la losa.

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

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

IV. METODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS PARA AEROPUERTOS.

La introducción de los concretos de cemento portland presentó el inicio de una revolución industrial en la construcción de pavimentos. La mayoría de las técnicas de diseño de pavimentos rígidos están basadas, al menos en parte, en los esfuerzos teóricos de losas elásticas, modificados por la experiencia y apropiados factores de seguridad. Entre los muchos factores que han contribuido a estas técnicas, las más sobresalientes han sido el desarrollo de métodos analíticos efectuados por Westergaard y la investigación de las propiedades físicas del concreto.

1. Método de la Asociación del Cemento Portland (PCA):

El método de la PCA está basado en los estudios teóricos de esfuerzos y deformaciones de los pavimentos, efectuados por H. M. Westergaard, Gerald Pickett, Gordon K. Ray, Donald M. Burmister y otros.

Los análisis teóricos consideran:

- esfuerzos elásticos de las losas
- la subrasante se comporta como un líquido denso.
- la condición de aplicación de carga para diseño es en el centro de la superficie de la losa ya que considera la PCA que existe una adecuada transferencia de cargas a las losas contiguas.

Además de los estudios teóricos mencionados, el método de la PCA está basado en experiencias empíricas:

- Comportamiento de los pavimentos de los aeropuertos existentes.
- pruebas de cargas en los pavimentos
- pruebas de laboratorio en secciones de pavimento y en modelos.

El método de la PCA recomienda los siguientes factores de seguridad:

<u>Instalación</u>	<u>Factor de Seguridad</u>	
	<u>Para operaciones ocasionales</u>	<u>Para operaciones frecuentes</u>
<u>Áreas críticas:</u> Plataformas, calles de rodaje, plataformas de espera, cabece ras de pistas (hasta 1,000' = 300 m del umbral) y pisos de hangares.	1.7	2.0
<u>Áreas no críticas:</u> Pistas (porción central) y algunas salidas de alta velocidad.	1.4	1.7

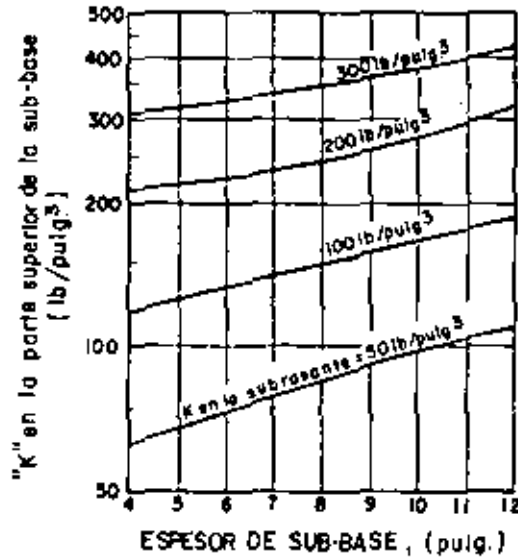


Fig. 82. Efecto del espesor de subbase granular en el valor de K. (PCA. 1973)

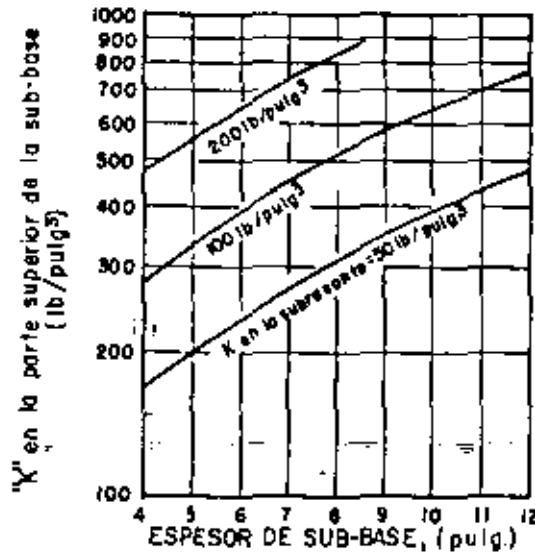


Fig. 83. Efecto del espesor de subbase. Tratada con cemento en el valor de K. (PCA. 1973)

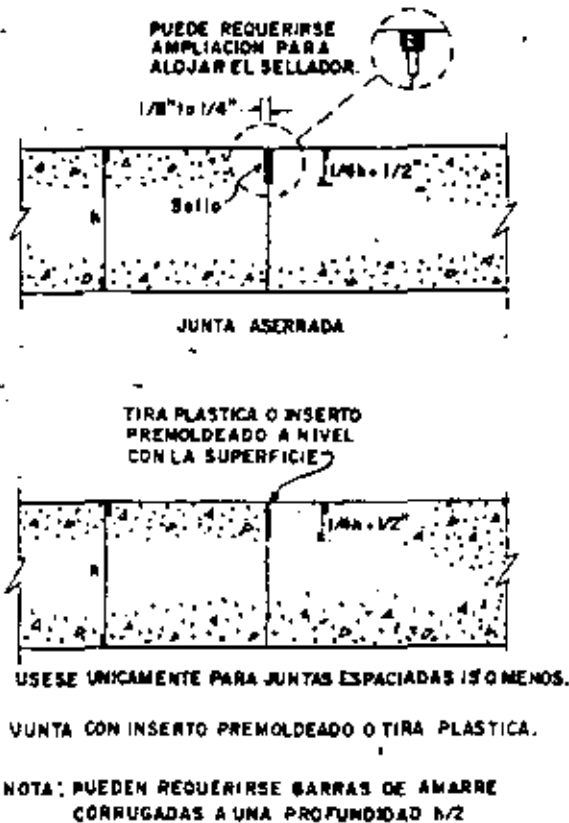
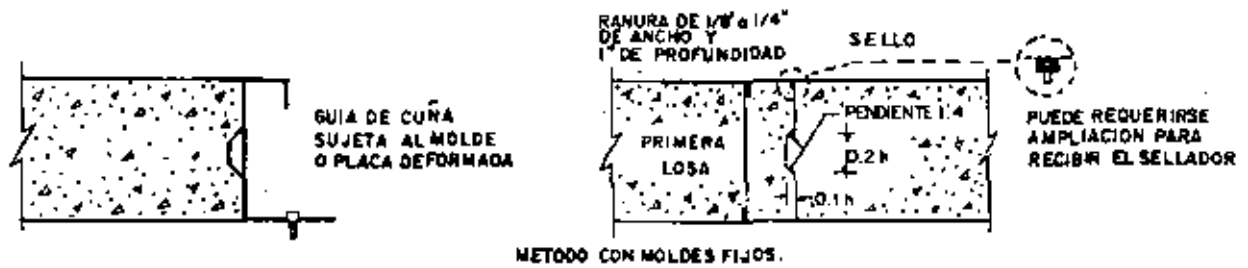


Fig. 84 Juntas longitudinales centrales.
(PCA. 1973)

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

Las gráficas de diseño de la FAA para pavimentos rígidos, están basadas en los análisis de Westergaard para carga en la orilla, sin embargo dicho análisis fue modificado para simular una orilla con junta. El método anterior de la FAA estaba basado en el análisis de Westergaard pero con carga en el interior de la superficie de la losa, sin embargo los esfuerzos son mayores en la orilla de la losa con junta que en el interior de su superficie. Las investigaciones y el comportamiento en el campo han mostrado que prácticamente todas las grietas inducidas por cargas se inician en las juntas y progresan hacia el interior de la superficie de las losas fue debido a esto que la FAA cambió las bases de su método de diseño.

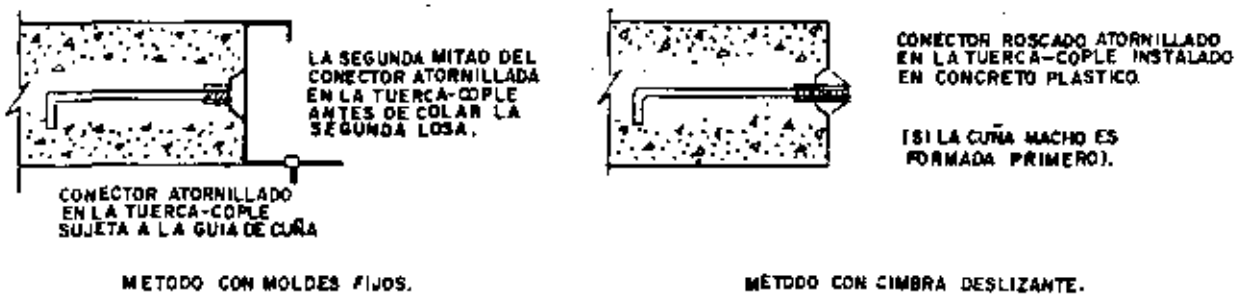
La utilización de las gráficas de diseño de espesores de losa (figs. 97 a 112) requiere el conocimiento de cuatro parámetros de diseño: Resistencia a la flexión del concreto, módulo de reacción de la subrasante, peso total del avión de diseño y número de salidas anuales equivalentes del avión de diseño.



JUNTAS MACHIHEMBRADAS SIN BARRAS DE SUJECION.



JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON BARRAS DE SUJECION.

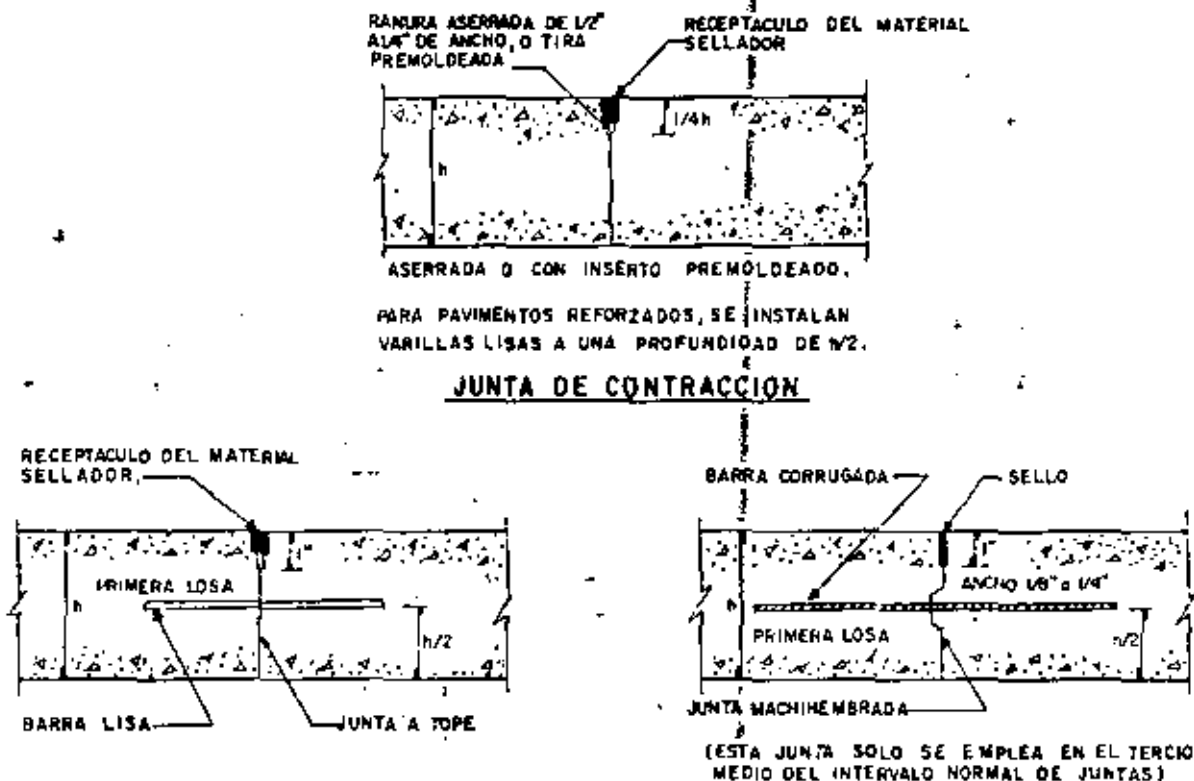


JUNTAS MACHIHEMBRADAS CON CONECTORES DE SUJECION

- NOTAS: LAS BARRAS Y CONECTORES DE SUJECION SE EMPLEAN SOLO EN CIERTOS LUGARES.
- LAS CUÑAS Y LAS BARRAS VAN A UNA PROFUNDIDAD DE $h/2$.
 - 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)



JUNTAS DE CONSTRUCCION

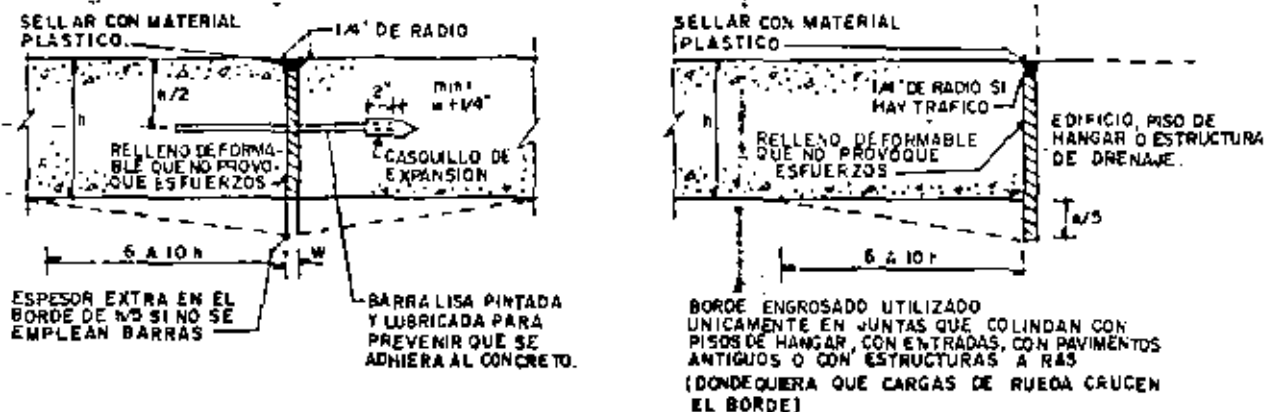
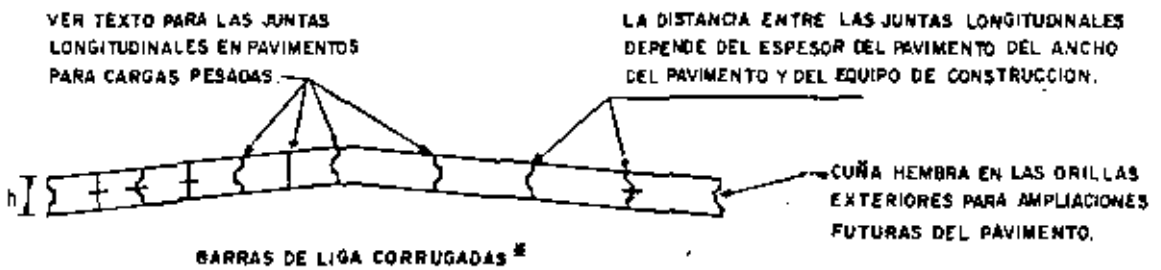
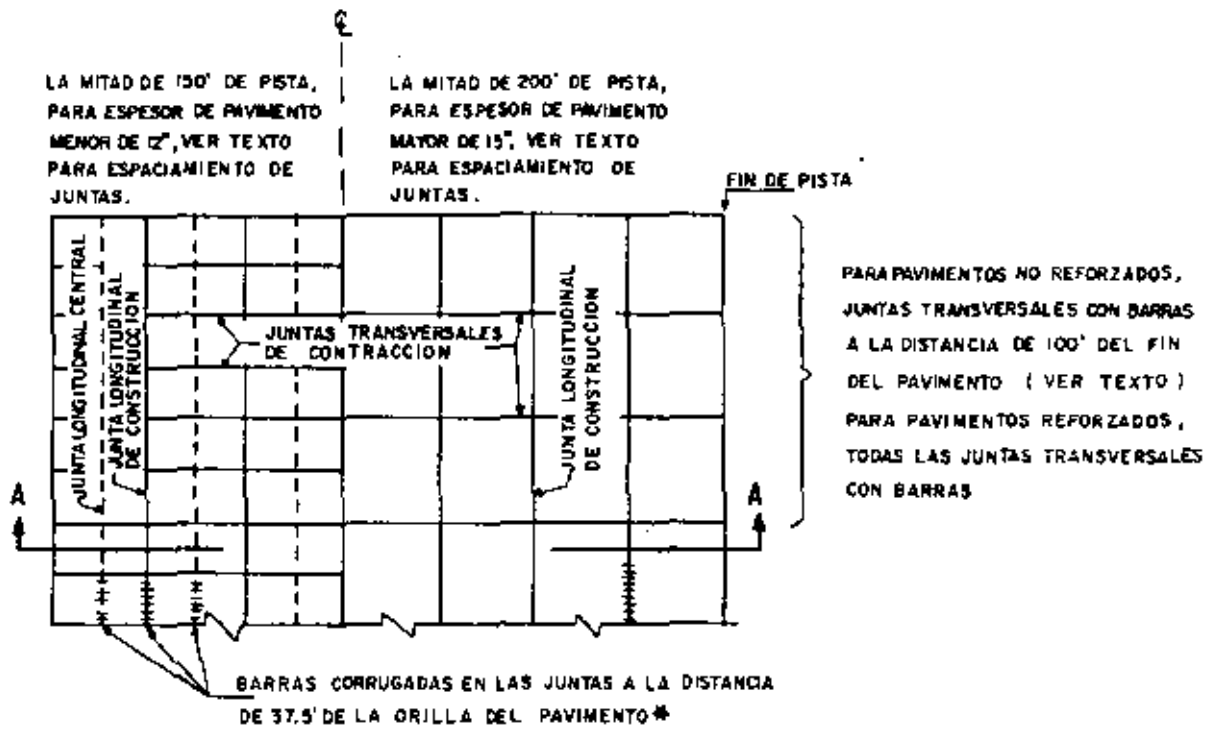


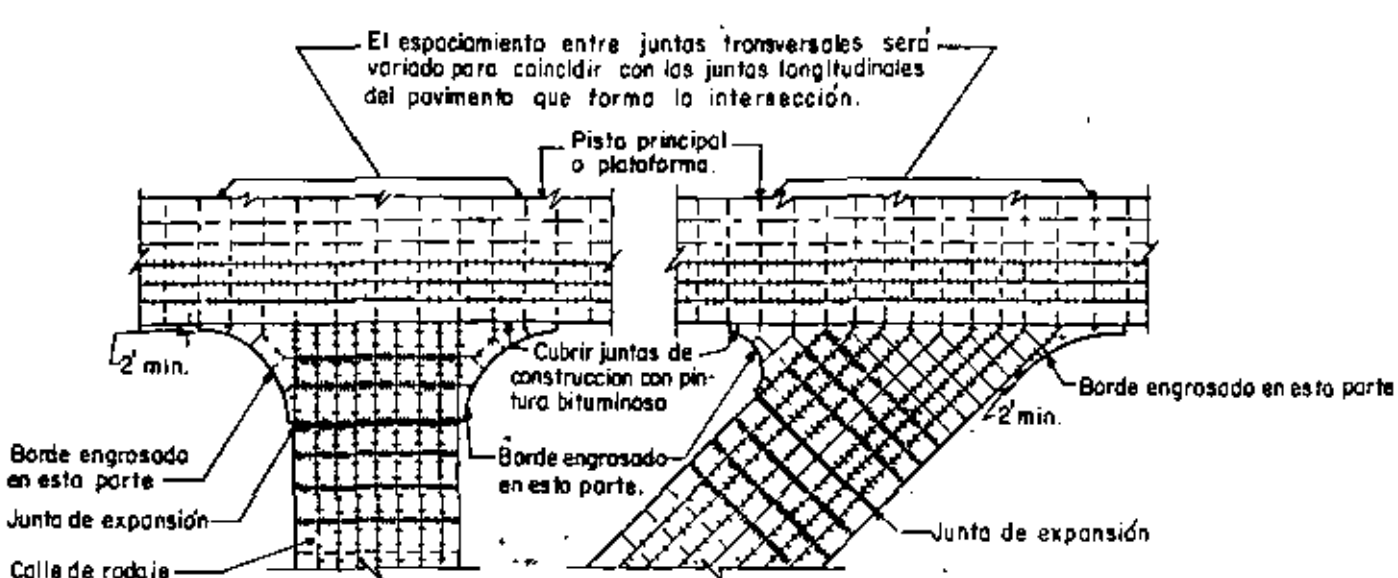
FIG. 87 JUNTAS DE EXPANSION

(PCA. 1973)

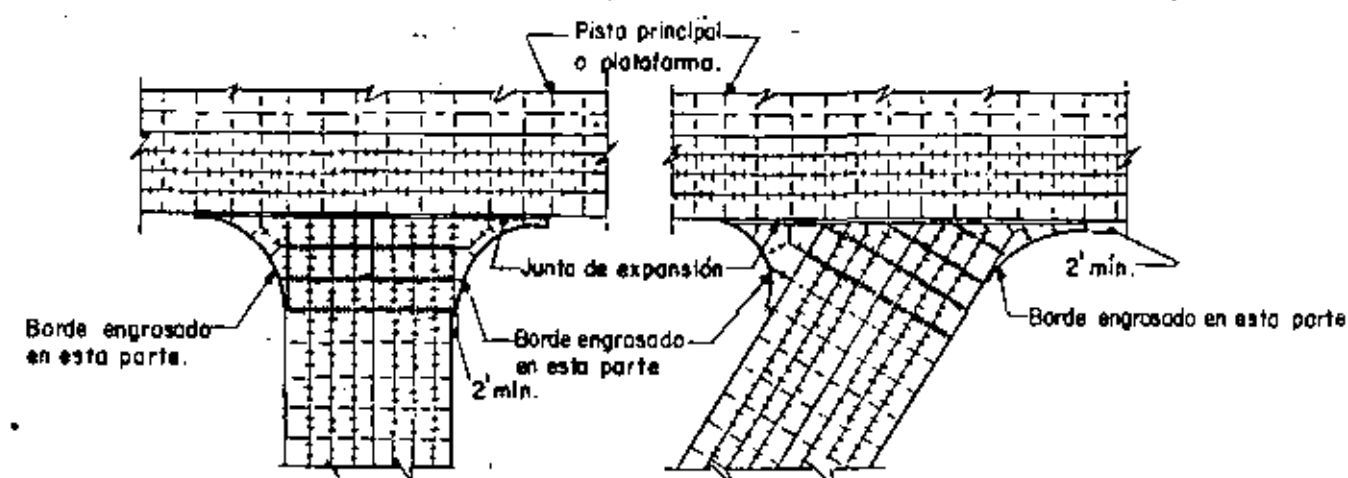


* En calles de rodaje con 75' ó menos de ancho, todas las juntas longitudinales llevan barras de liga corrugadas.

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.

Juntas longitudinales con barras a la distancia de 37.5' de la orilla libre del pavimento. Pavimentos no reforzados- Juntas transversales con barras a cada lado de la junta de expansión (Pavimentos reforzados- Todas las juntas transversales con barras).

SIMBOLOGIA.

————	JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHEMBRADA	- - - - -	JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION.
+++++	JUNTA LONGITUDINAL DE CONSTRUCCION MACHIHEMBRADA CON BARRAS DE SUJECION.	+ + + + +	JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION CON BARRAS.
- - - - -	JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL.	#####	JUNTA TRANSVERSAL DE EXPANSION CON BARRAS.
+ + + + +	JUNTA LONGITUDINAL CENTRAL CON BARRAS DE SUJECION.	=====	JUNTA DE EXPANSION CON BORDE ENGROSADO EN LA INTERSECCION.

NOTA: Para condiciones que requieren barras, juntas de expansión y bordes engrosados, ver texto.

FIG. 89 PLANTAS TÍPICAS PARA JUNTAS EN INTERSECCIONES DE PISTAS, RODAJES Y PLATAFORMAS. (PCA. 1973)

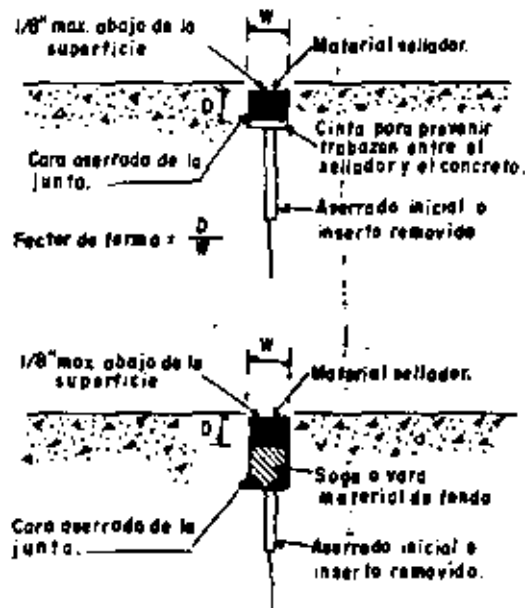


Fig. 90. Receptáculo del material sellador y factor de forma. (PCA. 1973)

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)

TAMANO	PESO lb/pie	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)

* Cortesia del Concreto Reinforcing Steel Institute..

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

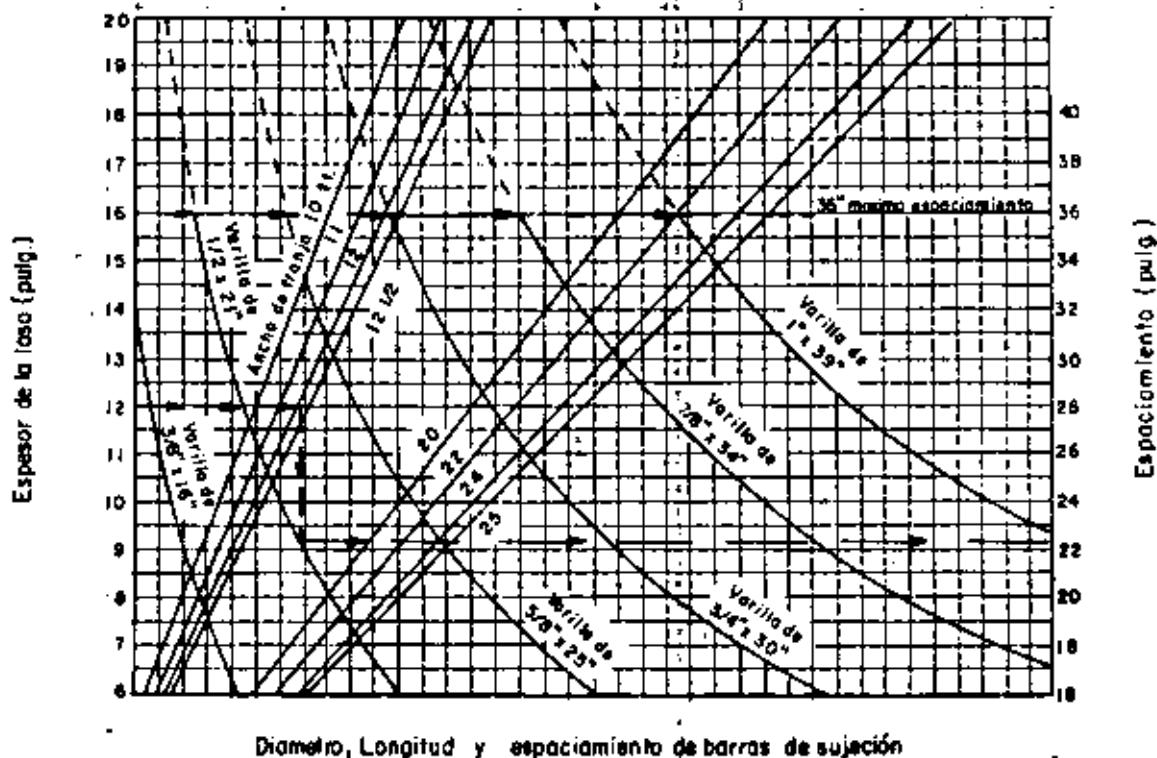
ESPESOR DE LOSA (Pulg.)	DIAMETRO DE BARRA (Pulg.)	LONGITUD DE BARRA* (Pulg.)	ESPACIAMIENTO DE BARRAS C a C (Pulg.)
5-6	3/4	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1-1/4	18	12
12-16	1-1/2	20	15
17-20	1-3/4	22	18
21-25	2	24	18

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

Quando las cargas de los aviones son aplicadas a una orilla de losa con junta, el ángulo de la pierna del tren de aterrizaje en relación con la orilla, tiene influencia en la magnitud de los esfuerzos de la losa. Las Figs. 97 y 98, para tren de ruedas simples y dobles respectivamente, consideran el tren colocado paralelo a la junta, que es cuando se producen los esfuerzos máximos en la losa. Las Figs. 99 a 105 consideran los trenes en doble tandem también paralelos a la junta; sin embargo en esa posición no se producen los máximos esfuerzos. Si se localiza el tren en doble tandem formando un ángulo agudo con la junta, se pueden producir los esfuerzos máximos en la losa; para considerar esta situación la FAA ha preparado las gráficas de las figs. 106 a 112, las cuales pueden ser utilizadas para diseñar pavimentos en áreas donde los aviones no van a cruzar perpendicularmente las juntas del pavimento y cuando dichos cruces se efectúen a bajas velocidades, como en plataformas de espera, cabeceras de pista, intersecciones de pistas con calles de rodaje, plataformas, etc.

El módulo de reacción "k" de la subrasante se determina por medio de la prueba de placa estática no repetitiva sobre la subrasante. En caso de que no se pueda efectuar la prueba de placa, la FAA recomienda el uso de la tabla 19 que da valores de "k" en forma aproximada y que deben ser aplicados con criterio ingenieril. La FAA agrega que "afortunadamente los pavimentos rígidos no son demasiado sensibles a los valores de "k" y un error en el valor estimado puede no tener un gran impacto en el espesor del pavimento rígido".

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



Carta de diseño para barras de sujeción (varilla corrugada)

Fig. 91. (PCA. 1973)

La FAA estipula que es necesario proveer subbases estabilizadas para pavimentos rígidos nuevos que vayan a soportar aviones con peso superior a 100,000 lb (45,500 kg). El análisis de tránsito para determinar el avión de diseño y el número de salidas equivalentes anuales, es igual al indicado para pavimentos flexibles, método FAA, en el inciso

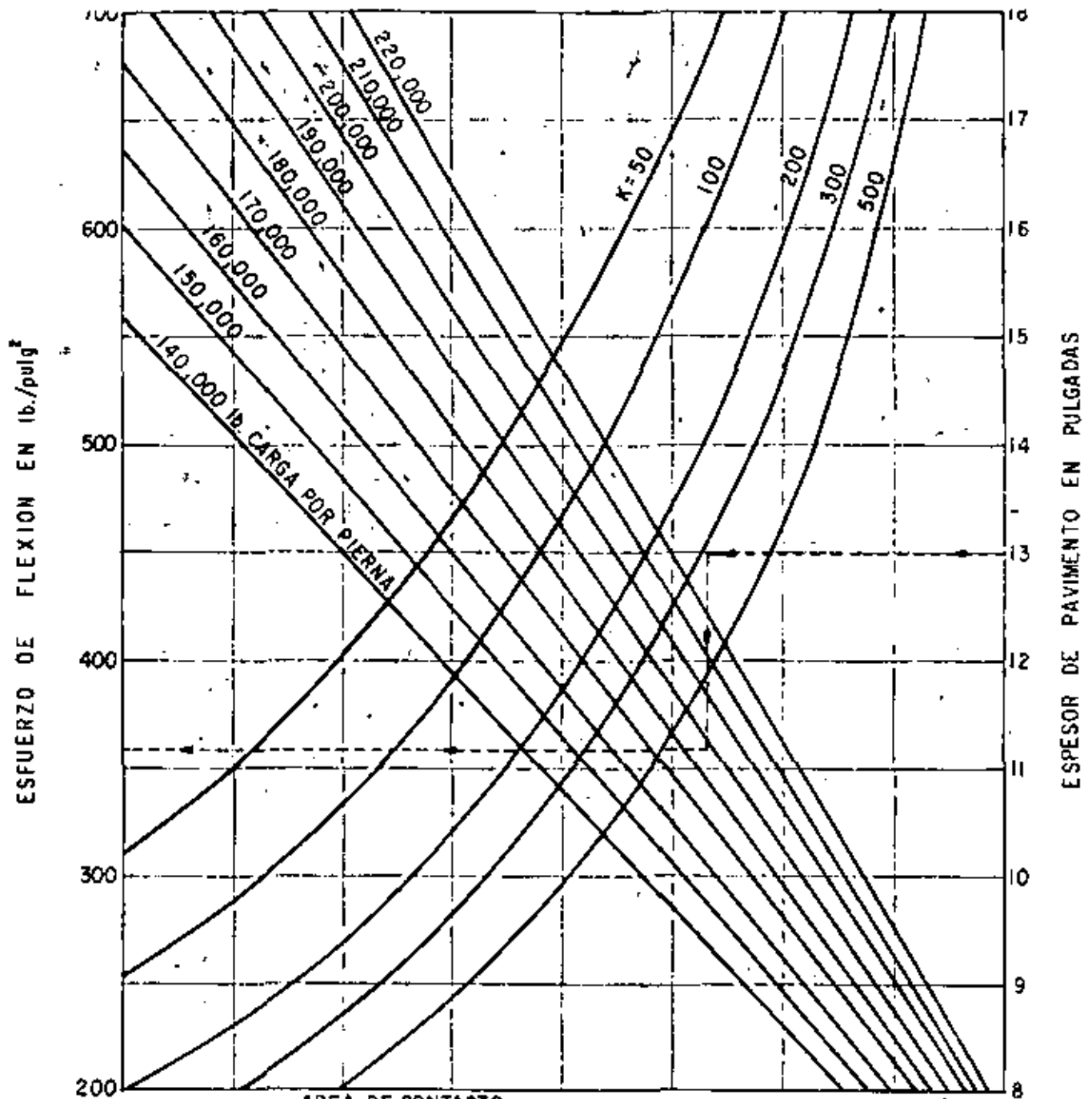
Las gráficas de las figs. 97 a 112 se utilizan para determinar el espesor de losa en áreas críticas. Los espesores en áreas no críticas y en orillas se determinan de acuerdo a lo indicado en la fig. 112.

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

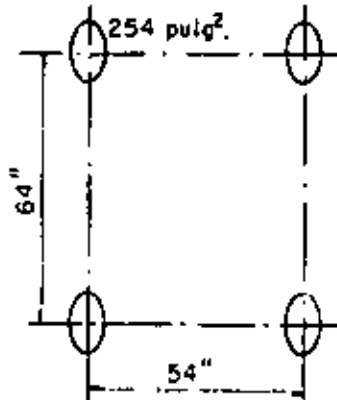
Juntas	Espesor de losa pulg (cm)	Tráfico	Espaciamiento de juntas
Longitudinales	< 12 pulg (30 cm)	_____	< 12.5 pies (3.80 m)
	12 a 15 pulg (30 a 38 cm)	canalizado	
	12 a 15 pulg (30 a 38 cm)	no canalizado	Puede ser mayor de 12.5 pies (3.80 m) pero no debe exceder la dada para juntas de contracción
	> 15 pulg (38 cm)	_____	
de contracción	_____	_____	$\left(\begin{array}{l} \text{separación de} \\ \text{juntas, en pies} \end{array} \right) \leq 2 \left(\begin{array}{l} \text{espesor de} \\ \text{losa, en pulg} \end{array} \right)$
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 =

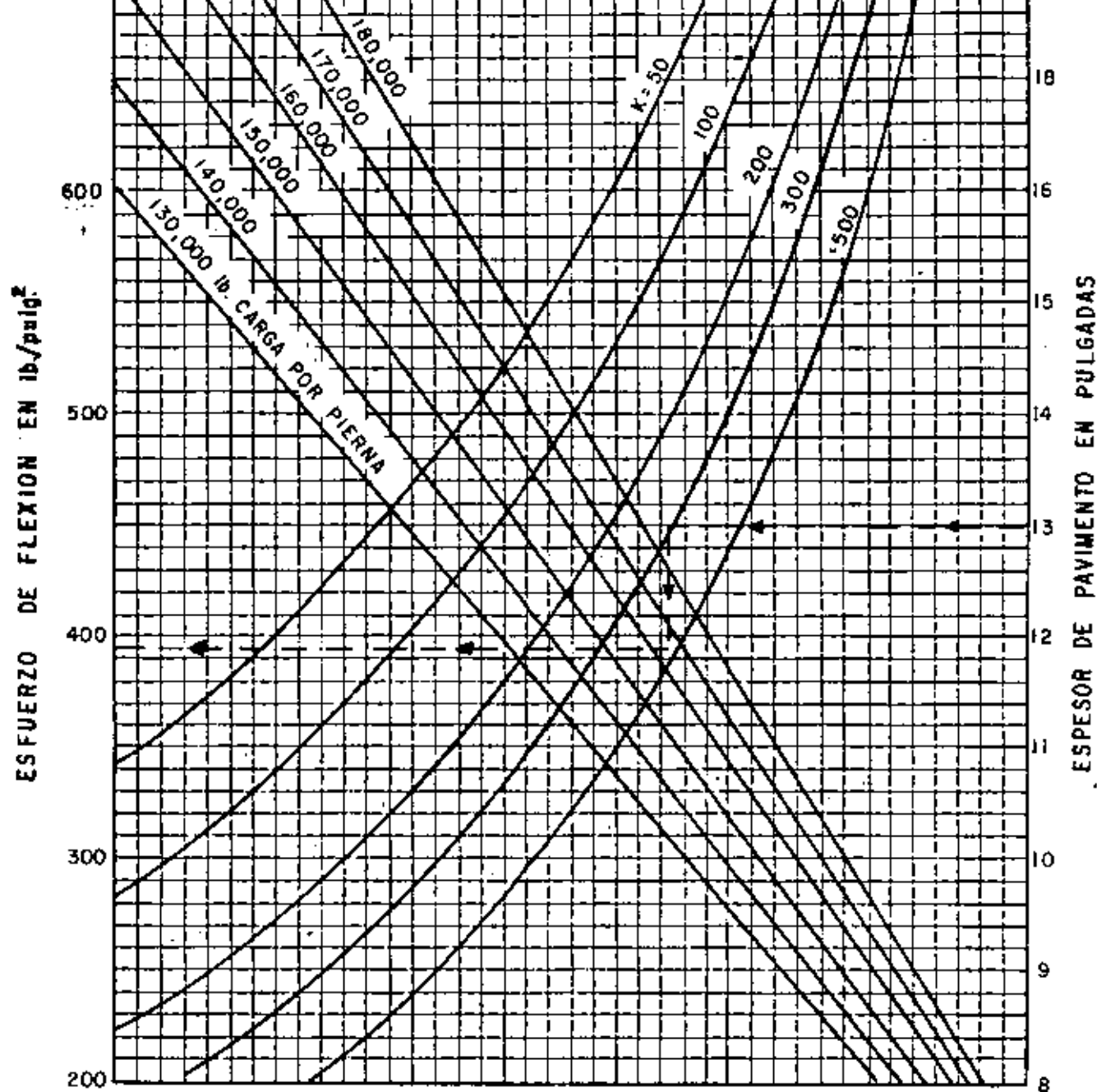


McDONNELL - DOUGLAS DC-10

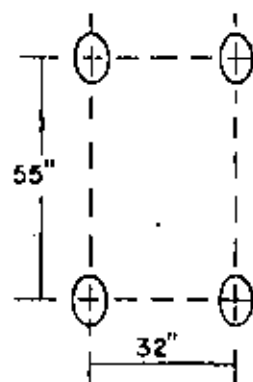
CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA
PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS
(Basado en el Programa de Computadora
PD₁LB)
Tren de aterrizaje principal en doble
tandem.
ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

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

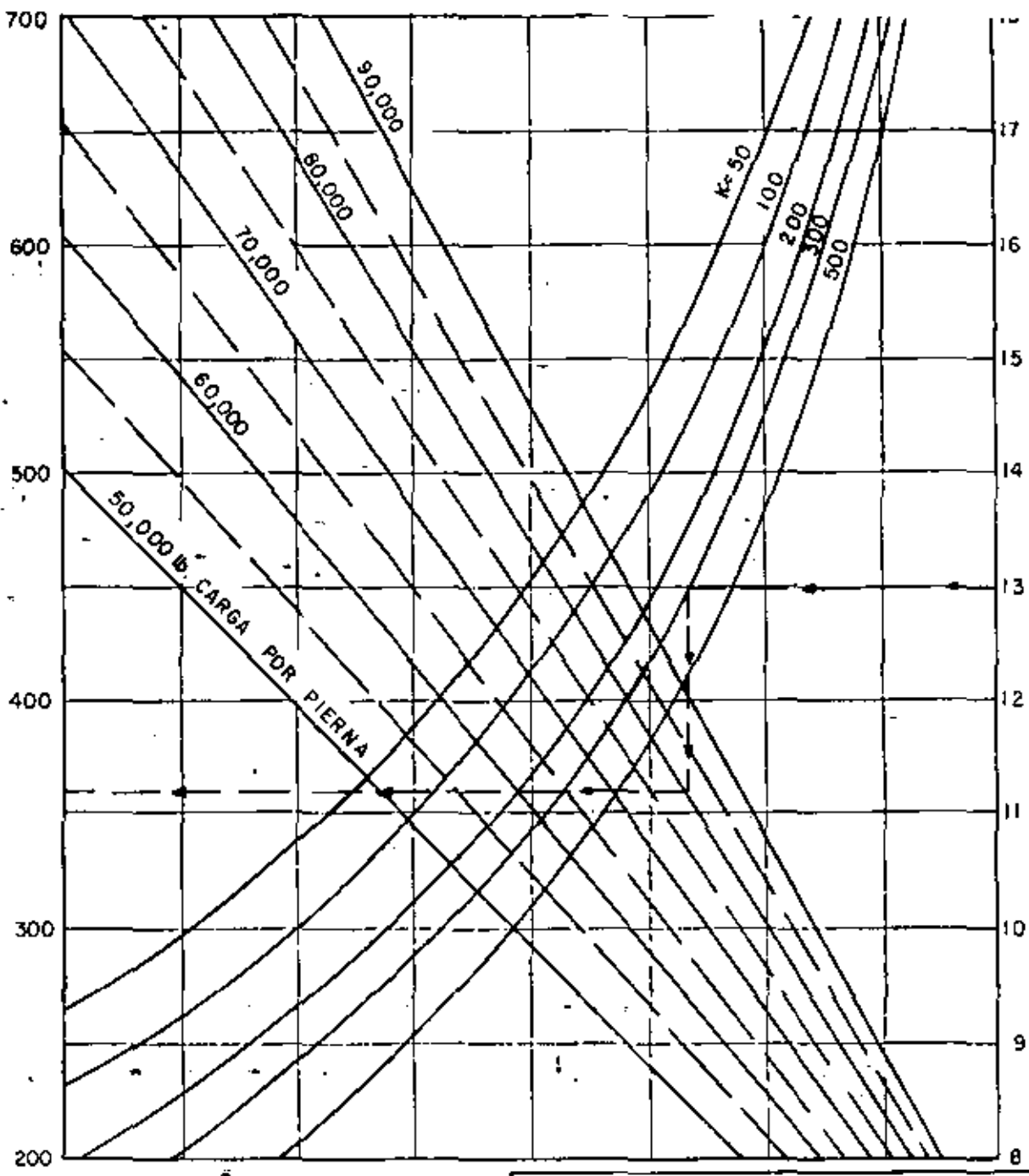
(BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA PDILB)

TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM

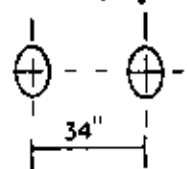
FIG. 93

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 aquí establecidos.



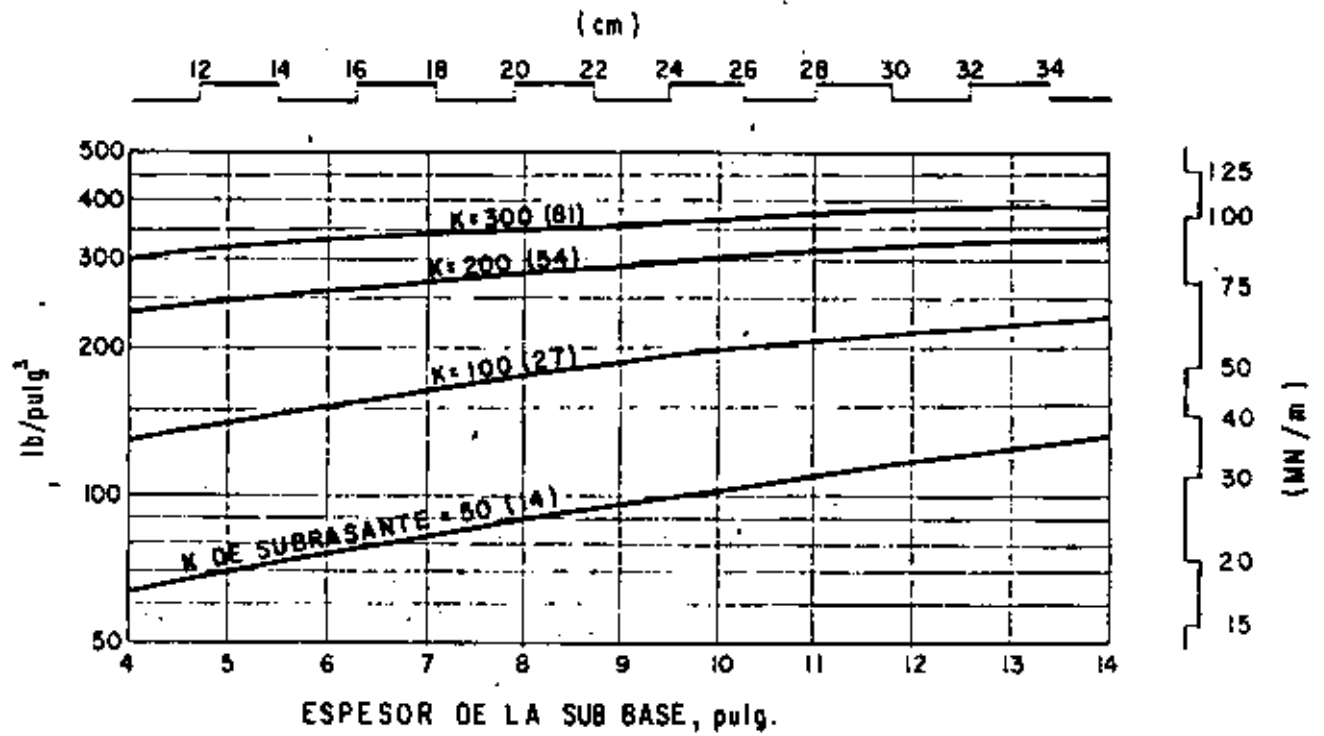
AREA DE CONTACTO
POR LLANTA=237 pulg²



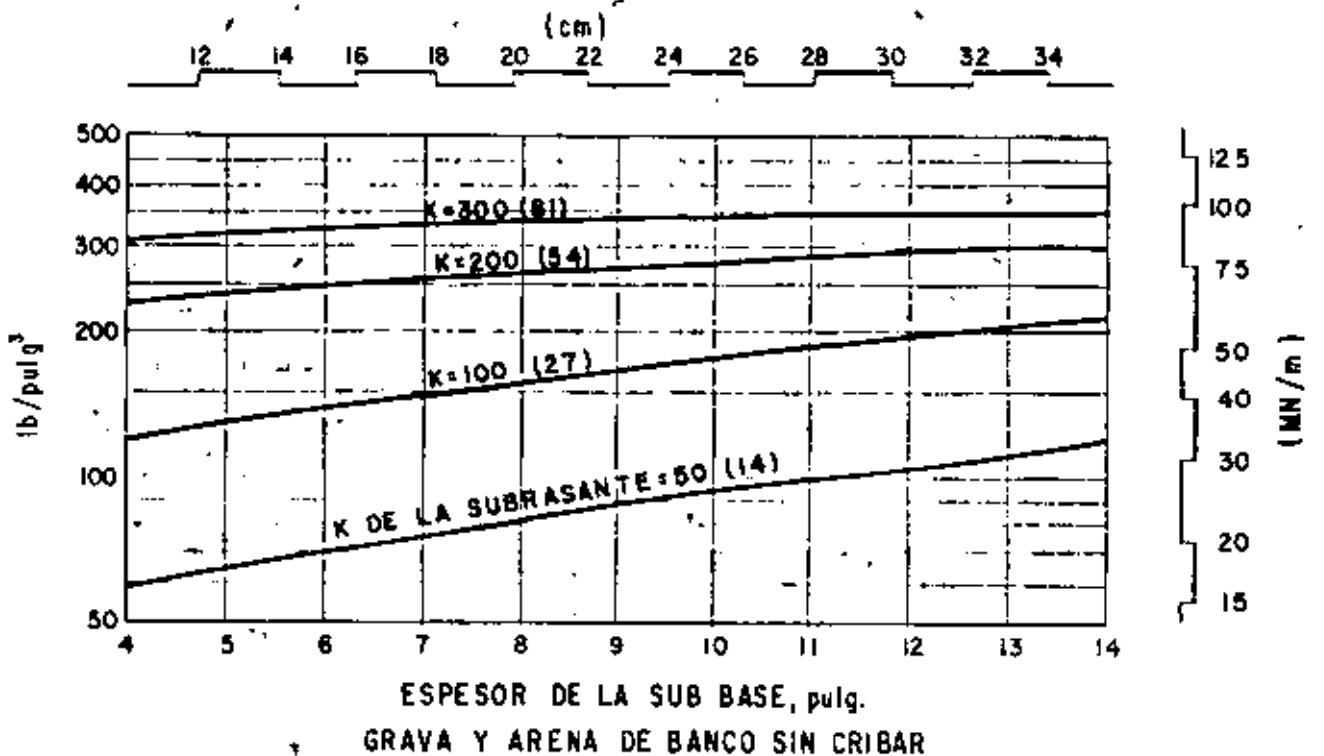
BOEING 727
CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
PARA
PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS
(BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA
PDILB)
TRENDE ATERRIZAJE PRINCIPAL RUEDAS DOBLES
FIG. 94
ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

Esta gráfica está destinada para ser usada por personal profesional capaz de evaluar los alcances y limitaciones de su contenido y quien aceptará responsabilidad por la aplicación del material que contiene. La Asociación del Cemento Portland no se hace responsable por cualquier otro uso que se le dé a los procedimientos o principios aquí establecidos.

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

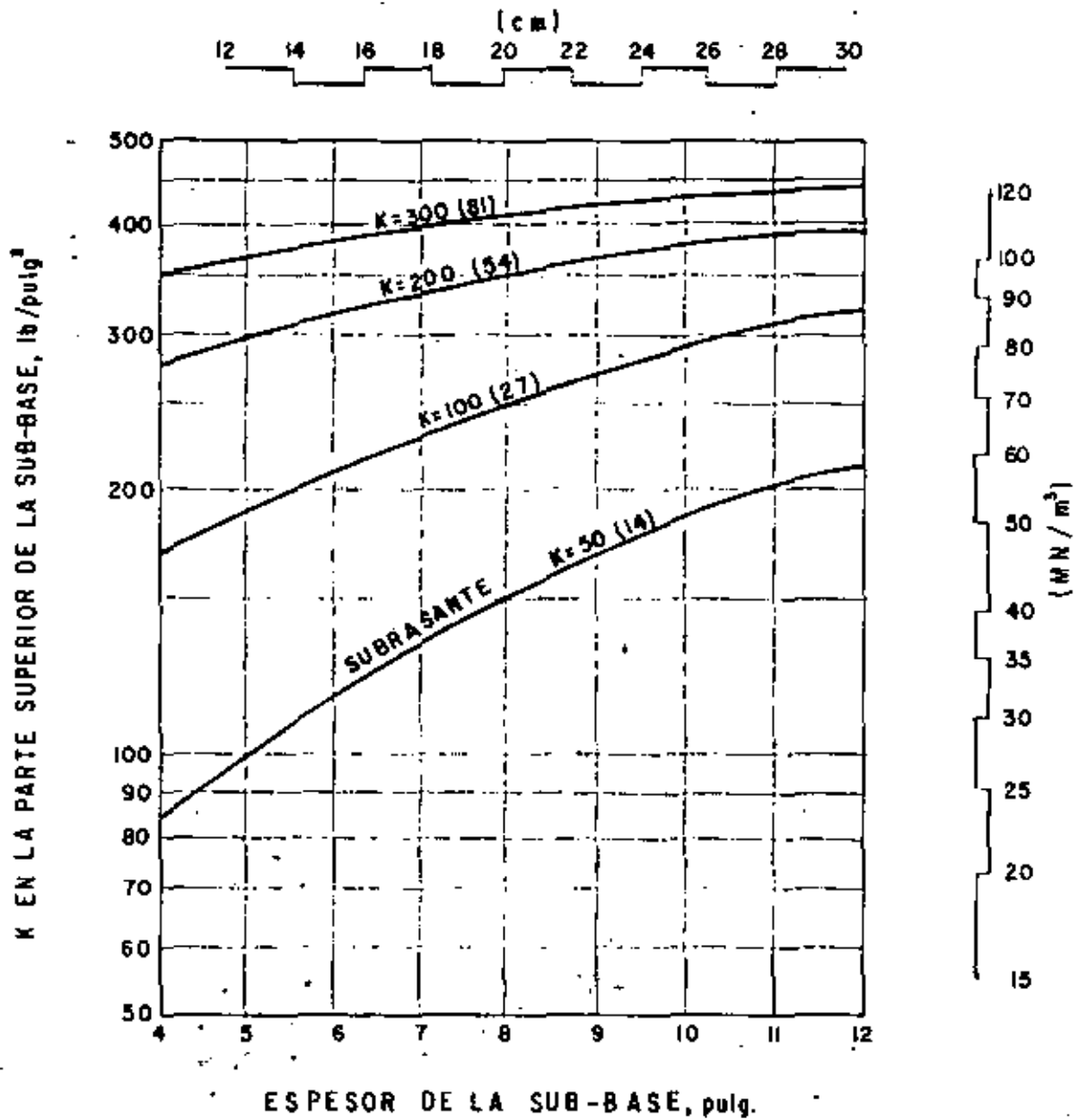


AGREGADO TRITURADO BIEN GRADUADO.



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

FIG. 95



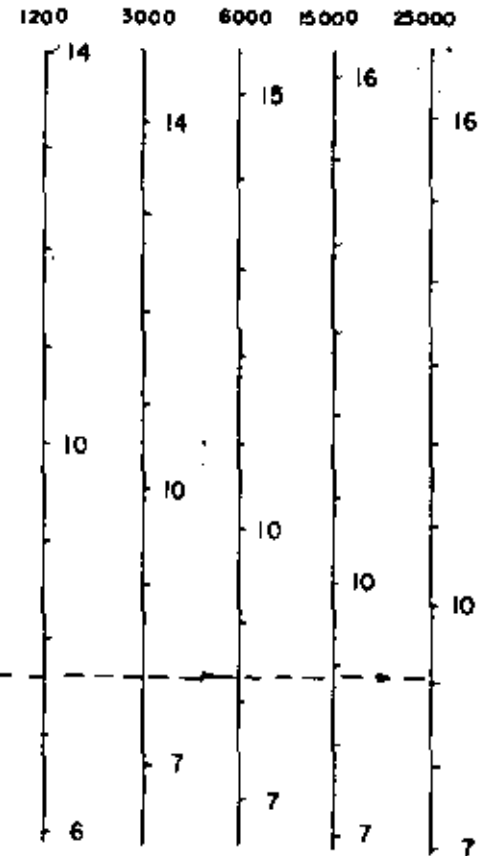
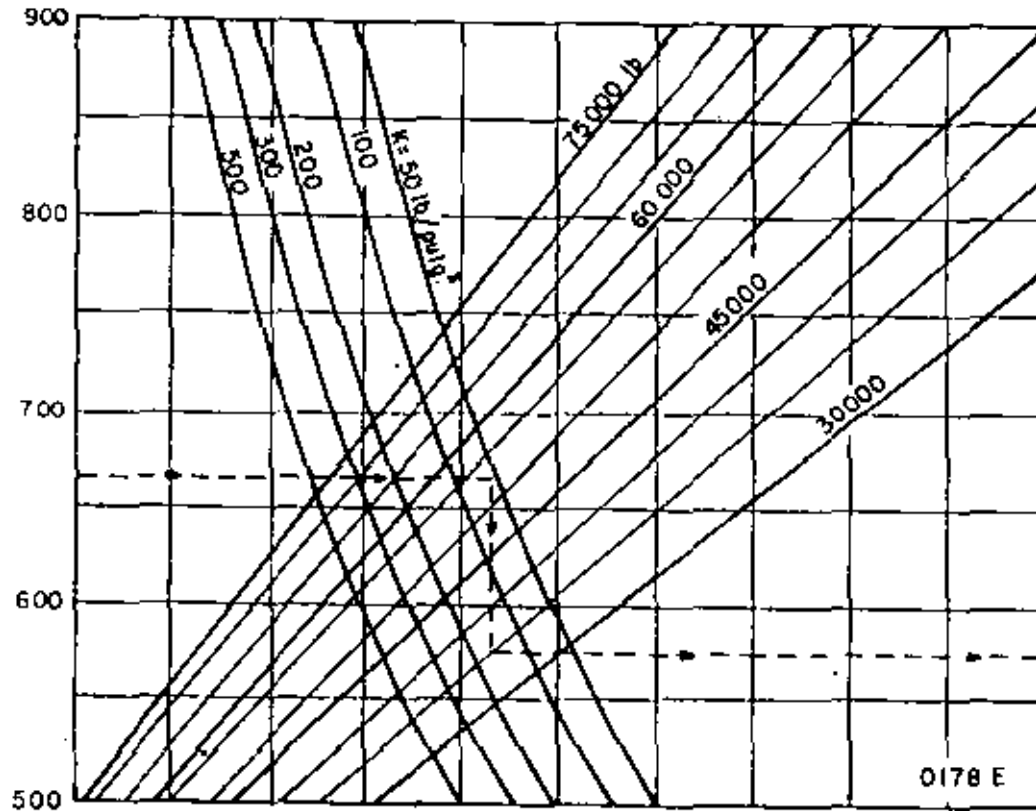
EFFECTO DE LA SUB BASE ESTABILIZADA EN EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE

FIG. 96

(FAA-1978)

SALIDAS/AÑO

ESFUERZO A LA FLEXION DEL CONCRETO, lb/pulg².



NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm

1 lb = 0.454 kg.

1 lb/pulg² = 0.0689 MN/m²

1 lb/pulg³ = 0.272 MN/m³

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

(FAA-1978)

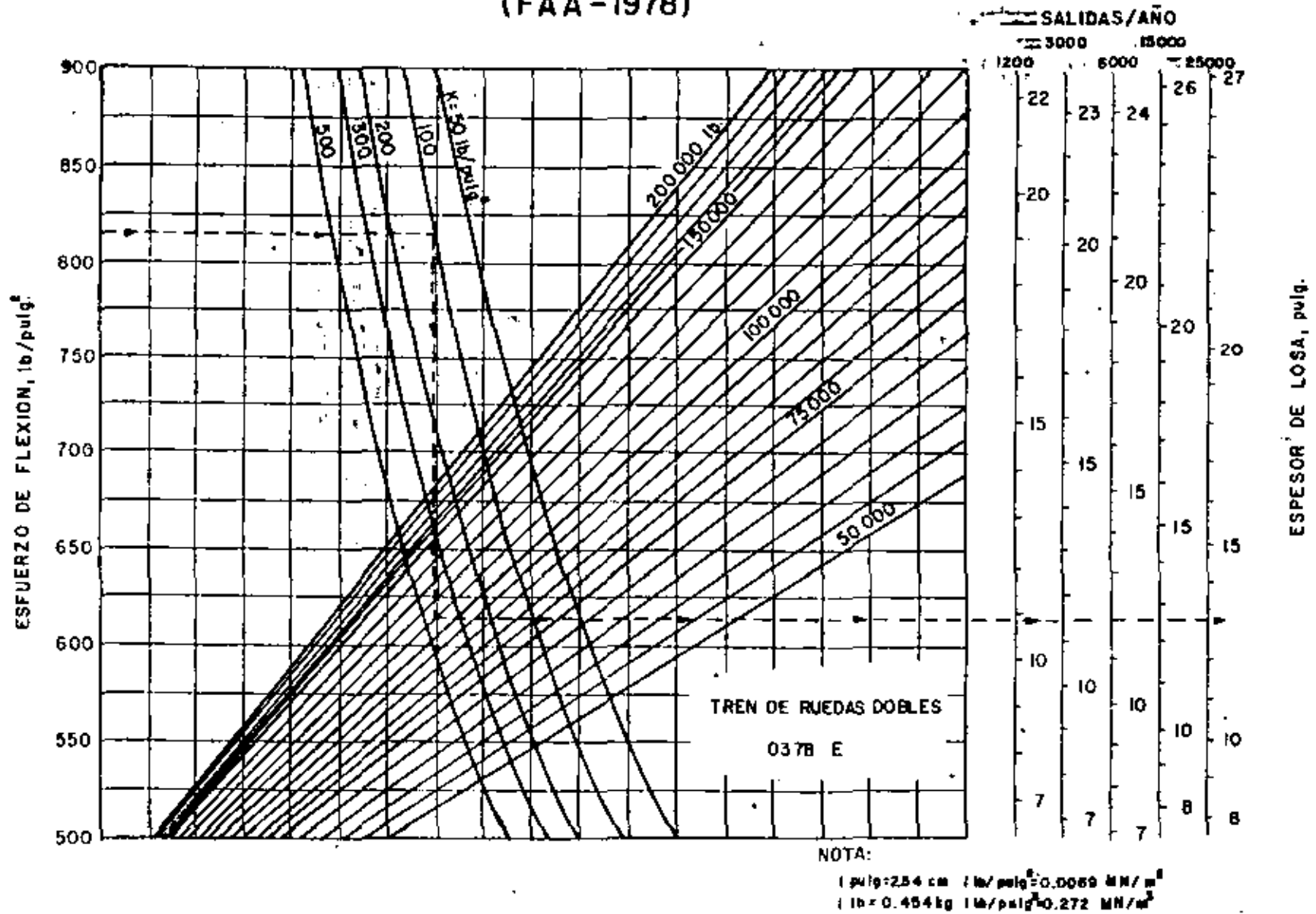
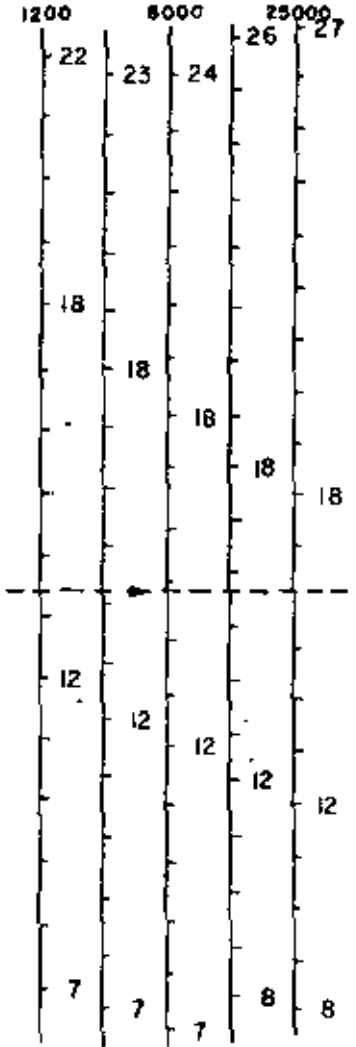


FIG. 98 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO-TREN RUEDAS DOBLES.

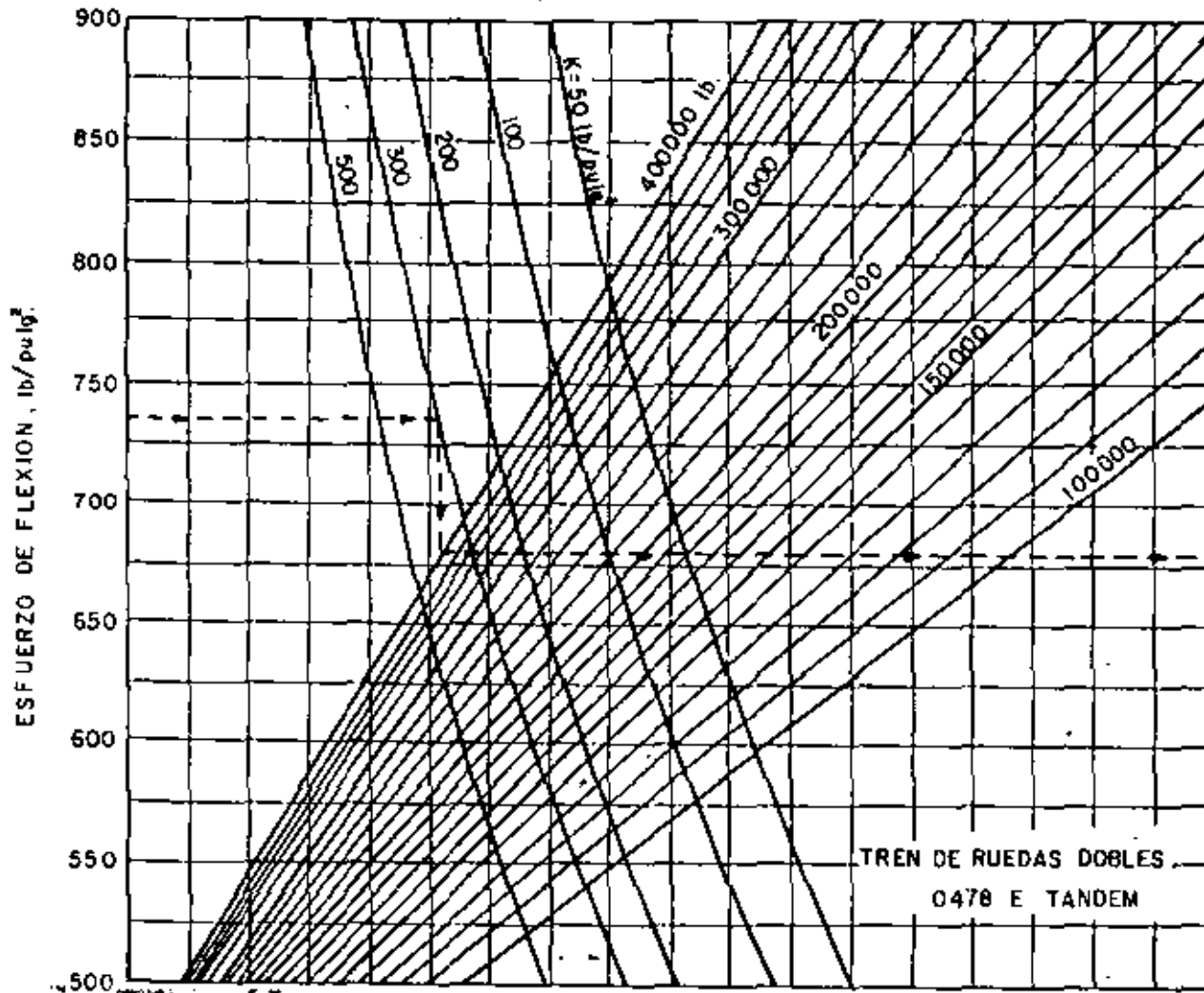
(FAA-1978)

SALIDAS/AÑO

3000 15000



ESPESOR DE LOSA, pulg.



TREN DE RUEDAS DOBLES
0478 E TANDEM

NOTA:

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²

1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg² = 0.272 MN/m²

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

(FAA-1978)

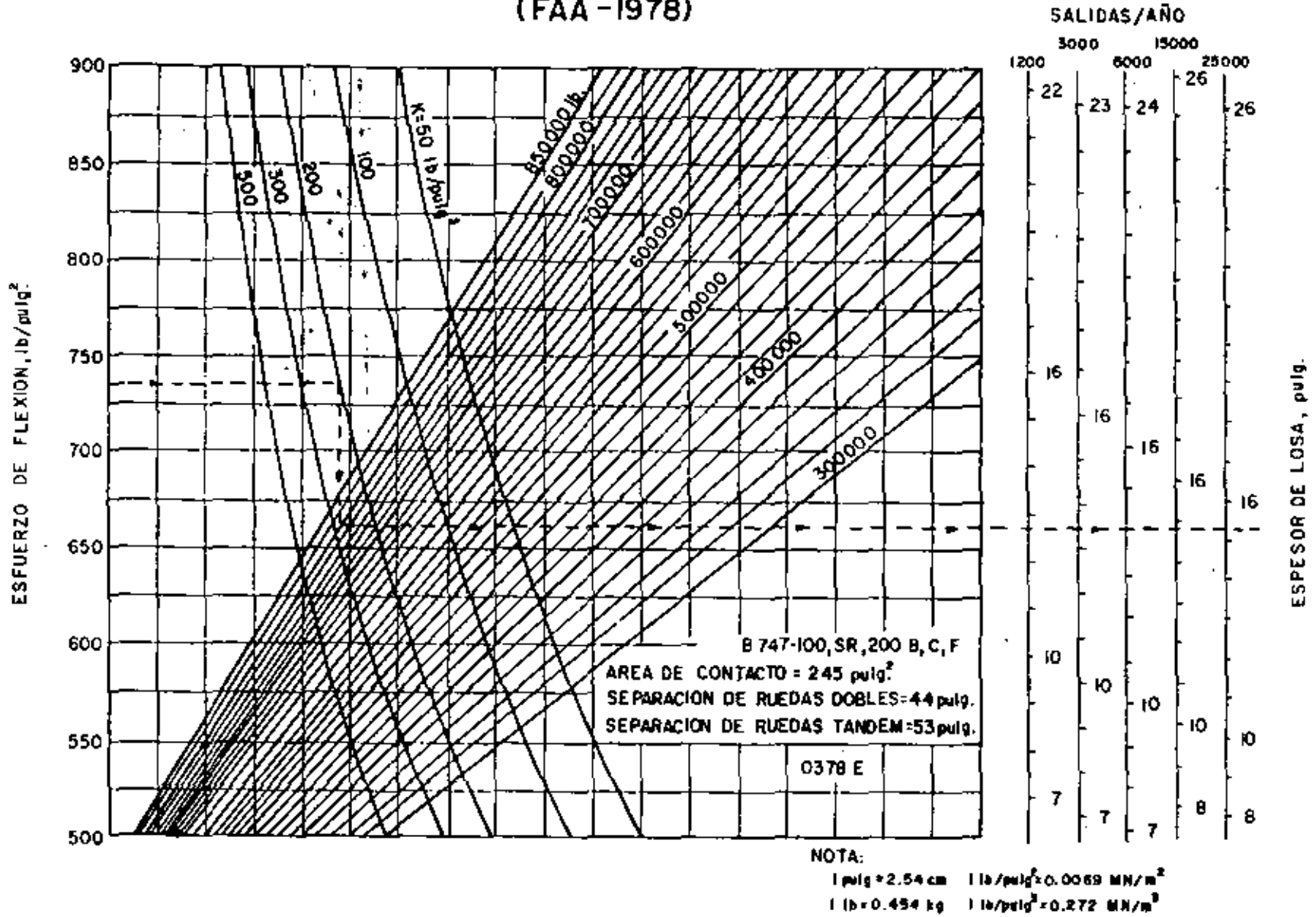
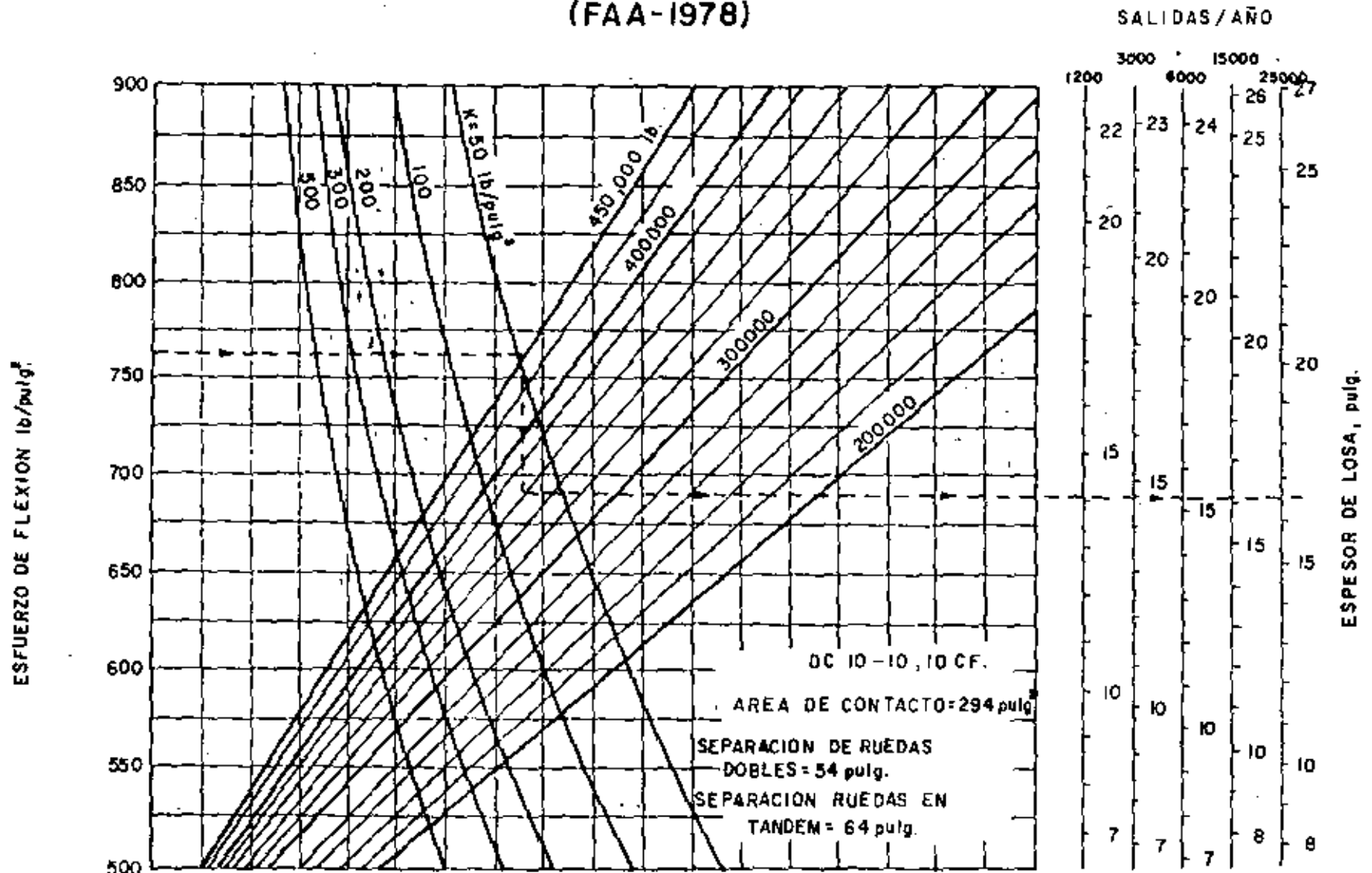


FIG. 100 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO, B-747-100, SR, 200 B, C, F

(FAA-1978)



NOTA:

1 pulg. = 2.54 cm 1 lb/pulg² = 0.0069 MN/m²
1 lb = 0.454 Kg. 1 lb/pulg² = 0.272 MN/m²

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

(FAA-1978)

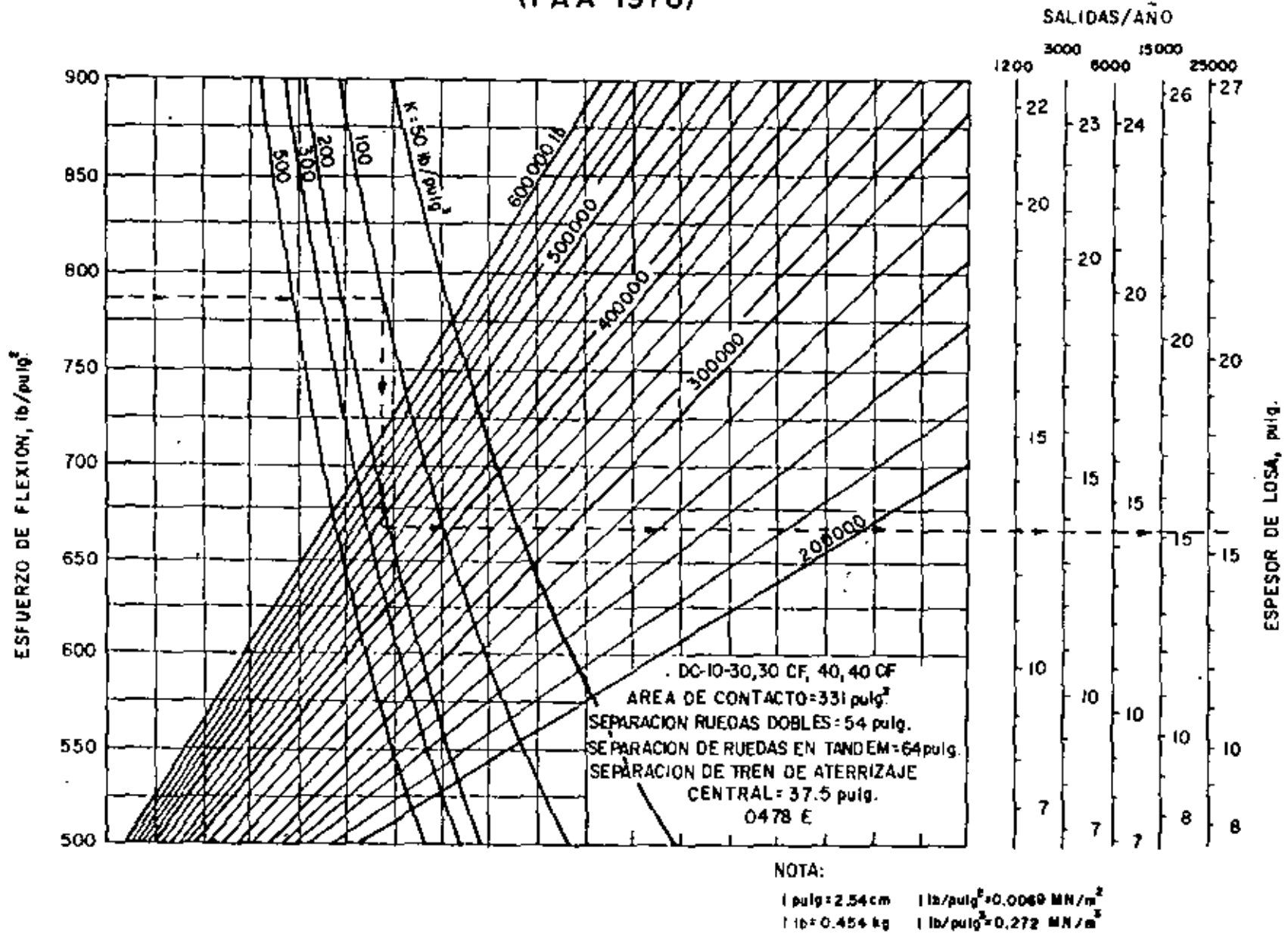


FIG. 103 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO - DC-10-30, 30CF, 40, 40CF.

(FAA-1978)

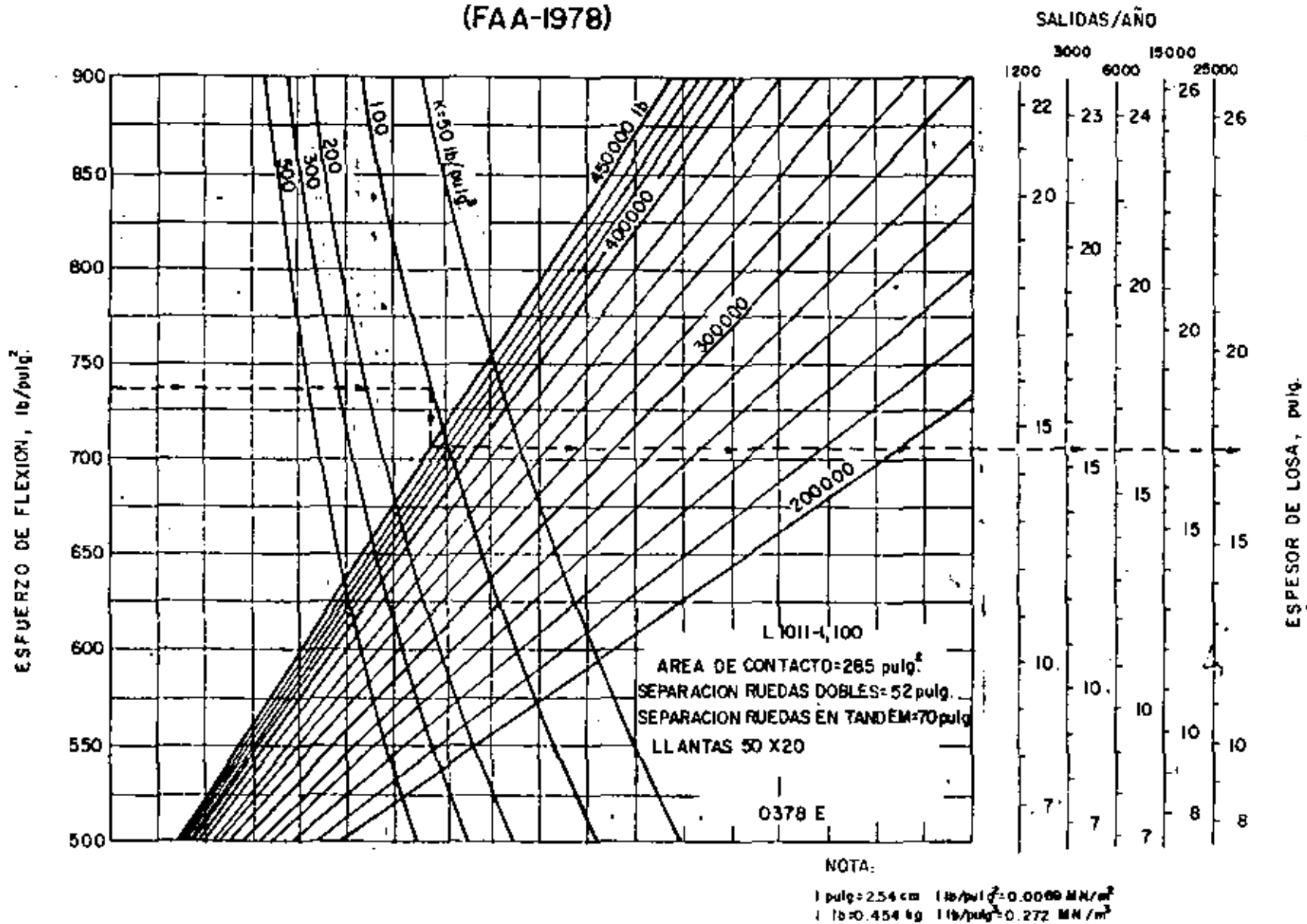


FIG. 104 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION L 1011-1,100

(FAA-1978)

SALIDAS/AÑO

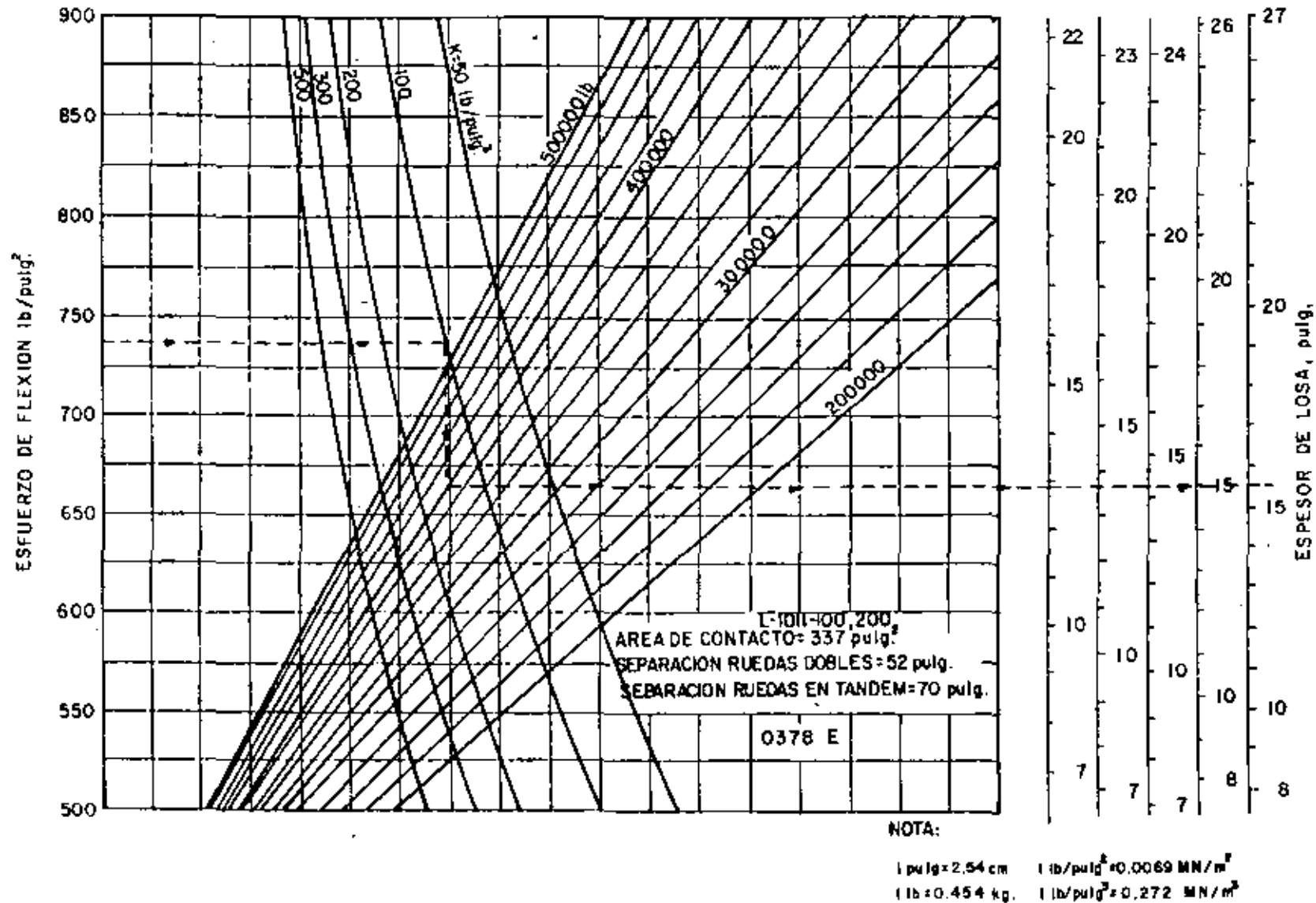


FIG. 105 CURVAS DE DISEÑO DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION L-1011-100,200

(FAA-1978)

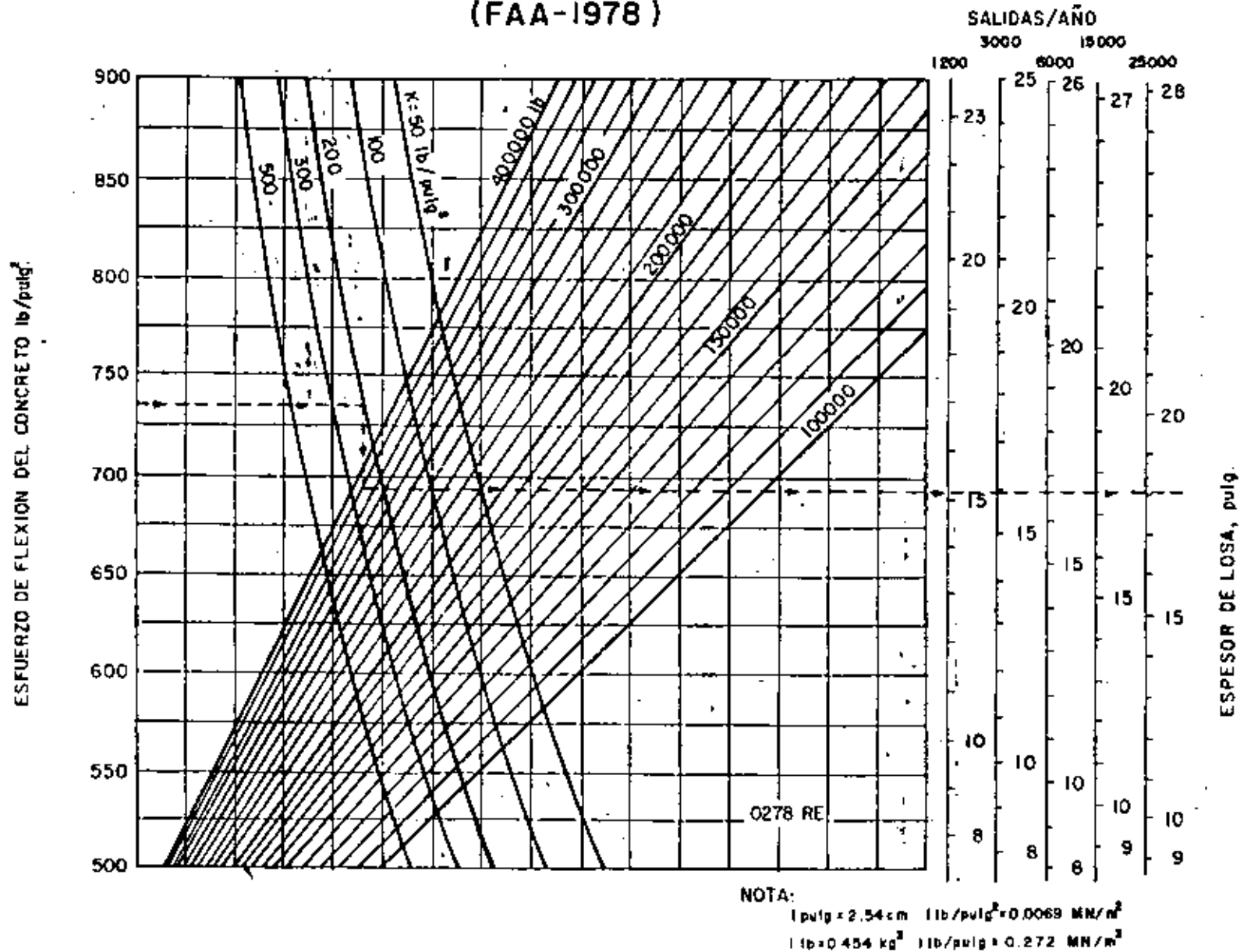


FIG. 106 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO-TREN DE ATERRIZAJE DE RUEDAS EN DOBLE TANDEM

(FAA-1978)

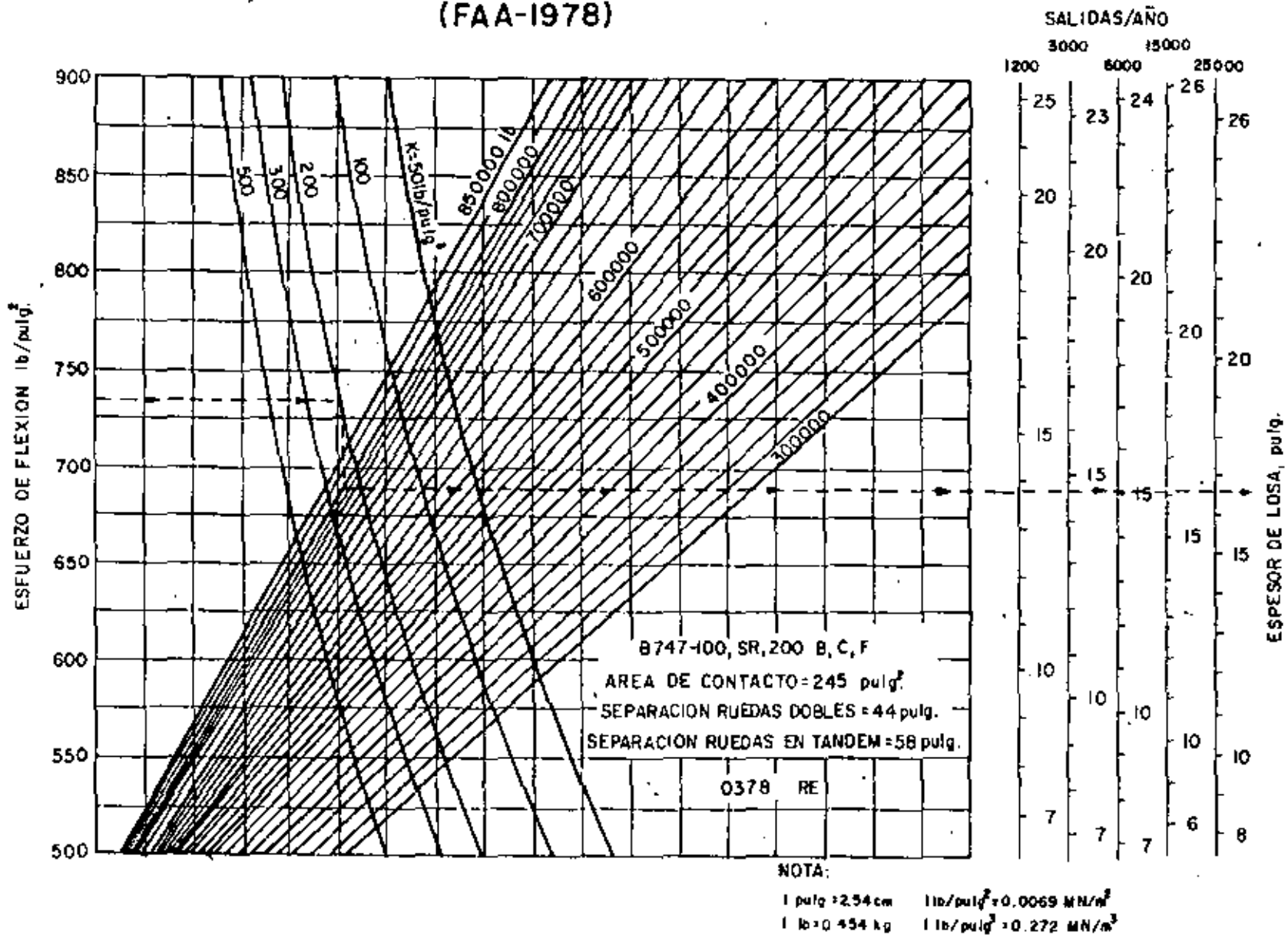


FIG. 107 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES PARA PAVIMENTO RIGIDO. AVIONES B-747-100, SR,200 B,C,F

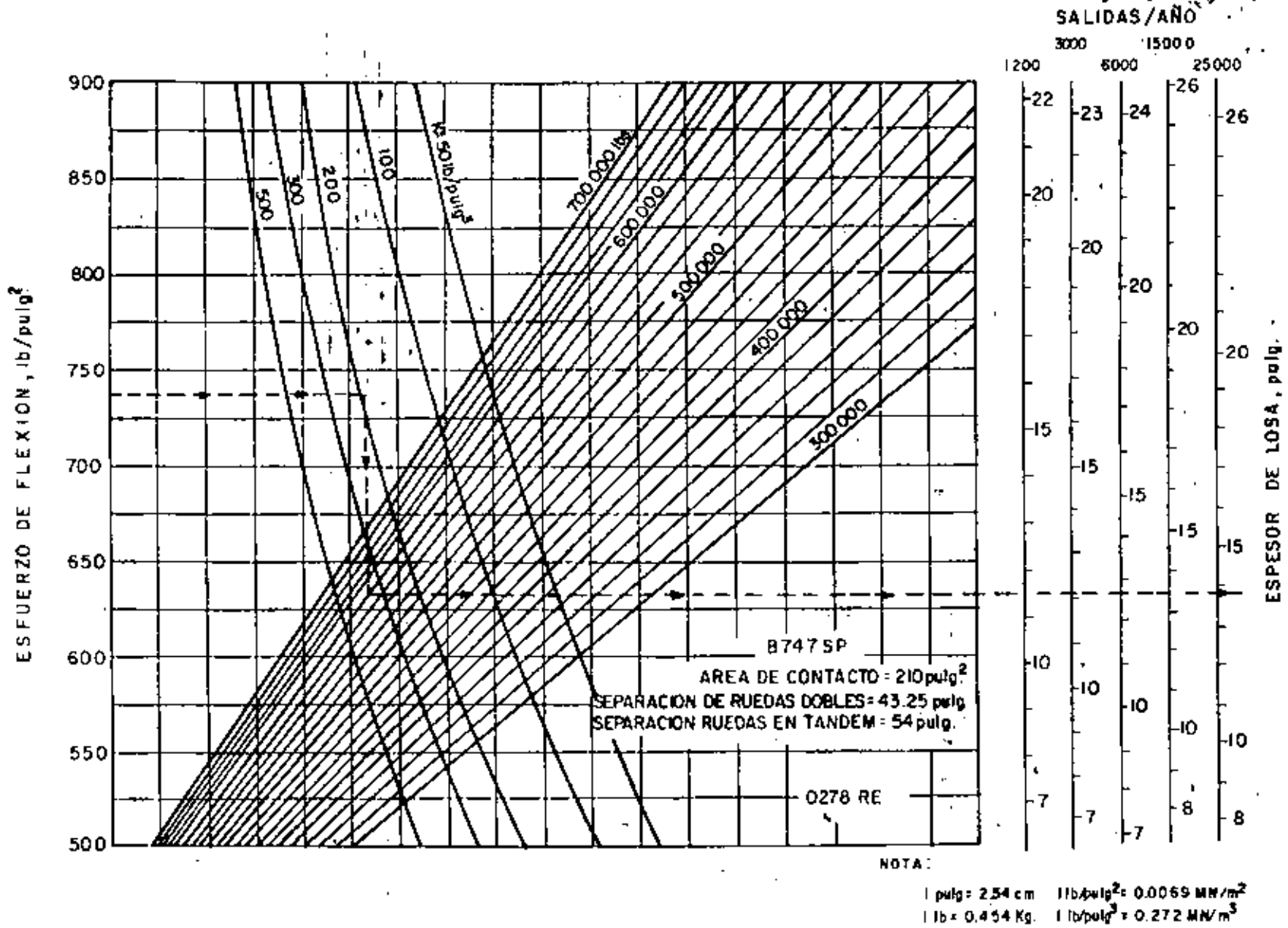
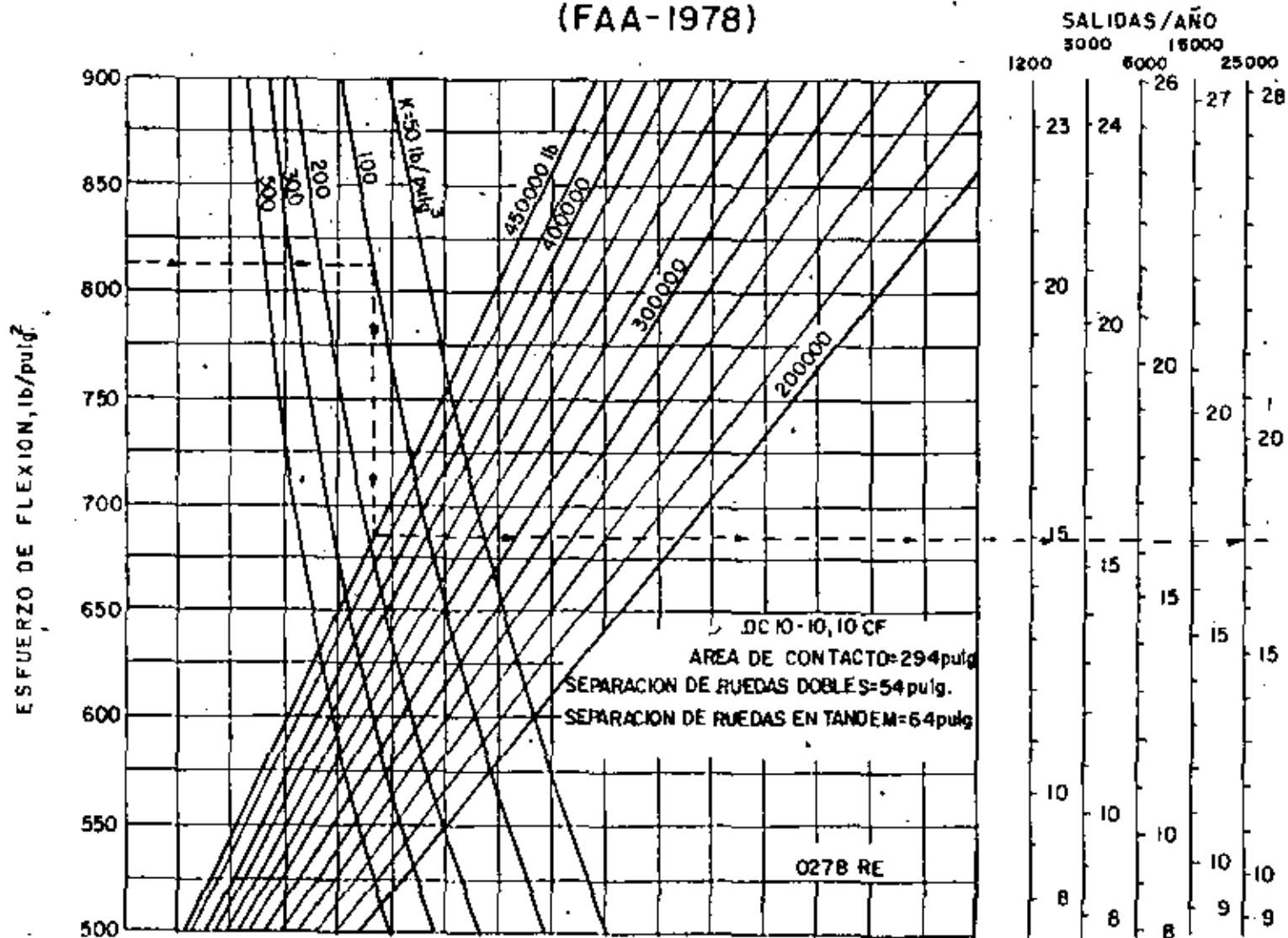


FIG. 108 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO. AVION b-747 SP



NOTA:

1 pulg = 2.54 cm 1 lb/pulg² = 0.069 MN/m²
 1 lb = 0.454 kg 1 lb/pulg = 0.272 MN/m³

FIG. 109 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAV'TNTO RIGIDO. AVION DC-10-10, 10 CF

(FAA-1978)

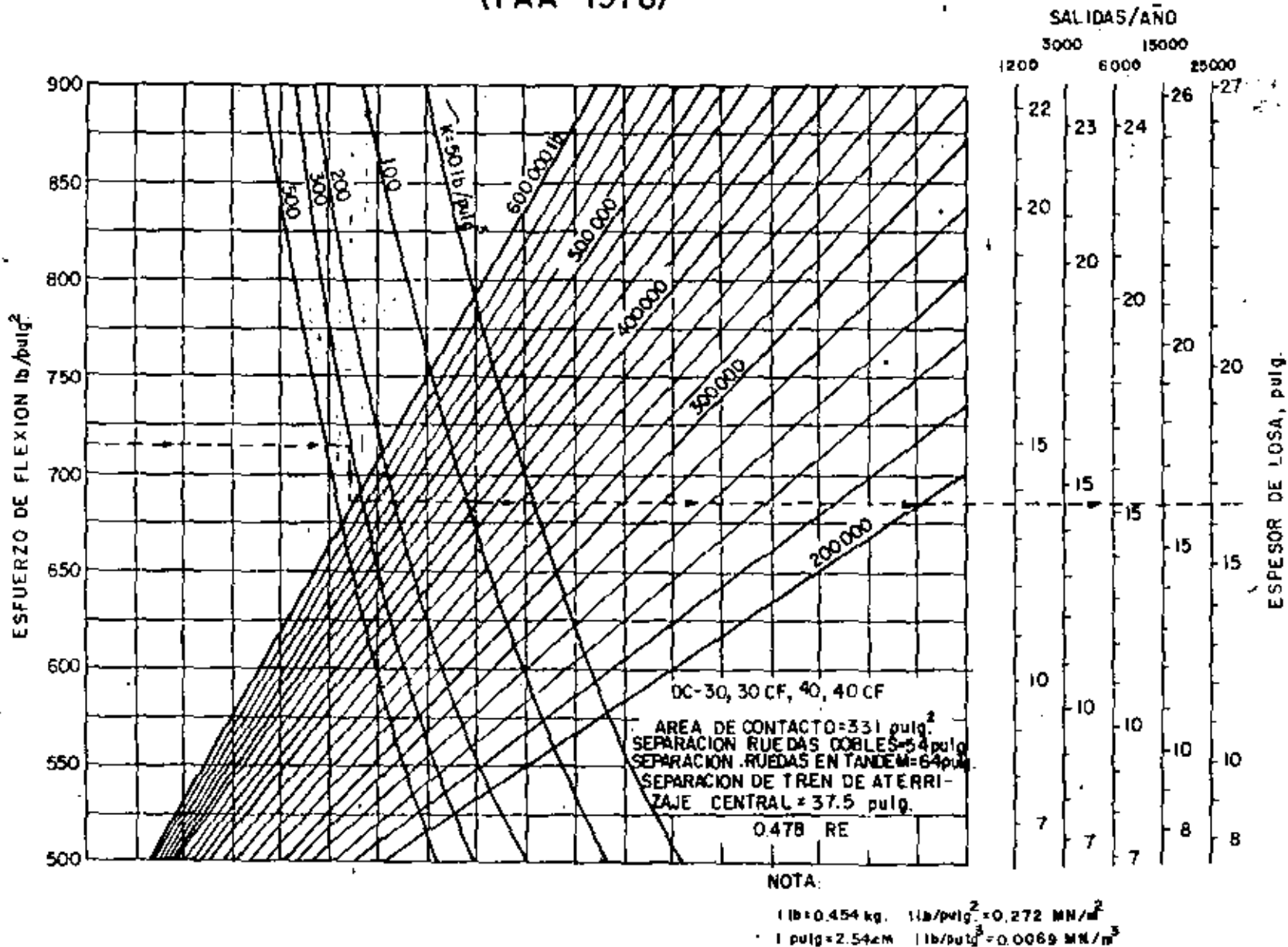
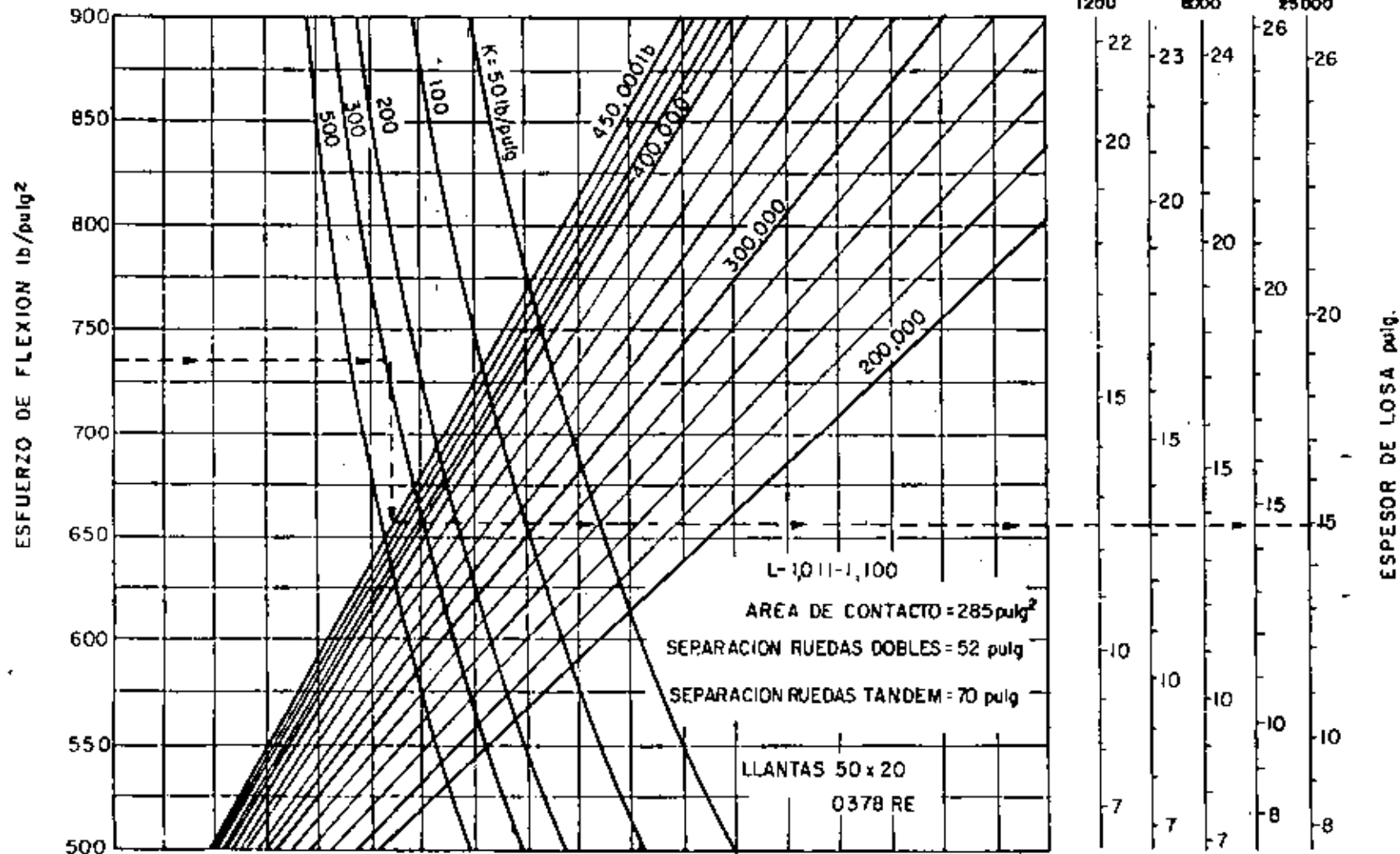


FIG. 110 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO.
 AVIONES DC 10-30, 30 CF, 40, 40 CF



NOTA:
 1 pulg = 2.54 cm. 1 lb/pulg² = 0.0069 M.N/m²
 1 lb = 0.454 kg. 1 lb/pulg³ = 0.272 M.N/m³

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

(FAA-1978)

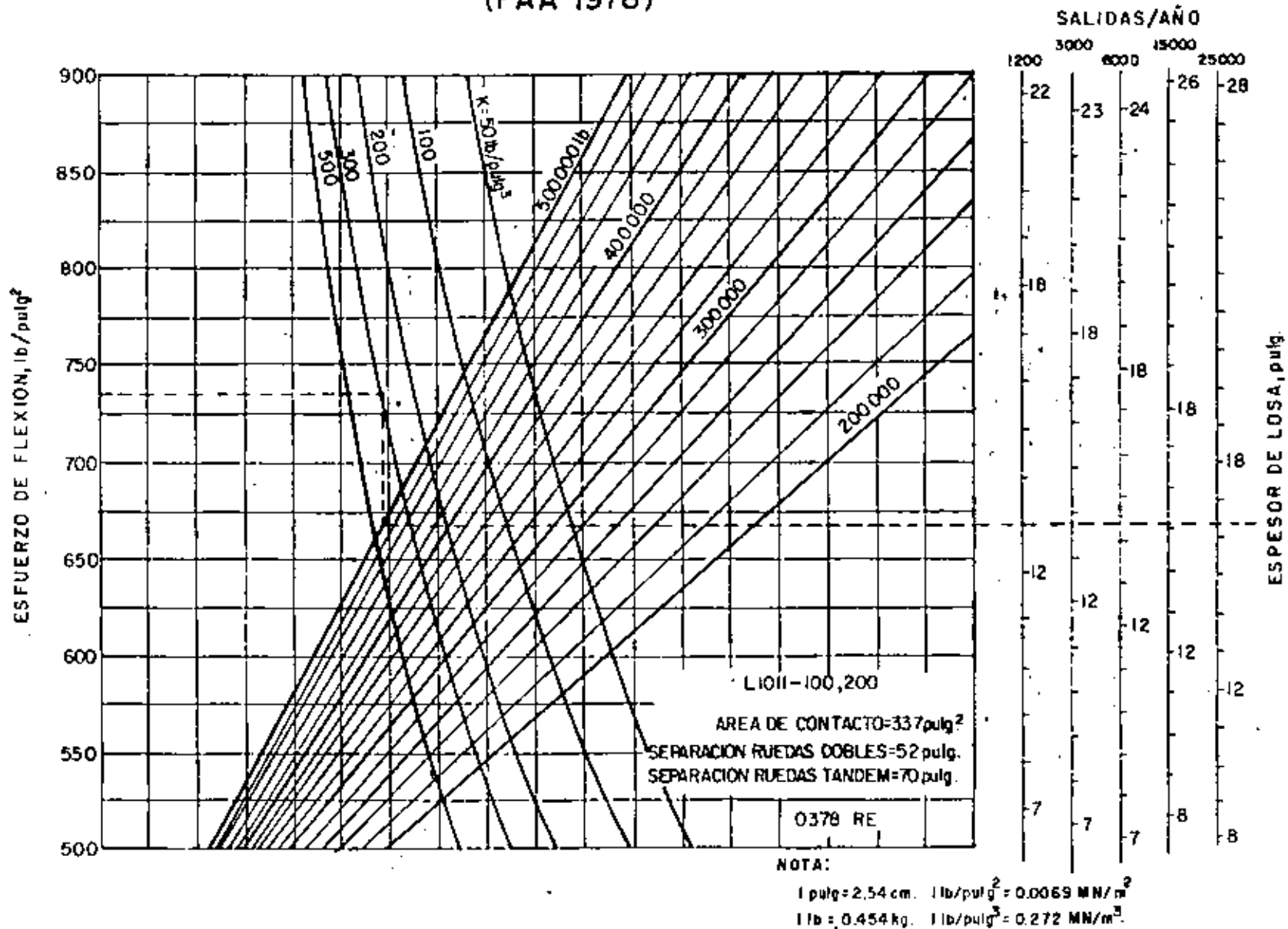
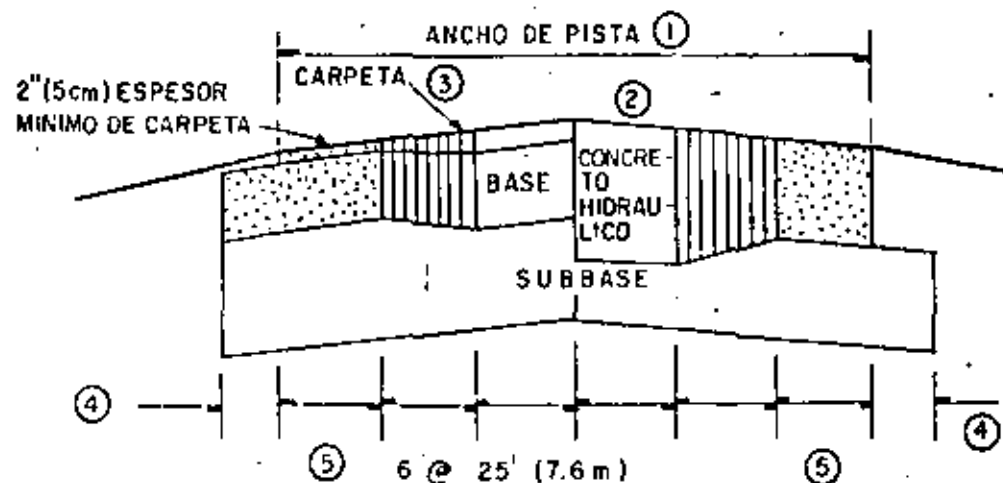
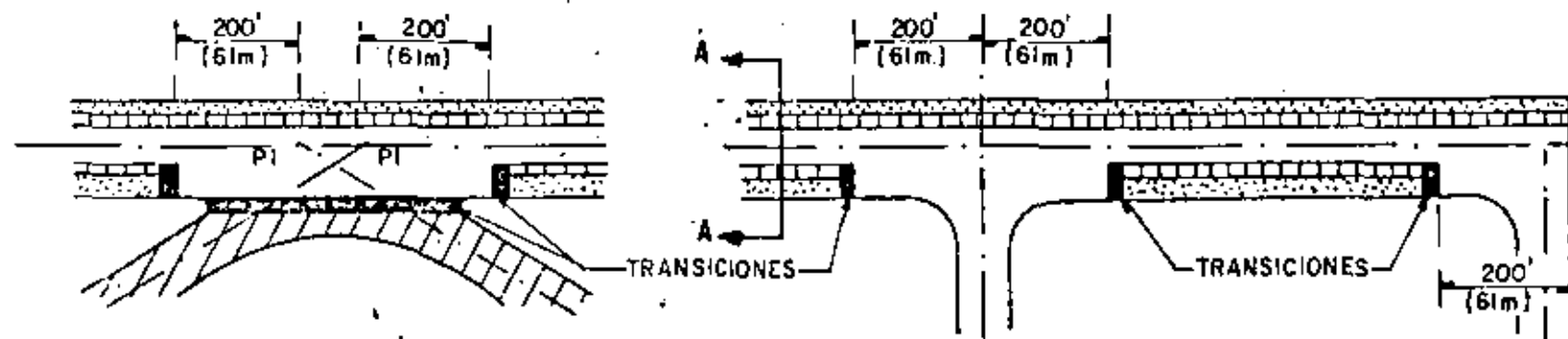


FIG. 112 CURVAS DE DISEÑO OPCIONALES DE PAVIMENTO RIGIDO - L-1011-100,200



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 REFERENTES A CIMENTACIONES PARA PAVIMENTOS

Clasificación principal	Lítero	Nombre	Ver como clasificación de la superficie de las carreteras.	Ver como base directamente debajo de la carpeta.	Acción potencial de las soldadas	Compresibilidad y estabilidad	Características de drenaje.	Equipo de compactación	Peso unitario seco (kg/m ³)	CBR en campo	Módulo de subrasante k/m ²	
												(1)
Grava y sueltos con grava	GW	Grava o grava-dreñada bien graduada.	Excelente	Buena	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumáticos, rodillo neumático.	125-140	60-80	300 ó más	
	GP	Grava o grava drenada moderadamente graduada.	Buena o excelente	Pobre a regular	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumáticos, rodillo neumático.	120-130	35-60	300 ó más	
	GU	Grava o grava drenada uniformemente graduada.	Buena	Pobre	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumáticos.	115-125	25-50	300 ó más	
	GM	Grava limosa o grava limosa arenosa.	Buena o excelente	Regular a buena	Ligera a mediana	Muy ligera	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre, control de humedad.	130-145	40-60	300 ó más	
	GC	Grava arcillosa o grava arcillosa arenosa.	Buena	Pobre	Ligera a mediana.	Ligera	Pobre o prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre.	120-140	20-40	200-300	
Sueltos granulares gruesos	SW	Arena o arena con grava bien graduada.	Buena	Pobre	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumáticos.	110-130	20-40	200-300	
	SP	Arena o arena con grava pobremente graduada.	Regular a buena	Pobre a no adecuada	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumáticos.	105-120	15-25	200-300	
	SU	Arena o arena con grava uniformemente graduada.	Regular a buena.	No adecuada	Ninguna o muy ligera	Casi ninguna	Excelente	Tractor de orugas. Equipo de compactación con neumáticos.	100-115	10-20	200-300	
	SM	Arena arcillosa o arena grava-arcillosa.	Buena	Pobre	Ligera a alta	Muy ligera	Regular a pobre.	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre, control de humedad.	120-135	20-40	200-300	
	SC	Arena arcillosa o arena grava arcillosa.	Regular a buena	No adecuada	Ligera a alta	Ligera a mediana	Pobre o prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre.	105-130	10-20	200-300	
Sueltos granulares finos	ML	Limas finas arcillosas, limas con grava, sueltos de arcillas.	Regular a pobre	No adecuada	Mediana a muy alta	Ligera a mediana	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre, control de humedad.	100-125	5-15	100-200	
	CL	Arcillas pobres, arcillas arenosas o arcillas con grava.	Regular a pobre	No adecuada	Mediana a alta	Mediana	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre.	100-125	5-15	100-200	
	OL	Limas arcillosas, arcillas arcillosas pobres.	Pobre	No adecuada	Mediana a alta	Mediana a alta	Pobre	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre.	90-105	4-8	100-200	
Aire comprimible LL > 50	MH	Arcillas con limos o limos de diatomáceas.	Pobre	No adecuada	Mediana a muy alta	Alta	Regular a pobre	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre.	80-100	4-8	100-200	
	CH	Arcillas gruesas.	Pobre a muy pobre	No adecuada	Mediana	Alta	Prácticamente impermeable	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre.	90-110	3-5	50-100	
	OH	Arcillas orgánicas gruesas.	Pobre a muy pobre	No adecuada	Mediana	Alta	Prácticamente impermeable.	Equipo de compactación con neumáticos, rodillo para de cobre.	80-105	3-5	50-100	
Turba y otros sueltos orgánicos	PT	Turba húmeda y otros.	No adecuada	No adecuada	Ligera	Muy alta	Regular a pobre	Compactación no práctica.				

TABLA 19

3. Método del Reino Unido.

El método de evaluación y diseño de pavimentos, LCN (Número de Clasificación de Carga: Load Classification Number), fue desarrollado por el Ministerio del Aire, Dirección General de Obras, del Reino Unido. Actualmente está incorporado al Manual de Aeródromos de la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI).

El método es aplicable tanto para pavimentos flexibles como para rígidos. En este método la capacidad soporte de un pavimento está expresada en términos de un número conocido como LCN, que depende de la geometría de la pierna del avión, de la presión de inflado de las llantas y de la composición y espesor del pavimento.

Posteriormente el Reino Unido simplificó el método LCN de manera de clasificar las capacidades resistentes del pavimento por grupos originando el llamado LCG (Grupo de Clasificación de Carga: Load Classification Group) que actualmente es utilizado por el Reino Unido. Sin embargo el método LCN tuvo mucha aceptación en todo el mundo y sigue siendo utilizado por muchos países y organizaciones.

El método LCN partió de la necesidad de clasificar la capacidad de los pavimentos de los aeródromos para recibir a las aeronaves. Durante e inmediatamente después de la Segunda Guerra Mundial, en el Reino Unido se acostumbraba clasificar los pavimentos de los aeródromos como adecuados para ciertas categorías de aviones definidas en términos muy generales tales como "Caza", "bombardero pesado" o "bombardero muy pesado". Este sistema pronto quedó obsoleto debido al incremento continuo en los pesos de los nuevos aviones y a la complicación que introdujeron los trenes de aterrizaje de ruedas múltiples y las diferencias en las presiones de los neumáticos. Era pues necesario encontrar un sistema sencillo que permitiera comparar fácilmente las características de carga de una aeronave con una capacidad de carga de un pavimento.

En consecuencia se llevaron a cabo numerosos ensayos de carga en pavimentos rígidos y flexibles existentes y que tenían diferentes espesores y estaban contruidos sobre suelos diferentes. El objeto de dichos ensayos era determinar que relación, de haberla, existía entre la carga necesaria para reducir la falla de un pavimento y el área de contacto de la carga. En cada aeródromo se llevó a cabo una serie de ensayos usando placas de diferentes diámetros y haciendo varias pruebas con cada dimensión de placa, a fin de obtener una placa media de rotura para cada una de las dimensiones. En los pavimentos rígidos, los ensayos se efectuaron aplicando la carga en el centro y en la esquina de la losa. Para los pavimentos flexibles se consideró como carga de rotura la que producía una deformación de 2,54 mm.

La fig. 114 muestra tres curvas típicas de carga de rotura/área de contacto obtenidas de los ensayos (curvas 2, 4 y 6). La curva obtenida para un determinado pavimento permite determinar qué aeronave lo puede utilizar sin sobrecargarlo, para lo cual sólo se requiere señalar en la gráfica el punto correspondiente a la carga de rueda de la aeronave con su área de contacto. Si el punto queda por debajo de la curva, el pavimento no se sobrecargará; si queda por encima de la curva, se producirá sobrecarga.

A fin de obtener una relación más general, en las figs. 115 y 116 se volvieron a trazar las curvas "carga de rotura/área de contacto" obtenidas de un gran número de pavimentos diferentes, pero expresando la carga de rotura de pavimentos diferentes, pero expresando la carga de rotura 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 cm^2 de área de contacto, existe una relación razonablemente constante entre la carga de rotura y el área de contacto.

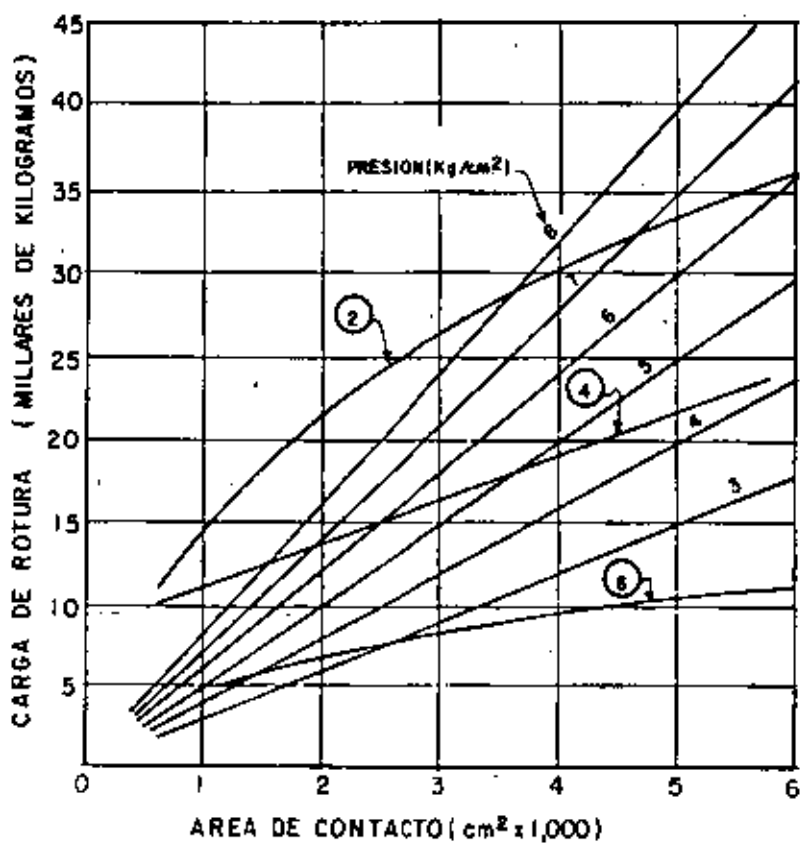
El siguiente paso se muestra en la fig. 117 en la que se obtuvieron las curvas de "Carga de rotura/área de contacto" para pavimentos rígidos y flexibles típicos; de ambas curvas se obtuvo la curva que representa razonablemente el comportamiento de un pavimento "medio" sometido a carga y cuya ecuación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

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

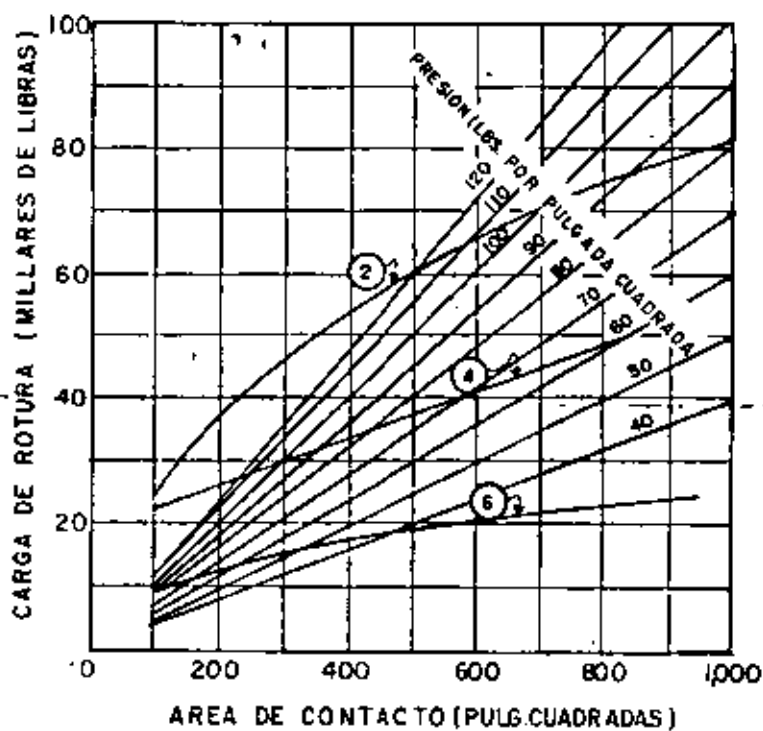
en donde W_1 y W_2 son las cargas de rotura en las áreas de contacto A_1 y A_2 respectivamente.

Cabe señalar que esta relación solo se considera válida entre los límites de 1,300 y 4,500 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/AREA 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:

$$\text{Área de contacto} = \frac{\text{carga}}{\text{presión de neumático.}}$$

- 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 tēc-
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"

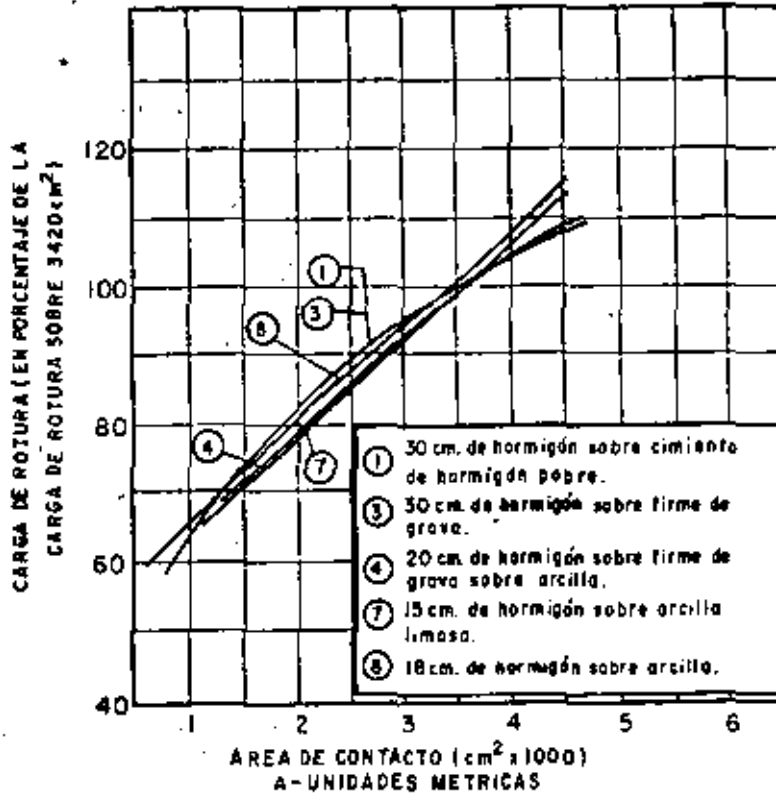


FIG. 115 PAVIMENTOS RIGIDOS.

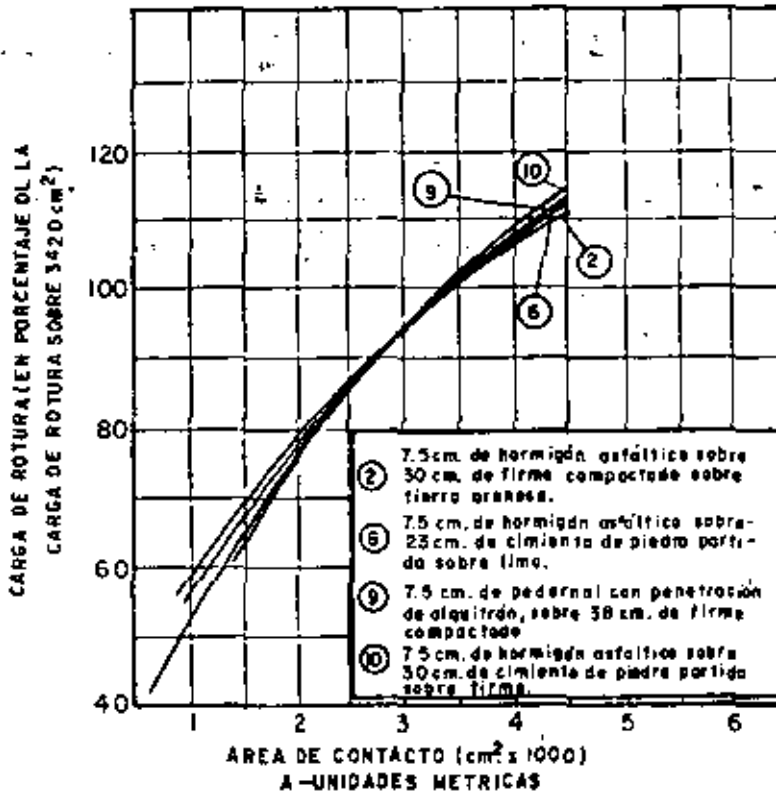


FIG. 116 PAVIMENTOS FLEXIBLES.

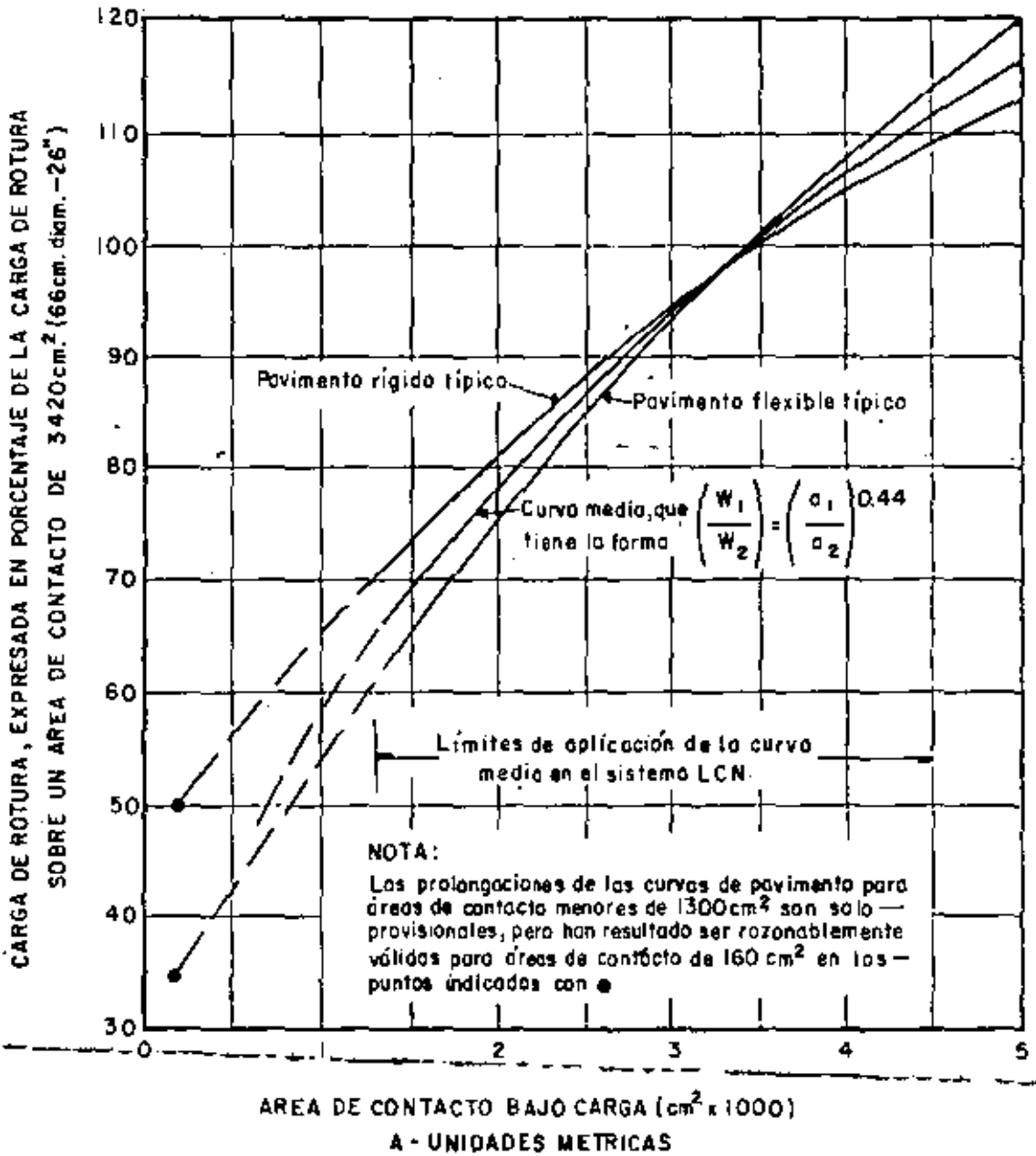


FIG. 117 CURVAS DE RELACION CARGA DE ROTURA/AREA DE CONTACTO
PARA PAVIMENTOS TIPICOS

(OACI, 1965)

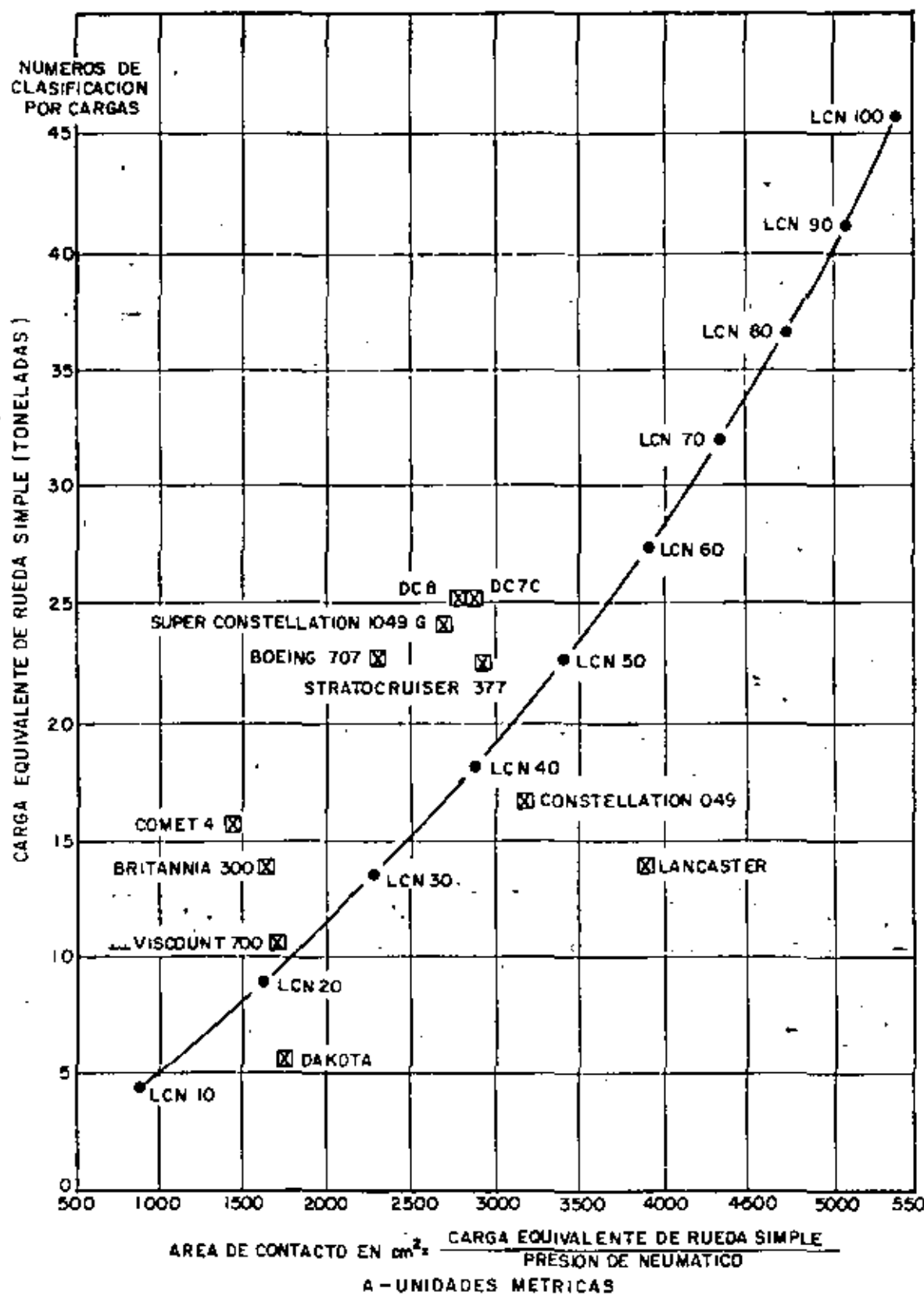
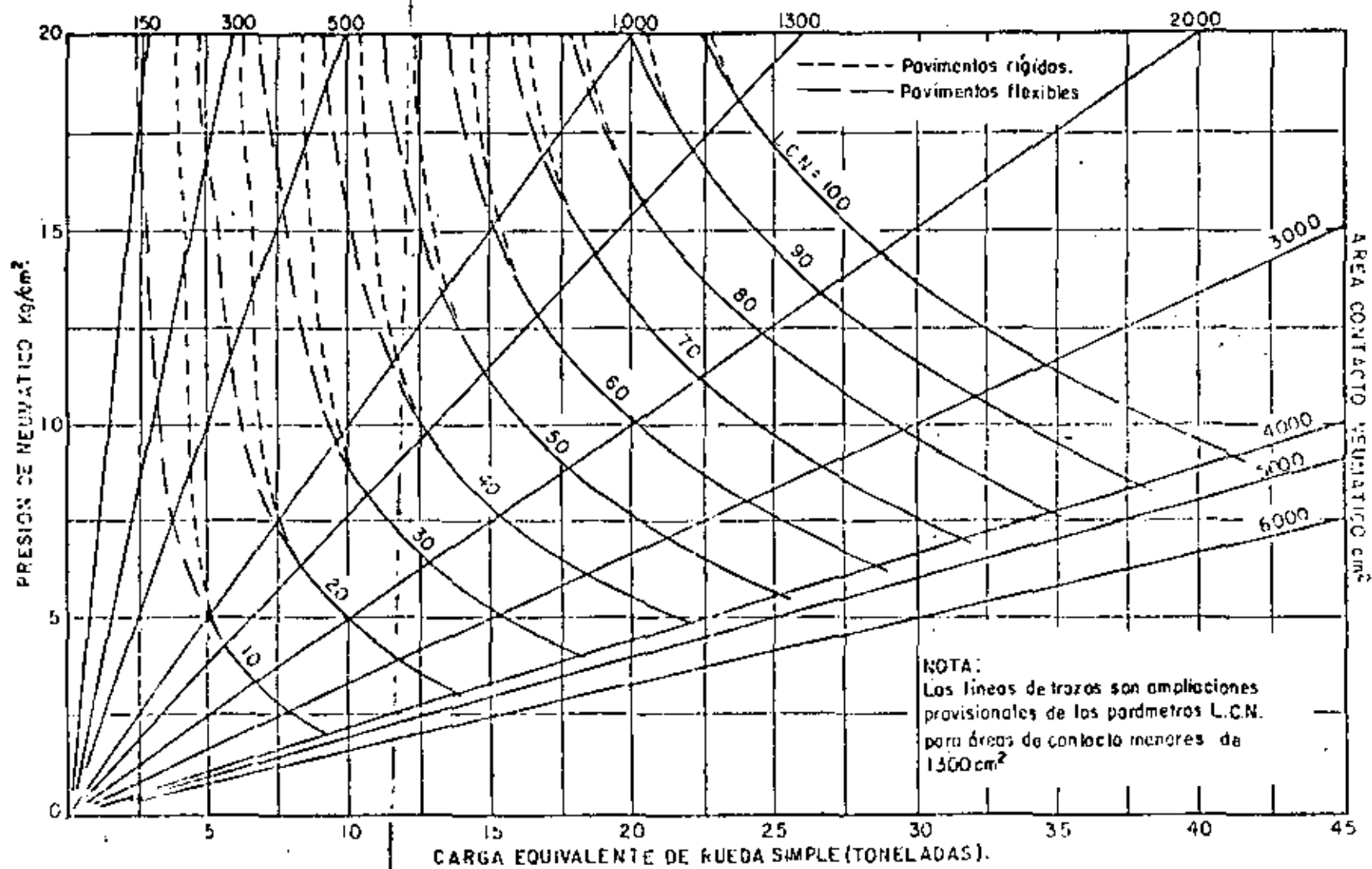


FIG. 118 CURVA TIPICA DE CLASIFICACION POR CARGAS.



A-UNIDADES METRICAS.

NUMEROS DE CLASIFICACION POR CARGAS EN FUNCION DE LA CARGA LA PRESSION DE NEUMATICO Y EL AREA DE CONTACTO, PARA PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES.

FIG. 119

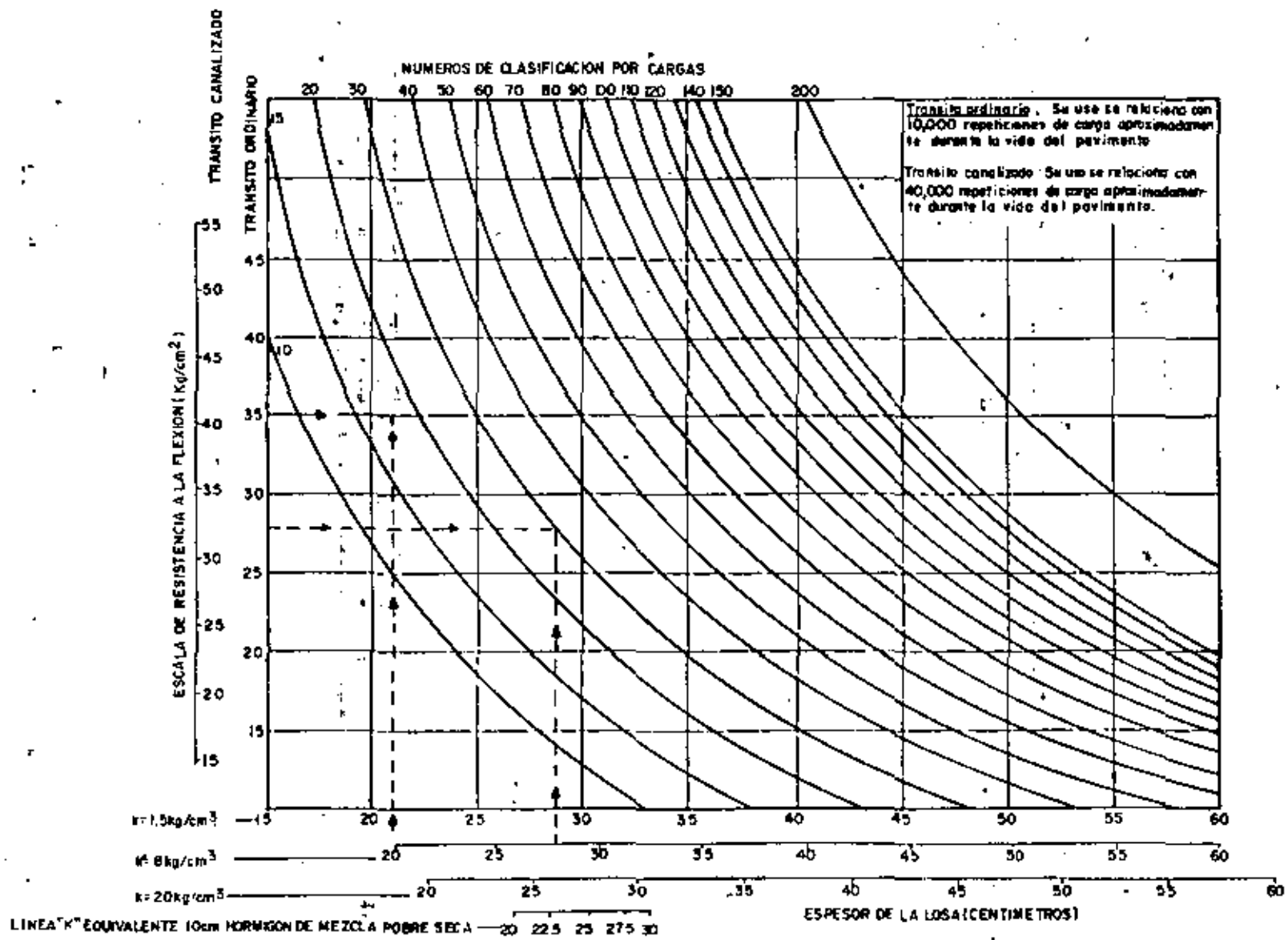


FIG. 120 ABACO PARA EL CALCULO DE PAVIMENTOS RIGIDOS-LOSA UNICA.

(OACT 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/cm a los 28 días. Esta resistencia mínima aumentará a 33 kg/cm 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/cm. (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/cm 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/cm que se usa para 10,000 repeticiones de carga deberá reducirse a 27 kg/cm 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 los a escala natural y, en los métodos de diseño de pavimentos de la Asociación del Cemento Portland (PCA) y de la Administración Federal de Aviación (FAA), se ha investigado un método factible de diseño de pavimentos rígidos específico para los aeropuertos de México.

La evaluación de la resistencia de los pavimentos se efectuó por medio de pruebas de placa utilizando el método de Número de Clasificación de Cargas (LCN). Con base en los resultados de 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 tracción bajo del concreto a la tensión por flexión. Con este último valor se entra a la gráfica correspondiente al avión de diseño (fig. 124 a 131) localizando el punto en la escala vertical izquierda de la gráfica. A par

tir de este punto se traza una línea horizontal hasta intersectar con la línea diagonal correspondiente al valor de la carga por pierna del tren principal del avión de diseño. De este punto se traza una línea vertical (hacia arriba o hacia abajo) hasta intersectar con la curva correspondiente al valor de "k" de diseño. A partir de este último punto se traza una línea horizontal, para leer en la escala vertical derecha de la gráfica el espesor requerido de la losa. En la fig. 131 el procedimiento varía ligeramente y se muestra en la misma figura con las líneas a trazas.

Para determinar el espesor de losa necesario para áreas de tráfico tipo "B" (fig. 122) se considera el 90 por ciento del espesor "h" de losa obtenido para áreas críticas.

(La PCA, el Cuerpo de Ingenieros, y la FAA, concuerdan sensiblemente con el valor adoptado en este proyecto de método).

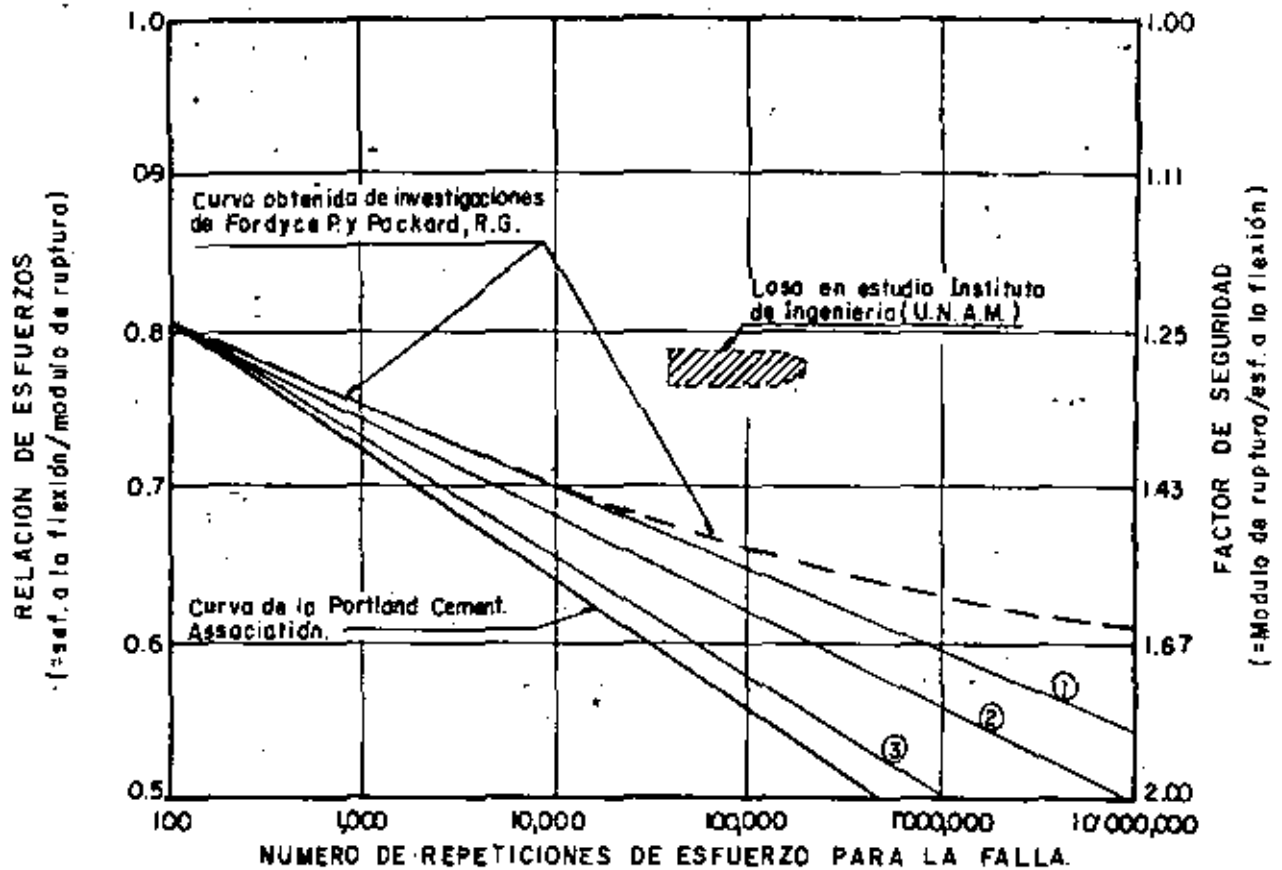
El área de tráfico tipo "B" corresponde a la franja central de las pistas, que no vayan a ser utilizadas como rodajes, y a las salidas de alta velocidad, que no vayan a ser utilizadas como rodajes de entrada.

Para determinar el espesor de losa necesario para áreas de tráfico tipo "C" (fig. 122) se considera el 70 por ciento del espesor "h" de losa obtenido para áreas críticas. (Este valor concuerda con el adoptado por la FAA, y con el adoptado, en forma indirecta, por el Cuerpo de Ingenieros. La PCA recomienda que este valor sea entre 75 y 80%). El área de tráfico tipo "C" corresponde a las franjas de las orillas de la pista.

El ancho de franja sobre la pista, de las áreas de tráfico tipo "A", "B" y de las transiciones, dependerá de las características del equipo con que se cuente para la construcción del pavimento; sin embargo no deberán ser 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 día.		
	MENOS DE 10°C	DE 10 A 14°C	MAS DE 14°C ^(*)
Hasta 6,000	1.40	1.44	1.49
10,000	1.42	1.46	1.53
15,000	1.44	1.48	1.56
22,000	1.46	1.50	1.59
30,000	1.48	1.525	1.62
45,000	1.50	1.55	1.65
60,000	1.52	1.575	1.68
90,000	1.54	1.60	1.71
140,000	1.56	1.625	1.75
200,000	1.58	1.65	1.795
300,000	1.60	1.68	1.84
700,000	1.65	1.75	1.94
1'600,000	1.70	1.82	2.00
3'000,000	1.75	1.87	2.00
7'000,000	1.80	1.96	2.00

(*) VALORES TENTATIVOS.

Tabla 22 GRADIENTES MAXIMOS DE TEMPERATURA. (promedio mensual)

LOCALIDAD	GRADIENTE PROM EN EL MES DE MAYOR VARIACION DE TEMP. (°C)	M E S
ACAPULCO, GRO.	8.7	FEBRERO
CAMPECHE, CAMP.	8.9	MARZO Y ABRIL
COZUMEL, Q. R.	9.6	MARZO Y ABRIL
CHIHUAHUA; CHIH.	16.8	MARZO
GUADALAJARA, JAL.	18.7	MARZO
HERMOSILLO, SON.	18.1	MAYO
JUAREZ, CHIH.	19.2	MAYO
LA PAZ, B.C.	15.8	MAYO
MAZATLAN, SIN.	6.2	ABRIL
MERIDA, YUC.	12.1	ABRIL
MEXICALI, B.C.	20.2	JUNIO
MEXICO, (TEXCOCO)	20.9	FEBRERO
MONTERREY, N.L.	12.5	MARZO
OAXACA, OAX.	19.9	FEBRERO
PUERTO VALLARTA, JAL.	13.2	FEBRERO MARZO Y ABRIL
REYNOSA, TAMPS.	12.7	FEBRERO
SAN LUIS POTOSI, S.L.P.	18.0	ABRIL
TAMPICO, TAMPS.	8.5	DICIEMBRE Y ENERO
TAPACHULA, CHIS.	14.9	FEBRERO
TIJUANA, B.C.	14.0	DICIEMBRE
TORREON, COAH.	22.8	MAYO
VERACRUZ, VER.	7.0	AGOSTO
VILLAHERMOSA, TAB.	13.1	MAYO

FACTORES DE REPETICION DE CARGAS PARA ALGUNOS AVIONES

A V I O N	FACTOR DE REPETICION DE CARGA (Valores tentativos)			
	CALLE DE RODAJE		P I S T A	
	$\sigma = 61\text{cm (1)}$	$\sigma = 122\text{cm (1)}$	$\sigma = 244\text{cm (1)}$	$\sigma = 488\text{cm (1)}$
DC-3	0.12	0.07	0.05	0.03
B-727	0.41	0.23	0.13	0.09
DC-8 y B-707	0.83	0.46	0.25	0.17
B-747	0.58	0.38	0.33	0.28
DC-10-10 y L-1011	0.57	0.40	0.22	0.12
CONCORDE	0.83	0.44	0.23	0.15

Tabla 23a

NOTAS:

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

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

(2) La PCA recomienda que para efectos de diseño se tome $\sigma = 61$ cm. para calles de rodaje y $\sigma = 488$ cm para pistas; con base en lo observado por 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.

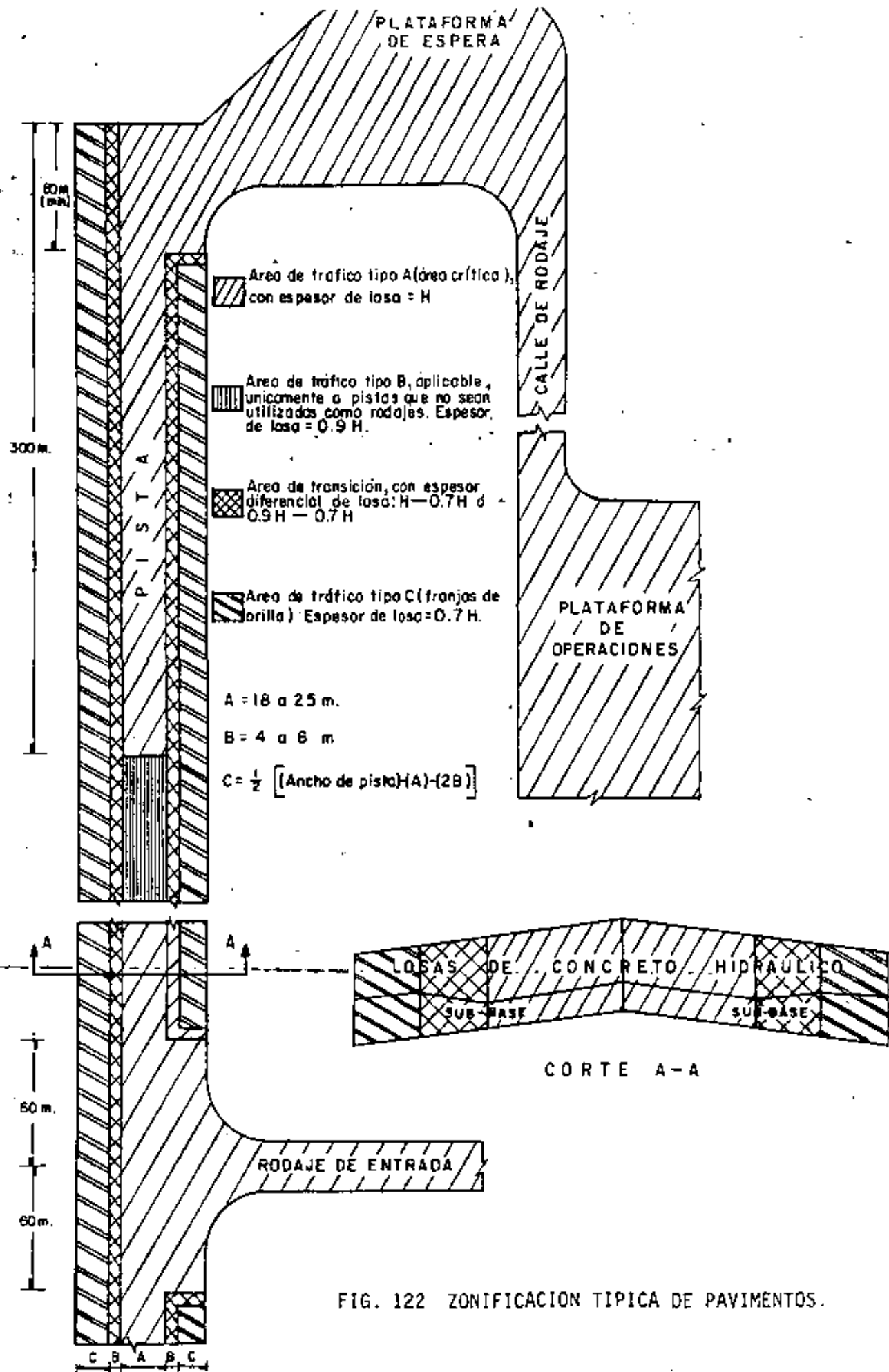


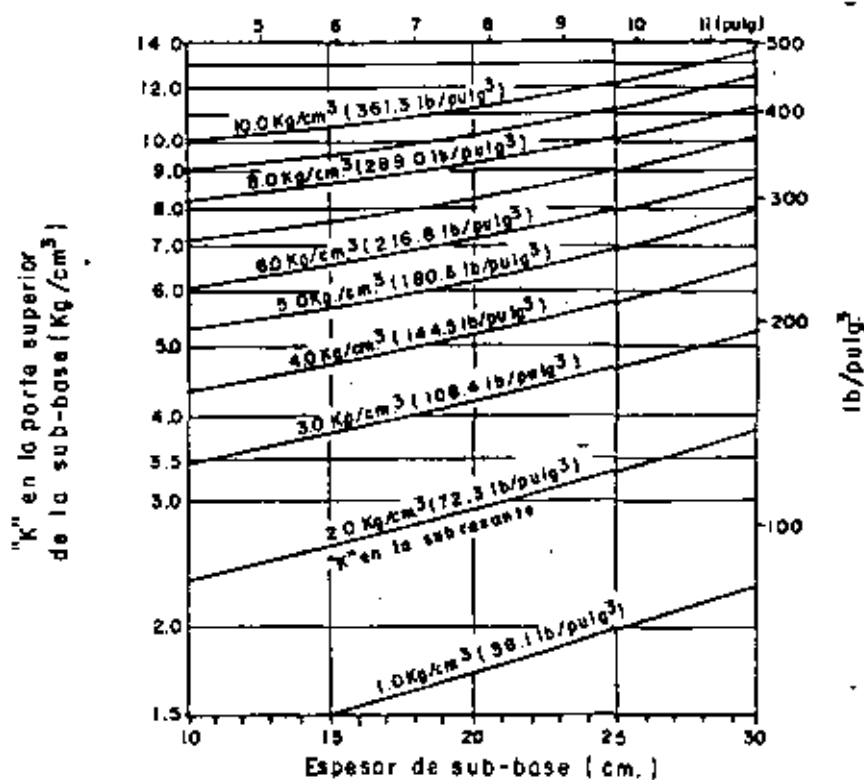
FIG. 122 ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS.

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

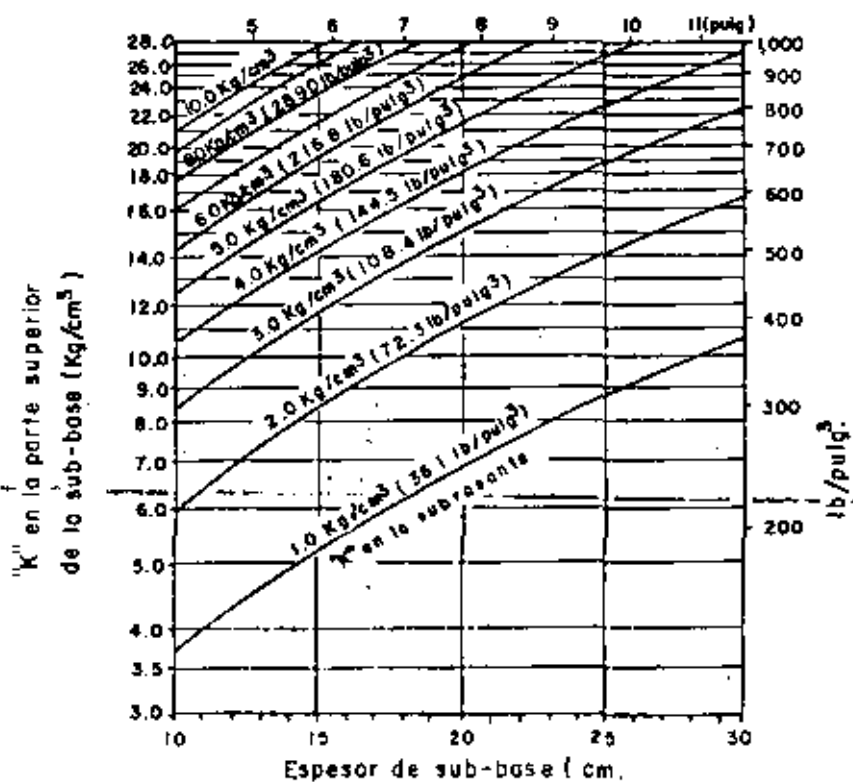
ESPESOR DE LOSA (cm)	K=1.5 (kg/cm ³)	K=2	K=4	K=6	K=8	K=10	K=12	K=14
18	95.41	88.79	74.66	67.46	62.78	59.38	56.73	54.59
19	99.35	92.46	77.75	70.26	65.38	61.83	59.08	56.85
20	103.25	96.09	80.80	73.01	67.95	64.26	61.40	59.07
21	107.10	99.67	83.81	75.73	70.48	66.65	63.68	61.28
22	110.91	103.21	86.79	78.42	72.98	69.02	63.95	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	69.34
26	125.71	116.99	98.37	88.89	82.72	78.23	74.75	71.92
27	129.32	120.34	101.20	91.44	85.10	80.48	76.89	73.99
28	132.89	123.67	104.00	93.97	87.43	82.70	79.02	76.03
29	136.44	126.97	106.77	96.48	89.73	84.91	81.13	78.06
30	139.95	130.24	109.52	98.95	92.09	87.10	83.22	80.07
31	143.44	133.48	112.25	101.42	94.39	89.26	85.23	82.06
32	148.89	136.70	114.95	103.87	96.65	91.42	87.34	84.04
33	150.32	139.89	117.63	106.29	98.92	93.55	89.38	86.00
34	153.72	143.06	120.30	108.70	101.16	95.67	91.41	87.95
35	157.10	146.20	122.94	111.09	103.38	97.77	93.41	89.38
36	160.46	149.32	125.57	113.46	105.59	99.86	95.41	91.80

(*) Valores calculados para E = 250,000 kg/cm² y M = 0.15

$$\lambda = \frac{Eh^3}{12(1-M^2)K} = 12.0826 \frac{h^3}{k}$$

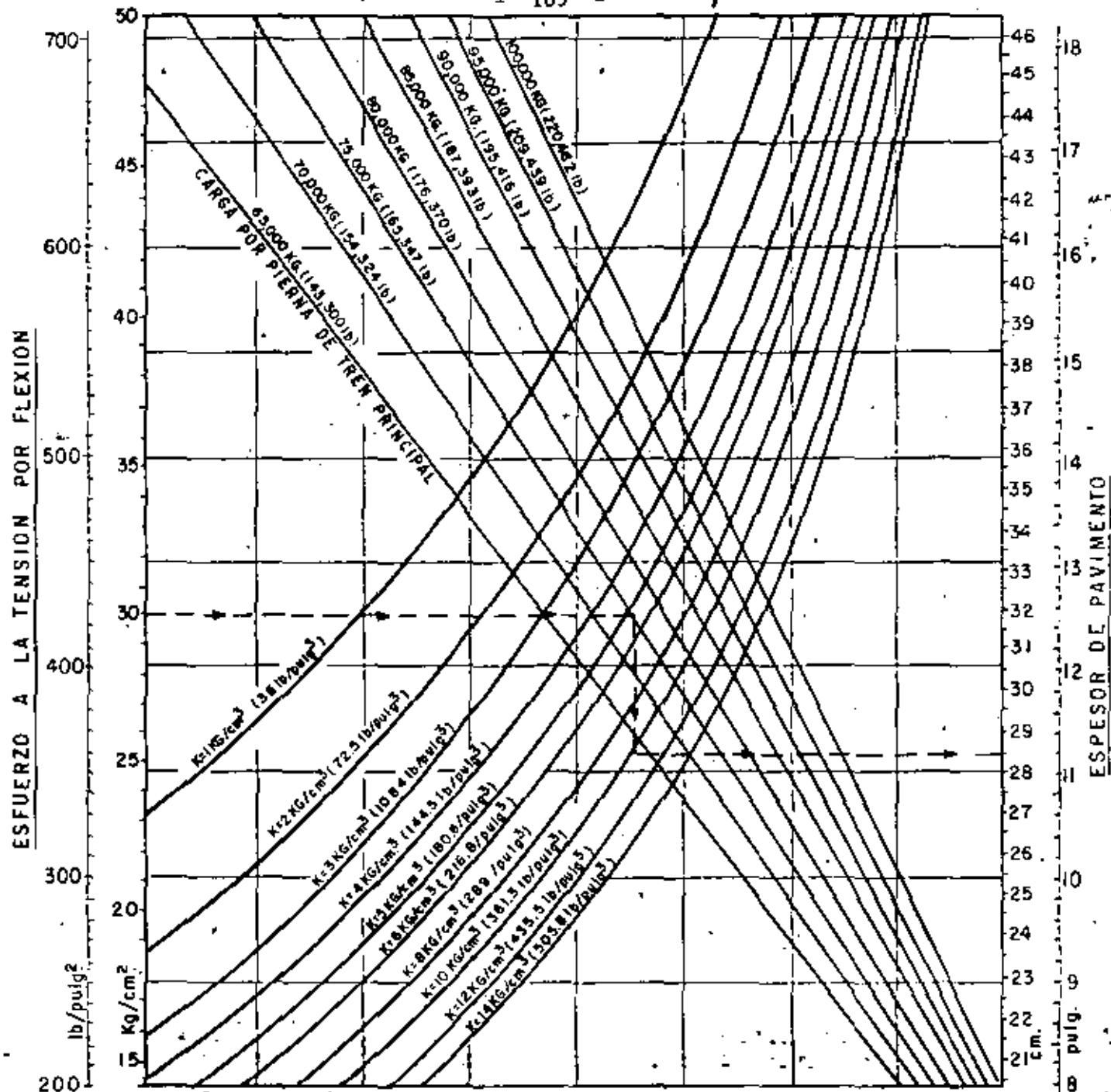


A) EFECTO DE LA SUBBASE HIDRAULICA EN LOS VALORES DE "K"

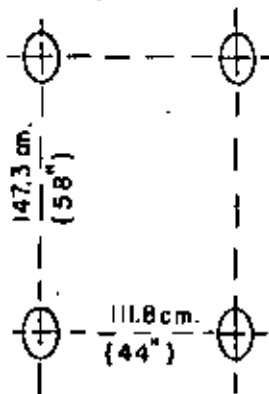


B) EFECTO DE LA SUBBASE ESTABILIZADA CON CEMENTO EN LOS VALORES DE "K"

FIG. 123

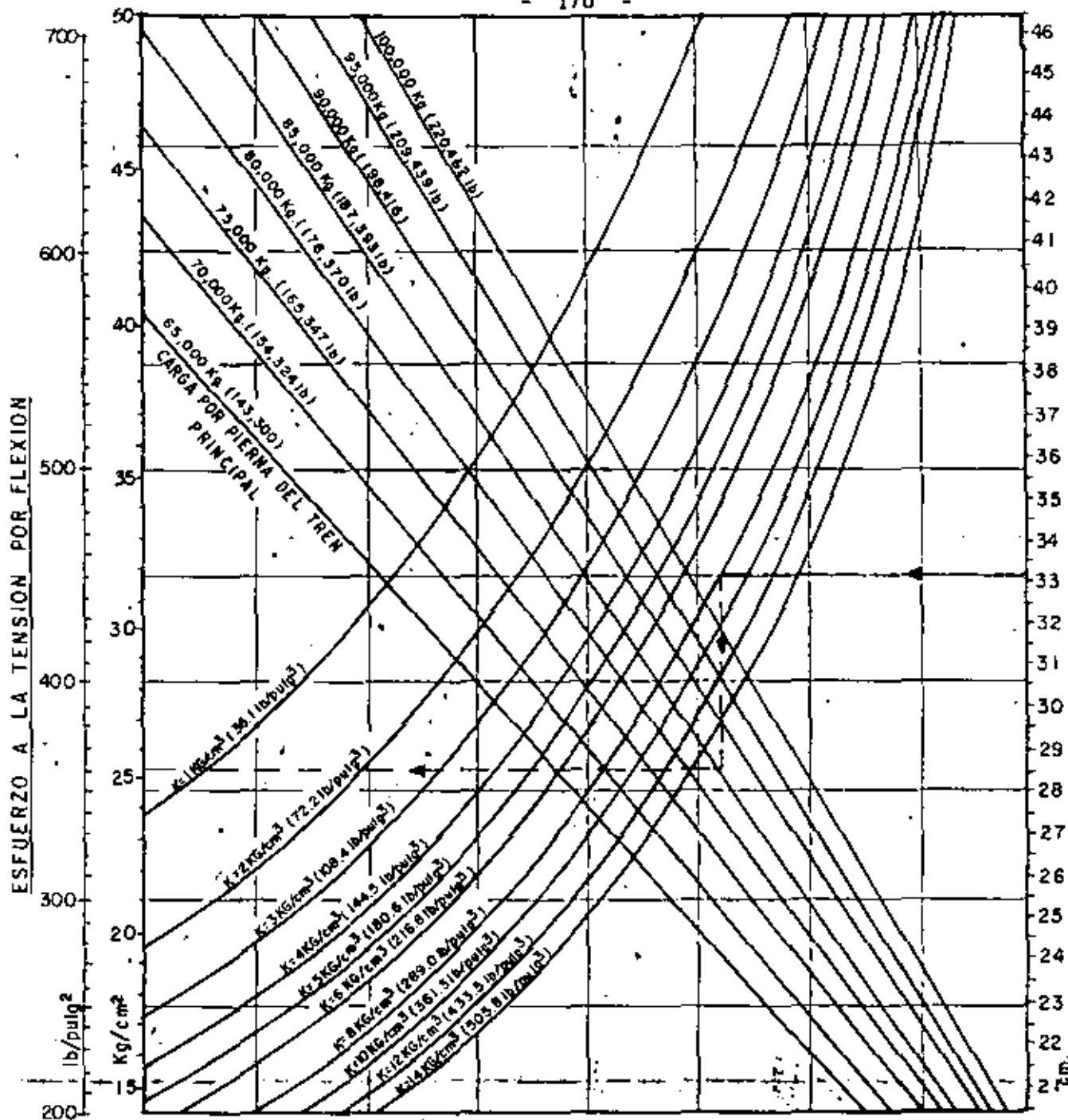


ÁREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,316.1 cm²
(204 pulg²)

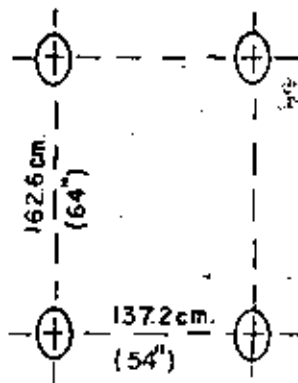


AVION: BOEING B-747
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS
Pierna tren principal: Doble tándem.
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

FIG. 124



AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,638.7 cm²
(254 pulg²)



AVION: Mc. DONNELL-DOUGLAS DC-10

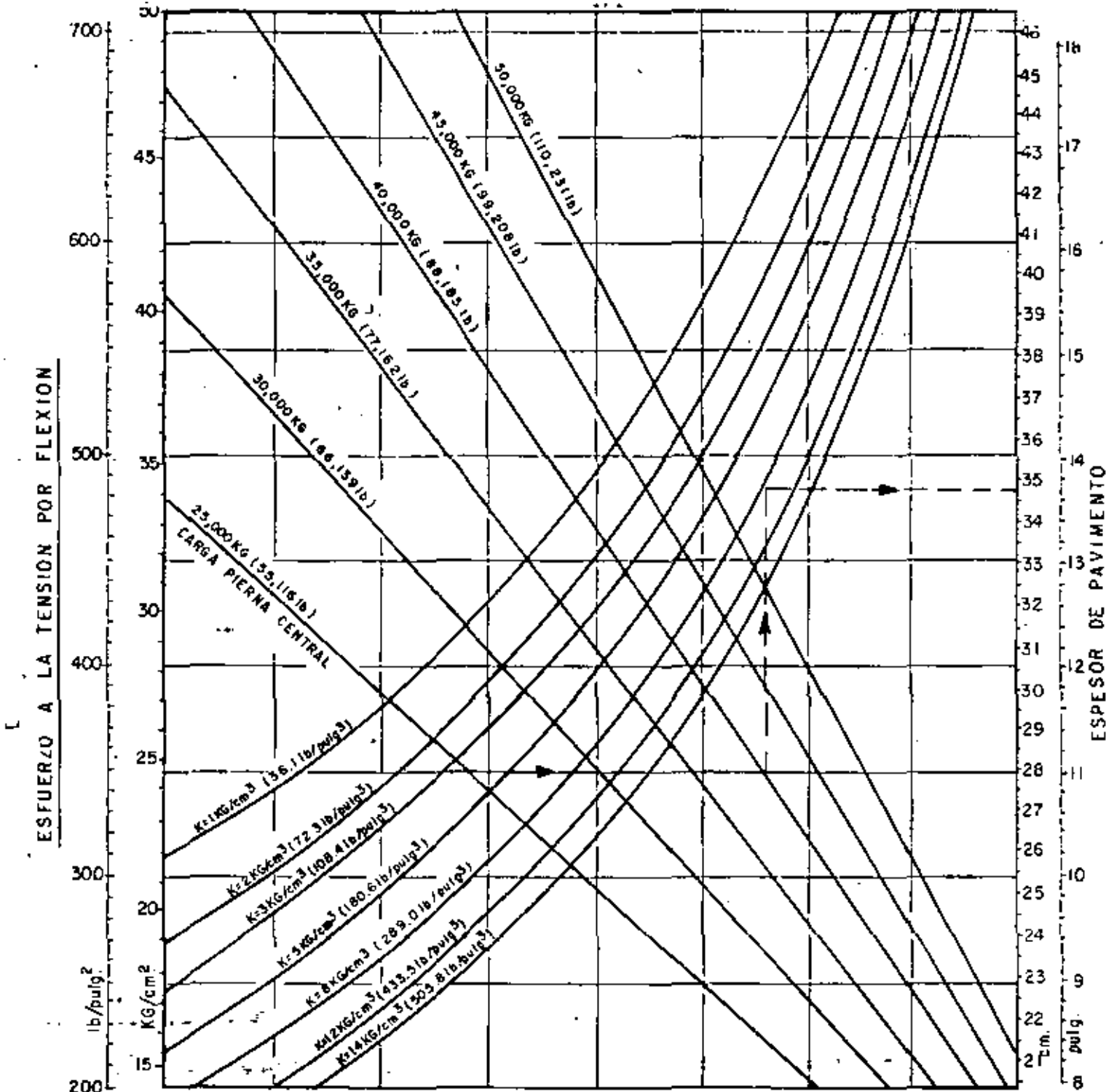
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tandem.

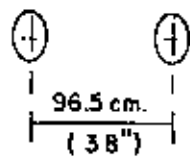
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

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 pulg²)



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

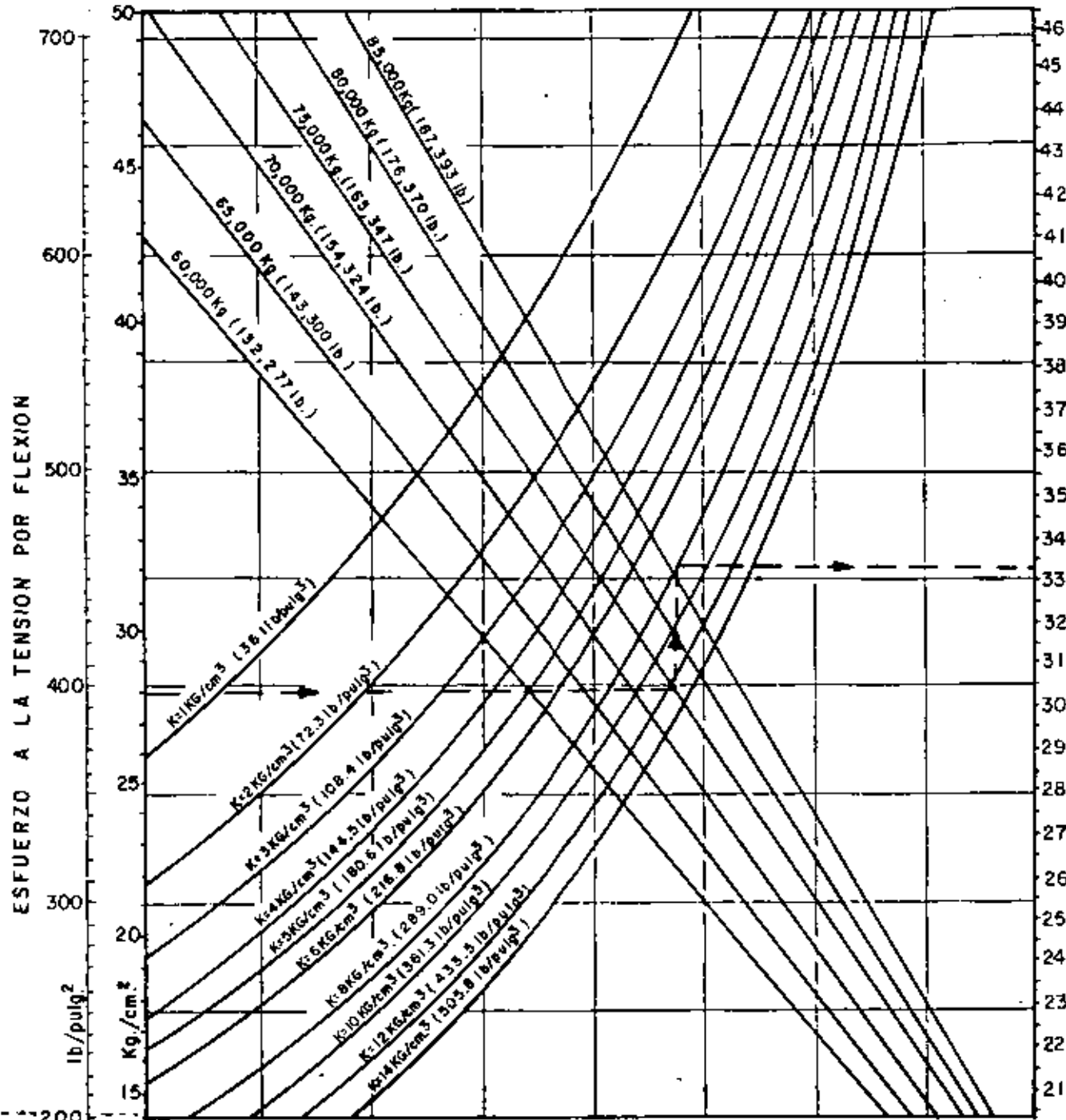
**GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
 DE CONCRETO HIDRAULICO DE
 AEROPUERTOS**

Pierna central: Ruedas dobles

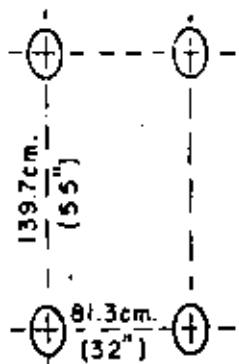
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
 (1973)

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

FIG. 126



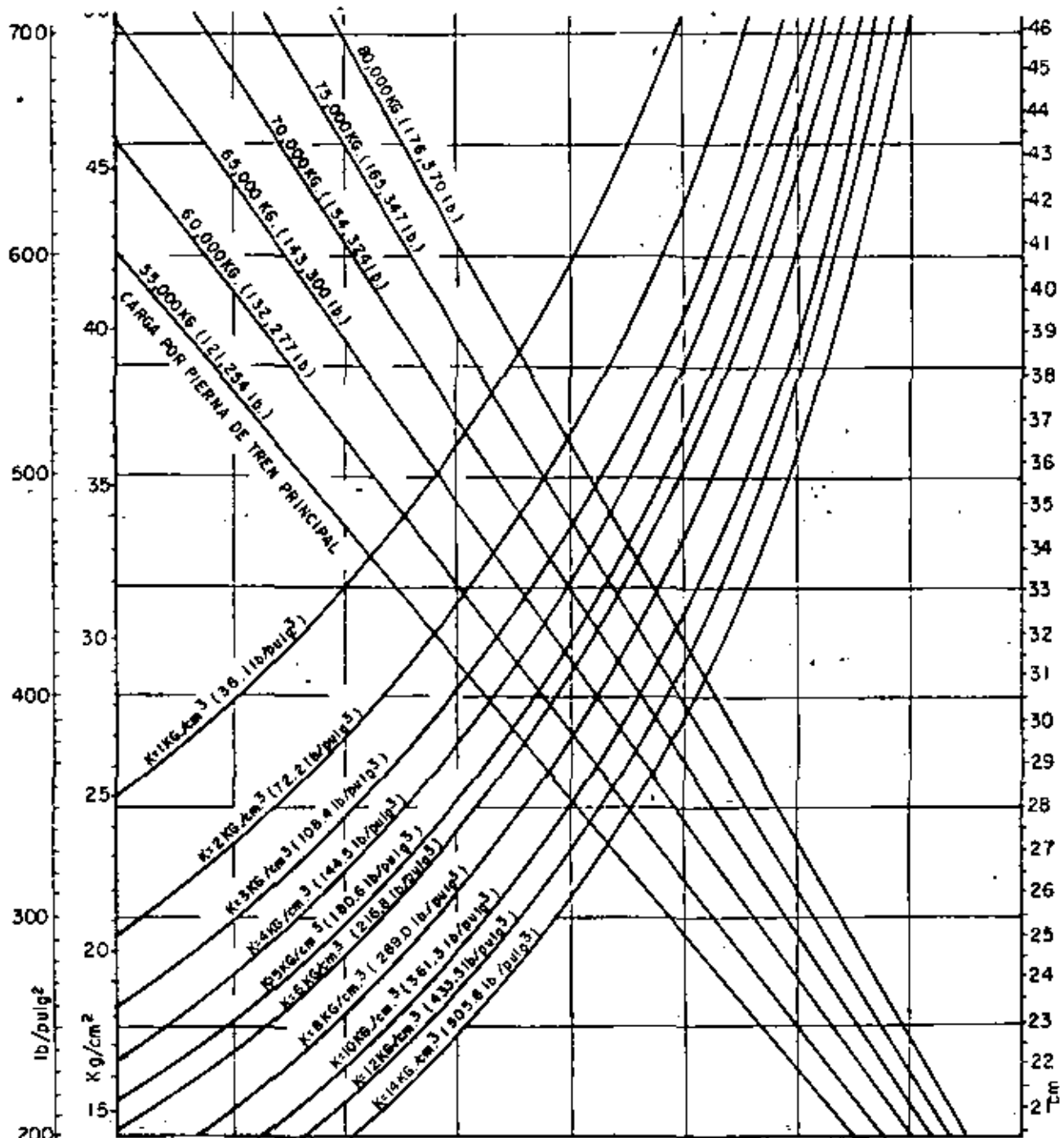
AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,419.4 cm²
(220 pulg²)



AVION: McDONNELL-DOUGLAS DC-8 (Modelos 62,63)
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS
Pierna tren principal: Doble tandem
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

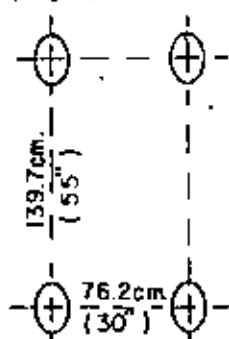
FIG. 127

ESFUERZO A LA TENSION POR FLEXION



ESPESES, DE PAVIMENTO

AREA DE CONTACTO
POR LLANTA: 1,348.4 cm²
(209 pulg²)



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

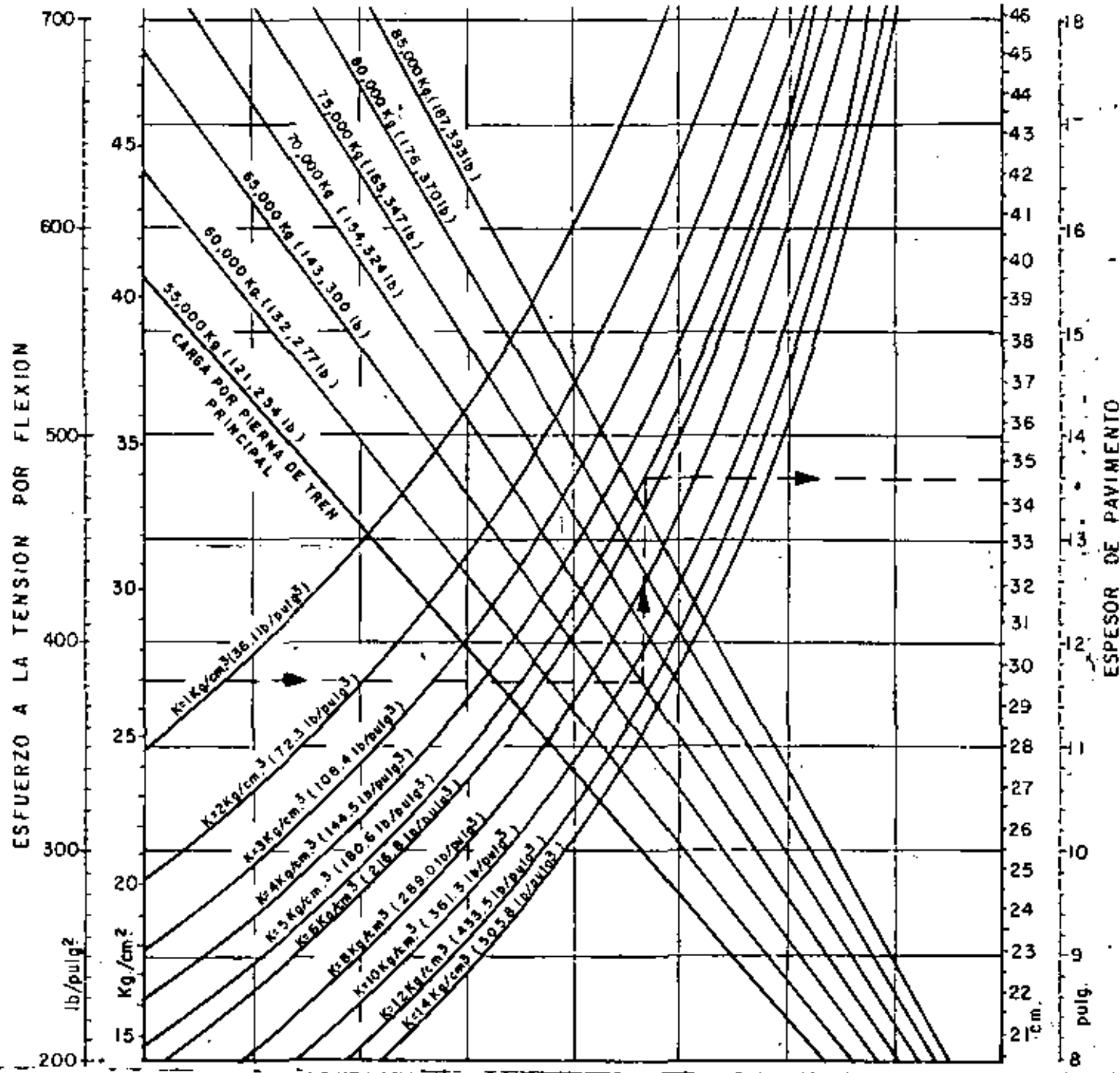
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS
DE CONCRETO HIDRAULICO DE
AEROPUERTOS.

Pierna tren principal: Doble tándem

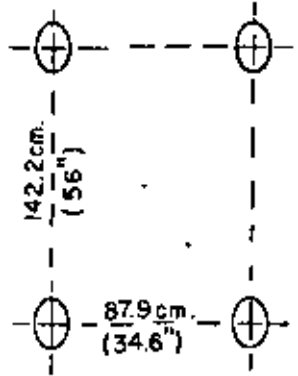
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION
(1973)

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

FIG. 128

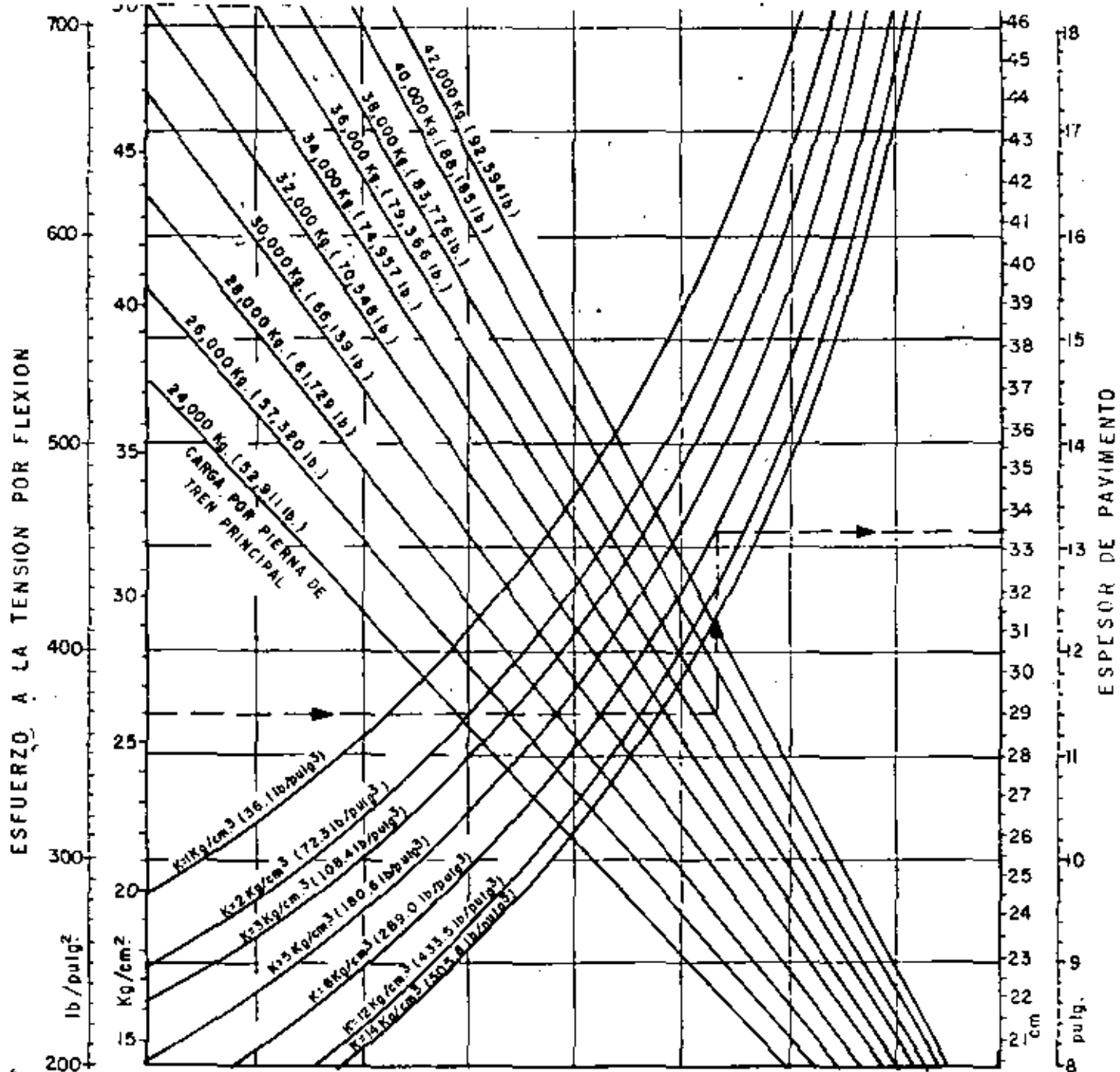


AREA DE CONTACTO
 POR LLANTA: 1,406.4 cm²
 (218 pulg²)

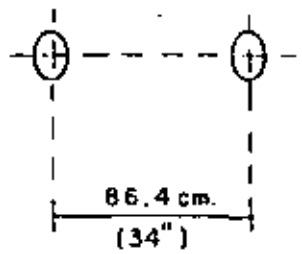


AVION: BOEING B-707 (MODELOS 320B Y 320C)
GRAFICA PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO DE AEROPUERTOS.
Pierna tren principal: Doble tandem
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfico para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

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: Ruedos dobles
FUENTE: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1973)
Gráfica para ser utilizada por personal profesional competente, que conozca su significado y limitaciones.

FIG. 130

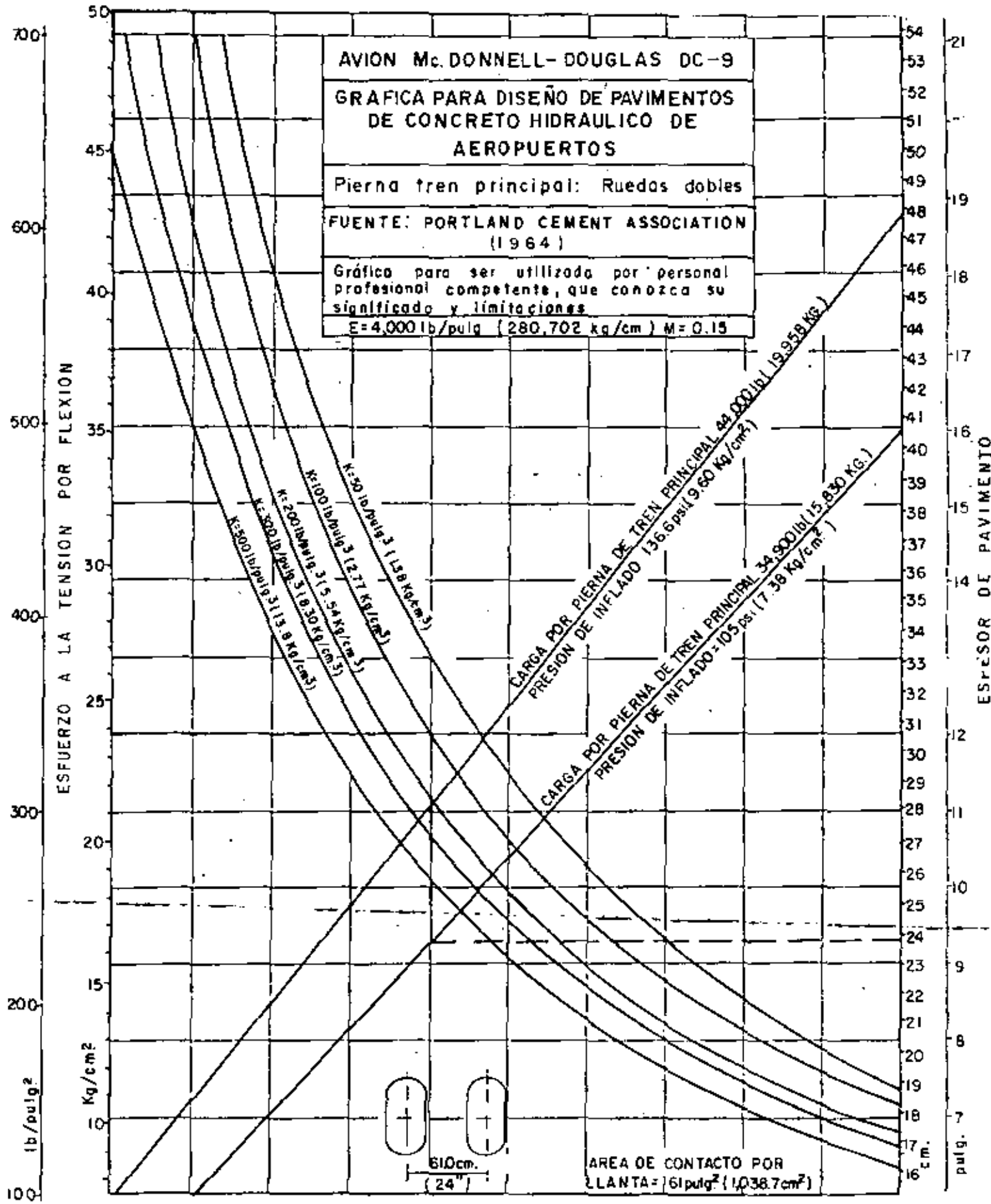


FIG. 131

**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:

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

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

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

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

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

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

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

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

donde:

- P_s = Porcentaje de acero (área total de la sección transversal del acero dividida por el área de la sección transversal del concreto y multiplicada por 100).
- $F't$ = Resistencia a la tensión del concreto, en lb/pulg². Se considera igual a 0.4 del módulo de ruptura.
- F_s = Esfuerzo admisible de trabajo del acero, en lb/pulg² (0.75 del punto de cedencia).
- n = E_s/E_c (relación entre el módulo de elasticidad del acero y el del concreto).

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

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

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

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

donde:

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

b = ancho de la losa, en pulgadas.

h = espesor de la losa, en pulgadas.

P_s = porcentaje especificado del acero longitudinal.

Tamaño y 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 refuerzos 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 E Lado Izq.	Incrementos de + carga	5,000 Lbs	17.0	—	18.0	—	16.0	—	17.0	—
		10,000 Lbs.	24.0	—	26.0	—	23.0	—	24.3	—
		15,000 Lbs.	30.0	—	32.0	—	29.0	—	30.3	—
	1	$\Delta = 0.05"$	52.0	9.0	55.0	13.0	53.0	9.0	53.3	10.3
	2	CARGA MAN.	54.0	11.0	57.0	14.0	55.0	11.0	55.3	—
	3	32,000	56.0	12.0	59.0	16.0	58.0	13.0	57.6	—
	4	Lbs.	58.0	14.0	61.0	18.0	60.0	15.0	59.6	—
	5	Tem. Amb. 0.0°C	59.0	15.0	62.0	19.0	61.0	16.0	60.6	—
	6	Tem. Asf. 2.0°C	60.0	—	63.0	—	62.0	—	61.6	—
	1	$\Delta = 0.10"$	103.0	31.0	107.0	37.0	106.0	31.0	105.3	33.0
	2	CARGA MAN.	109.0	35.0	114.0	42.0	112.0	35.0	111.6	—
	3	59,000	114.0	39.0	120.0	47.0	118.0	40.0	117.3	—
	4	Lbs.	117.0	41.0	124.0	49.0	121.0	42.0	120.6	—
	5	Tem. Amb. 0.0°C	120.0	43.0	127.0	51.0	124.0	44.0	123.6	—
	6	Tem. Asf. 1.0°C	123.0	—	130.0	—	127.0	—	126.6	—
	1	$\Delta = 0.20"$	202.0	80.0	209.0	83.0	209.0	81.0	206.6	81.3
	2	CARGA MAN.	221.0	93.0	228.0	97.0	228.0	93.0	225.6	—
	3	97,000	232.0	101.0	240.0	105.0	240.0	101.0	237.3	—
	4	Lbs.	242.0	109.0	250.0	112.0	251.0	109.0	247.6	—
	5	Tem. Amb. 0.0°C	250.0	115.0	258.0	118.0	259.0	115.0	255.6	—
6	Tem. Asf. 0.0°C	256.0	—	265.0	—	265.0	—	262.0	—	
Incrementos de carga hasta la falla	107,000 lbs	280.0	—	289.0	—	288.0	—	285.6	—	
	117,000 lbs.	310.0	—	318.0	—	317.0	—	315.0	—	
	127,000 lbs	350.0	—	360.0	—	359.0	—	356.3	—	
	147,000 lbs	490.0	—	500.0	—	502.0	—	497.3	—	
						237.0		237.0		235.6

OBSERVACIONES

PISTA 18-36

Temperatura Ambiente : — 1.0°C
 Temperatura Superficie Pavimento: 0.0°C
 Cielo : Despejado
 Viento : Calma

OTRAS:



DIRECCIÓN GENERAL DE AEROPUERTOS
 DEPARTAMENTO TÉCNICO
 OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

VOBO EL JEFE DE LA OFICINA,
 Ing. Fco. Fdo. Rodarte Lazo.
 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.

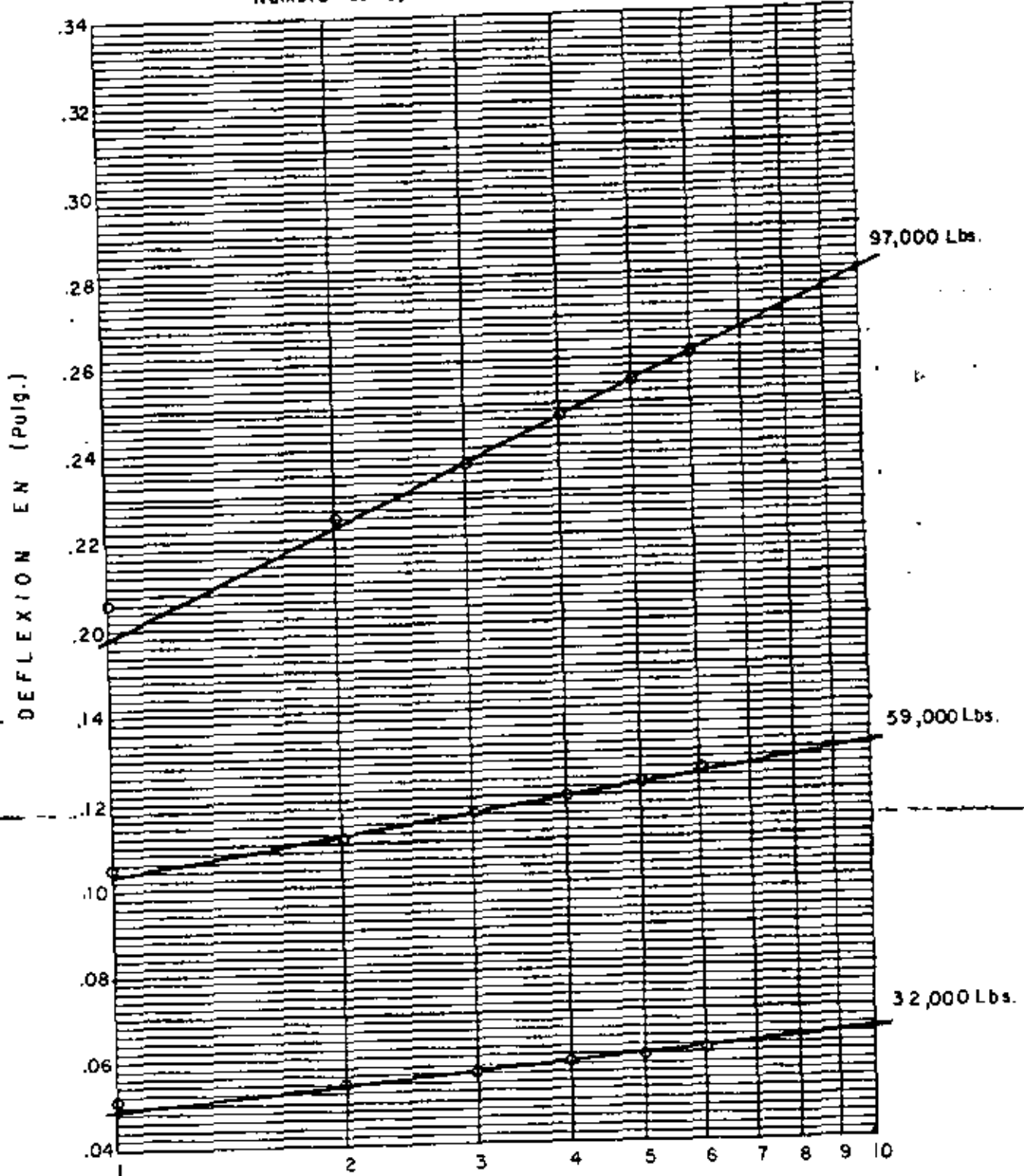


FIG. 132

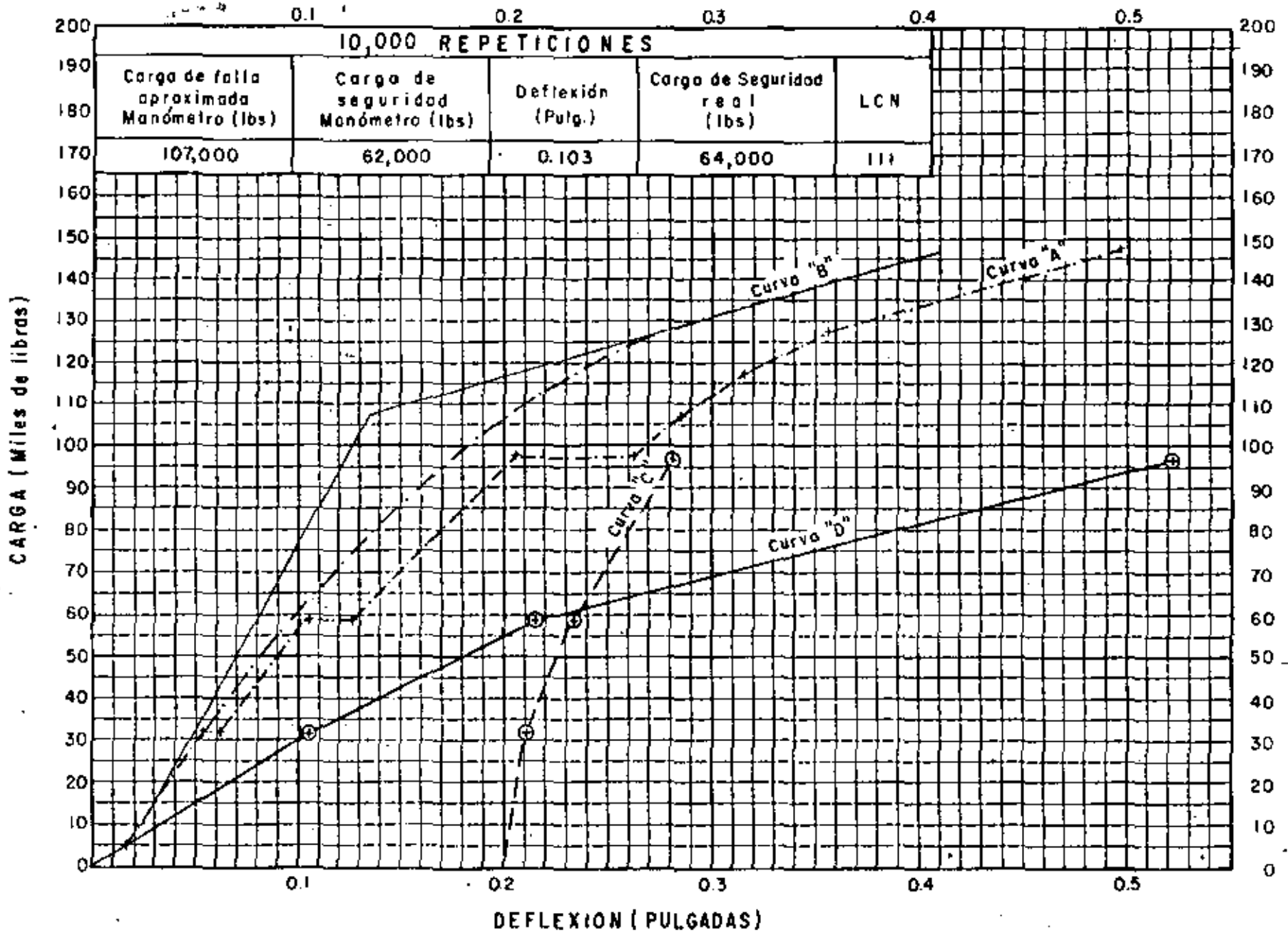
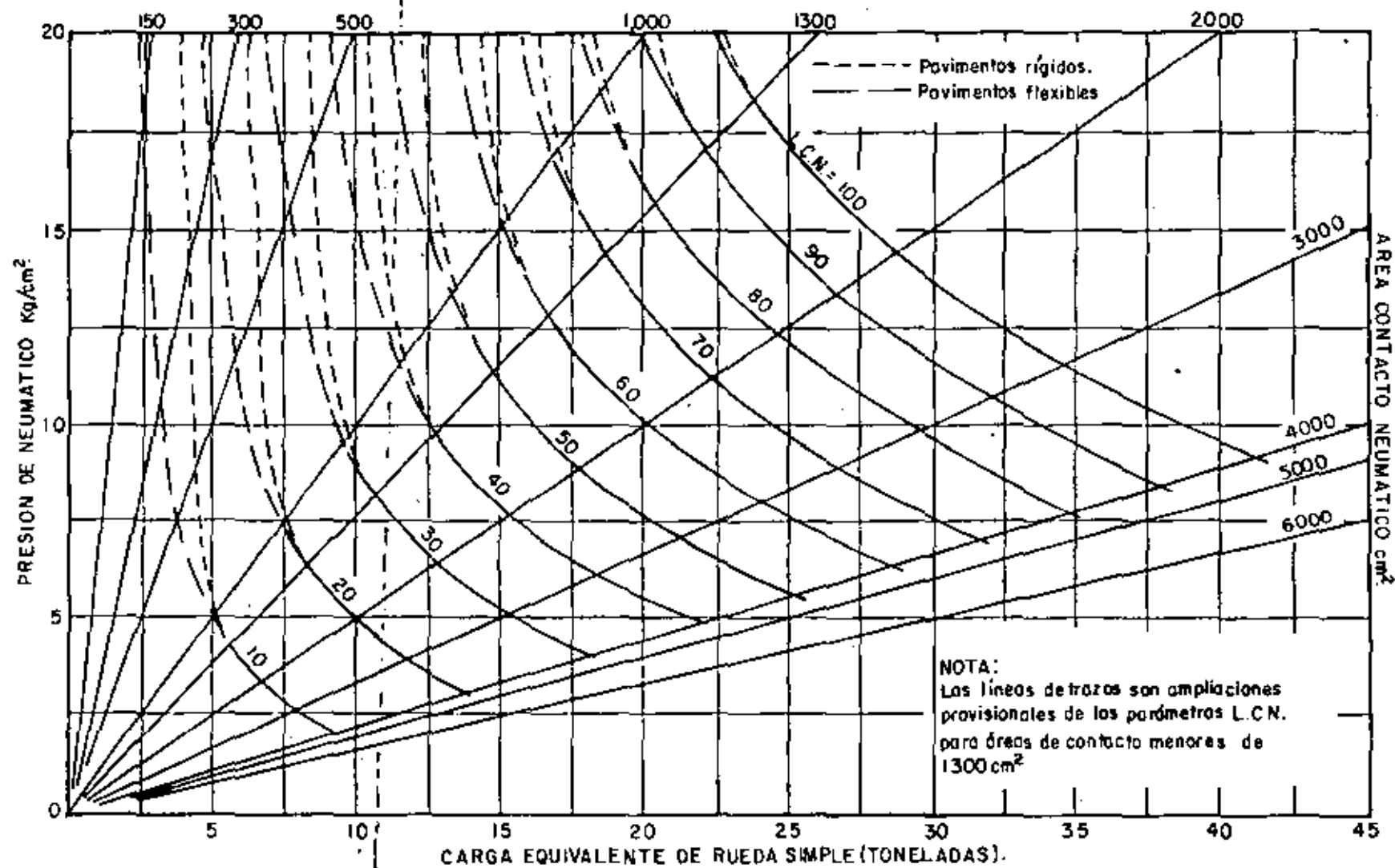


FIG. 133 DEFLEXION (PULGADAS) CALCULO LCN PAVIMENTOS FLEXIBLES. AEROPUERTO DE CHIHUAHUA, CHIH.
PISTA 18-36 IV/77.



(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.

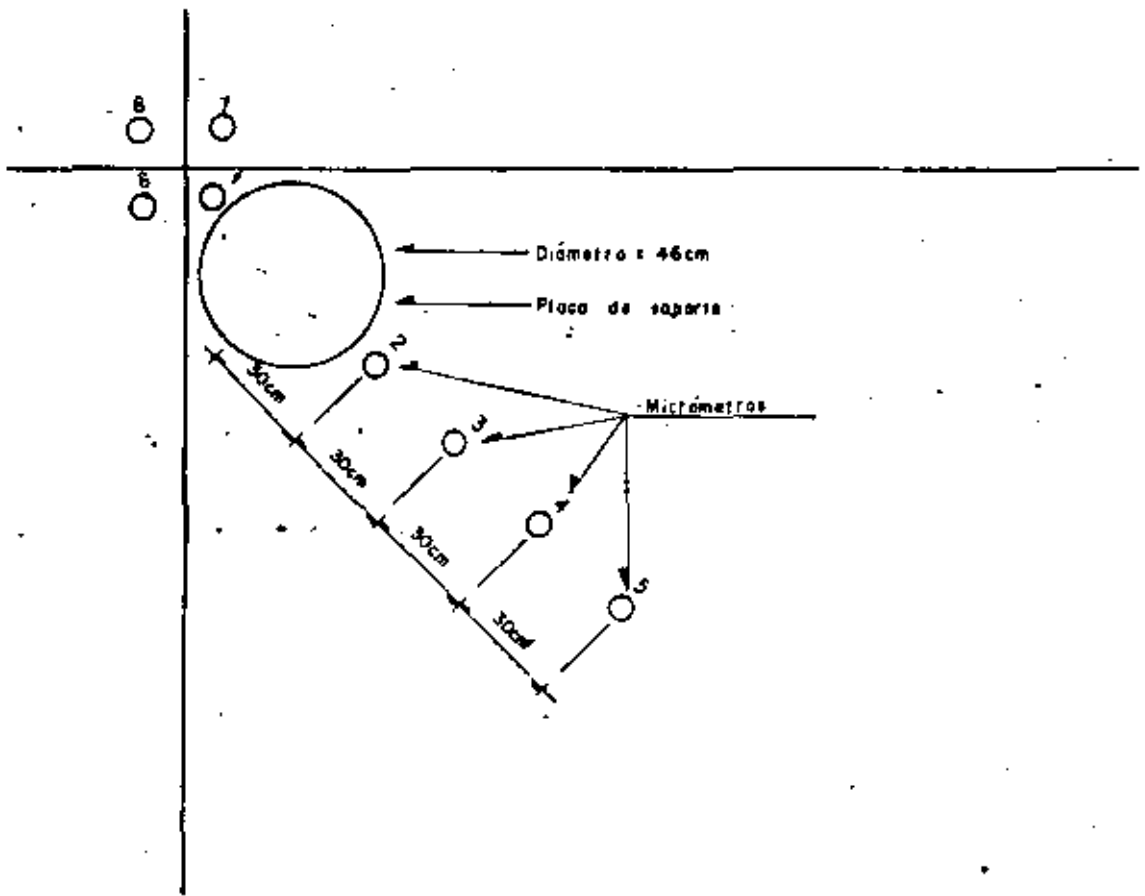
Asimismo, el puente-armadura, que sirve de apoyo fijo a los micrómetros, debe quedar, de ser posible, con sus apoyos fuera de la losa, para evitar que los micrómetros den lecturas falsas de deformación al efectuarse la prueba.

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.

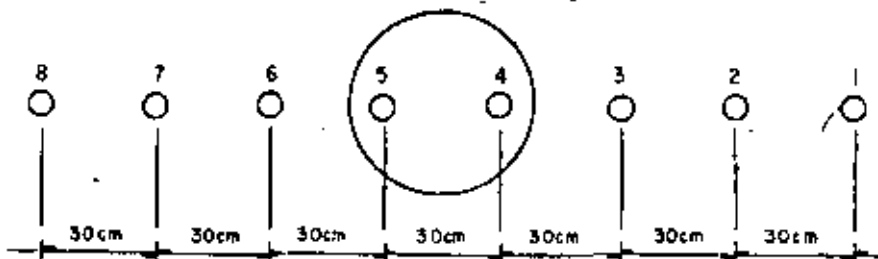
Para la prueba en el centro de losa, los micrómetros se colocan según se indica en la fig. 136.

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.



Posición de los micrómetros para pruebas de placa en esquina de la losa.

Fig. 135



Posición 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:

$$\begin{array}{l} \text{Lectura en micrómetro "6" menos} \\ 0.010 \text{ pulg} \end{array} + \begin{array}{l} \text{Lectura en micrómetro "7" menos} \\ 0.010 \text{ pulg} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Lectura en micrómetro "1"} \\ \text{metro "1"} \end{array} + \begin{array}{l} \text{Lectura en micrómetro "6" menos} \\ 0.010 \text{ pulg} \end{array} + \begin{array}{l} \text{Lectura en micrómetro "7" menos} \\ 0.010 \text{ pulg} \end{array}$$

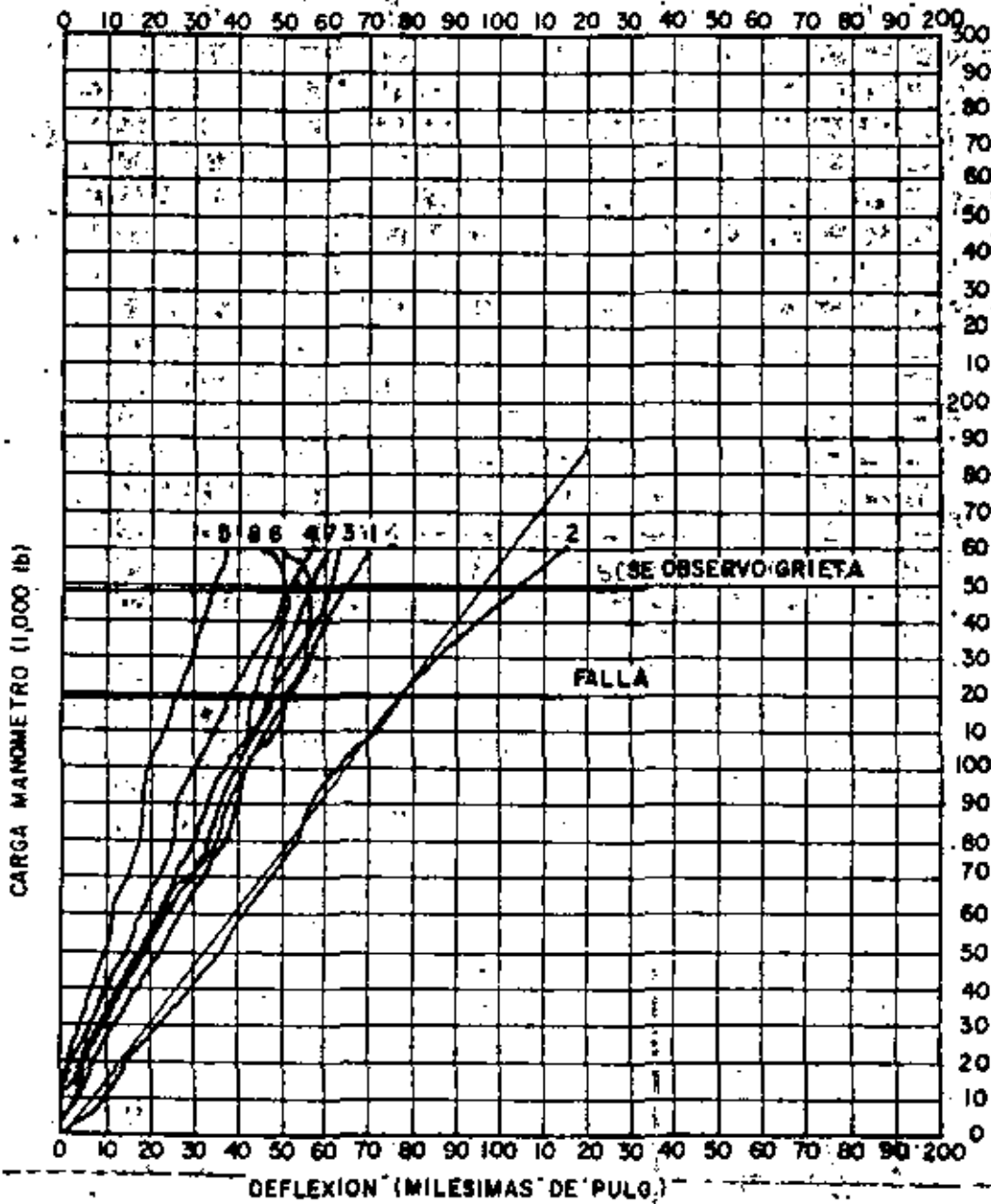


FIG. 137 CALCULO DE LCN PAVIMENTOS RIGIDOS. Deflexión (milésimas de Pulg)
 AEROPUERTO DE MEXICALI, B. C. Pista 10-28 Losa 74-C.(30/9/70).

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).

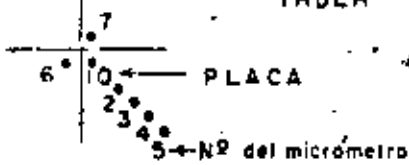
El valor de LCN individual de seguridad ajustado se obtiene de la fig. - 134, entrando con la carga de seguridad ajustada.

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

AEROPUERTO DETAMPICO, TAMPS.
Pista 13-31 Cabeceras

Hoja No

Fecha.
Jul/75

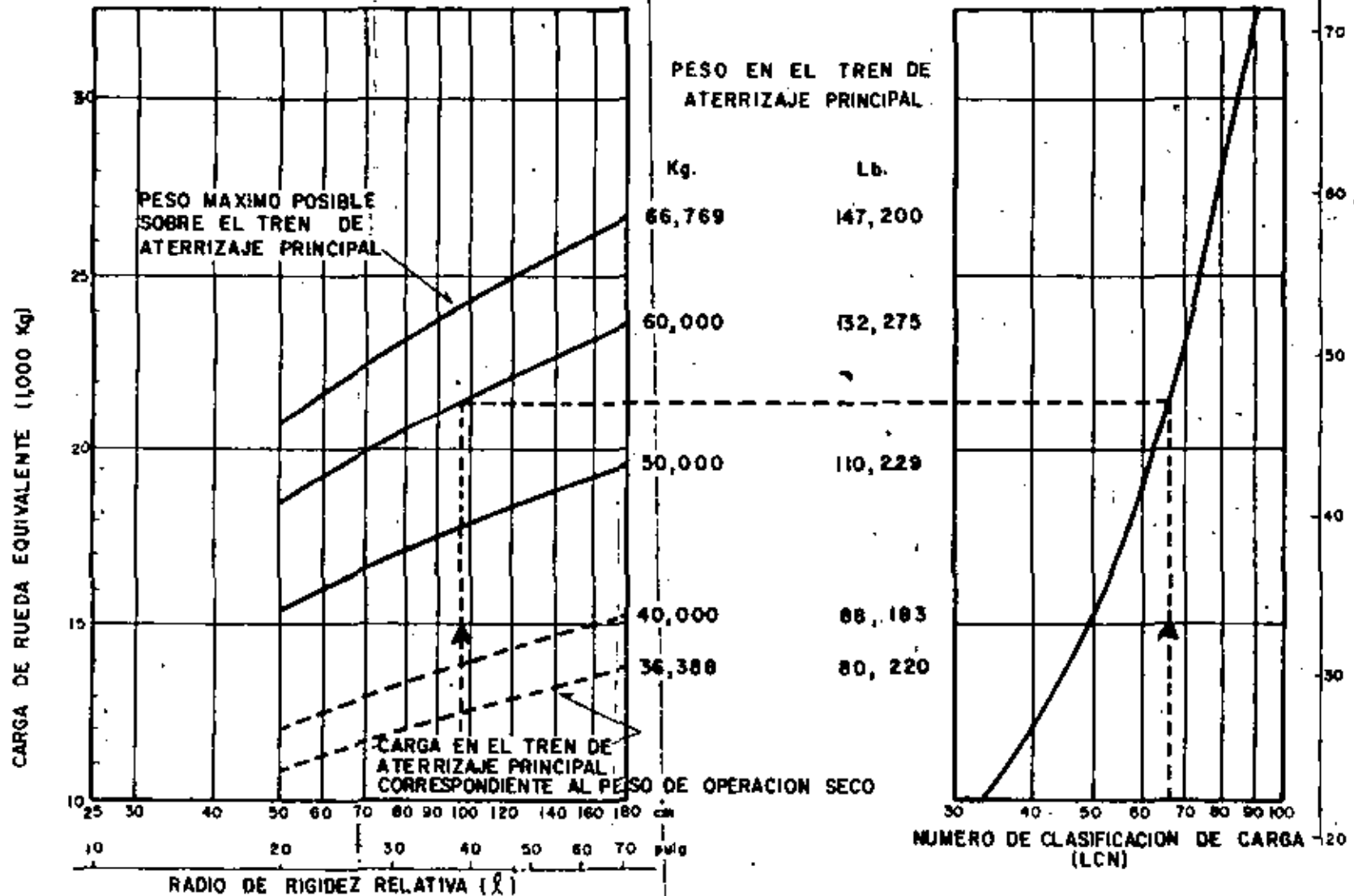
No	Prueba en Lazo (Codificación)	Carga de seguridad (lbs)	Deflexión en carga de seguridad (0.001 pul.)			CORRECCION POR TRANSFERENCIA DE CARGA				LCN Individual de seguridad ajustado	
			Micrómetro 1	Micrómetro 6 (menos 0.010)	Micrómetro 7 (menos 0.010)	Carga Transferida %	Transferencia de carga ajustada %	Factor de reducción	Carga de seguridad ajustada (lbs.)		
1	2-V	68 733	42	22	4	38	$38-38=0$	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	

SOP DIRECCION GENERAL DE AEROPUERTOS
DEPARTAMENTO TECNICO
OFICINA DE ESTUDIOS ESPECIALES

Visto por EL JEFE DE LA OFICINA
Ino Fco Fco Rodarte Lazo
Revisó: J. Sec. ING. R. DAMIAN G.
Formó:

NOTA: LAS CARGAS DE RUEDA EQUIVALENTE SE OBTUVIERON POR MEDIO DE LOS METODOS ESTABLECIDOS EN EL MANUAL DE LA O.A.C.I. PARTE 2. PARRAFO 4.1.3.

LLANTAS 49X17 PRESION CONSTANTE A 11.10 Kg/cm² (158 lb./pulg²)



REQUERIMIENTOS DE PAVIMENTO RIGIDO. CONVERSION A L.C.N.

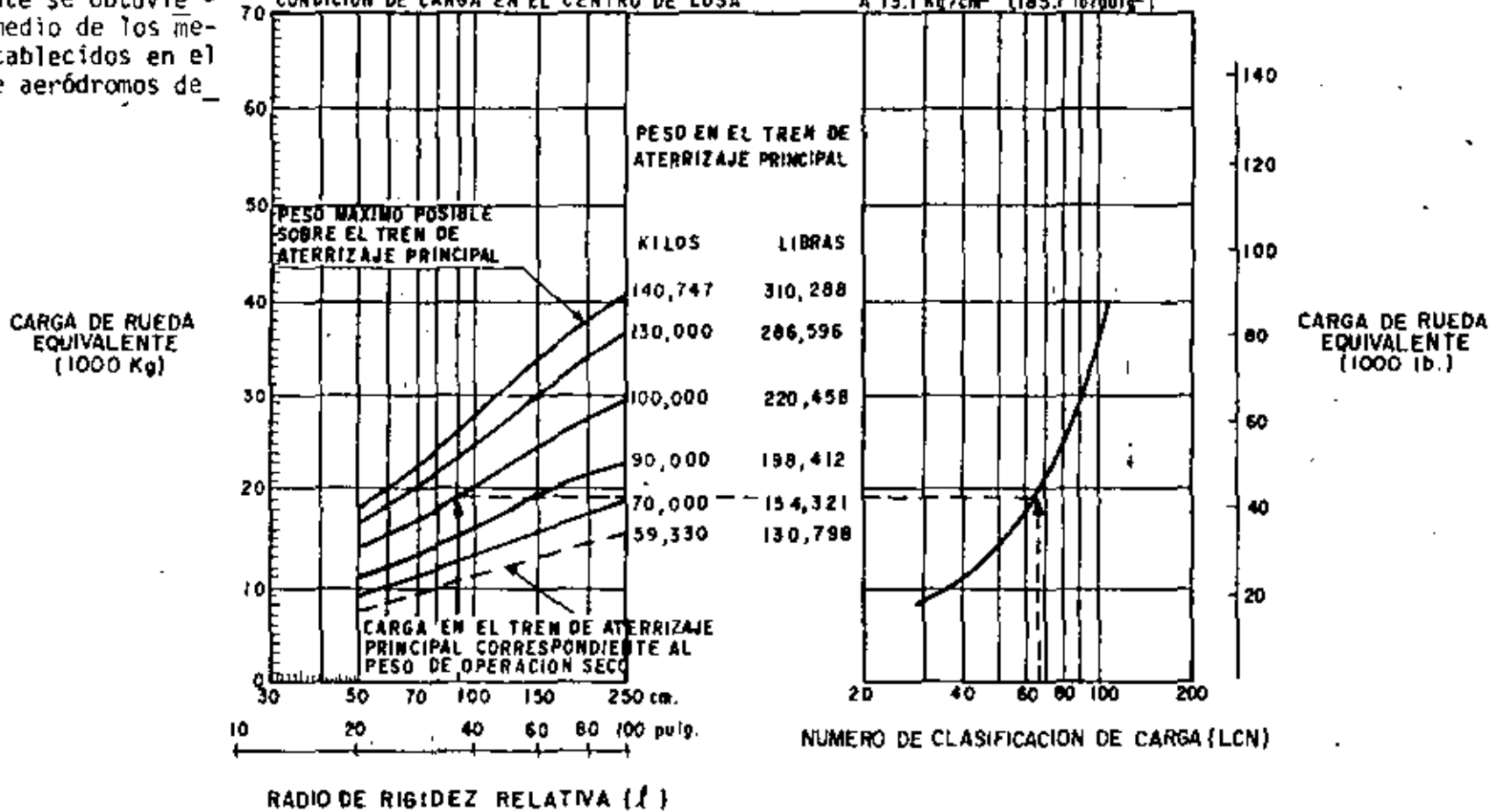
MODELO BOEING 727-100 A 73,100Kg (16,000lb) DE PESO TOTAL

FUENTE: B. 727 AIRPLANE CHARACTERISTICS FOR AIRPORT PLANNING. DIC. 1972. BOEING COMMERCIAL AIRPLANE COMPANY.

FIG. 138

NOTA: Las cargas de rueda equivalente se obtuvieron por medio de los métodos establecidos en el manual de aeródromos de la OACI.

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 (189.7 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.

Pesos maximos permisibles **TABLA 29**
sobre el Pav. Ruido

Modulo de elasticidad del concreto $E_c = 350,000 \text{ kg./cm}^2 = 5,000,000 \text{ lbs./pulg}^2$
Radio de rigidez relativa $R = 100,2 \text{ cm.} = 39,45 \text{ pulg.}$

LCN. Resistente promedio del pavimento = LCN = 77

AEROPUERTO DE: **TAMPICO TAMPS.**
ELEMENTO: **PLATAFORMA DE OPERACIONES**

Espesor del pavimento $h = 28 \text{ cm.} = 11 \text{ pulg.}$
Modulo de reaccion de la subrasante $K = 6,5 \text{ kg./cm}^3 = 234 \text{ lbs./pulg}^3$

TIPO DE AVION	CARACTERISTICAS	PESO MAXIMO PERMISIBLE EN EL TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL	
		Para uso normal. LCN Provocado \leq 85	Para uso limitado. (Hasta \leq operaciones) 96 LCN Provocado \leq
	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 pistón o turbopropelante con tren de aterrizaje principal de ruedas dobles. (Convair 240, 340, 440 Douglas DC-4 y DC-6, Breguet 763 Lockheed Decora 188 A Vickers Vanguard, Hawker Siddeley 748 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. = 33,566 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 = 11.95 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 = 10.56 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" x 16" 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" x 16" 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" x 16.5-18 presión = 13.7 kg./cm ² (195 psi) Peso cero comb. = 104,328 kg. = 230,000 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" x 15" 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" x 20" 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" x 20" 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" x 20.5"-23 presión = 9.84 kg./cm ² (140 psi) en ruedas dobles y 11.60 kg./cm ² (165 psi) en ruedas en doble tandem. Peso cero comb. = 166,925 kg = 368,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 253,109 kg = 558,000 lbs.	SIN RESTRICCION	- - -
Boeing 747-SP	Tren principal ruedas cuatro doble tandem. Llantas 46" x 16" - 26 PR presión = 13.2 kg./cm ² (188 psi) peso cero comb. = 186,100 kg = 410,000 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 302,400 kg = 666,000 lbs.	SIN RESTRICCION	- - -
Boeing 747-200B	Tren principal cuatro doble tandem. Llantas 49" x 19" - 32 PR presión = 13.7 kg./cm ² (195 psi) Peso cero comb. = 238,820 kg = 526,500 lbs. Peso máximo sobre el pavimento = 373,313 kg. = 823,000 lbs.	304,180kg=670,000 lbs (323,595kg=712,765 lbs)	SIN RESTRICCION

NOTA: Los números entre parentesis indican peso total del avion sobre el pavimento (Se considera el 94% del peso sobre el tren principal.)

Hoja No
Fecha

200



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TERRACERIAS

Ing. Manuel Zárate Aquino

JULIO, 1981

Tabla VI-5
(Continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Más de 15 m	
Caliza impermeabilizada con flujo de agua.					Proteger talud con estructuras impermeables.
Caliza sana con echado contra el corte entre 30° y 45°, con lubricante aplicado en el corte superior.	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca es muy fracturada, proteger la zona con parapetadura de 4 m a la mitad de la altura. Con estructuras impermeables.				
Caliza muy fracturada e impermeabilizada.					Construcción impermeable.
Caliza sana poco fracturada con echado contra el corte entre 30° y 45°.					Se puede considerar como si el rebajo fuera horizontal.
Caliza muy poco impermeabilizada y fracturada, con echado entre 45° y 30° contra el corte.					Traslapar la zona más fracturada a 1/3. Construcción impermeabilizada.
Piedras	Ninguna recomendación que para calizas				
Aglomerado medianamente compacto con fines plásticos.					Construcción impermeabilizada para cortes mayores de 10 m proteger la zona de 1.5 m de la parte superior del talud.
Aglomerado medianamente compacto con fines plásticos.					Construcción impermeabilizada para cortes mayores de 10 m proteger la zona de 2 m a la mitad de la altura y para cortes mayores de 15 m proteger el talud a 4 m.
Arcilla limosa y limos compactos.					Empujar 1.5 m para impermeabilizar las superficies de talud y construir estructuras impermeables a 1.5 m de la parte superior del talud.
Arcillas limosas y limos poco compactos.					Construcción impermeabilizada. Desplazar a 1.5 m de la parte superior del talud para cortes mayores de 15 m proteger la zona de 3 m al pie del talud.

- LADERAS 2

- ESCALONAMIENTO
- RELLENOS Y MUROS DE CONTENCION.
- TIERRA ARMADA
- ANCLAJES
- RELLENOS DE GRIETAS
- TALUDES ADECUADOS
- BANQUETAS

TERRENOS BLANDOS 3

- USO DE MATERIALES LIGEROS
- SOBRE ELEVACION DE RASANTE
- PRECARGA
- DRENES VERTICALES DE ARENA
- COMPENSACION DE CARGAS
- ELIMINACION MATERIAL COMPRESIBLE
- BERMAS Y TALUDES TENDIDOS
- USO DE MEMBRANAS.

FACTORES QUE AFECTAN SU COMPOTAMIENTO

4

- 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.

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

MEDIO AMBIENTE
ASPECTOS REGIONALES

TRANSITO

ESTRATIGRAFIA
PERMEABILIDAD
ESTABILIDAD.
FLUJO DE AGUA.

CARACTERISTICAS
DE LOS MATERIALES

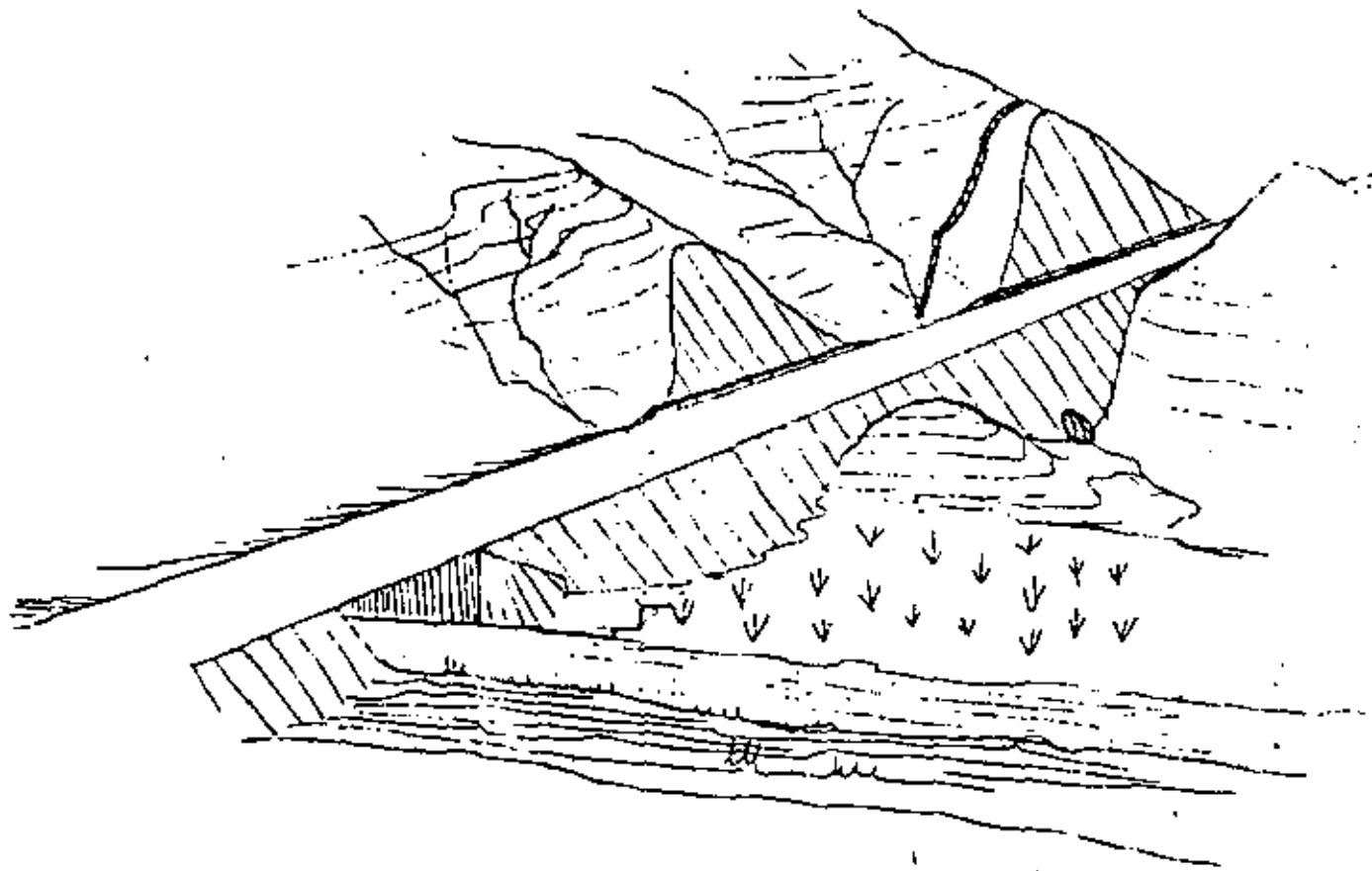
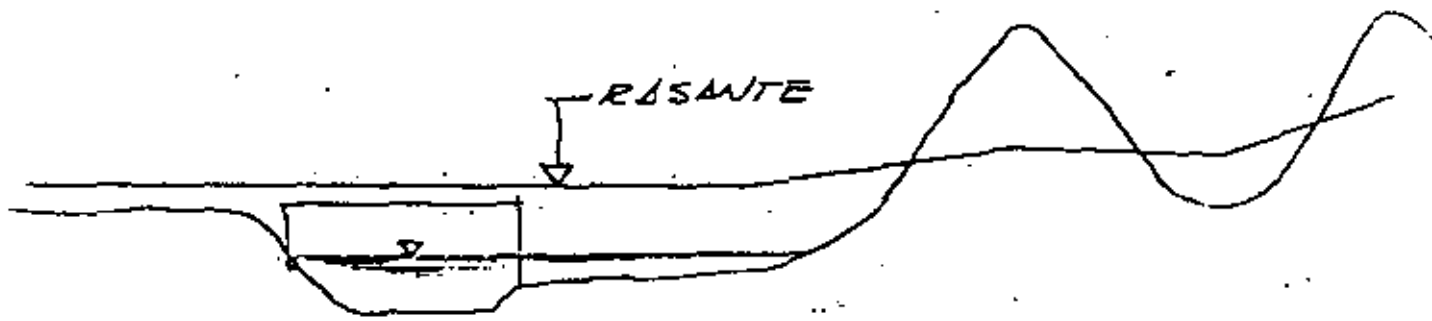
- RESISTENCIA DEL TERRENO
DE CIMENTACION
- COMPRESIBILIDAD
- NIVEL DE AGUAS FREATICAS

CARACTERISTICAS

- RESISTENCIA ADECUADA PARA SOPORTAR LAS CARGAS TRANSMITIDAS POR EL PAVIMENTO, POR PESO PROPIO Y TRANSITO.
- RESISTENCIA A LOS FACTORES DEL MEDIO AMBIENTE QUE PUEDAN AFECTAR SU RESISTENCIA, DURABILIDAD, ESTABILIDAD VOLUMETRICA, ESTABILIDAD QUIMICA, ETC.
- ECONOMIA Y ASPECTOS FUNCIONALES

ALTERNATIVAS

- TUNELES
- VIADUCTOS



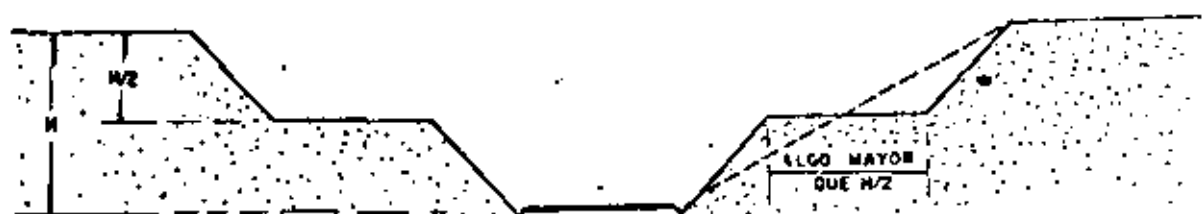
TERRACERIAS

DEFINICION

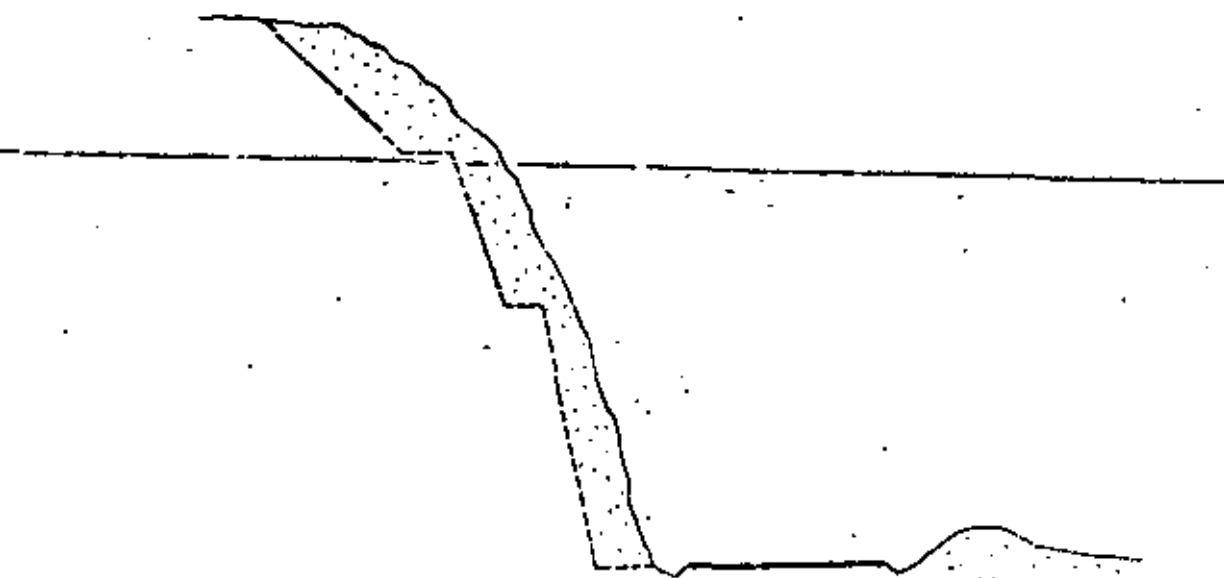
CONJUNTO DE CORTES Y TERRAPLENES QUE PROPORCIONAN EL APOYO A LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO Y CONSTITUYEN LA OBRA VIAL.

FUNCIONES

- SOPORTAR AL PAVIMENTO EN CONDICIONES RAZONABLES DE RESISTENCIA Y DEFORMACION.
- PROPORCIONAR EL NIVEL NECESARIO DE SUBRASANTE
- PROTEGER AL PAVIMENTO, CONSERVANDO SU INTEGRIDAD EN TODO TIEMPO



a). Escalonamiento en materiales cohesivos.



b). Escalonamiento en suelos con resistencia friccionante.

TOLERANCIAS

Base

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:	$\text{ex} \geq 0.90 \text{ ex}$
En el 15% como máximo del número total de espesores determinados:	$0.8 \text{ ex} \geq \text{ex} \geq 0.9$
En el 5% como máximo del número total de espesores - determinados:	$0.7 \text{ ex} \geq \text{ex} \geq 0.9$

Carpeta.

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
Índice de perfil, determinado con perfilógrafo lon- gitudinal tipo California	20 pulgadas

12.- Tolerancias.

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.

$M.R. \geq 45 \text{ kg.}$

El 20% restante no podrá tener

$M.R. < 41 \text{ kg.}$

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

$\leq 20 \text{ pulgadas}$

12.7.- Desviación máxima medida en perfilograma

$\leq 0.3 \text{ pulgadas}$

CARACTERÍSTICAS

VERAZ

CONFIABLE

OPORTUNO

AGIL E INTERPRETABLE

DINAMICO

REALISTA

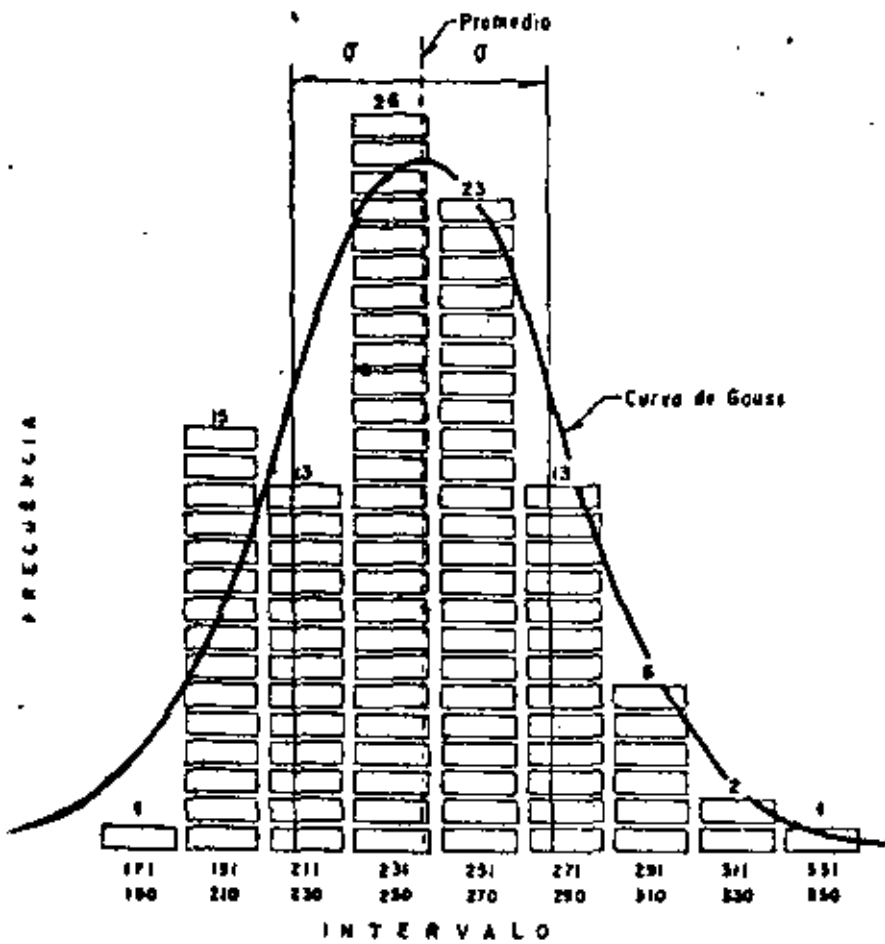
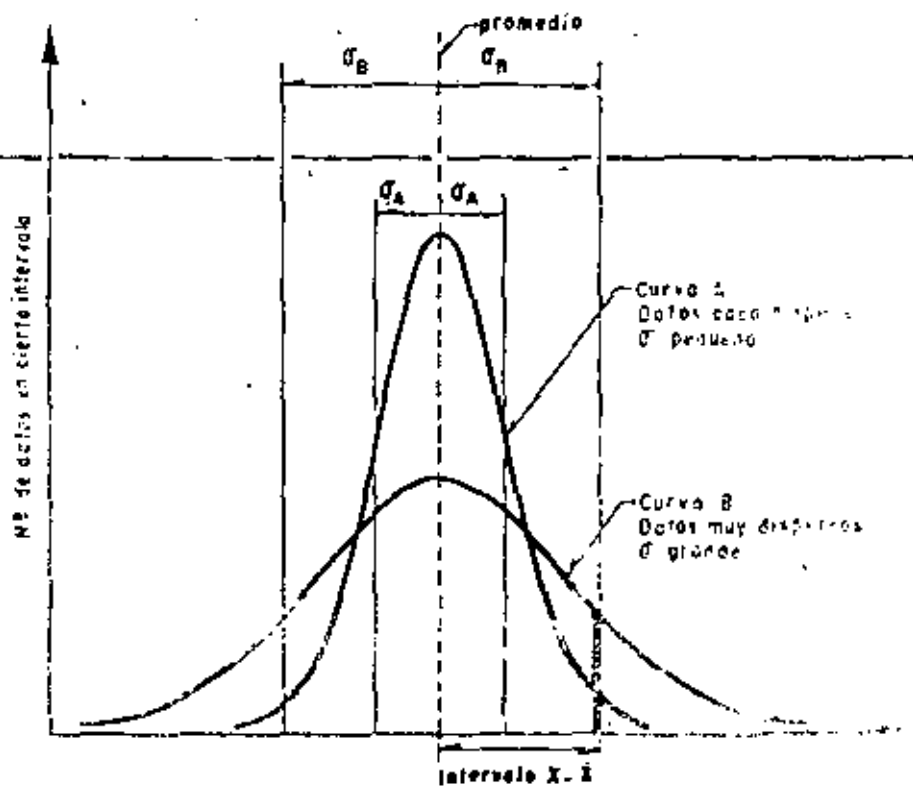


Figura XVII-1. Histogramas de los datos de la tabla XVII.1 (Ref. 5)

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.

Figura XVII-2. Formas de la curva de distribución normal. (Ref. 5)



ciar las variaciones inevitables de un proceso cual-

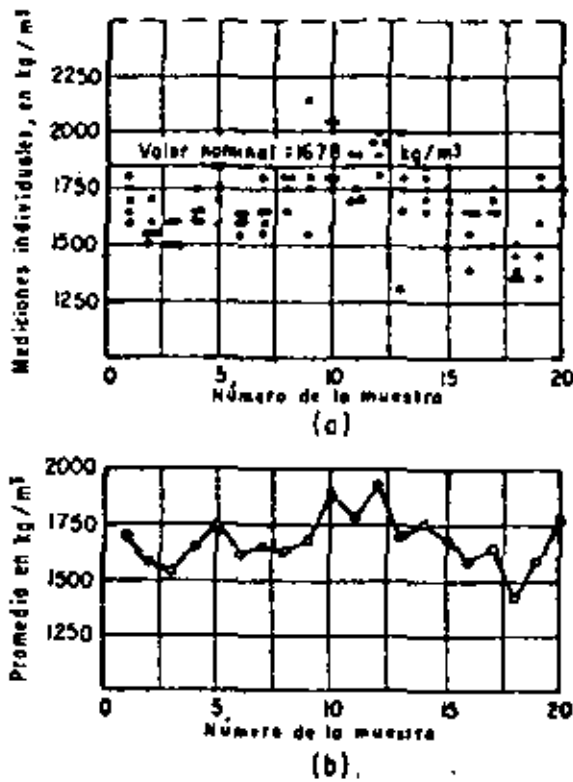


Figura XVII-11. Gráficas de resultados de pruebas individuales y sus promedios de un proceso.

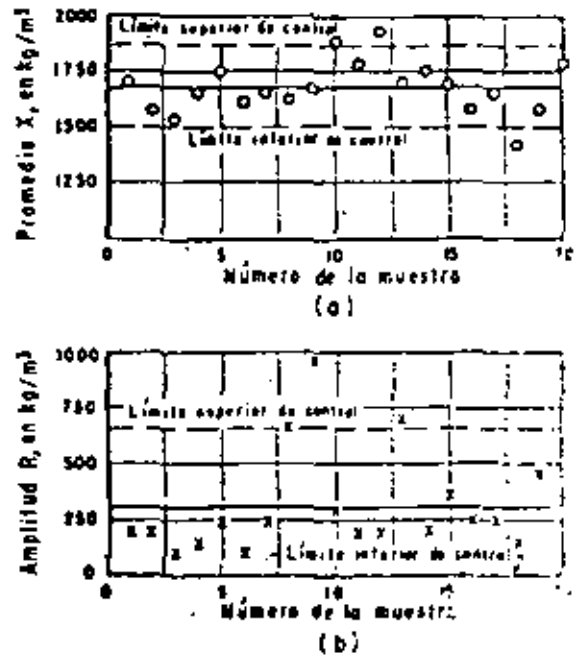


Figura XVII-12. Gráficas de control de un proceso de compactación.
a.—Gráfica de promedios
b.—Gráfica de amplitudes.

ASPECTOS DE CONOCIMIENTO

- CONOCIMIENTO DEL PROYECTO, EN SUS CARACTERÍSTICAS ESENCIALES Y ACCESORIAS
- DEFINICION DE LA IMPORTANCIA DE DESVIACIONES

CRITICA

IMPORIANTE

POCO IMPORTANTE

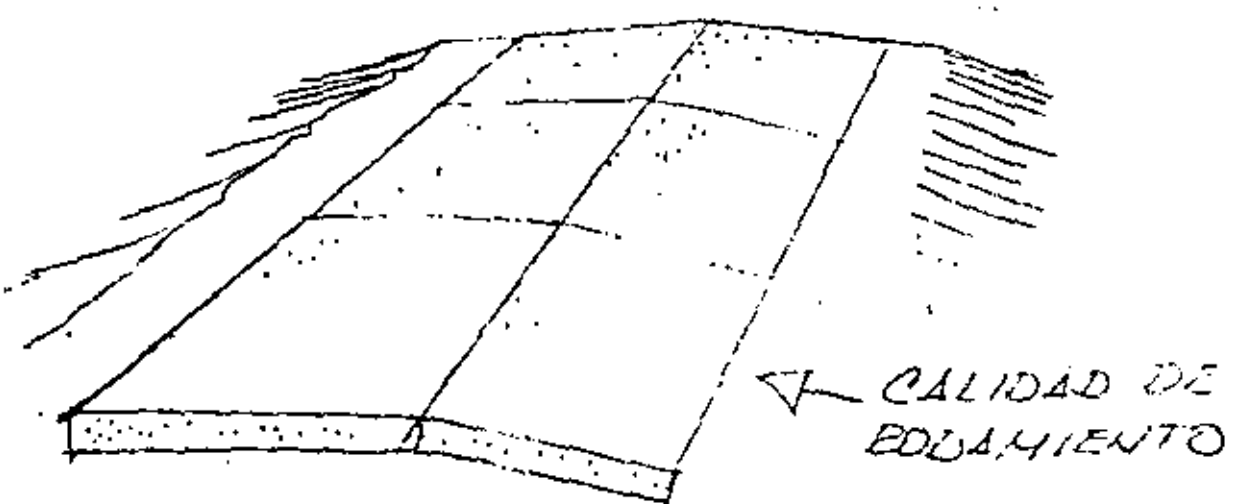
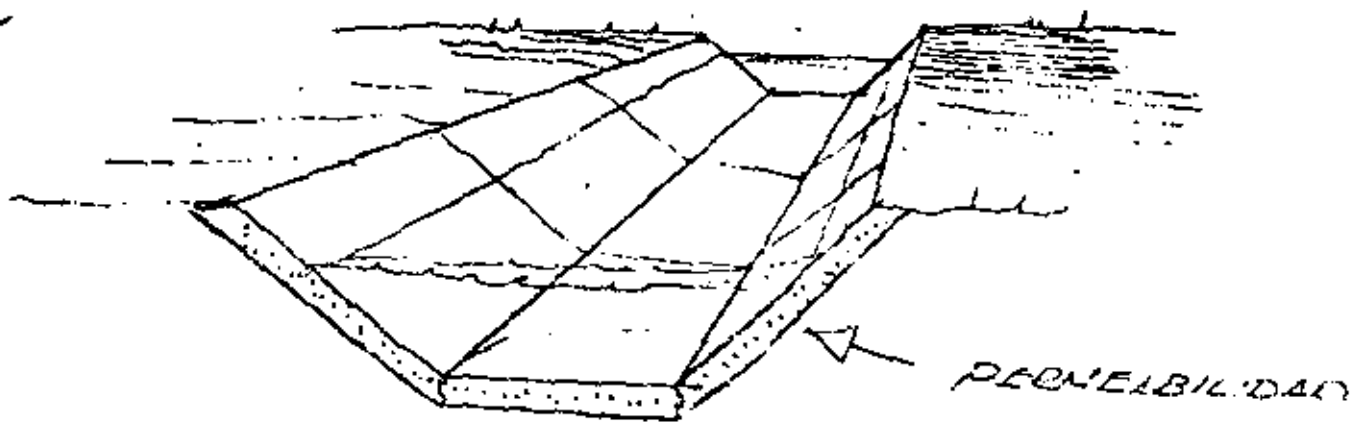
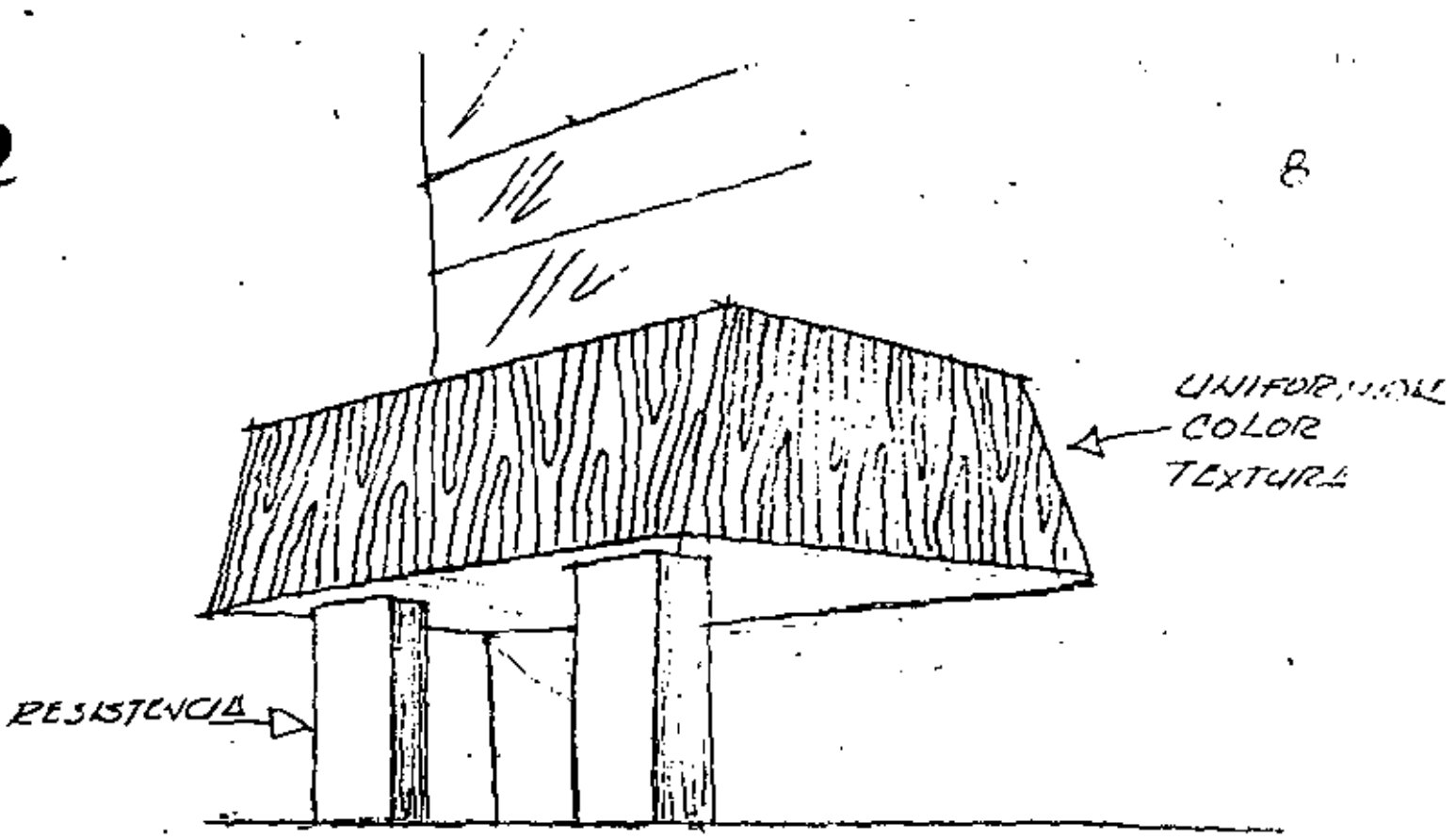
CONTRACTUAL :

- TECNICAS DE MUESTREO Y ENSAYE
- MANEJO ESTADISTICO DE DATOS
- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION
- CRITERIOS DE ACEPTACION Y RECHAZO

TECNICAS DE CORRECCION

PROCESOS

- CONOCIMIENTO DEL PROYECTO EN TODAS SUS FASES, INCLUIENDO MATERIALES
- DEFINICION DE OBJETIVOS
- DEFINICION DE ESTRATEGIAS, JERARQUIZACION DE OBJETIVOS.
- ESTABLECIMIENTO DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES, TOLERANCIAS, RECHAZO
- DEFINICION DE PROCEDIMIENTOS DE CONTROL
- MECANISMOS DE INFORMACION, CORRECCION Y RETROALIMENTACION.
- SANCIONES Y ESTIMULOS.



ACTIVIDADES

9

ANTES

DURANTE

DE LA OBRA

DESPUES

PARTICIPANTES

10

DUEÑO DE LA OBRA

PROYECTISTA

CONSULTORES Y ESPECIALISTAS

CONSTRUCTOR

LABORATORIO

CONTROL DE CALIDAD

11

ES FUNDAMENTALMENTE UNA ACTITUD MENTAL, DE TRABAJO

DE HACER BIEN LAS COSAS, SE APOYA EN UN ALTO GRADO DE
RESPONSABILIDAD PROFESIONAL.

TABLE G-10

7% Compound Interest Factors

Single Payment		Uniform Series				
Compound Amount Factor FIP	Present Worth Factor PIP	Sinking Fund Factor AIF	Capital Recovery Factor AIF	Compound Amount Factor FIA	Present Worth Factor PIA	n
1.0450	0.9569	1.03000	1.04500	1.000	0.957	1
1.0920	0.9157	0.48900	0.53400	2.045	1.873	2
1.1412	0.8763	0.31877	0.35377	3.137	2.749	3
1.1925	0.8386	0.23374	0.27874	4.278	3.588	4
1.2462	0.8025	0.18279	0.22779	5.471	4.390	5
1.3023	0.7679	0.14880	0.19383	6.717	5.158	6
1.3609	0.7348	0.12470	0.16970	8.019	5.893	7
1.4221	0.7032	0.10661	0.15161	9.380	6.596	8
1.4861	0.6729	0.09257	0.13757	10.802	7.269	9
1.5530	0.6439	0.08158	0.12638	12.288	7.913	10
1.6229	0.6162	0.07225	0.11725	13.841	8.529	11
1.6959	0.5897	0.06467	0.10967	15.464	9.119	12
1.7722	0.5643	0.05828	0.10328	17.160	9.683	13
1.8519	0.5400	0.05282	0.09782	18.932	10.223	14
1.9353	0.5167	0.04811	0.09311	20.784	10.740	15
2.0224	0.4945	0.04402	0.08902	22.719	11.234	16
2.1134	0.4732	0.04042	0.08542	24.742	11.707	17
2.2085	0.4528	0.03724	0.08224	26.855	12.160	18
2.3079	0.4333	0.03441	0.07941	29.064	12.593	19
2.4117	0.4145	0.03188	0.07688	31.371	13.008	20
2.5202	0.3968	0.02960	0.07460	33.783	13.405	21
2.6337	0.3797	0.02755	0.07255	36.303	13.784	22
2.7522	0.3634	0.02568	0.07068	38.937	14.148	23
2.8760	0.3477	0.02399	0.06899	41.689	14.495	24
3.0054	0.3327	0.02244	0.06744	44.565	14.828	25
3.1407	0.3184	0.02102	0.06602	47.571	15.147	26
3.2820	0.3047	0.01972	0.06472	50.711	15.451	27
3.4397	0.2916	0.01852	0.06352	53.993	15.743	28
3.5840	0.2790	0.01741	0.06241	57.423	16.022	29
3.7453	0.2670	0.01639	0.06139	61.007	16.289	30
3.9139	0.2555	0.01544	0.06044	64.752	16.544	31
4.0900	0.2445	0.01456	0.05956	68.666	16.789	32
4.2740	0.2340	0.01374	0.05874	72.756	17.023	33
4.4664	0.2239	0.01298	0.05798	77.030	17.247	34
4.6673	0.2143	0.01227	0.05727	81.497	17.461	35
5.8164	0.1719	0.00934	0.05434	107.030	18.402	40
7.2482	0.1380	0.00720	0.05220	138.850	19.150	45
9.0326	0.1107	0.00560	0.05060	178.503	19.762	50
11.2463	0.0883	0.00439	0.04939	227.918	20.248	55
14.0274	0.0713	0.00345	0.04845	299.498	20.634	60
17.4807	0.0572	0.00273	0.04773	366.238	20.951	65
21.7841	0.0459	0.00217	0.04717	461.870	21.202	70
27.1470	0.0368	0.00172	0.04672	581.044	21.404	75
33.8301	0.0296	0.00137	0.04637	729.558	21.565	80
42.1585	0.0237	0.00109	0.04609	914.632	21.695	85
52.5371	0.0190	0.00087	0.04587	1145.269	21.799	90
65.4708	0.0153	0.00070	0.04570	1432.684	21.883	95
81.5585	0.0123	0.00056	0.04556	1790.856	21.950	100

TABLE G-11

5% Compound Interest Factors

Single Payment		Uniform Series				
Compound Amount Factor FIP	Present Worth Factor PIP	Sinking Fund Factor AIF	Capital Recovery Factor AIF	Compound Amount Factor FIA	Present Worth Factor PIA	n
1.0500	0.9524	1.00000	1.05000	1.000	0.952	1
1.1025	0.9070	0.48780	0.53780	2.050	1.859	2
1.1576	0.8638	0.31721	0.36721	3.153	2.723	3
1.2155	0.8227	0.23201	0.28201	4.310	3.546	4
1.2763	0.7835	0.18097	0.23097	5.526	4.329	5
1.3401	0.7462	0.14702	0.19702	6.802	5.076	6
1.4071	0.7107	0.12282	0.17282	8.142	5.786	7
1.4775	0.6768	0.10472	0.15472	9.549	6.463	8
1.5513	0.6446	0.09069	0.14069	11.027	7.108	9
1.6289	0.6139	0.07950	0.12950	12.578	7.722	10
1.7103	0.5847	0.07059	0.12039	14.207	8.306	11
1.7959	0.5568	0.06383	0.11363	15.917	8.863	12
1.8856	0.5303	0.05866	0.10846	17.713	9.394	13
1.9800	0.5051	0.05402	0.10402	19.599	9.909	14
2.0789	0.4810	0.04984	0.09984	21.579	10.400	15
2.1829	0.4581	0.04627	0.09627	23.657	10.868	16
2.2920	0.4363	0.04320	0.09320	25.840	11.274	17
2.4066	0.4155	0.04055	0.09055	28.132	11.650	18
2.5270	0.3957	0.03825	0.08825	30.539	12.003	19
2.6533	0.3769	0.03624	0.08624	33.066	12.342	20
2.7860	0.3589	0.03440	0.08440	35.719	12.667	21
2.9253	0.3418	0.03279	0.08279	38.505	12.979	22
3.0715	0.3256	0.03141	0.08141	41.430	13.279	23
3.2251	0.3101	0.03024	0.08024	44.502	13.569	24
3.3864	0.2953	0.02925	0.07925	47.727	13.849	25
3.5557	0.2812	0.02843	0.07843	51.113	14.119	26
3.7335	0.2678	0.02776	0.07776	54.669	14.379	27
3.9201	0.2551	0.02723	0.07723	58.403	14.629	28
4.1161	0.2429	0.02683	0.07683	62.323	14.869	29
4.3219	0.2314	0.02655	0.07655	66.439	15.099	30
4.5380	0.2204	0.02637	0.07637	70.761	15.319	31
4.7649	0.2099	0.02628	0.07628	75.299	15.529	32
5.0032	0.1999	0.02627	0.07627	80.064	15.729	33
5.2533	0.1904	0.02634	0.07634	85.067	15.919	34
5.5160	0.1813	0.02647	0.07647	90.320	16.099	35
7.0400	0.1420	0.02082	0.07082	120.800	17.159	40
8.9830	0.1113	0.01626	0.05626	159.700	17.774	45
11.4671	0.0872	0.01278	0.04278	209.348	18.256	50
14.6356	0.0683	0.00967	0.03367	273.713	18.633	55
18.6792	0.0533	0.00733	0.02633	353.584	18.929	60
23.8399	0.0419	0.00549	0.02049	456.793	19.161	65
30.4264	0.0329	0.00417	0.01517	583.529	19.343	70
38.8327	0.0258	0.00312	0.01132	756.654	19.485	75
49.5614	0.0202	0.00230	0.00830	978.229	19.595	80
63.2544	0.0158	0.00180	0.00620	1245.037	19.684	85
80.7304	0.0124	0.00141	0.00481	1594.697	19.752	90
103.0357	0.0097	0.00109	0.00369	2043.694	19.806	95
131.5013	0.0076	0.00083	0.00283	2610.025	19.848	100



TABLE E-12

5 1/2% Compound Interest Factors

Single Payment		Uniform Series				n	
Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A		
1	1.0550	0.9479	1.00000	1.05500	1.000	0.948	1
2	1.1130	0.8985	0.45662	0.54162	2.055	1.846	2
3	1.1742	0.8516	0.31563	0.37065	3.168	2.692	3
4	1.2385	0.8071	0.23029	0.28529	4.342	3.505	4
5	1.3070	0.7651	0.17918	0.23218	5.581	4.270	5
6	1.3788	0.7252	0.14518	0.20018	6.888	4.996	6
7	1.4547	0.6874	0.12099	0.17396	8.267	5.693	7
8	1.5347	0.6516	0.10286	0.15786	9.722	6.365	8
9	1.6191	0.6176	0.08884	0.14384	11.256	6.992	9
10	1.7081	0.5854	0.07767	0.13267	12.875	7.578	10
11	1.8021	0.5549	0.06857	0.12357	14.583	8.091	11
12	1.9012	0.5250	0.06103	0.11603	16.386	8.619	12
13	2.0058	0.4966	0.05468	0.10968	18.287	9.117	13
14	2.1161	0.4702	0.04928	0.10428	20.293	9.590	14
15	2.2325	0.4459	0.04463	0.09963	22.409	10.038	15
16	2.3553	0.4246	0.04058	0.09558	24.641	10.462	16
17	2.4848	0.4054	0.03704	0.09204	26.996	10.865	17
18	2.6215	0.3885	0.03392	0.08892	29.481	11.246	18
19	2.7656	0.3736	0.03115	0.08615	32.093	11.608	19
20	2.9173	0.3527	0.02868	0.08368	34.838	11.950	20
21	3.0782	0.3349	0.02646	0.08146	37.726	12.275	21
22	3.2475	0.3079	0.02447	0.07947	40.864	12.583	22
23	3.4262	0.2919	0.02267	0.07767	44.162	12.875	23
24	3.6146	0.2767	0.02104	0.07604	47.633	13.152	24
25	3.8134	0.2622	0.01955	0.07455	51.283	13.414	25
26	4.0231	0.2486	0.01819	0.07319	55.116	13.662	26
27	4.2444	0.2356	0.01695	0.07193	59.139	13.898	27
28	4.4773	0.2233	0.01581	0.07081	63.359	14.121	28
29	4.7221	0.2117	0.01477	0.06977	67.781	14.333	29
30	4.9790	0.2006	0.01381	0.06881	72.415	14.534	30
31	5.2481	0.1902	0.01292	0.06792	77.269	14.724	31
32	5.5293	0.1803	0.01210	0.06710	82.357	14.901	32
33	5.8224	0.1709	0.01133	0.06633	87.685	15.075	33
34	6.1282	0.1620	0.01063	0.06563	93.267	15.237	34
35	6.4468	0.1535	0.00997	0.06497	99.109	15.391	35
40	8.5133	0.1175	0.00732	0.06232	136.636	16.046	40
45	11.1266	0.0899	0.00543	0.06043	184.119	16.548	45
50	14.5320	0.0688	0.00406	0.05906	246.217	16.932	50
55	19.0058	0.0526	0.00305	0.05805	327.377	17.215	55
60	24.8998	0.0403	0.00231	0.05731	433.350	17.450	60
65	32.4636	0.0308	0.00175	0.05675	572.083	17.622	65
70	42.3299	0.0236	0.00133	0.05633	753.271	17.753	70
75	55.4542	0.0180	0.00101	0.05601	993.076	17.854	75
80	72.4754	0.0138	0.00077	0.05577	1299.571	17.931	80
85	94.7238	0.0106	0.00059	0.05559	1704.069	17.990	85
90	123.8002	0.0081	0.00045	0.05545	2232.701	18.035	90
95	161.8019	0.0062	0.00034	0.05534	2923.671	18.069	95
100	211.4636	0.0047	0.00026	0.05526	3828.702	18.096	100

TABLE E-13

6% Compound Interest Factors

Single Payment		Uniform Series				n	
Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A		
1	1.0600	0.9434	1.00000	1.06000	1.000	0.943	1
2	1.1236	0.8900	0.48544	0.54544	2.060	1.853	2
3	1.1910	0.8356	0.31411	0.37411	3.154	2.673	3
4	1.2625	0.7921	0.22459	0.28459	4.375	3.465	4
5	1.3382	0.7473	0.17740	0.23740	5.657	4.212	5
6	1.4185	0.7050	0.14156	0.20336	6.975	4.917	6
7	1.5036	0.6651	0.11014	0.17914	8.394	5.582	7
8	1.5938	0.6274	0.08101	0.16101	9.957	6.210	8
9	1.6893	0.5919	0.06070	0.14702	11.691	6.802	9
10	1.7909	0.5584	0.04547	0.13587	13.611	7.360	10
11	1.8983	0.5265	0.03379	0.12679	15.792	7.897	11
12	2.0122	0.4970	0.02528	0.11928	18.309	8.424	12
13	2.1329	0.4688	0.01926	0.11296	21.222	8.933	13
14	2.2609	0.4423	0.01475	0.10758	24.605	9.425	14
15	2.3966	0.4173	0.01125	0.10296	28.576	9.902	15
16	2.5404	0.3936	0.00835	0.09935	33.273	10.365	16
17	2.6928	0.3714	0.00614	0.09654	38.723	10.817	17
18	2.8543	0.3503	0.00456	0.09436	45.095	11.258	18
19	3.0256	0.3305	0.00326	0.09262	52.500	11.689	19
20	3.2071	0.3118	0.00233	0.09118	61.176	12.112	20
21	3.3996	0.2942	0.00166	0.08992	71.293	12.528	21
22	3.6035	0.2775	0.00121	0.08885	82.932	12.938	22
23	3.8197	0.2618	0.00088	0.08798	96.309	13.343	23
24	4.0485	0.2470	0.00065	0.08728	111.606	13.745	24
25	4.2919	0.2330	0.00048	0.08673	129.135	14.143	25
26	4.5404	0.2198	0.00035	0.08630	149.155	14.538	26
27	4.8037	0.2074	0.00026	0.08597	171.966	14.931	27
28	5.0821	0.1956	0.00019	0.08573	197.892	15.322	28
29	5.3761	0.1845	0.00014	0.08558	227.295	15.711	29
30	5.6861	0.1741	0.00010	0.08552	260.568	16.098	30
31	6.0121	0.1643	0.00007	0.08551	308.132	16.482	31
32	6.3544	0.1550	0.00005	0.08553	370.539	16.864	32
33	6.7136	0.1462	0.00004	0.08557	449.441	17.245	33
34	7.0901	0.1379	0.00003	0.08560	546.536	17.625	34
35	7.4841	0.1301	0.00002	0.08567	663.628	17.999	35
40	10.2857	0.0972	0.00001	0.08566	154.762	18.364	40
45	13.7626	0.0727	0.00000	0.08570	312.744	18.716	45
50	18.4262	0.0543	0.00000	0.08574	620.336	19.052	50
55	24.6300	0.0406	0.00000	0.08578	1244.172	19.371	55
60	32.9877	0.0303	0.00000	0.08581	2533.128	19.681	60
65	44.1450	0.0227	0.00000	0.08581	519.863	19.989	65
70	58.0732	0.0169	0.00000	0.08581	1077.212	20.295	70
75	75.0569	0.0126	0.00000	0.08577	2200.949	20.598	75
80	103.7950	0.0095	0.00000	0.08557	4526.600	20.899	80
85	141.5789	0.0071	0.00000	0.08543	9342.062	21.198	85
90	189.4645	0.0053	0.00000	0.08522	19411.075	21.495	90
95	253.3463	0.0039	0.00000	0.08504	40209.104	21.789	95
100	339.3021	0.0029	0.00000	0.08488	86383.368	22.081	100



TABLE E-14

7% Compound Interest Factors

Period	Payment	Uniform Series				n
		Sinking Fund Factor F/P	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
0.000	0.9346	1.00000	1.07000	1.000	0.935	1
0.147	0.8734	0.95309	0.95509	2.070	1.609	2
0.32	0.8163	0.91105	0.91005	3.215	2.624	3
0.511	0.7629	0.87253	0.89523	4.340	3.967	4
0.709	0.7130	0.83889	0.84389	5.451	4.100	5
0.907	0.6663	0.80980	0.80980	7.153	4.767	6
1.105	0.6227	0.78555	0.78555	8.654	5.359	7
1.311	0.5820	0.69747	0.76747	10.260	5.971	8
1.525	0.5438	0.60349	0.75349	11.978	6.515	9
1.742	0.5083	0.57238	0.74038	13.816	7.024	10
1.9	0.4751	0.54336	0.72836	15.764	7.499	11
2.1	0.4440	0.51590	0.71790	17.833	7.943	12
2.3	0.4150	0.48985	0.70905	20.141	8.358	13
2.5	0.3878	0.46434	0.70134	22.580	8.745	14
2.7	0.3624	0.43929	0.69479	25.149	9.108	15
2.9	0.3387	0.41466	0.68926	27.842	9.447	16
3.1	0.3166	0.39143	0.68473	30.664	9.763	17
3.3	0.2959	0.36941	0.68141	33.619	10.059	18
3.5	0.2765	0.34845	0.67845	36.709	10.336	19
3.7	0.2584	0.32849	0.67579	40.035	10.594	20
3.9	0.2415	0.30929	0.67329	43.606	10.836	21
4.1	0.2257	0.29081	0.67081	47.430	11.061	22
4.3	0.2109	0.27301	0.66831	51.516	11.272	23
4.5	0.1971	0.25589	0.66589	55.877	11.469	24
4.7	0.1842	0.23941	0.66341	60.529	11.654	25
4.9	0.1722	0.22356	0.66096	65.486	11.826	26
5.1	0.1609	0.20833	0.65853	70.764	11.987	27
5.3	0.1504	0.19373	0.65613	76.388	12.137	28
5.5	0.1406	0.17974	0.65374	82.377	12.278	29
5.7	0.1314	0.16635	0.65135	88.751	12.409	30
5.9	0.1228	0.15356	0.64896	95.532	12.532	31
6.1	0.1147	0.14137	0.64657	102.753	12.647	32
6.3	0.1072	0.12978	0.64418	110.444	12.754	33
6.5	0.1002	0.11879	0.64179	118.635	12.854	34
6.7	0.0937	0.10830	0.63940	127.366	12.948	35
6.9	0.0876	0.09831	0.63701	136.677	13.037	36
7.1	0.0819	0.08882	0.63462	146.618	13.121	37
7.3	0.0765	0.07983	0.63223	157.249	13.199	38
7.5	0.0714	0.07134	0.62984	168.630	13.272	39
7.7	0.0666	0.06335	0.62745	180.811	13.340	40
7.9	0.0621	0.05586	0.62506	193.852	13.403	41
8.1	0.0579	0.04887	0.62267	207.813	13.461	42
8.3	0.0539	0.04238	0.62028	222.754	13.514	43
8.5	0.0502	0.03639	0.61789	238.735	13.562	44
8.7	0.0467	0.03080	0.61550	255.816	13.605	45
8.9	0.0434	0.02561	0.61311	274.057	13.643	46
9.1	0.0403	0.02082	0.61072	293.518	13.676	47
9.3	0.0374	0.01643	0.60833	314.259	13.704	48
9.5	0.0347	0.01244	0.60594	336.350	13.727	49
9.7	0.0322	0.00885	0.60355	359.851	13.745	50
9.9	0.0299	0.00566	0.60116	384.922	13.758	51
10.1	0.0277	0.00287	0.59877	411.643	13.766	52
10.3	0.0257	0.00048	0.59638	439.984	13.769	53
10.5	0.0238	0.00000	0.59400	469.925	13.767	54
10.7	0.0220	0.00000	0.59162	501.446	13.760	55
10.9	0.0203	0.00000	0.58924	534.627	13.748	56
11.1	0.0187	0.00000	0.58686	569.548	13.731	57
11.3	0.0172	0.00000	0.58448	606.289	13.709	58
11.5	0.0158	0.00000	0.58210	644.930	13.682	59
11.7	0.0144	0.00000	0.57972	685.551	13.650	60
11.9	0.0131	0.00000	0.57734	728.242	13.613	61
12.1	0.0119	0.00000	0.57496	773.083	13.571	62
12.3	0.0107	0.00000	0.57258	819.164	13.524	63
12.5	0.0096	0.00000	0.57020	866.585	13.472	64
12.7	0.0085	0.00000	0.56782	915.446	13.415	65
12.9	0.0075	0.00000	0.56544	965.847	13.353	66
13.1	0.0065	0.00000	0.56306	1017.888	13.286	67
13.3	0.0055	0.00000	0.56068	1071.669	13.214	68
13.5	0.0046	0.00000	0.55830	1127.190	13.137	69
13.7	0.0037	0.00000	0.55592	1184.551	13.055	70
13.9	0.0028	0.00000	0.55354	1243.852	12.968	71
14.1	0.0020	0.00000	0.55116	1305.193	12.876	72
14.3	0.0012	0.00000	0.54878	1368.674	12.779	73
14.5	0.0004	0.00000	0.54640	1434.405	12.677	74
14.7	0.0000	0.00000	0.54402	1502.486	12.570	75
14.9	0.0000	0.00000	0.54164	1572.927	12.458	76
15.1	0.0000	0.00000	0.53926	1645.728	12.341	77
15.3	0.0000	0.00000	0.53688	1720.989	12.219	78
15.5	0.0000	0.00000	0.53450	1798.790	12.092	79
15.7	0.0000	0.00000	0.53212	1879.131	11.960	80
15.9	0.0000	0.00000	0.52974	1962.112	11.823	81
16.1	0.0000	0.00000	0.52736	2047.843	11.681	82
16.3	0.0000	0.00000	0.52498	2136.324	11.534	83
16.5	0.0000	0.00000	0.52260	2227.565	11.382	84
16.7	0.0000	0.00000	0.52022	2321.566	11.225	85
16.9	0.0000	0.00000	0.51784	2418.327	11.063	86
17.1	0.0000	0.00000	0.51546	2517.848	10.896	87
17.3	0.0000	0.00000	0.51308	2620.129	10.724	88
17.5	0.0000	0.00000	0.51070	2725.170	10.547	89
17.7	0.0000	0.00000	0.50832	2832.971	10.365	90
17.9	0.0000	0.00000	0.50594	2943.532	10.178	91
18.1	0.0000	0.00000	0.50356	3056.853	9.986	92
18.3	0.0000	0.00000	0.50118	3172.934	9.789	93
18.5	0.0000	0.00000	0.49880	3291.775	9.587	94
18.7	0.0000	0.00000	0.49642	3413.376	9.380	95
18.9	0.0000	0.00000	0.49404	3537.737	9.168	96
19.1	0.0000	0.00000	0.49166	3664.868	8.951	97
19.3	0.0000	0.00000	0.48928	3794.769	8.729	98
19.5	0.0000	0.00000	0.48690	3927.440	8.502	99
19.7	0.0000	0.00000	0.48452	4062.881	8.270	100

TABLE E-15

8% Compound Interest Factors

Period	Payment	Uniform Series				n	
		Sinking Fund Factor F/P	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A		
1	1.0000	1.00000	1.08000	1.000	0.926	1	
2	1.1664	0.85733	0.96077	2.050	1.783	2	
3	1.2597	0.75388	0.90803	3.246	2.577	3	
4	1.3605	0.67350	0.82192	4.506	3.312	4	
5	1.4693	0.60600	0.17046	0.25046	5.007	3.973	5
6	1.5860	0.55002	0.13632	0.21632	7.356	4.623	6
7	1.7138	0.50255	0.11267	0.19207	8.923	5.296	7
8	1.8539	0.46203	0.09401	0.17401	10.637	5.947	8
9	1.9960	0.50002	0.08008	0.16008	12.458	6.547	9
10	2.1509	0.46632	0.06903	0.14903	14.487	6.710	10
11	2.3186	0.44289	0.06003	0.14003	16.645	7.135	11
12	2.5182	0.39713	0.05274	0.13270	18.977	7.536	12
13	2.7196	0.36777	0.04652	0.12652	21.495	7.914	13
14	2.9572	0.34203	0.04130	0.12130	24.215	8.264	14
15	3.1722	0.31852	0.03683	0.11683	27.152	8.559	15
16	3.4259	0.29199	0.03298	0.11258	30.324	8.851	16
17	3.7080	0.27003	0.02963	0.10963	33.750	9.132	17
18	3.9960	0.25002	0.02670	0.10670	37.450	9.372	18
19	4.3157	0.22117	0.02413	0.10413	41.440	9.654	19
20	4.6610	0.2145	0.02185	0.10185	45.762	9.816	20
21	5.0338	0.1987	0.01983	0.09983	50.423	10.017	21
22	5.4165	0.1859	0.01803	0.09803	55.457	10.201	22
23	5.8115	0.1753	0.01642	0.09642	60.863	10.371	23
24	6.2412	0.1577	0.01498	0.09498	66.765	10.529	24
25	6.6985	0.1440	0.01368	0.09368	73.106	10.675	25
26	7.1864	0.1332	0.01251	0.09251	79.904	10.810	26
27	7.7081	0.1252	0.01145	0.09145	87.151	10.935	27
28	8.2671	0.1189	0.01049	0.09049	94.859	11.051	28
29	8.8673	0.1073	0.00962	0.08962	103.065	11.155	29
30	9.5127	0.0994	0.00883	0.08883	111.823	11.256	30
31	10.2067	0.0920	0.00811	0.08811	121.186	11.350	31
32	10.9531	0.0852	0.00745	0.08745	131.214	11.435	32
33	11.7560	0.0789	0.00685	0.08685	141.951	11.514	33
34	12.6201	0.0730	0.00630	0.08630	153.427	11.587	34
35	13.5483	0.0676	0.00579	0.08579	165.617	11.655	35
40	21.7245	0.0460	0.00385	0.08386	259.057	11.925	40
45	31.9204	0.0313	0.00259	0.08150	385.506	12.108	45
50	46.9016	0.0213	0.00174	0.08174	571.770	12.233	50
55	68.9139	0.0145	0.00119	0.08119	848.923	12.319	55
60	101.2571	0.0079	0.00050	0.08050	1251.213	12.377	60
65	148.7798	0.0067	0.00034	0.08034	1847.248	12.416	65
70	213.6064	0.0046	0.00023	0.08023	2720.080	12.443	70
75	321.2045	0.0031	0.00016	0.08016	4002.557	12.461	75
80	471.9548	0.0021	0.00011	0.08011	5856.935	12.474	80
85	693.4565	0.0014	0.00007	0.08007	8653.706	12.482	85
90	1018.9151	0.0010	0.00005	0.08005	12723.939	12.488	90

TABLE E-16

10% Compound Interest Factors

Single Payment		Uniform Series				n
Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1.1000	0.9091	1.00000	1.10000	1.000	0.909	1
1.2100	0.8264	0.47619	0.57619	2.100	1.736	2
1.3310	0.7513	0.30211	0.40211	3.310	2.487	3
1.4641	0.6830	0.21547	0.31547	4.641	3.170	4
1.6105	0.6209	0.16380	0.26380	6.105	3.791	5
1.7716	0.5645	0.12261	0.22261	7.716	4.355	6
1.9487	0.5132	0.10541	0.20541	9.487	4.860	7
2.1438	0.4665	0.08744	0.18744	11.438	5.335	8
2.3579	0.4241	0.07364	0.17364	13.579	5.789	9
2.5937	0.3855	0.06275	0.16275	15.937	6.144	10
2.8531	0.3505	0.05396	0.15396	18.531	6.495	11
3.1381	0.3185	0.04676	0.14676	21.384	6.844	12
3.4503	0.2897	0.04178	0.14178	24.523	7.193	13
3.7925	0.2635	0.03875	0.13875	27.975	7.547	14
4.1672	0.2394	0.03647	0.13647	31.772	7.896	15
4.5780	0.2176	0.03482	0.13482	35.950	8.241	16
5.0285	0.1978	0.03366	0.13366	40.543	8.582	17
5.5229	0.1799	0.03293	0.13293	45.599	8.921	18
6.0659	0.1635	0.03255	0.13255	51.159	9.258	19
6.6625	0.1486	0.03246	0.13246	57.275	9.594	20
7.3282	0.1351	0.03262	0.13262	64.002	9.929	21
8.0693	0.1228	0.03291	0.13291	71.403	10.262	22
8.8925	0.1117	0.03332	0.13332	79.543	10.593	23
9.8057	0.1015	0.03385	0.13385	88.497	10.923	24
10.8147	0.0923	0.03450	0.13450	98.347	11.252	25
11.9352	0.0839	0.03526	0.13526	109.182	11.581	26
13.1740	0.0763	0.03613	0.13613	121.100	11.909	27
14.5369	0.0693	0.03711	0.13711	134.210	12.237	28
16.0301	0.0630	0.03820	0.13820	148.631	12.564	29
17.6699	0.0573	0.03940	0.13940	164.494	12.891	30
19.4643	0.0521	0.04071	0.14071	181.843	13.217	31
21.4238	0.0474	0.04213	0.14213	200.718	13.542	32
23.5592	0.0431	0.04366	0.14366	221.232	13.867	33
25.8777	0.0391	0.04530	0.14530	243.477	14.191	34
28.3924	0.0356	0.04704	0.14704	267.424	14.514	35
31.1293	0.0324	0.04888	0.14888	313.593	14.837	40
34.0995	0.0293	0.05083	0.15083	348.905	15.160	45
37.3199	0.0263	0.05289	0.15289	398.909	15.483	50
40.8091	0.0234	0.05506	0.15506	465.941	15.806	55
44.5816	0.0207	0.05734	0.15734	544.816	16.129	60
48.6537	0.0182	0.05973	0.16000	640.707	16.452	65
53.0420	0.0158	0.06224	0.16313	760.747	16.775	70
57.7652	0.0136	0.06487	0.16674	901.954	17.098	75
62.8500	0.0116	0.06763	0.17085	1071.202	17.421	80
68.3349	0.0098	0.07052	0.17546	1275.690	17.744	85
74.2582	0.0082	0.07354	0.18057	1522.226	18.067	90
80.6600	0.0068	0.07669	0.18618	1827.760	18.390	95
87.5813	0.0056	0.07997	0.19229	2201.123	18.713	100

TABLE E-17

12% Compound Interest Factors

Single Payment		Uniform Series				n
Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1.1200	0.8929	1.00000	1.12000	1.000	0.893	1
1.2544	0.7972	0.47170	0.59170	2.120	1.690	2
1.4049	0.7110	0.29435	0.41635	3.374	2.402	3
1.5735	0.6355	0.20921	0.32525	4.779	3.037	4
1.7623	0.5674	0.15741	0.27741	6.353	3.605	5
1.9738	0.5066	0.12323	0.24323	8.115	4.111	6
2.2107	0.4525	0.09912	0.21912	10.099	4.564	7
2.4760	0.4039	0.08130	0.20130	12.300	4.966	8
2.7731	0.3606	0.06768	0.18768	14.776	5.328	9
3.1058	0.3220	0.05698	0.17698	17.549	5.650	10
3.4785	0.2875	0.04842	0.16842	20.655	5.930	11
3.8960	0.2567	0.04144	0.16144	24.133	6.194	12
4.3635	0.2292	0.03568	0.15568	28.029	6.424	13
4.8871	0.2046	0.03087	0.15087	32.395	6.625	14
5.4736	0.1827	0.02682	0.14682	37.200	6.811	15
6.1304	0.1631	0.02339	0.14339	42.455	6.974	16
6.8660	0.1456	0.02046	0.14046	48.184	7.120	17
7.6900	0.1300	0.01794	0.13794	54.450	7.250	18
8.6128	0.1161	0.01576	0.13576	61.340	7.366	19
9.6463	0.1037	0.01388	0.13388	68.892	7.469	20
10.8038	0.0926	0.01224	0.13224	77.169	7.552	21
12.1003	0.0826	0.01081	0.13081	86.250	7.615	22
13.5523	0.0733	0.00956	0.12956	96.160	7.718	23
15.1736	0.0659	0.00846	0.12846	106.955	7.784	24
17.0001	0.0593	0.00750	0.12750	118.704	7.843	25
19.0401	0.0535	0.00665	0.12665	131.494	7.896	26
21.3249	0.0480	0.00590	0.12590	145.374	7.943	27
23.8839	0.0429	0.00524	0.12524	160.409	7.984	28
26.7499	0.0381	0.00466	0.12466	176.683	8.022	29
29.9599	0.0334	0.00414	0.12414	194.253	8.055	30
33.5551	0.0298	0.00369	0.12369	213.192	8.085	31
37.5817	0.0266	0.00328	0.12328	233.587	8.112	32
42.0915	0.0238	0.00292	0.12292	255.429	8.135	33
47.1425	0.0212	0.00260	0.12260	278.750	8.157	34
52.7996	0.0189	0.00232	0.12232	313.663	8.176	35
59.1510	0.0167	0.00203	0.12130	361.091	8.244	40
66.2876	0.0148	0.00174	0.12074	421.230	8.283	45
74.2622	0.0135	0.00142	0.12042	495.018	8.305	50
			0.12000		8.333	∞

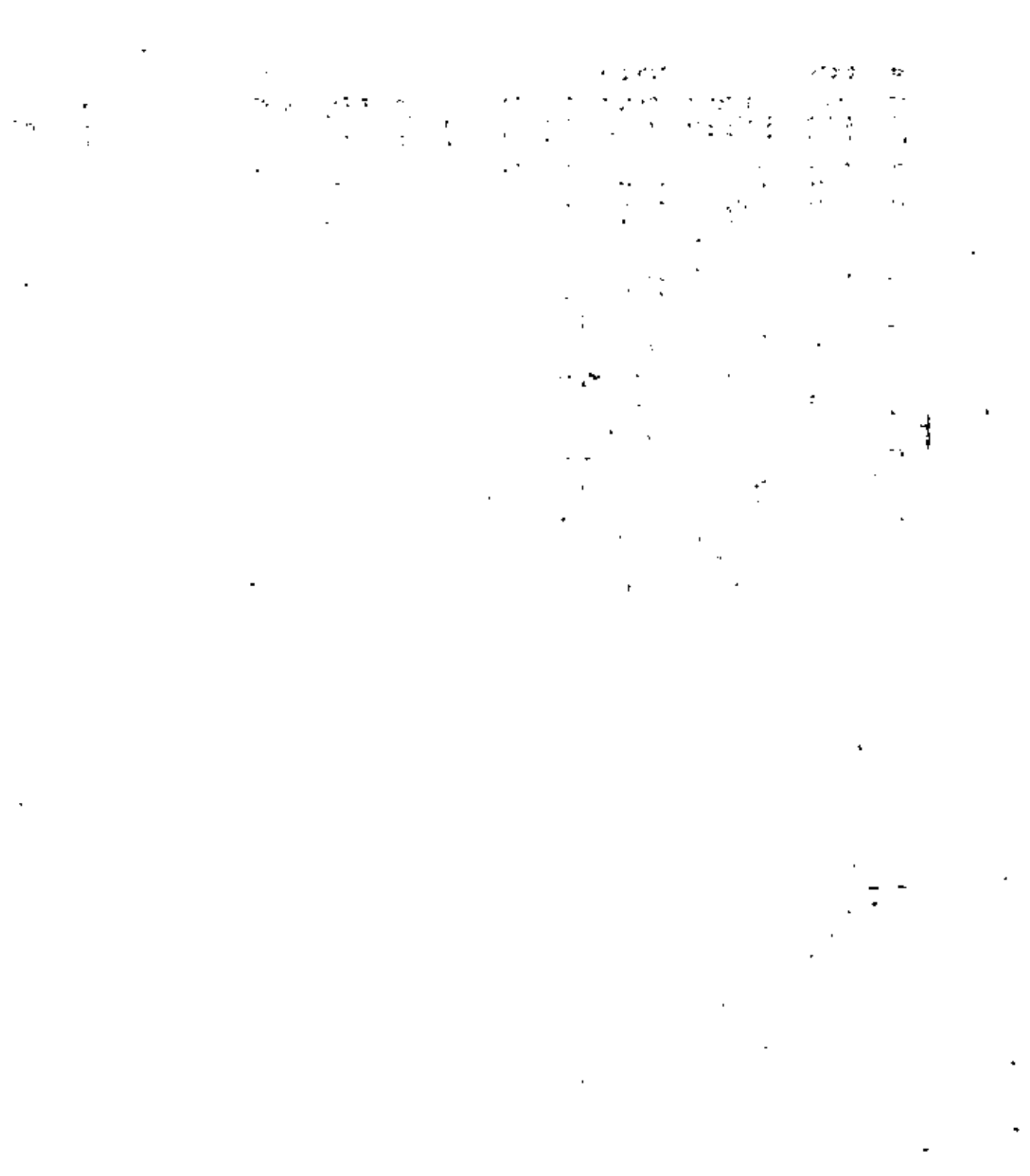


TABLE E-18

15% Compound Interest Factors

Single Payment		Uniform Series			
Present Worth Factor P/F	Compound Amount Factor F/P	Shilling Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A
1.000	0.0695	1.000 00	1.150 00	1.000	0.870
1.3225	0.7561	0.465 12	0.615 12	2.150	1.626
1.5209	0.6575	0.287 98	0.437 98	3.472	2.285
1.60	0.5716	0.222 26	0.350 27	4.925	2.855
1.14	0.4972	0.148 32	0.298 32	6.742	3.352
1.311	0.4325	0.114 24	0.254 24	8.754	3.784
1.600	0.3759	0.090 36	0.240 36	11.067	4.160
1.590	0.3269	0.072 65	0.222 65	13.727	4.457
1.179	0.2863	0.059 57	0.202 57	16.786	4.772
1.6153	0.2572	0.049 25	0.199 25	20.304	5.019
1.524	0.2149	0.041 67	0.191 67	24.349	5.234
1.503	0.1869	0.034 48	0.181 48	29.062	5.421
1.520	0.1625	0.029 11	0.179 11	34.352	5.583
1.0257	0.1413	0.024 69	0.174 69	40.505	5.724
1.371	0.1229	0.021 02	0.171 62	47.580	5.847
1.576	0.1069	0.017 95	0.167 95	55.717	5.954
1.7613	0.0929	0.015 37	0.165 37	65.075	6.037
1.3755	0.0808	0.013 19	0.163 19	75.836	6.128
1.310	0.0703	0.011 34	0.161 34	88.212	6.198
1.3655	0.0611	0.009 76	0.159 76	102.444	6.259
1.8215	0.0531	0.008 42	0.158 42	118.510	6.312
1.6447	0.0462	0.007 27	0.157 27	137.632	6.359
1.8315	0.0402	0.006 28	0.156 28	159.276	6.399
1.4252	0.0349	0.005 43	0.155 43	184.168	6.434
1.9100	0.0304	0.004 70	0.154 70	212.795	6.464
1.858	0.0254	0.004 07	0.154 07	245.712	6.491
1.553	0.0210	0.003 53	0.153 53	283.569	6.514
1.2656	0.0180	0.003 05	0.153 05	327.104	6.534
1.5755	0.0174	0.002 65	0.152 65	377.170	6.551
1.2118	0.0151	0.002 30	0.152 30	434.745	6.566
1.435	0.0131	0.002 09	0.152 09	500.257	6.579
1.551	0.0114	0.001 73	0.151 73	577.700	6.591
1.6090	0.0099	0.001 50	0.151 50	661.666	6.600
1.0048	0.0085	0.001 31	0.151 31	765.365	6.609
1.755	0.0075	0.001 13	0.151 13	881.170	6.617
1.8535	0.0067	0.000 96	0.150 96	1 000.000	6.622
1.7693	0.0059	0.000 82	0.150 82	1 125.128	6.624
1.6574	0.0050	0.000 70	0.150 70	1 267.716	6.626
		0.150 00			6.667

TABLE E-19

20% Compound Interest Factors

Single Payment		Uniform Series			
Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Shilling Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A
1	1.2000	0.8333	1.000 00	1.200 00	1.000
2	1.4400	0.6964	0.454 55	0.654 55	2.260
3	1.7280	0.5787	0.274 73	0.474 73	3.646
4	2.0736	0.4829	0.186 29	0.386 29	5.368
5	2.4883	0.4019	0.134 38	0.334 38	7.442
6	2.9860	0.3349	0.100 71	0.300 71	9.930
7	3.5832	0.2791	0.077 42	0.277 42	12.916
8	4.2998	0.2326	0.060 61	0.260 61	16.499
9	5.1598	0.1936	0.048 68	0.248 68	20.799
10	6.1917	0.1615	0.038 52	0.238 52	25.959
11	7.4301	0.1346	0.031 10	0.231 10	32.150
12	8.9161	0.1122	0.025 26	0.225 26	39.581
13	10.6993	0.0935	0.020 62	0.220 62	48.497
14	12.8392	0.0779	0.016 87	0.216 87	59.196
15	15.4070	0.6649	0.013 88	0.213 88	72.035
16	18.4884	0.0541	0.011 44	0.211 44	87.442
17	22.1861	0.0451	0.009 44	0.209 44	105.951
18	26.6233	0.0376	0.007 81	0.207 81	128.117
19	31.9480	0.0313	0.006 46	0.206 46	154.740
20	38.3376	0.0261	0.005 36	0.205 36	186.688
21	46.0051	0.0217	0.004 44	0.204 44	225.626
22	55.2051	0.0181	0.003 69	0.203 69	271.631
23	66.2474	0.0151	0.003 07	0.203 07	326.237
24	79.4968	0.0126	0.002 55	0.202 55	392.484
25	95.3962	0.0105	0.002 12	0.202 12	471.981
26	114.4755	0.0087	0.001 76	0.201 76	567.377
27	137.3706	0.0073	0.001 47	0.201 47	681.853
28	164.8447	0.0061	0.001 22	0.201 22	819.225
29	197.8136	0.0051	0.001 02	0.201 02	984.068
30	237.3763	0.0042	0.000 85	0.200 85	1 181.582
31	284.8516	0.0035	0.000 70	0.200 70	1 419.255
32	341.8219	0.0029	0.000 59	0.200 59	1 704.109
33	410.1863	0.0024	0.000 49	0.200 49	2 045.931
34	492.2235	0.0020	0.000 41	0.200 41	2 456.118
35	590.6682	0.0017	0.000 34	0.200 34	2 948.341
40	1 459.7716	0.0007	0.000 14	0.200 14	7 343.858
45	3 657.2620	0.0003	0.000 05	0.200 05	18 281.310
50	9 100.4382	0.0001	0.000 02	0.200 02	45 497.191
				0.200 00	5.000

TABLE E-20

25% Compound Interest Factors

Single Payment		Uniform Series				
Compound Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	n
1.0000	0.8000	1.000000	1.250000	1.0000	0.8000	1
1.5625	0.6400	0.444444	0.694444	2.3500	1.4400	2
1.9531	0.5120	0.262300	0.512300	3.8130	1.9520	3
2.5418	0.4096	0.173444	0.423444	5.7660	2.5362	4
3.3318	0.3277	0.121855	0.371855	8.2070	3.2689	5
4.3447	0.2621	0.088822	0.338822	11.2590	2.9511	6
5.6084	0.2097	0.066334	0.316334	15.0730	3.1611	7
7.1605	0.1678	0.050400	0.300400	19.8420	3.3290	8
9.0506	0.1342	0.038760	0.288760	25.8020	3.4663	9
11.3132	0.1074	0.030007	0.280007	33.2550	3.5711	10
14.9815	0.0859	0.023492	0.273492	42.5060	3.6560	11
19.1919	0.0687	0.018455	0.268455	54.2080	3.7255	12
24.1859	0.0550	0.014544	0.264544	68.7600	3.7800	13
30.1734	0.0440	0.011500	0.261500	86.9390	3.8214	14
37.4117	0.0352	0.009120	0.259120	109.6870	3.8519	15
46.0711	0.0281	0.007244	0.257244	138.1090	3.8871	16
56.4889	0.0225	0.005876	0.255876	173.6360	3.9170	17
68.9512	0.0180	0.004859	0.254859	218.0450	3.9428	18
83.8919	0.0144	0.004066	0.253866	273.3560	3.9642	19
101.7662	0.0115	0.003492	0.252922	342.9450	3.9814	20
123.2002	0.0092	0.003033	0.252333	429.6810	3.9960	21
148.9551	0.0073	0.002686	0.251866	538.1010	3.9970	22
179.6666	0.0059	0.002418	0.251458	673.6260	3.9766	23
217.0822	0.0047	0.002119	0.251119	843.0000	3.9611	24
262.9978	0.0038	0.001895	0.250895	1054.7910	3.9485	25
318.9222	0.0030	0.001764	0.250764	1319.4890	3.9388	26
387.6793	0.0024	0.001661	0.250661	1650.3610	3.9309	27
472.9679	0.0019	0.001588	0.250588	2063.9520	3.9242	28
579.6349	0.0015	0.001539	0.250539	2580.9390	3.9194	29
712.6936	0.0012	0.001511	0.250511	3227.1740	3.9165	30
877.2020	0.0010	0.001495	0.250495	4034.9680	3.9146	31
1079.1174	0.0008	0.001489	0.250489	5044.7100	3.9137	32
1324.7218	0.0006	0.001486	0.250486	6306.8870	3.9137	33
1630.7223	0.0005	0.001483	0.250483	7884.6090	3.9138	34
2005.7233	0.0004	0.001480	0.250480	9856.7610	3.9138	35
2468.7240	0.0003	0.001478	0.250478	12308.6550	3.9139	40
3037.7249	0.0002	0.001477	0.250477	15431.4960	3.9139	45
3752.7252	0.0001	0.001476	0.250476	20255.6930	3.9139	50
			0.250000		4.0000	∞

TABLE E-21

30% Compound Interest Factors

Single Payment		Uniform Series				
Compound Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	n
1.3000	0.7692	1.000000	1.300000	1.0000	0.7692	1
1.6900	0.5917	0.434780	0.734780	2.3000	1.3612	2
2.1970	0.4552	0.250630	0.550630	3.9900	1.8163	3
2.8561	0.3501	0.161630	0.461630	6.1870	2.1666	4
3.7129	0.2693	0.110580	0.410580	9.0430	2.4360	5
4.8268	0.2072	0.078130	0.378130	12.7560	2.6450	6
6.2749	0.1594	0.056870	0.356870	17.5830	2.8027	7
8.1573	0.1226	0.041920	0.341920	23.8550	2.9250	8
10.6045	0.0943	0.031240	0.331240	32.0150	3.0190	9
13.7858	0.0725	0.023460	0.323460	42.6190	3.0922	10
17.9216	0.0558	0.017730	0.317730	56.4050	3.1477	11
23.2981	0.0429	0.013450	0.313450	74.3270	3.1900	12
30.2875	0.0330	0.010240	0.310240	97.6250	3.2233	13
39.3738	0.0254	0.007820	0.307820	127.9130	3.2490	14
51.1859	0.0195	0.005980	0.305980	167.2860	3.2680	15
66.5417	0.0150	0.004580	0.304580	218.4720	3.2830	16
86.5042	0.0116	0.003510	0.303510	285.0140	3.2950	17
112.4554	0.0089	0.002690	0.302690	371.5180	3.3040	18
146.1920	0.0068	0.002070	0.302070	483.9730	3.3110	19
190.0196	0.0053	0.001590	0.301590	630.1650	3.3160	20
247.0645	0.0040	0.001220	0.301220	820.2150	3.3200	21
321.1879	0.0031	0.000994	0.300994	1067.2800	3.3230	22
417.5391	0.0024	0.000772	0.300772	1388.4640	3.3250	23
542.8808	0.0018	0.000585	0.300585	1806.0830	3.3270	24
705.6410	0.0014	0.000443	0.300443	2348.8030	3.3290	25
917.3333	0.0011	0.000331	0.300331	3054.4440	3.3300	26
1192.5333	0.0008	0.000250	0.300250	3971.7780	3.3310	27
1550.2933	0.0006	0.000190	0.300190	5164.3110	3.3310	28
2015.3813	0.0005	0.000145	0.300145	6714.6040	3.3320	29
2619.9256	0.0004	0.000111	0.300111	8729.9850	3.3320	30
3405.9945	0.0003	0.000089	0.300089	11349.9810	3.3320	31
4427.7926	0.0002	0.000067	0.300067	14755.9750	3.3330	32
5756.1304	0.0002	0.000050	0.300050	19183.7680	3.3330	33
7482.9696	0.0001	0.000034	0.300034	24959.8990	3.3330	34
9727.8604	0.0001	0.000023	0.300023	32422.8680	3.3330	35
			0.300000		3.3330	∞



TABLE E-22
35% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series			
	Compound Amount Factor F/F	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A
1	1.3500	0.7407	1.0000	1.3500	1.000	0.741
2	1.8225	0.5487	0.42553	0.77553	2.350	1.289
3	2.4604	0.4064	0.25966	0.58966	4.172	1.696
4	3.3215	0.3011	0.15976	0.50076	6.633	1.997
5	4.4840	0.2230	0.10046	0.45046	9.954	2.220
6	6.0534	0.1652	0.06926	0.41926	14.438	2.385
7	8.1722	0.1224	0.04880	0.39880	20.492	2.507
8	11.0324	0.0906	0.03489	0.38489	28.664	2.598
9	14.8937	0.0671	0.02519	0.37519	39.696	2.665
10	20.1066	0.0497	0.01832	0.36832	54.590	2.715
11	27.1439	0.0368	0.01339	0.36339	74.697	2.752
12	36.6442	0.0273	0.00982	0.35982	101.841	2.779
13	49.4697	0.0202	0.00722	0.35722	138.485	2.799
14	66.7841	0.0150	0.00532	0.35532	187.954	2.814
15	90.1585	0.0111	0.00393	0.35393	254.738	2.825
16	121.7139	0.0082	0.00290	0.35290	341.897	2.834
17	164.5138	0.0061	0.00214	0.35214	466.611	2.840
18	221.8256	0.0045	0.00159	0.35158	630.925	2.844
19	299.4619	0.0033	0.00117	0.35117	852.748	2.848
20	404.2736	0.0025	0.00087	0.35087	1152.210	2.850
21	545.7693	0.0018	0.00061	0.35064	1556.484	2.852
22	736.7886	0.0014	0.00045	0.35048	2102.253	2.853
23	994.6616	0.0010	0.00035	0.35035	2819.042	2.854
24	1342.7973	0.0007	0.00026	0.35026	3833.706	2.855
25	1812.7763	0.0006	0.00019	0.35019	5176.504	2.856
26	2447.2480	0.0004	0.00014	0.35014	6989.280	2.856
27	3303.7848	0.0003	0.00011	0.35011	9436.528	2.856
28	4466.1695	0.0002	0.00008	0.35008	12740.313	2.857
29	6021.1478	0.0002	0.00006	0.35006	17200.422	2.857
30	8128.5495	0.0001	0.00004	0.35004	23221.570	2.857
31	10973.5418	0.0001	0.00003	0.35003	31350.120	2.857
32	14814.2815	0.0001	0.00002	0.35002	42323.661	2.857
33	19999.2800	0.0000	0.00002	0.35002	57137.943	2.857
34	26999.0280	0.0000	0.00001	0.35001	77137.223	2.857
35	36448.6278	0.00001	0.35001	104136.251	2.857
				0.35000		2.857

TABLE E-23
40% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series			
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/P	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A
1	1.4000	0.7143	1.0000	1.4000	1.000	0.714
2	1.9600	0.5102	0.41667	0.81667	2.400	1.324
3	2.7440	0.3644	0.22936	0.62936	4.360	1.559
4	3.8416	0.2603	0.14077	0.54077	7.104	1.849
5	5.3782	0.1859	0.09156	0.49156	10.916	2.035
6	7.5295	0.1328	0.06126	0.46126	16.324	2.263
7	10.5414	0.0949	0.04152	0.44152	23.653	2.263
8	14.7579	0.0678	0.02907	0.42907	34.335	2.351
9	20.6610	0.0484	0.02034	0.42034	49.153	2.379
10	28.9255	0.0346	0.01432	0.41432	69.814	2.414
11	40.4957	0.0247	0.01013	0.41013	98.739	2.434
12	56.6939	0.0176	0.00718	0.40718	139.235	2.456
13	79.3715	0.0126	0.00510	0.40510	195.929	2.469
14	111.1201	0.0090	0.00363	0.40363	275.300	2.478
15	155.5691	0.0064	0.00259	0.40259	386.420	2.484
16	217.7953	0.0046	0.00185	0.40185	541.983	2.489
17	304.9115	0.0033	0.00132	0.40132	759.784	2.492
18	426.8789	0.0023	0.00094	0.40094	1064.697	2.494
19	597.6304	0.0017	0.00067	0.40067	1491.576	2.496
20	836.6826	0.0012	0.00048	0.40048	2089.206	2.497
21	1171.3554	0.0009	0.00034	0.40034	2925.859	2.498
22	1639.8976	0.0006	0.00024	0.40024	4097.245	2.499
23	2295.8569	0.0004	0.00017	0.40017	5737.142	2.499
24	3214.1997	0.0003	0.00012	0.40012	8032.959	2.499
25	4499.8796	0.0002	0.00009	0.40009	11247.199	2.499
26	6299.8314	0.0002	0.00006	0.40006	15747.079	2.500
27	8819.7640	0.0001	0.00005	0.40005	22049.910	2.500
28	12347.6696	0.0001	0.00003	0.40003	30866.674	2.500
29	17286.7374	0.0001	0.00002	0.40002	43214.343	2.500
30	24201.4324	0.0000	0.00001	0.40002	60501.081	2.500
31	33822.0453	0.00001	0.40001	84702.513	2.500
32	47434.8074	0.00001	0.40001	118584.519	2.500
33	66408.7304	0.00001	0.40001	166079.326	2.500
34	92972.3225	0.00000	0.40000	232428.036	2.500
35	130161.1116	0.40000	325400.279	2.500
∞				0.40000		2.500

TABLE E-24
45% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.4500	0.6927	1.00000	1.45000	1.000	0.690	1
2	2.1025	0.4756	0.40816	0.85816	2.450	1.165	2
3	3.0486	0.3280	0.21906	0.66906	4.552	1.495	3
4	4.4205	0.2362	0.13156	0.58156	7.601	1.720	4
5	6.4097	0.1560	0.08518	0.55318	12.022	1.876	5
6	9.2941	0.1076	0.05426	0.50426	18.431	1.983	6
7	13.4765	0.0742	0.03607	0.45607	27.725	2.057	7
8	19.5407	0.0512	0.02427	0.42427	41.201	2.109	8
9	28.3343	0.0353	0.01646	0.40646	60.743	2.144	9
10	41.0847	0.0243	0.01123	0.40123	89.077	2.168	10
11	59.5728	0.0168	0.00762	0.45762	130.162	2.185	11
12	84.3826	0.0116	0.00527	0.45527	189.735	2.196	12
13	125.2518	0.0080	0.00362	0.45362	276.115	2.204	13
14	181.6151	0.0055	0.00249	0.45249	401.367	2.210	14
15	263.7419	0.0038	0.00172	0.45172	582.982	2.214	15
16	381.8458	0.0026	0.00118	0.45118	846.324	2.216	16
17	553.6764	0.0018	0.00081	0.45081	1228.170	2.218	17
18	802.8308	0.0012	0.00056	0.45056	1781.846	2.219	18
19	1164.3047	0.0009	0.00039	0.45039	2584.677	2.220	19
20	1687.9518	0.0006	0.00027	0.45027	3748.722	2.221	20
21	2447.5301	0.0004	0.00018	0.45018	5436.734	2.221	21
22	3518.9187	0.0003	0.00013	0.45013	7884.264	2.222	22
23	5115.9321	0.0002	0.00009	0.45009	11433.182	2.222	23
24	7451.6015	0.0001	0.00006	0.45006	16579.115	2.222	24
25	10819.3221	0.0001	0.00004	0.45004	24040.716	2.222	25
26	15688.0173	0.0001	0.00003	0.45003	34860.038	2.222	26
27	22747.0250	0.0000	0.00002	0.45002	50548.056	2.222	27
28	32981.0553	0.00001	0.45001	73295.681	2.222	28
29	47826.8816	0.00001	0.45001	106279.737	2.222	29
30	69343.9783	0.00001	0.45001	154106.618	2.222	30
∞				0.45000		2.222	∞

TABLE E-25
50% Compound Interest Factors

n	Single Payment		Uniform Series				
	Compound Amount Factor F/P	Present Worth Factor P/F	Sinking Fund Factor A/F	Capital Recovery Factor A/P	Compound Amount Factor F/A	Present Worth Factor P/A	
1	1.5000	0.6667	1.00000	1.50000	1.000	0.667	1
2	2.2500	0.4344	0.40000	0.90000	2.500	1.111	2
3	3.3750	0.2963	0.21053	0.71053	4.750	1.407	3
4	5.0625	0.1975	0.12303	0.62303	8.125	1.605	4
5	7.5938	0.1317	0.07583	0.57583	13.188	1.737	5
6	11.3906	0.0878	0.04812	0.54812	20.781	1.824	6
7	17.0859	0.0583	0.03108	0.53108	32.172	1.883	7
8	25.6269	0.0390	0.02030	0.52030	49.258	1.922	8
9	38.4434	0.0260	0.01335	0.51335	74.687	1.948	9
10	57.6650	0.0173	0.00882	0.50882	113.350	1.965	10
11	86.4976	0.0116	0.00585	0.50585	170.995	1.977	11
12	129.7463	0.0077	0.00388	0.50388	257.453	1.985	12
13	194.6195	0.0051	0.00258	0.50258	387.239	1.990	13
14	291.9293	0.0034	0.00172	0.50172	581.859	1.993	14
15	437.8939	0.0023	0.00114	0.50114	873.788	1.995	15
16	656.8408	0.0015	0.00076	0.50076	1311.662	1.997	16
17	985.2613	0.0010	0.00051	0.50051	1963.523	1.998	17
18	1477.8919	0.0007	0.00034	0.50034	2953.784	1.999	18
19	2216.8378	0.0005	0.00023	0.50023	4411.676	1.999	19
20	3325.2567	0.0003	0.00015	0.50015	6648.513	1.999	20
21	4987.8851	0.0002	0.00010	0.50010	9973.770	2.000	21
22	7451.8276	0.0001	0.00007	0.50007	14961.655	2.000	22
23	11232.7415	0.0001	0.00004	0.50004	22413.483	2.000	23
24	16834.1122	0.0001	0.00003	0.50003	33666.224	2.000	24
25	25251.1683	0.0000	0.00002	0.50002	50500.337	2.000	25
∞				0.50000		2.000	∞

Directorio de Asistentes

1. Abel Aguilar Arellano
Dirección General de Maquinaria y
Transporte
Miguel Laurent 840 3er piso
Col Del Valle
México 13, D.F.
575 63 44
Pascual Luna 21
Tezoyuca
Edo. de México
2. Jesús Alcántara Orea
SAHOP
Domicilio Conocido
Maycoba, Chih.
Privada de la Llave 7612
Ampliación Cerro Cruz
Chihuahua, Chih.
6 09 17
3. Juan Antonio Antú Ochoa
Instituto Tecnológico 10
Nvo. Laredo, Tamps.
Moctezuma 917
Col Mier y Terán
Nuevo Laredo, Tamps.
4 43 29
4. Trina A. Alvarez Caballero
Lagoven, S.A.
Apartado 889
Caracas, Venezuela
22 25 11 ext 755
5. Wilfrido Arjonilla Carrillo
SAHOP
Av López Mateos 500
6. Pedro Aguila Coria.
Ingenieros Civiles Asociados, S.A.
Minería 145
Col Escandón
México 18, D.F.
Lázaro Cárdenas 400
Coatzacoalcos, Ver.
2 05 86
7. José Manuel Avila García
Junta Local de Caminos
López Mateos Oriente 1302
Aguascalientes, Ags.
5 24 36
Galeana Sur 574
Aguascalientes, Ags
5 93 40
8. Miguel Barroeta Hernández
Junta Local de Caminos
Av Independencia 1329 Oriente
Toluca, Edo. de México
4 03 99
3 Poniente 1505
Puebla, Pue.



- 9. José Jaime Berrueta González
Traxcavator, S.A.
Robles Gil 390
Sector Juárez
Guadalajara, Jal.
Av Las Américas 630
Guadalajara, Jal.:
15 52 90

- 10. Víctor Manuel Chávez Najar
Universidad Autónoma
Av Ramón López Velarde 1
Zacatecas, Zac.
2 08 27
Boulevard María Esther Zuno
de Echeverría
Col Díaz Ordáz
Zacatecas, Zac.

- 11. Edwin Ramón Chávez Rosales
Departamento de Pesca
Alvaro Obregón 269 8o piso
Col Roma
México 7, D.F.
525 49 60 ext 295
Unidad Lomas de Sotelo
Edificio 14-B-104
Lomas de Sotelo
México 10, D.F.
557 69 85

- 12. J. Natividad Chávez Olivares
Dirección General de Servicios Técnicos
Av Universidad y Xola
Col Narvarte
México 12, D.F.
519 92 93
San Cayetano 301
Col San Cayetano
Aguascalientes, Ags.
6 43 20

- 13. Jorge Alfredo Delgado Ramírez
Ingenieros Civiles y Asociados, S.A.
Minería 145
Col Escandón
México 18, D.F.
Av Lázaro Cárdenas 400
Coatzacoalcos, Ver.
2 05 86

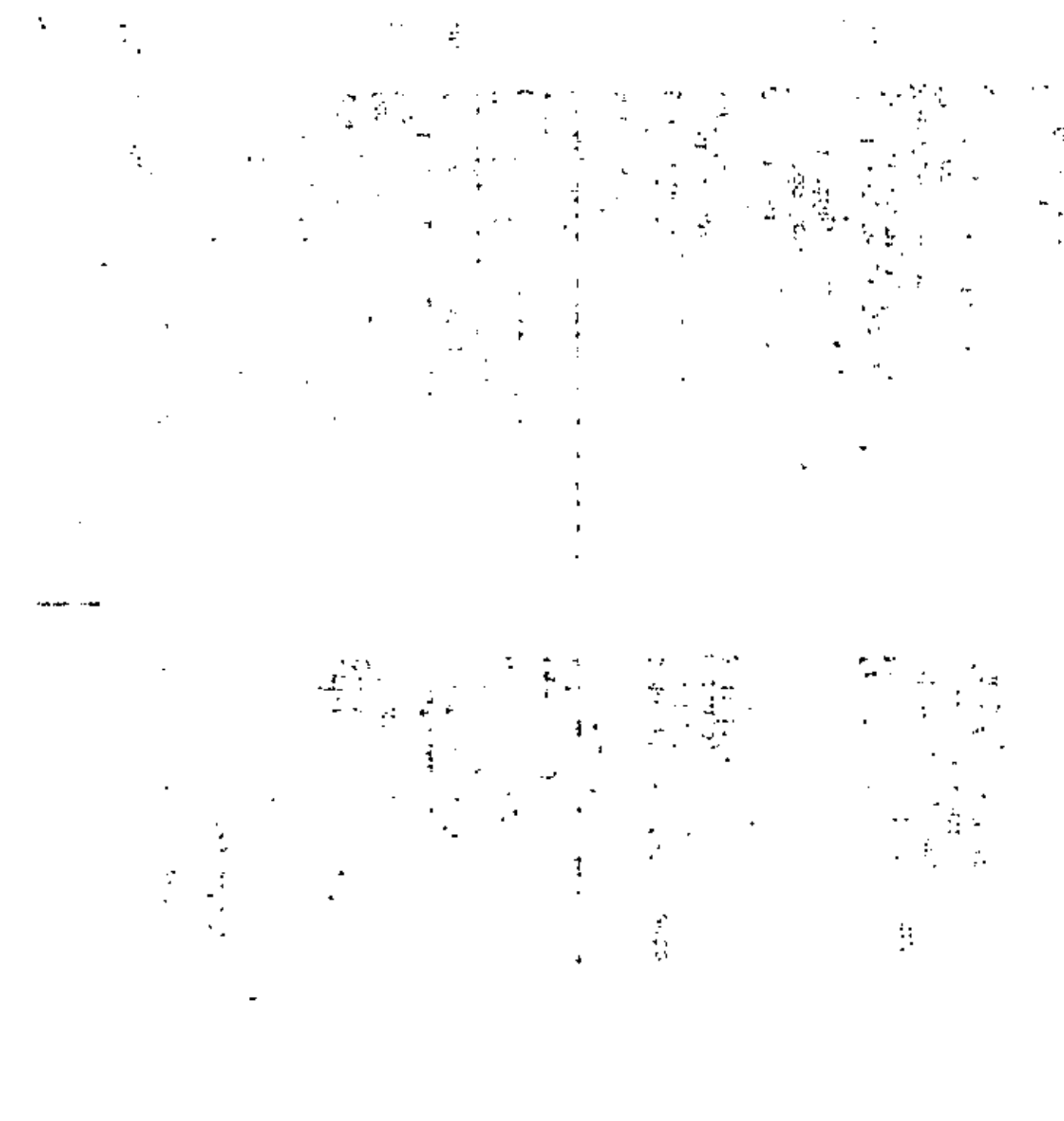
- 14. Carlos Domínguez Suárez
SAIOP
Insurgentes Sur 664
Col Narvarte
México 12, D.F.
687 09 44
Av Cecilio Robelo 434
Col Jardín Balbuena
México 9, D.F.
571 43 03

- 15. Enrique Espejel Uribe
SAIOP
Miguel Laurent 840 3er piso.
Col Narvarte
México 12, D.F.
575 63 44
Canal San Juan 172
Edificio 2-AB-102
Col Agrícola Oriental
México 9, D.F.

- 16. Joel Gómez Vázquez
Constructora
12 de Octubre 100
Pachuca, Hgo.
3 24 65
Plan de Guadalupe 260
Fraccionamiento Constitución
Pachuca, Hgo.
3 15 66



17. David González Vizcarra
Dirección Federal de Carreteras
Federales
SAHOP
18. Francisco Javier Gutiérrez Arreola
Junta Local de Caminos, SAHOP
Av. Independencia 1329 Oriente
Toluca, Edo. de México
4 03 99
Irrigación 101
Col 2a de Meteorito
Toluca, Edo. de México
19. Enrique Guerrero Chávez
Junta Local de Caminos, SAHOP
Lomas de Santiaguito s/n
Morelia, Mich.
Benito Juárez 14
Zinapécuaro, Mich.
20. Ismael de Jesús Herrera Lozano
Paccca
Boulevard Miguel Avila Camacho 995-304
Echegaray, Edo. de México
373 06 43
Carpio 119-7
Col Santa María la Ribera
México 4, D.F.
547 72 57
21. Serafín Hernández Abonza
Dirección General de Control Técnico
SAHOP
Insurgentes Sur 664 4o piso
México, D.F.
687 09 44
Estudios Azteca 3
Col Jardines Tecman
México 8, D.F.
657 29 52
22. Silviano Flores Bedolla
Junta Local de Caminos, SAHOP
Lomas de Santiaguito s/n
Morelia, Mich.
Gratito 175
Morelia, Mich.
23. Héctor de León Torres
Junta Local de Caminos, SAHOP
Lomas de Santiaguito s/n
Morelia, Mich.
2 50 36
Caballero Alto 206
Col Chap. Sur
Morelia, Mich.
2 67 20
24. Miguel Angel Liera
Dirección General de Carreteras Federales
SAHOP
25. Elio Lozano Pedraza
Dirección General de Carreteras en
Cooperación
SAHOP
26. Matilde Teresa Mejía
Empresas Consultoras, S.A. de C.V.
Av Universidad 1900
Edificio 2-3
Col Oxtopulco
México 20, D.F.
548 92 80



27. Andrea Moreno Rivera
Junta Local de Caminos, SAHOP
Mariano Jiménez 830
Col Alamos
San Luis Potosí, S.L.P.
2 20 26
Av de las Torres 546
Col El Paseo
San Luis Potosí, S.L.P.
28. Alejandro Murillo Medina
Dirección General de Carreteras
Federales, SHAOP
Centro, SCOP
México, D.F.
Oriente 160 No 174-2
Col Moctezma
México 9, D.F.
29. Armando Pérez Hernández
Ingenieros y Arquitectos, S.A.
Minería 145
Col Escandón
México 18, D.F.
516 04 60
Zaragoza 89
Guasame, Sinaloa
2 27 46
30. Eusebio Pérez Meza
Junta Local de Caminos, SAHOP
5 de Febrero esquina Reforma
Durango, Dgo.
1 66 19
5 de Febrero 1597 Otiente
Col Guillermina
Durango, Dgo.
2 84 11
31. Cosme Reveles Hernández
Dirección General de Carreteras en
Cooperación, SAHOP
32. Oswaldo G. Ponce Rickel
Laboratorio Vial
Ministerio de Transporte y Comunicaciones
Santa Rosa A. Concepción 15
Caracas, Venezuela
573 57 10
Av Península de Paraguana
Quinta Elvia, Urb.
Cumbres de Curumo
Caracas, Venezuela
577 36 62
33. Enrique Raigosa Sandoval
Junta Local de Caminos, SAHOP
5 de Febrero y Reforma
Centro
Durango, Dgo.
2 84 11
Bruno Martínez 313 Norte
Centro
Durango, Dgo.
1 23 67
34. José Cecilio Rodríguez Rivas
División de Laboratorio Vial
Ministerio de Transporte y Comunicaciones
Santa Rosa A. Concepción 15
Caracas, Venezuela
573 57 10
Urbanización Montalbán II Calle 50
Edificio Vega del Este II
Apartado 11
Caracas, Venezuela
442 35 28

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions.

2. It also highlights the need for regular audits to ensure the integrity of the financial data.

3. Furthermore, the document emphasizes the role of transparency in building trust with stakeholders.

4. In addition, it notes that clear communication is essential for the successful implementation of any financial strategy.

5. Finally, the document concludes by stating that a strong financial foundation is crucial for long-term organizational success.

6. The document is intended to provide a comprehensive overview of the key principles and practices that underpin sound financial management.

7. It is hoped that this document will serve as a valuable resource for anyone interested in improving their financial literacy and decision-making skills.

8. The document is available for download on our website and is also available in print format upon request.

9. We encourage you to explore the document in detail and to share your thoughts and feedback with us.

10. Thank you for your interest in our work and for your commitment to excellence in financial management.

11. We look forward to continuing our efforts to provide you with the highest quality financial services and solutions.

12. Please contact us at [contact information] if you have any questions or need further assistance.

35. Libardo Antonio Romero Ordoñez
Empresas Consultoras, S.A. de C.V.
Av Universidad 1900
Oxtopulco Universidad
México 20, D.F.
548 92 80
36. Edidio Sánchez Pérez
Junta Local de Caminos, SAHOP
Av Independencia 1329 Oriente
Toluca, Edo. de México
4 03 99
Domicilio Conocido
Atzacmulco, Edo. de México
37. Marco Antonio Solano Ortíz
Constructora Espama, S.A.
Reforma 95-610
Col San Rafael
México 4, D.F.
535 93 03
Pasco de la Reforma 95-610
Col San Rafael
México 4, D.F.
566 30 62
38. C. Francisco Súchil Pérez
Junta Local de Caminos, SAHOP
16 Oriente No 1624
Puebla, Pue.
43 38 47
Benito Juárez 4
Tehuacán, Pue.
2 26 92
39. Félix Tarrats Ceguizamo
Compacto, S.A. de C.V.
Guanajuato 163
Col Roma
México 14, D.F.
574 73 73
Actipan 74-3
Col Del Valle
México 12, D.F.
534 43 23
40. Jesús Rodríguez Villalón
Junta Local de Caminos, SAHOP
Av Independencia 1329 Oriente
Toluca, Edo. de México
20 de Noviembre 19
Ixpatan de la Sal
Edo. de México
3 03 29
41. Felipe Ramón Vadillo Segovia
Estructuras y Proyectos, S.A.
Miguel Laurent 535-1
Col Del Valle
México 12, D.F.
575 55 57
42. Leonardo Zapata García
Dirección General de Carreteras Federales
SAHOP
Av Xola y Universidad
México 12, D.F.
530 33 13
Colombia 211
Col Panamericana
Chihuahua, Chih.
43. Ignacio Yañez Cruz
Dirección General de Carreteras en
Cooperación
SAHOP

