

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

Ing. Ludwig Lindner Strauss

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

I COMENTARIOS.

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

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

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

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

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

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

II TRABAJOS PREVIOS.

1 Preparación sub-base.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2. Formas Estacionarias (Cimbras).

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

2.2 Se recomienda las siguientes especificaciones:

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

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

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

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

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

120
130
140
150
160
170
180
190
200
210
220
230
240
250
260
270
280
290
300
310
320
330
340
350
360
370
380
390
400
410
420
430
440
450
460
470
480
490
500
510
520
530
540
550
560
570
580
590
600
610
620
630
640
650
660
670
680
690
700
710
720
730
740
750
760
770
780
790
800
810
820
830
840
850
860
870
880
890
900
910
920
930
940
950
960
970
980
990

1000
1010
1020
1030
1040
1050
1060
1070
1080
1090
1100
1110
1120
1130
1140
1150
1160
1170
1180
1190
1200
1210
1220
1230
1240
1250
1260
1270
1280
1290
1300
1310
1320
1330
1340
1350
1360
1370
1380
1390
1400
1410
1420
1430
1440
1450
1460
1470
1480
1490
1500
1510
1520
1530
1540
1550
1560
1570
1580
1590
1600
1610
1620
1630
1640
1650
1660
1670
1680
1690
1700
1710
1720
1730
1740
1750
1760
1770
1780
1790
1800
1810
1820
1830
1840
1850
1860
1870
1880
1890
1900
1910
1920
1930
1940
1950
1960
1970
1980
1990

2000
2010
2020
2030
2040
2050
2060
2070
2080
2090
2100
2110
2120
2130
2140
2150
2160
2170
2180
2190
2200
2210
2220
2230
2240
2250
2260
2270
2280
2290
2300
2310
2320
2330
2340
2350
2360
2370
2380
2390
2400
2410
2420
2430
2440
2450
2460
2470
2480
2490
2500
2510
2520
2530
2540
2550
2560
2570
2580
2590
2600
2610
2620
2630
2640
2650
2660
2670
2680
2690
2700
2710
2720
2730
2740
2750
2760
2770
2780
2790
2800
2810
2820
2830
2840
2850
2860
2870
2880
2890
2900
2910
2920
2930
2940
2950
2960
2970
2980
2990

3000
3010
3020
3030
3040
3050
3060
3070
3080
3090
3100
3110
3120
3130
3140
3150
3160
3170
3180
3190
3200
3210
3220
3230
3240
3250
3260
3270
3280
3290
3300
3310
3320
3330
3340
3350
3360
3370
3380
3390
3400
3410
3420
3430
3440
3450
3460
3470
3480
3490
3500
3510
3520
3530
3540
3550
3560
3570
3580
3590
3600
3610
3620
3630
3640
3650
3660
3670
3680
3690
3700
3710
3720
3730
3740
3750
3760
3770
3780
3790
3800
3810
3820
3830
3840
3850
3860
3870
3880
3890
3900
3910
3920
3930
3940
3950
3960
3970
3980
3990

4000
4010
4020
4030
4040
4050
4060
4070
4080
4090
4100
4110
4120
4130
4140
4150
4160
4170
4180
4190
4200
4210
4220
4230
4240
4250
4260
4270
4280
4290
4300
4310
4320
4330
4340
4350
4360
4370
4380
4390
4400
4410
4420
4430
4440
4450
4460
4470
4480
4490
4500
4510
4520
4530
4540
4550
4560
4570
4580
4590
4600
4610
4620
4630
4640
4650
4660
4670
4680
4690
4700
4710
4720
4730
4740
4750
4760
4770
4780
4790
4800
4810
4820
4830
4840
4850
4860
4870
4880
4890
4900
4910
4920
4930
4940
4950
4960
4970
4980
4990

5000
5010
5020
5030
5040
5050
5060
5070
5080
5090
5100
5110
5120
5130
5140
5150
5160
5170
5180
5190
5200
5210
5220
5230
5240
5250
5260
5270
5280
5290
5300
5310
5320
5330
5340
5350
5360
5370
5380
5390
5400
5410
5420
5430
5440
5450
5460
5470
5480
5490
5500
5510
5520
5530
5540
5550
5560
5570
5580
5590
5600
5610
5620
5630
5640
5650
5660
5670
5680
5690
5700
5710
5720
5730
5740
5750
5760
5770
5780
5790
5800
5810
5820
5830
5840
5850
5860
5870
5880
5890
5900
5910
5920
5930
5940
5950
5960
5970
5980
5990

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

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

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

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

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

3. Materiales.

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

4. Laboratorio.

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

5. Equipo.

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

6. Personal.

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

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

III DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO PARA FABRICACIÓN Y COLOCACIÓN DEL CONCRETO.

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

1. Equipo de Fabricación.

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

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

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

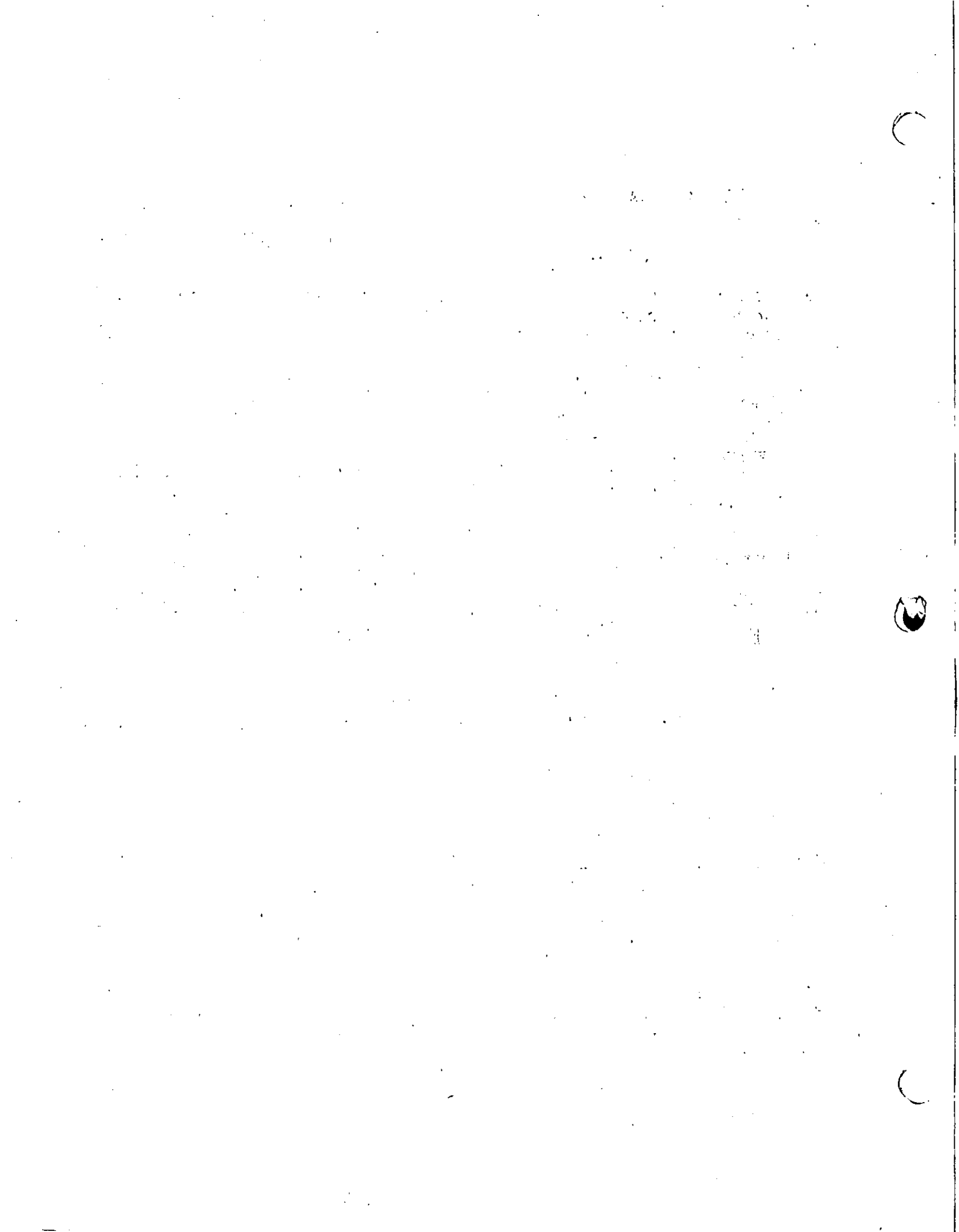
El tamaño de las básculas deberá ser el adecuado para hacer la pesada de una revoltura completa en una sola operación.

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

2. Equipo de Transporte.

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

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



EQUIPO PARA COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA DESLIZANTE.

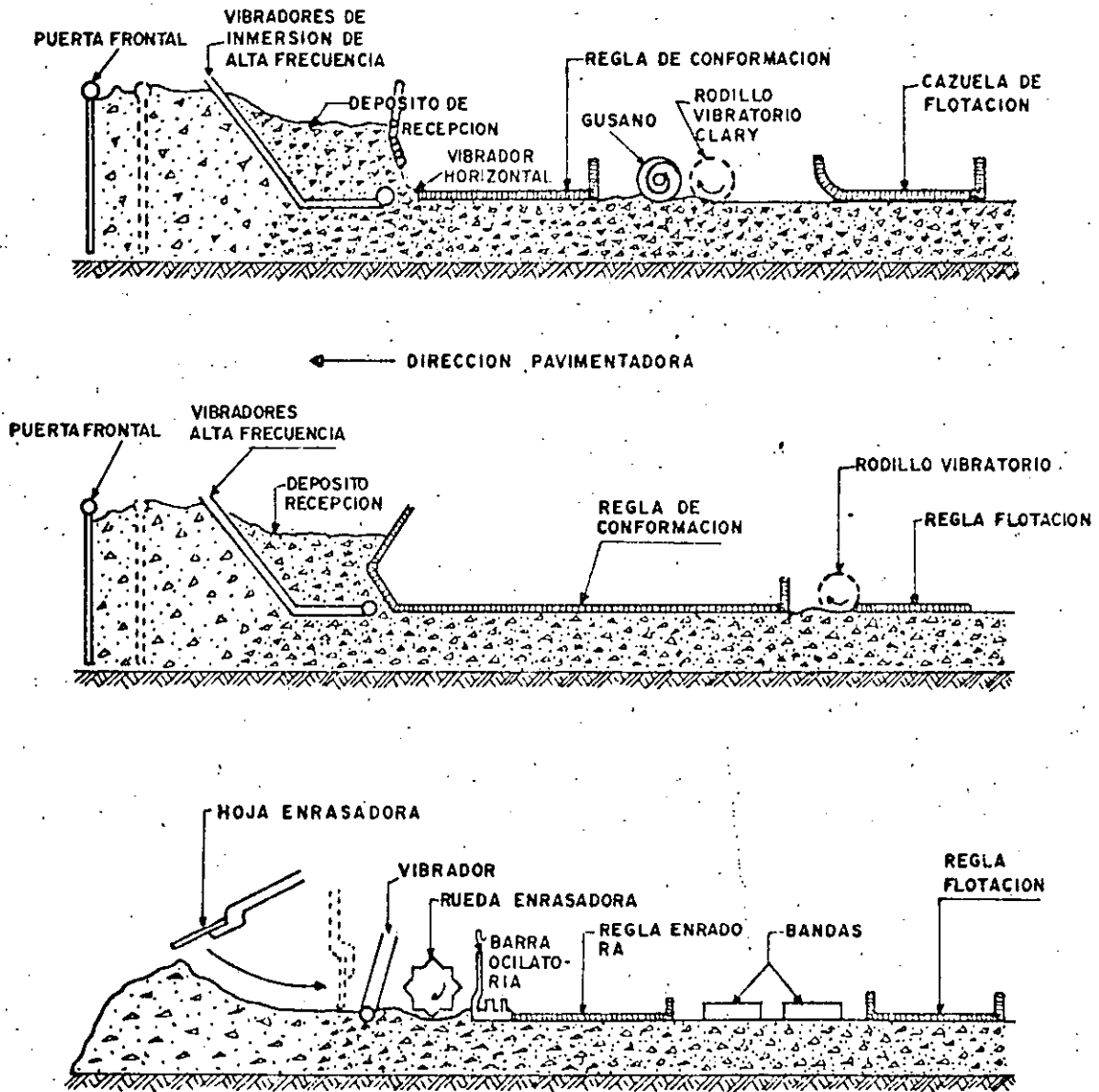


Figura 1

EQUIPO PARA COLOCACION, COMPACTACION Y TERMINACION CON CIMBRA DESLIZANTE

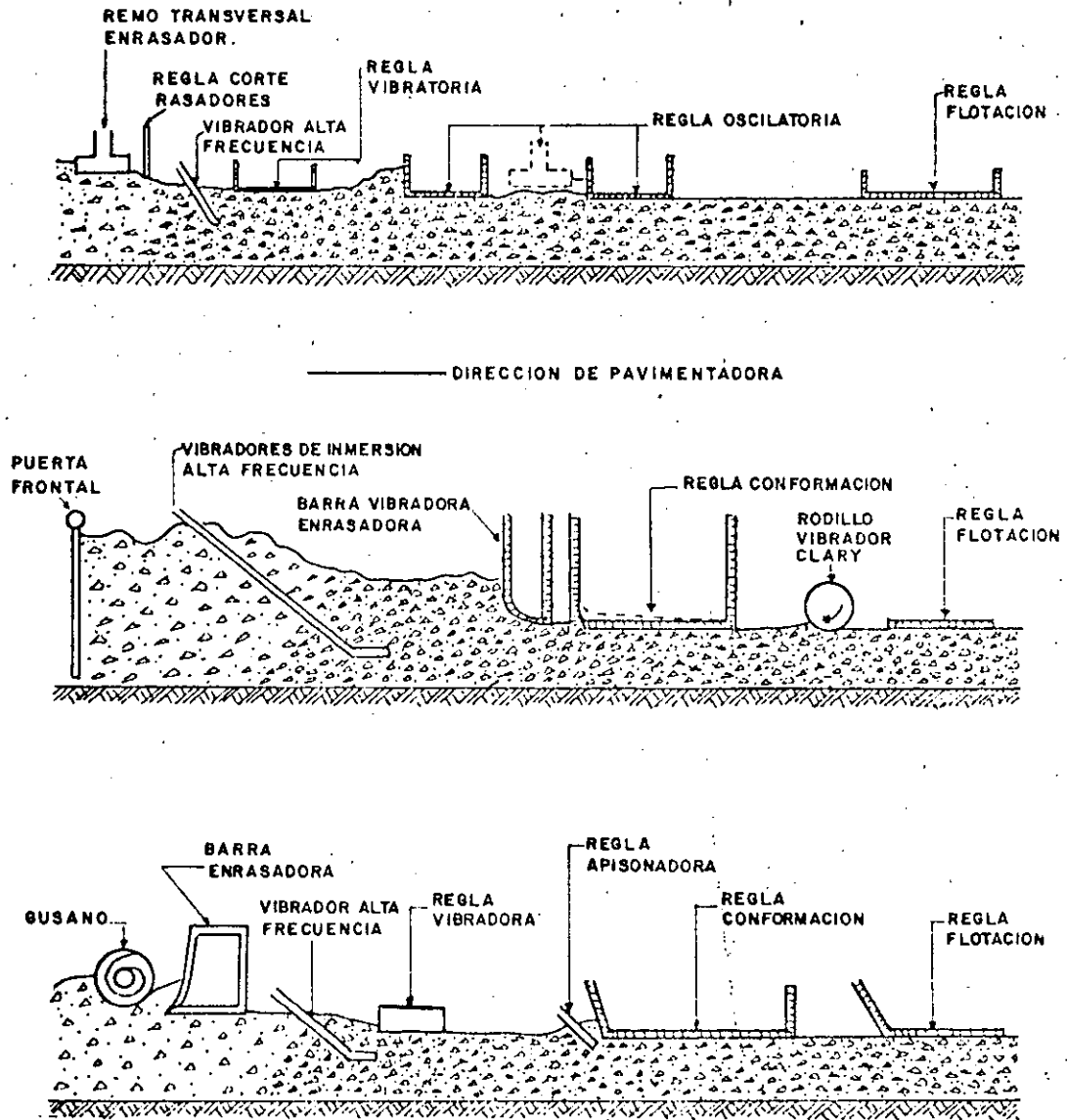


Figura 2

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

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

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

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

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

A.1 Problemas Principales.

Es necesario tener personal y técnicos de operación altamente entrenado.

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

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

A.2 Preparación de Sub-base.

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

A.3 Concreto de calidad uniforme.

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

A.4 Aplastamiento de los extremos de la losa.

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

A.5 Pavimento rugoso o mal acabado.

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

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

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

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

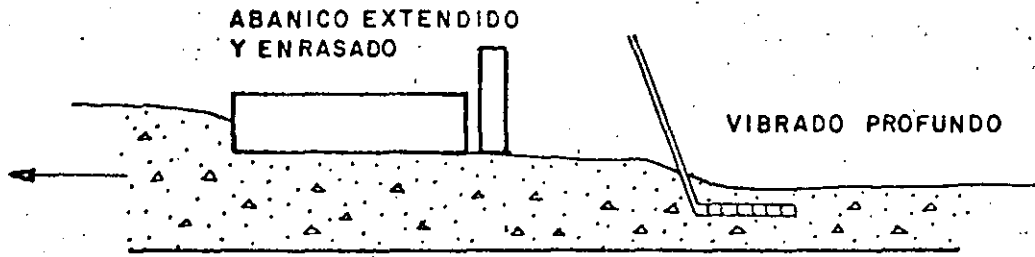
Tiene una gran ventaja sobre el sistema con cimbra deslizante de poder garantizar mejor los niveles de la rasante y no tiene desplomes en los hombros. La cimbra se coloca previamente alineándola y nivelándola, y luego sirve de apoyo al equipo de colocación y vibrado y terminación final.

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

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

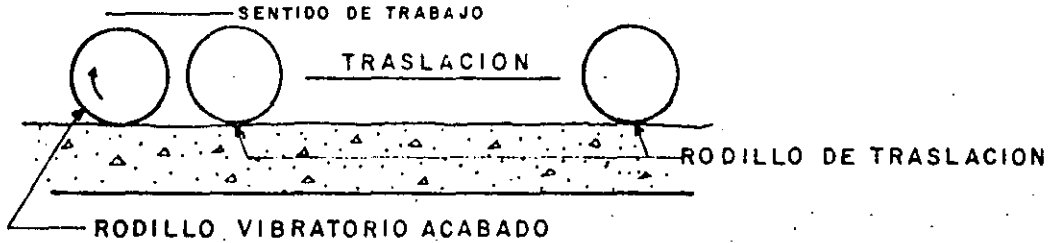
En México para la pavimentación de Aeropuertos con concreto hidráulico, se han requerido de 20 a 50 m³/hora.

EQUIPO EXTENDIDO Y VIBRADO PROFUNDO



EQUIPO DE VIBRADO Y TERMINADO SUPERFICIAL

A.- EQUIPO CLARY.



B.- EQUIPO MAGGINES.

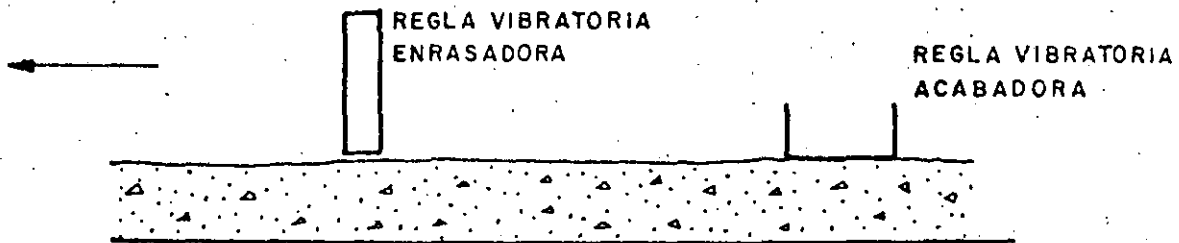


Figura 3

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

B.1 Equipos de Colocación y Compactación.

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

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

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

B.2 Equipo de Vibrado Superficial.

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

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

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

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

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

* V.P.M. Vibraciones por minuto.

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

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

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

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

4. Equipo de Terminado Final.

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

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

Bandeo, Cepillo de Cerda.

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

Otro procedimiento puede ser el terminado mediante el Cepillo de Raíz, que al pasar sobre la superficie terminada deja zurdos similares al del Bando.

5. Equipo de Aserrado de Juntas de Construcción.

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

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

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

6. Equipo para Aplicación de Sellos de Juntas,

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

7. Equipo para Aplicar Película de Curado.

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

Para producciones masivas existen equipos de aplicación automáticos.

8. Equipo Auxiliar.

8.1 Alumbrado.

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

8.2 Humedecido.

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

8.3 Protección contra Lluvia y Viento.

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

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

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

IV SELECCION DEL EQUIPO.

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

Podremos enunciarlos de la siguiente forma:

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

Procederamos a la siguiente manera:

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

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

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

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

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

Ejemplos Numéricos.

Caso No. 1.

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

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

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

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

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

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

30. Producción promedio diaria.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

50. Revisando capacidad de Planta contra la producción requerida.

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

° ° La Planta de 30 M3 es aceptable.

6o. Equipo de tendido, vibrado y acabado.

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

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

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

CASO No. 2.

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

Datos:

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

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

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

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

30. Establecer turnos de trabajo.

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

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

Turno-Día.

Necesitamos 1.78 Turnos Diurnos de Trabajo.

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

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

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

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

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

=====

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

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

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

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

30. Equipo de tendido, vibrado y acabado.

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

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

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

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

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

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

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

V COLADO, COMPACTACION Y CURADO DEL CONCRETO HIDRAULICO.

5.1 Colado del Concreto.

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

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

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

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

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

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

5.2 Compactación.

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

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

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

5.3 Comprobación Superficie Terminada (Depresiones).

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

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

5.4 Acabado Superficial.

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

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

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

5.5 Textura Final.

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

5.6 Curado del Concreto con Membrana.

Una vez que desapareció la película de humedad brillante sobre el -

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

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

Su aplicación deberá ser con un espesor y textura uniforme.

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

5.7 Remoción de las Formas de Cimbra.

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

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

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

VI DESCRIPCIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS.

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

A. Diferentes tipos de juntas.

1. Juntas de Expansión.

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

Esta junta funciona también como junta de contracción.

2. Juntas de Contracción.

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

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

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

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

3. Juntas de Alabeo o de Articulación.

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

4. Juntas de Construcción Transversal.

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

5. Juntas Longitudinales.

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

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

B. Construcción de las Diferentes Juntas.

1. Juntas de Expansión.

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

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

2. Juntas de Contracción.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

3. Juntas de Alabeo o de Articulación.

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

4. Juntas de Construcción Transversal.

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

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

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

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

5. Juntas Longitudinales.

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

6. Dispositivos de Transmisión de Carga.

a) Las Resistentes al Cortante.

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

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

b) Las Resistentes al Cortante y a la Flexión.

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

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

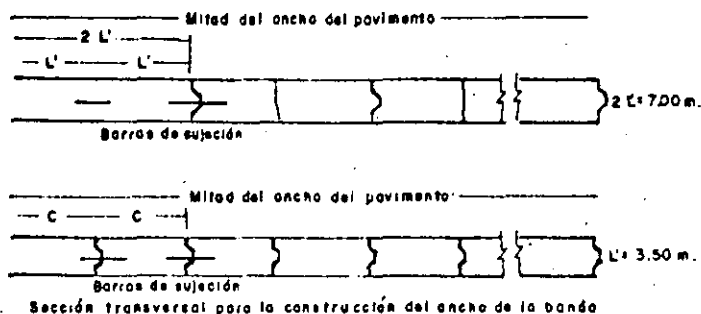
Juntas de Construcción con Barras para Transmisión de Carga.

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

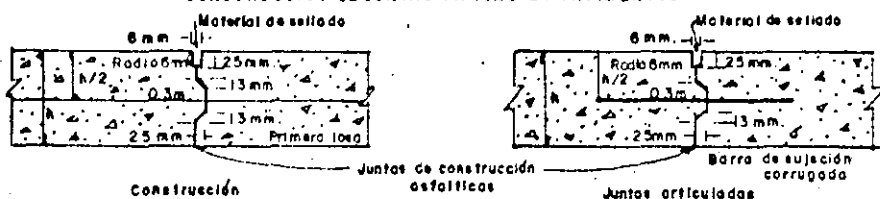
En el caso del colado continuo es importante que las varillas pasajuntas lisas que se dejan en la zona de la junta deberán estar coladas a la mitad del peralte de la losa y repartidas según marque el proyecto, alineadas paralelamente al eje longitudinal y engrasadas para que tengan libertad de movimiento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

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

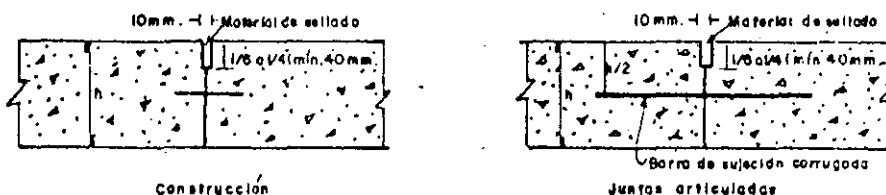
JUNTAS DE CONSTRUCCION EN AEROPISTAS.



CONSTRUCCION DE JUNTAS TÍPICAS EN PAVIMENTOS



TIPO DE LLAVE MACHINEMBRADA



TIPO DE RANURA

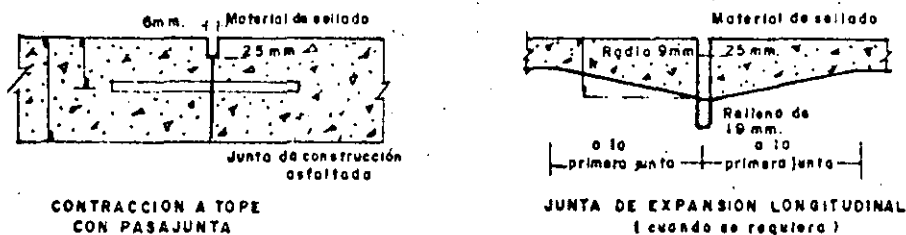
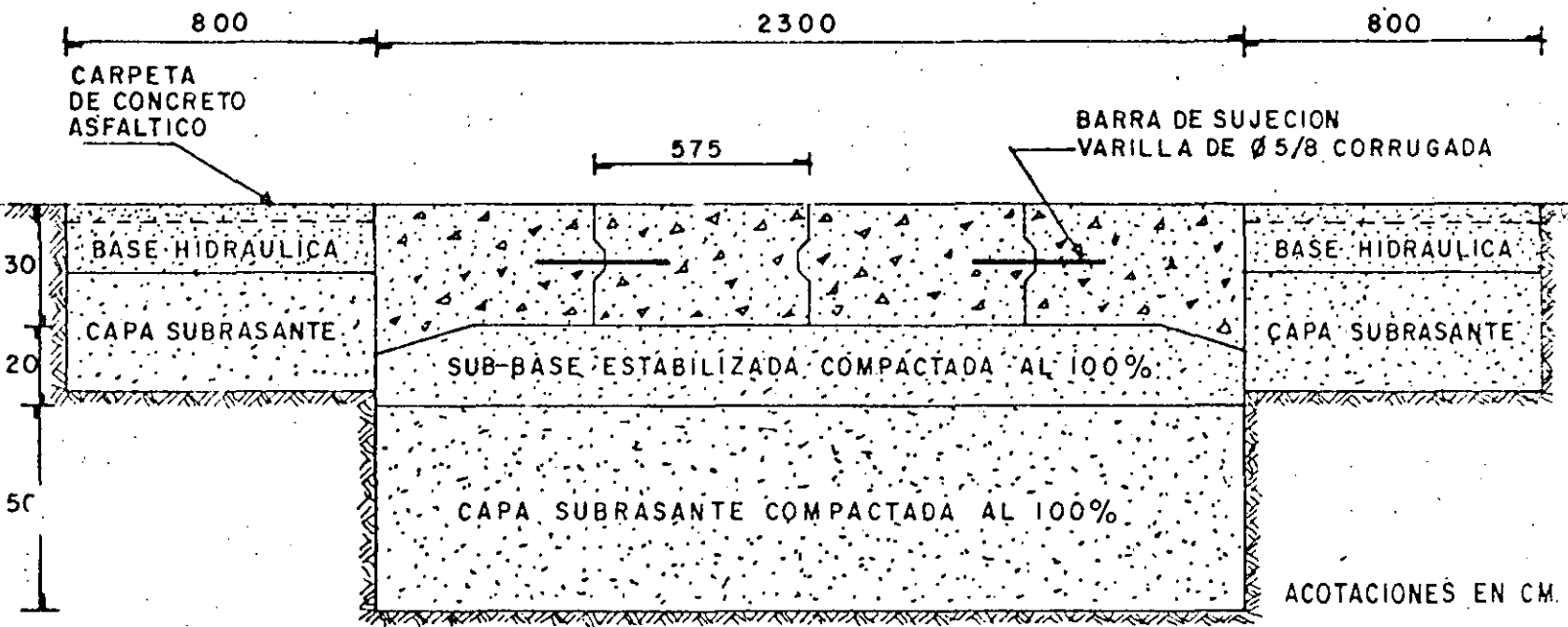


Fig. 4. Detalles recomendados de diseño para juntas - transversales en aeropistas.

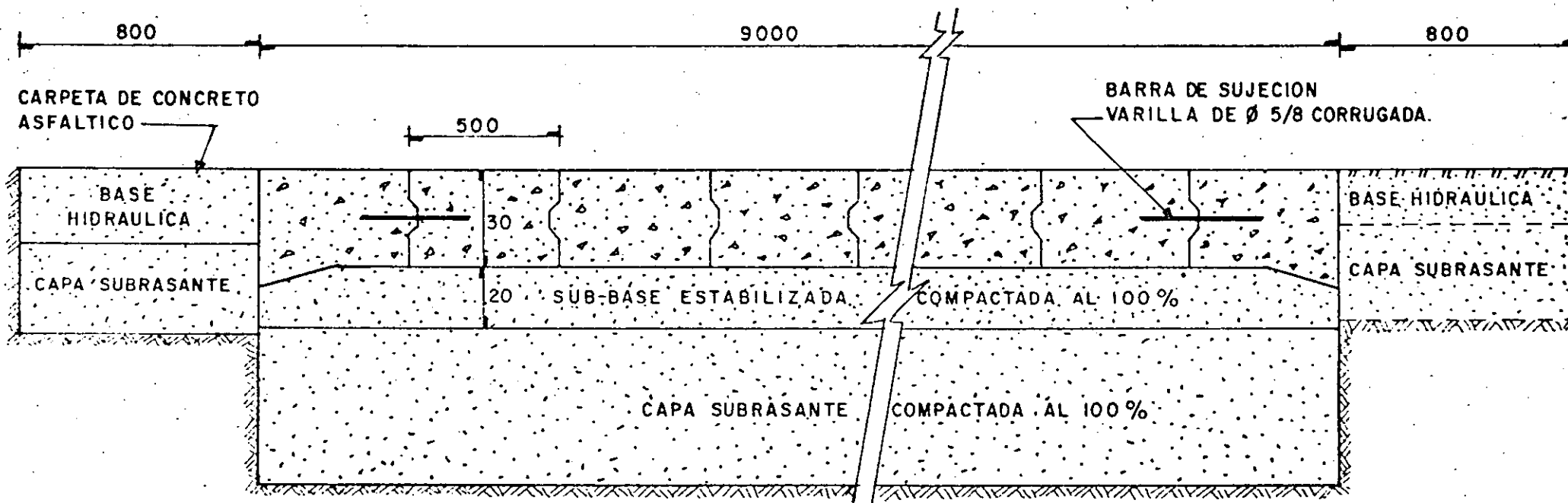
1. Deberán usarse pasajuntas en juntas ranuradas en los accesos, pista de rodaje y secciones peraltadas en aeropistas. Deberán omitirse en otras partes de la aeropista.
2. El tamaño y espaciamiento de las pasajuntas será el que se requiera.
3. Todas las juntas deberán sellarse con un material aprobado.



SECCION CALLES DE RODAJE

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

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



SECCION PLATAFORMA DE OPERACIONES

ACOTACIONES EN CM.

Figura 6

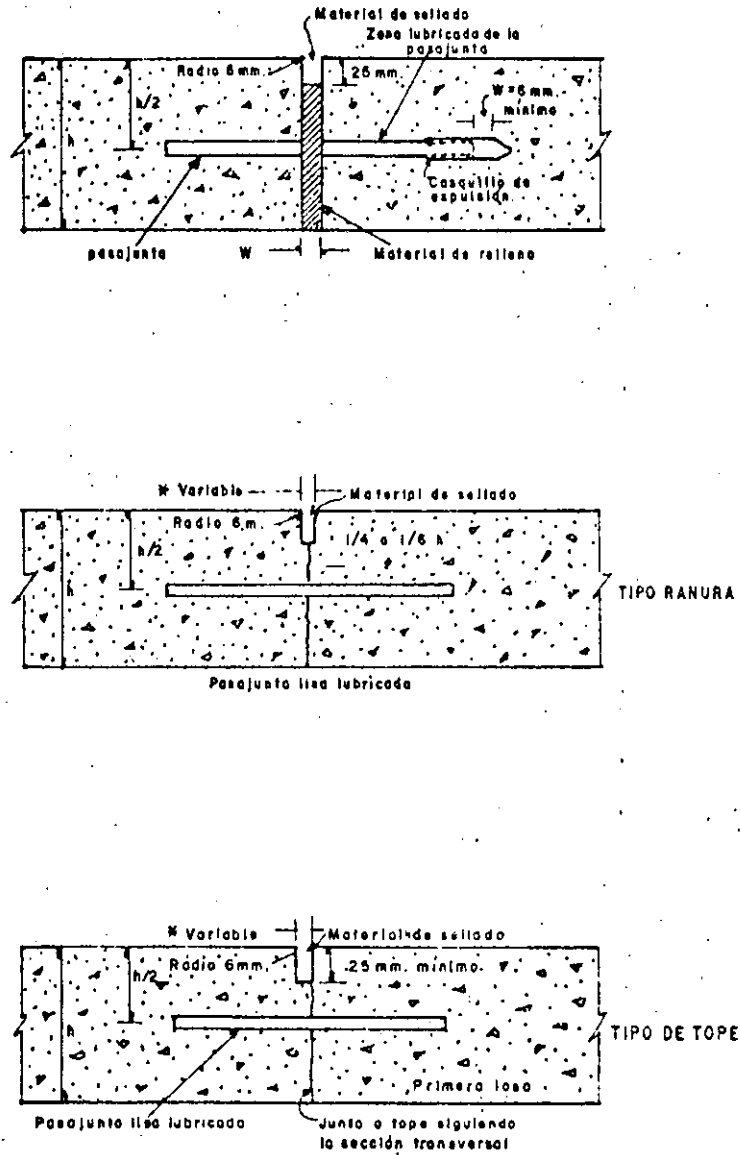
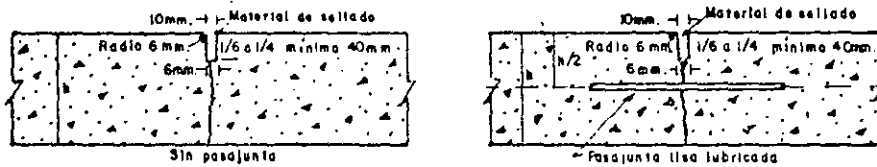
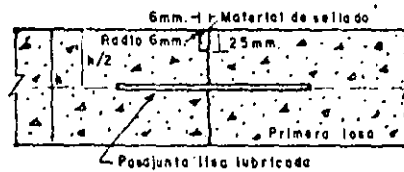


Fig.7 Detalles recomendados de diseño
para junta transversal de expansión en
carreteras

JUNTAS DE CONTRACCION TIPO RANURA



JUNTA DE CONTRACCION A TOPE CON PASAJUNTAS



JUNTAS DE EXPANSION

JUNTA DE EXPANSION CON PASAJUNTAS

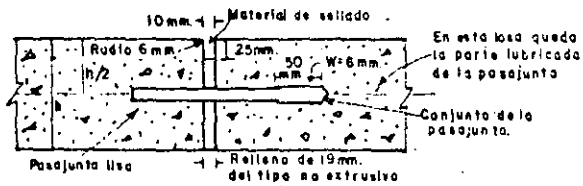


Fig. 8 Detalles recomendados de diseño de junta de contracción transversal para carreteras.

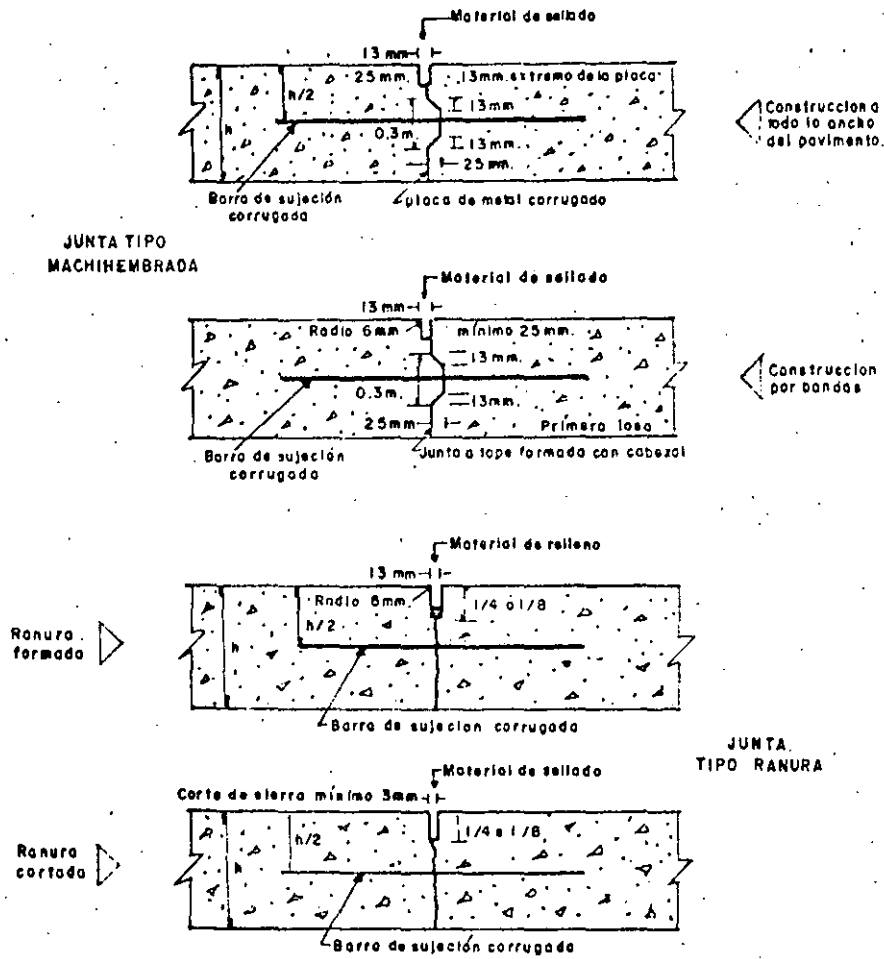


Fig. 9 Juntas longitudinales en correteras

VII SELLADO DE LAS JUNTAS DE CONTRUCCION.

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

7.1 Productos Empleados.

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

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

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

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

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

7.2 Formas de Aplicación.

7.2.1 Limpieza de las Juntas.

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

7.2.2 Aplicación del Sello.

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

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

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

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

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

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

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

El calentamiento inicial en la aplicadora y precalentador es

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

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

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

7.2.3 Restauración de las Juntas.

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

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

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

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

8.1 Suministro del Concreto Mal Revenimiento.

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

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

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

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

8.2 Colocación Deficiente del Concreto.

A. Colocación con Volumen escaso.

B. Colocación con volumen sobrado.

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

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

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

8.3 Pisar el Concreto Fresco.

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

8.4 Mal Alineamiento de la Cimbra.

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

8.5 Malos Niveles de la Sub-base.

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

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

8.6 Lluvias Inesperadas Cuando se está Colando Losa de Concreto.

Esto puede suceder con cierta frecuencia en algunas zonas.

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

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

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

8.7 Agua Atrapada en Zona de Colado.

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

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

8.8 Excesiva Temperatura Ambiente y Fuertes Vientos.

Excesiva temperatura ambiente y fuertes vientos, causan agrietamientos

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

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

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

8.9 Juntas.

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

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

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

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

Ambos casos son lentos y costosos.

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

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

8.9.3 Juntas mal limpiadas.

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

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

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

8.10 Fallas por Grietas Longitudinales.

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

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

8.11 Fallas por Curado Defectuoso.

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

10. CONTROL
DE
PRODUCCION

Ing. Fernando Favela Lozoya

CONTROL DE PRODUCCION

La primera parte de estos apuntes utiliza el sistema denominado EDUCACION PROGRAMADA. Rogamos al lector atender las siguientes instrucciones para obtener el mayor aprovechamiento:

- 1) Cubriendo la columna de la derecha con la tira que se anexa, lea cada uno de los temas.
- 2) Escriba la respuesta en el espacio marcado o en una hoja por separado, cuando así se requiera. (Es esencial que no se concrete usted a pensar la respuesta, DEBE ESCRIBIRLA).
- 3) Revise su respuesta, moviendo la tira hacia abajo, descubriendo la respuesta correcta en la columna de la derecha.
- 4) Si su respuesta es correcta pase la siguiente tema.
- 5) Si su respuesta no es correcta, lea el tema nuevamente y trate de comprender por qué está usted equivocado.

PROCEDIMIENTO.

Cada tema deberá ser resuelto en orden. NO ALTERE EL ORDEN, a menos que así se le indique. Si tiene dificultad en un determinado punto debe regresar al lugar donde este punto apareció por primera vez y revisar los temas relacionados con él.

CONVENCIONES

- | | |
|------------|--|
| _____ | = Escriba la palabra solicitada. |
| _____ | = Anote la letra que se requiere. |
| ...(si/no) | = Subraye o circule la alternativa correcta. |
| _____ | = Escriba las palabras que se requieran. |
| () | = Ponga el número correcto. |

EL CONTROL

I. GENERALIDADES.

1.- Control es el proceso que determina que también se está llevando a cabo una actividad valorizándola y si es necesario aplicando las medidas correctivas apropiadas, de manera que la ejecución esté de acuerdo con lo planeado.

(sin respuesta)

2.- La comparación entre lo planeado y lo ejecutado es lo que constituye la base del control y la determinación del estándar o patrón que es la esencia de dicha comparación, es el primer paso a seguir.

control

3.- El control es pues, un proceso que requiere de la determinación del estándar planeado y el trabajo ejecutado y por último el de llevar a cabo la acción correctiva en caso necesario.

proceso
estándar

4.- La identificación de los objetivos que se realizan en la función de la norma el primer paso del control que consiste en la

planeación
determinación
estándares

5.- Entonces la definición de la cantidad de trabajo a realizar en una jornada, es lo que constituye la determinación de un estándar para la valuación del desempeño del trabajador. La definición de un modelo de comportamiento o acción es lo que constituye un estándar (sí/no).

estándar

sí

6.- La valorización de lo ejecutado y lo planeado, sería una etapa de la comparación entre el estándar y lo que se está realizando. En caso de que exista una diferencia entre lo y lo es cuando se debe tomar la

planeado
ejecutado
acción correctiva

7.- Principio de control.- Para que un _____ sea efectivo debe cubrir y regular el funcionamiento planeado. Es decir se debe buscar y lograr que la actividad se esté realizando de acuerdo con lo _____.

control

planeado

8.- Se analizarán en seguida los diferentes tipos de modelos, patrones o como los hemos llamado _____ que son más usados: Cantidad, Calidad, Uso del tiempo y Costo.

estándares

9.- La determinación del volumen medio esperado de producción, de acuerdo a la actuación de los empleados más eficientes es lo que define un estándar de _____.

cantidad

10.- El especificar las sumas de dinero a gastar en la adquisición de materias primas o publicidad es lo que implica un _____.

estándar de costo

11.- El establecimiento de un programa a seguir en la realización de ciertas actividades constituye la implantación de un estándar de _____.

uso del tiempo

12.- Por último, el definir las tolerancias que se pueden especificar en la realización de las actividades que permiten lograr los objetivos organizacionales en lo que define un estándar de _____.

calidad

13.- Para poder comparar los resultados obtenidos se cuenta con los estándares de _____, y _____ que nos indican si podemos o no lograr, por ese medio, los _____ de la empresa.

cantidad, calidad, uso del tiempo, costo objetivos

14.- El establecimiento de puntos estratégicos de control nos permite el lograr una mejor _____ entre el estándar definido y lo que se está realizando. Cuando surgen diferencias en la comparación se dice que existe una excepción.

comparación

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

ejecutado
o realizado

excepción
estratégico

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

excepción

estándar

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

punto estratégico

correctiva

18.- La determinación de los sitios donde existe una _____ es básica para lograr un buen control, ya que el incluir todas las facetas de una empresa en él, consume demasiado tiempo y esfuerzo, por lo que resulta muy costoso.

excepción

19.- El concentrar el control en _____ estratégicos ahorra tiempo y esfuerzo y es una práctica muy unida al Principio de _____. Cuando al comparar estándares y funcionamiento no existe ninguna desviación o _____ el control de esa actividad pasa a segundo término y solo requiere de revisiones periódicas.

puntos

excepción

excepción

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

excepción

estándares

punto estratégico

acción

DISPOSITIVOS DE CONTROL.

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

correctiva
dispositivos

Presupuesto

Informes estadísticos de control

Análisis del punto no pérdida-no ganacia

Reportes especiales de control

Auditoria interna

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

dispositivo

control

planeación

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

control

planeación

presupuesto

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

presupuesto

calidad

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

informes estadísticos

26.- El hecho de que los informes _____ de control sirvan de base para que se les compare con otros informes previos, significa que es importante que se elaboren en forma -- (continua/no continua) _____.

estadísticos

continua

27.- El análisis del punto no pérdida no ganancia es otro de los _____ que más se usa. El uso de gráficas que muestran el porcentaje de utilización de una planta contra ingresos y costos pueden utilizarse para el análisis del punto _____.

dispositivos de control

no pérdida
no ganancia

28.- La determinación de las unidades o pérdidas de la empresa, es otro ejemplo de lo que se puede lograr al utilizar el dispositivo de _____.

análisis del punto no pérdida no ganancia

29.- Los reportes especiales de control son el cuarto dispositivo de _____. Estos son los que investigan casos particulares en un tiempo y lugar definido.

control, reportes especiales

30.- De acuerdo a lo anterior estos reportes se realizan en forma (continua/no continua) _____ y por el hecho de referirse a situaciones particulares donde se presume existe alguna desviación, constituyen una aplicación directa del Principio de _____.

no continua

excepción

31.- Cuando se realizan investigaciones periódicas, sobre actividades generales se está utilizando el dispositivo de _____ de control. En cambio investigaciones acerca de los procedimientos, funcionamiento de un área específica de trabajo se usan para elaborar _____.

informes estadísticos

reportes especiales

32.- El último dispositivo de control mencionado es el de la _____ interna. Así por ejemplo cuando la central de adiestramiento del personal revisa las operaciones de las unidades subsidiarias se está llevando a cabo una _____.

auditoria

auditoria interna

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

dispositivos
de control

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

presupuesto, análisis del punto no pérdida-no ganancia

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

reportes
especiales

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

auditoria interna
informes estadísticos

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

dispositivos

2. SISTEMAS DE CONTROL Y CONTROL DE LA ACTUACION HUMANA

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

planeación
dispositivos

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

sistema

control cen
tralizado

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

personal

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

control centralizado personal

los niveles superiores

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

auto-control

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

control centralizado

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

control personal

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

auto-control

44.- Desde el punto de vista de la Teoría y (unidad anterior) el sistema de control mejor es el _____. Según la Teoría X que establece que el hombre es incapaz de lograr nada por sí mismo, sería necesario el uso de los controles _____ y _____.

auto-control

centralizado personal

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

auto-control

CONSECUENCIA DE LA APLICACION DE LOS SISTEMAS DE CONTROL

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

sistemas

rechaza

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

rechazo

- 1) El control tiende a romper la imagen propia de la persona.
- 2) El no aceptar los objetivos de la empresa.
- 3) La creencia de que los estándares exigidos son demasiado altos.
- 4) No gustarle que se asigne el control a determinados grupos de la organización.

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

rechazados
romper

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

(sin respuesta)

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

objetivos

51.- Si un empleado siente que lo que le están -
exigiendo es demasiado para sus aptitudes o habi-
lidades, puede deberse a que los _____
son muy altos y por ello (admite/no admi-
te) _____ que se le controle.

estándares
no admite

52.- Por ejemplo la fijación de volúmenes de --
venta a un vendedor basados en su desempeño ante-
rior es más fácilmente (aceptada/rechazada)- - --
_____ que si se aplica un volu-
men estándar sin tener en cuenta la experiencia.

aceptada

53.- Se estableció que un individuo rechaza los _____
de control cuando no le --
gusta, que para tal efecto, hayan asignado a un -
determinado _____. Es de esperarse
que un control ejercido por los mismos compañeros
se (acepta/rechaza) _____.
en tanto que un control proveniente de un staff -
de "afuera" sea (aceptado/rechazado) _____

sistemas
grupo
acepta
rechazado

54.- Se han visto hasta ahora, las razones por -
las que se _____ un sistema de
control, que trae como consecuencia un incumplí -
miento del deber. Un individuo no cumple con su
_____ ante la percepción del peli -
gro.

rechaza
deber

55.- Cuando aquellos a quienes se aplica un sis-
tema de control sienten que éste constituye una -
amenaza para ellos, se dice que hay _____

percepción
del peligro

56.- La percepción del _____ nace
cuando se insiste en el castigo en vez de la ayu-
da y del apoyo para alcanzar las metas y/o los --
_____ cuando existe falta de confian-
za en las relaciones entre superior y subordinado,
personal staff y de línea, etc.

peligro
objetivos

57.- Las amenazas y castigos, así como la falta
de confianza o comunicación entre los jefes y los
_____ es lo que hace que apa-
rezca la _____
_____ y con ello la falta de _____
_____ del deber.

subordinados
percepción
del peligro
cumplimiento

58.- Se puede concluir que los sistemas de control tienden a provocar a acentuar la conducta que tratan de evitar que es la falta de _____

cumplimiento
del deber

La razón de ello es que las presiones para cumplir con el deber en una atmósfera de falta de ----- en las relaciones y de -- castigos hacen percibir el _____.

confianza
peligro

59.- Desgraciadamente la ausencia del peligro no garantiza el cumplimiento del _____. El cumplimiento del deber puede lograrse con sentido de dedicación a la causa.

deber

60.- Como ya vimos el objeto de todo control es lograr la determinación de un _____ o patrón para evaluar el trabajo. Entonces el éxito del control consiste en la determinación del nivel del estándar apropiado, ni muy alto porque puede ser inalcanzable y por ello _____ ni tan bajo que no se logran las metas y los _____ organizacionales.

estándar

rechazados
objetivos

61.- Sin embargo la reacción favorable del individuo no estará determinada por la meta-objetivo en sí sino por la percepción que de ella tenga de acuerdo a sus sentimientos, necesidades y actitudes de ahí que el estudio de las Ciencias del _____ humano son básicas en la administración.

comportamiento

62.- El cumplimiento del deber, según se dijo en el cuadro 50, se logra con sentido de _____ a la causa y ello se logra cuando el individuo logre la _____ de las metas u objetivos.

dedicación

percepción

63.- Mayor será la _____ a la causa cuando más compatibles sean las _____ u _____ de la empresa con los sentimientos, inquietudes, aspiraciones y necesidades del hombre que en ella trabaja.

dedicación
metas
objetivos

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

dedicación

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

orgánico

dedicación

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

objetivos
normas

establecimiento

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

planeación

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

fácil

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

muy distinta

dedicación
objetivos
control

70.- La función de las unidades administrativas en el sistema _____ será la de proporcionar a cada uno de los niveles de la empresa la información relativa a su funcionamiento para que pueda utilizarla a este fin.

orgánico de control

71.- Así cada subsistema tendrá que dar cuenta de sus actividades al sistema inmediato superior, periódicamente indicando el desarrollo alcanzado, la exposición de los problemas encontrados y de los planes para resolverlos. Ello elimina la utilización de grupos especiales de control que hacen (más caro/más barato) _____ el control.

más caro

72.- Con ello también se evita en gran parte la vigilancia directa, en el sentido estricto de la palabra, ya que el problema no consiste en obtener un cumplimiento pasivo, sino en capacitar a todas las secciones a lograr los _____ propuestos.

objetivos

73.- Así el sistema _____, motiva al empleado a ir corrigiendo sus errores y a ejercer sobre sí mismo un control de sus movimientos. El autocontrol es la mejor manera de responsabilizar al individuo y lograr el _____ de su deber y su mayor _____ a tratar de alcanzar los objetivos de la empresa.

orgánico de control

auto

cumplimiento dedicación

74.- El _____-control desarrollado en base al estudio de situaciones particulares, producto, a su vez de las necesidades e inquietudes del individuo y que se ejerce por medio de informes de subsistemas al sistema superior, a base de confianza y sinceridad es lo que constituye el _____ de control.

auto

sistema orgánico

CONTROL DE CANTIDADES.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

- a) La máquina está fuera de la vida económica
- b) El comportamiento es defectuoso
- c) La operación es defectuosa
- e) Algún mecanismo de la obra tiene un efecto importante

El atacar este problema y tomar decisiones respecto a él sería una decisión preventiva si se toma antes de que ésta causa de demora provoque que la producción quede abajo del estándar.

Es costumbre que para poder tomar estas decisiones preventivas se usen cartas de control, que indiquen en forma gráfica y durante lapsos grandes las variaciones reales del comportamiento de la producción, demoras, etc.

CONTROL DE COSTOS.

Este sistema de control es muy usual en lo que a construcción se refiere, ligado íntimamente al control de cantidades como ya se indicó.

Este control consiste en ordenar en diferentes cuentas los costos correspondientes a los insumos que se van utilizando en la obra.

El conjunto de estas cuentas se denomina catálogo de cuentas de costos, y pueden dividirse de acuerdo con las necesidades del control. Así por ejemplo puede llevarse una cuenta de costos para producción de agregados, otra cuenta de costos para elaboración de concreto asfáltico, una más para colocación de concreto revestido, etc.; es usual que se subdividan estas cuentas de costos en subcuentas, en función del tipo de insumo, así pues cada una de estas cuentas podría llevar las siguientes sub cuentas:

- a) Obra de Mano
- b) Materiales
- c) Maquinaria
- d) Acarneos
- e) Destajistas

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

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

Así por ejemplo se puede proponer cuánto se va a gastar en una determinada empresa por concepto de maquinaria para agregados, y usar esta cantidad como estándar y contra ella comparar el costo real. Puede también fijarse un costo unitario como estándar por m^3 tendríamos el costo unitario real que se compararía con un costo unitario supuesto. En ambos casos, si hay desviaciones se deberá contar con un mecanismo en la organización de la obra que tome decisiones de inmediato para corregir las deficiencias que presente el mecanismo de producción, con objeto de hacer que el costo real sea igual o menor que un costo estimado.

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

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

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

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

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

Para llevar adecuadamente el control de costos es indispensable que el ingeniero que hace uso de este control tenga conocimientos básicos de contabilidad, lo que le permitirá interpretar adecuadamente los resultados de las diferentes cuentas que tiene que supervisar.

Existen diferentes métodos para llevar el control de costos, que usan desde sistemas manuales hasta computadoras electrónicas, en general el uso de computadoras está restringido a aquellas áreas de trabajo en donde se tenga una máquina cercana, ya que la transmisión de datos masivos por teléfono o radio no ha sido resuelta satisfactoriamente en México. Esto es muy importante ya que la información debe ser oportuna para que las condiciones que se tienen que tomar en base a esa información también lo sean.

CONTROL PRESUPUESTAL.

El control presupuestal permite llevar el control de cantidades y costos al mismo tiempo, y desde luego permite tomar las decisiones que se requieran tanto en el área de producción como en otras áreas tales como compras, manejo financiero, cobranzas, etc.

Para poder llevar un control presupuestal se requieren los siguientes requisitos.

Un sistema de planeación que permita la elaboración de un presupuesto que servirá de estándar para el control.

Un sistema idóneo de contabilidad y costos de la empresa.

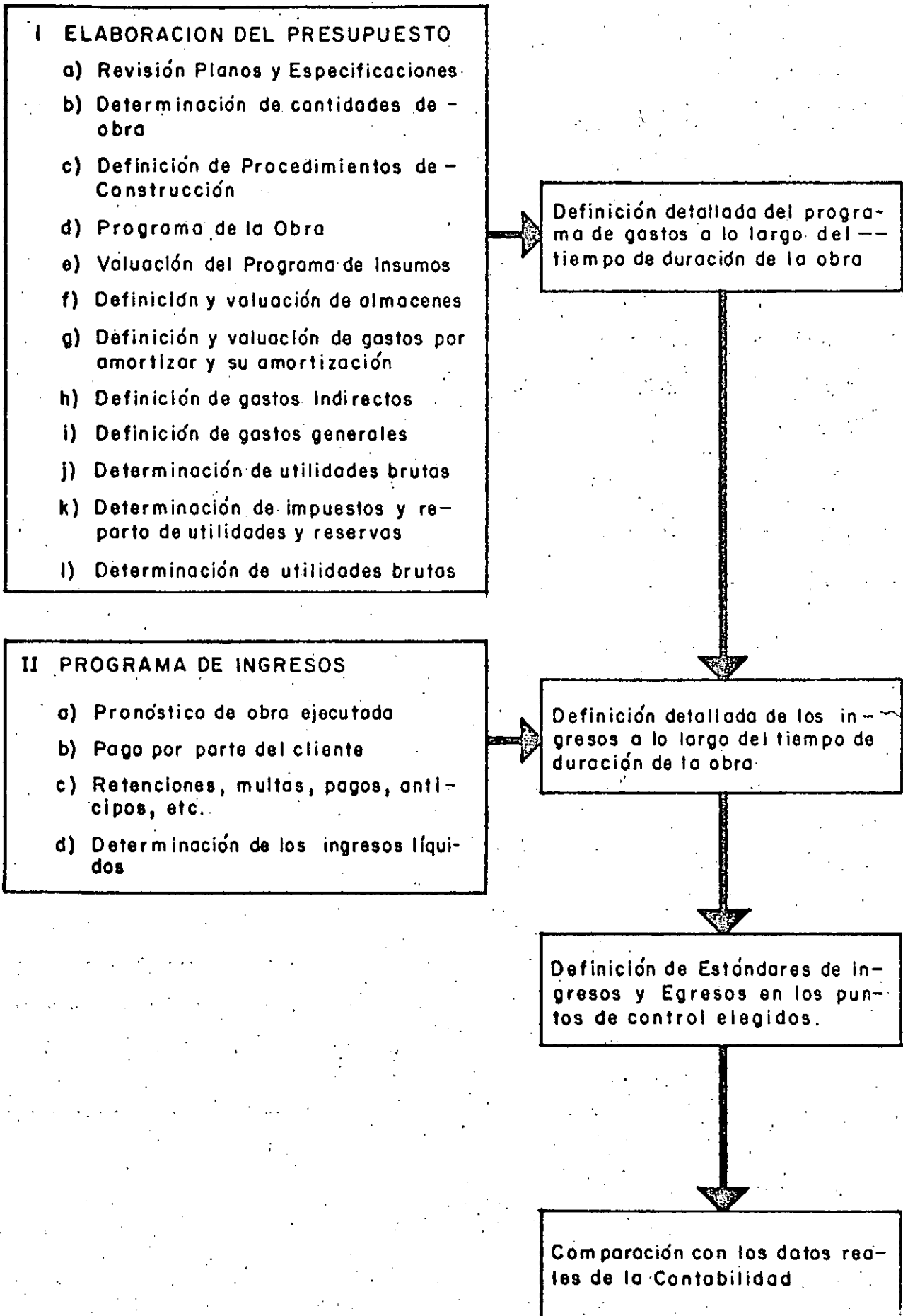
En general se puede decir que un sistema integrado de control presupuestal en una empresa de construcción tiene limitaciones e inconvenientes que algunas veces anulan a las indudables ventajas que tiene el sistema.

Entre los inconvenientes que presenta pueden mencionarse:

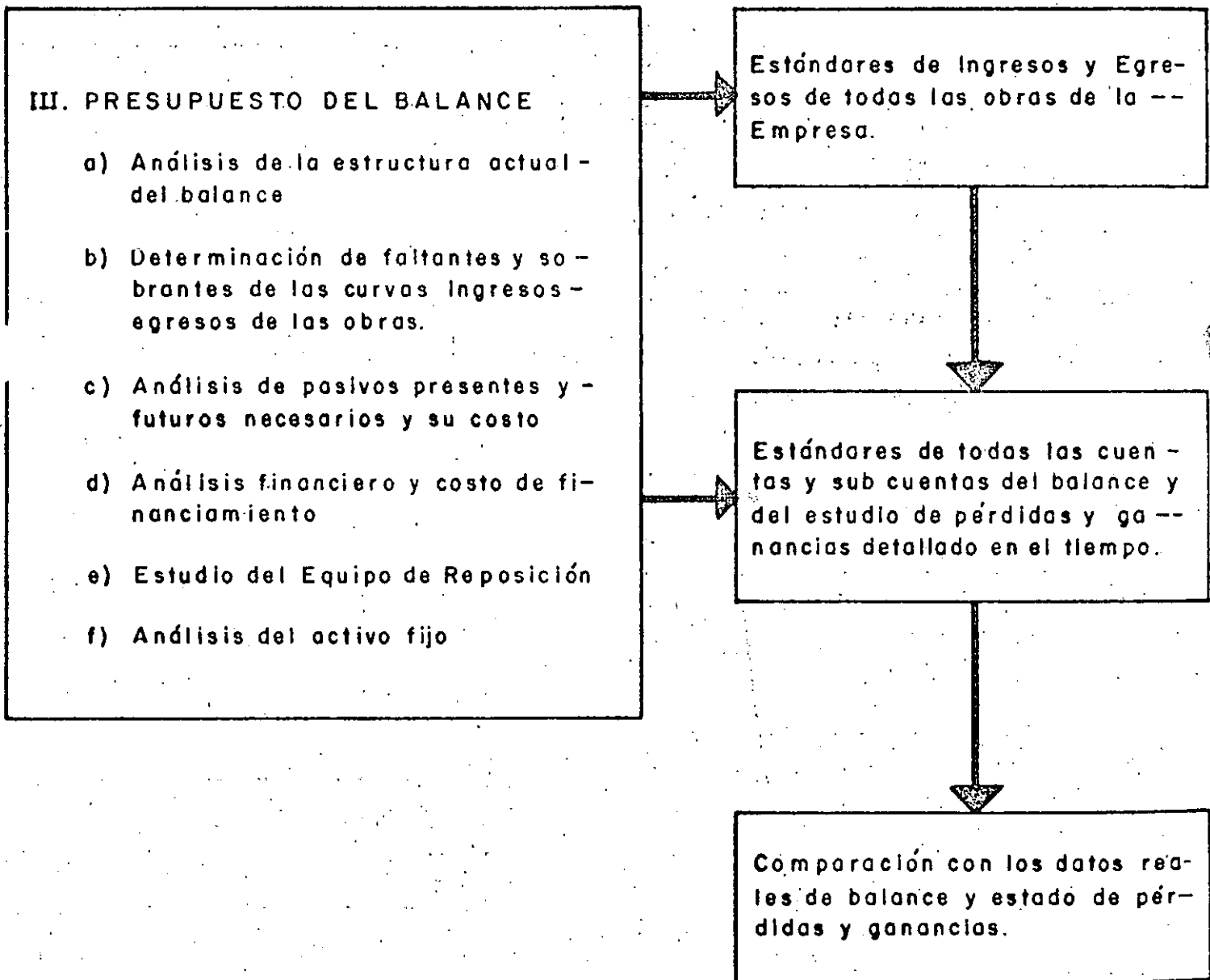
- a) Los presupuestos deben modificarse continuamente debido a las variaciones en programas y volúmenes que tienen la mayor parte de las obras de construcción en nuestro país.
- b) Al implantar el sistema no se deben esperar resultados completos a corto plazo.
- c) Existen obstáculos psicológicos importantes, pues el cambio de sistema significa una modificación en los hábitos del personal.

Existen gran número de procedimientos diferentes para llevar el control presupuestal, desde sistemas que se operan manualmente hasta los que hacen uso de las computadoras.

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



El control presupuestal a nivel de empresa podría esquematizarse así:



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

CORRECCION DE DESVIACIONES.

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

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

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

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

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

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

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

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

2. Los controles deben indicar rápidamente las desviaciones.
Ya se hizo notar anteriormente la importancia del "tiempo de respuesta" de un sistema de control. Los sistemas de contabilidad tradicionales generalmente tienen un tiempo de respuesta exageradamente largo; debido a que tienen que satisfacer diversos requisitos legales, además de servir para el control financiero de la empresa, deben ser meticulosamente exactos y reportar únicamente transacciones completamente terminadas y debidamente documentadas. Por lo tanto, su funcionamiento es lento y un tanto flexible. El control de los costos requiere el establecimiento de un sistema de información más ágil y flexible, que permita conocer rápidamente las desviaciones de los planes y apreciar con igual rapidez los efectos de las medidas correctivas. El procesamiento electrónico de datos constituye una valiosa herramienta para lograr sistemas de control de respuesta rápida. Es importante, sin embargo, que exista una fuente de datos común para el sistema contable y el de control de costos, de tal manera que exista armonía y complementación entre ellos.
3. Los controles deben mirar hacia adelante. A este respecto debe también señalarse que los sistemas contables están generalmente orientados al pasado, es decir, tienen el carácter de registros de las transacciones realizadas en el pasado. Por lo tanto, se concluye como en el punto anterior, que es necesario establecer sistemas de control de costos orientados al futuro o lo que es lo mismo, capaces de predecir las consecuencias de las desviaciones de los planes. Los sistemas de programación y control de obras por redes de actividades constituyen instrumentos idóneos para proyectar hacia el futuro el efecto de las desviaciones presentes.
4. Los controles deben señalar las excepciones en los puntos estratégicos. Se hace referencia aquí al principio de control por excepción, según el cual el ejecutivo debe concentrar su atención en los casos de excepción, es decir, en aquellos en que lo logrado se aparta de las normas o planes establecidos. Los sistemas de programación por ruta crítica, al señalar claramente la secuencia de actividades cuyo cumplimiento es crítico para la consecución de la meta pre-fijada, facilitan la identificación de los puntos estratégicos. Para poder apreciar las desviaciones significativas en los costos, es indispensable que los presupuestos y estimados de costo sean enteramente congruentes con el programa de obra aprobada y se elaboran mediante un análisis de las secuencias de operaciones por realizar. Podrá así convertirse fácilmente cuando el costo se aparte en forma inconveniente del presupuesto y de los estándares prefijados.

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

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

ESTUDIO DE LOS SISTEMAS DE CONTROL PARA UNA PLANTA DE TRITURACION

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

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

I. CONTROL DE CANTIDADES.

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

a) Producción horaria

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

b) Producción diaria

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

c) Producción mensual

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

INSTALACION PORTATIL

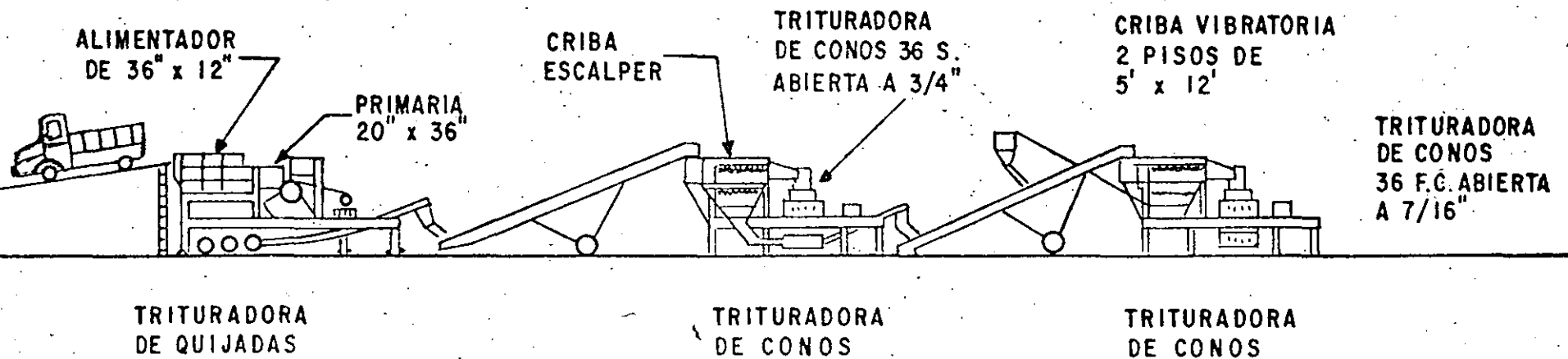
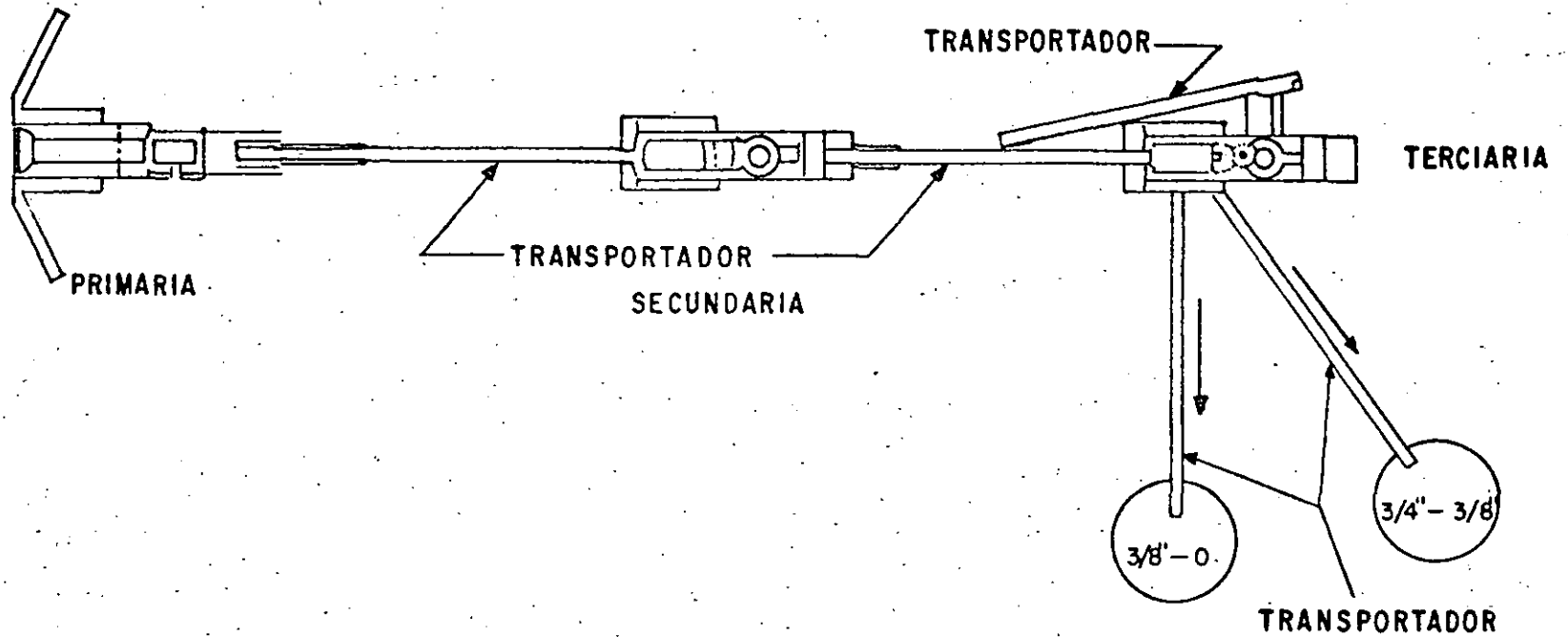


Figura No. 1

CONTROL MENSUAL DE PRODUCCION

MATERIAL: AGREGADOS

MES: JULIO DE 1983.

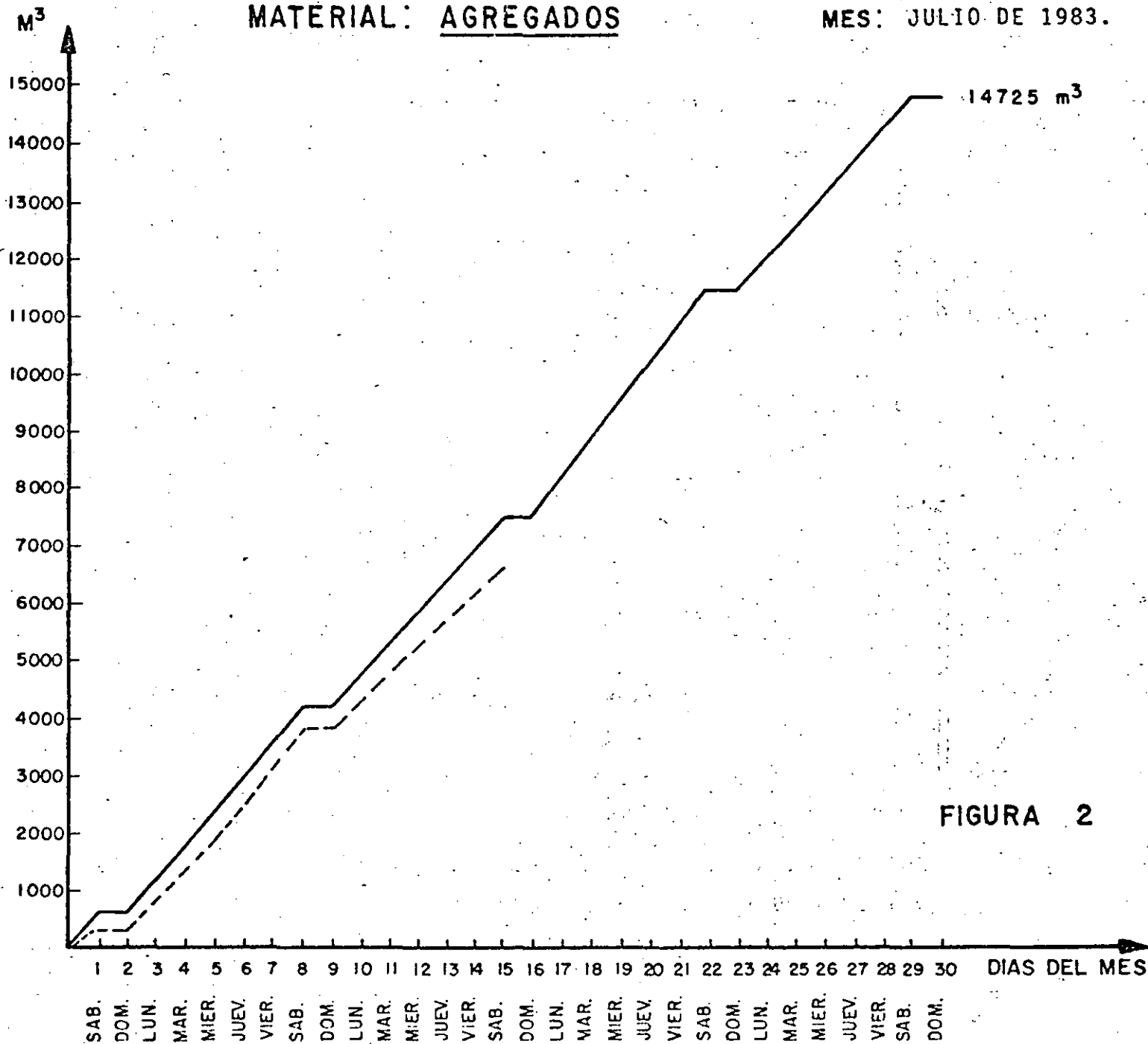


FIGURA 2

CARTA DE CONTROL DE PRODUCCION DE AGREGADOS

RESULTADOS ESTADISTICOS

PROCEDENCIA : LOS REYES

OBRA : X

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

NUMERO DE DATOS. _____

X =

σ =

σ =

PROD.

PROD. ESPERADA

PRODUCCION DIARIA M³

800

700

600

500

400

DIAS DEL MES

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

FIGURA 3

INFORME DIARIO DE PRODUCCION DE AGREGADOS

OBRA: 24

FECHA MARTES 12-VII-83.

TIEMPO TEORICO OPERACION 15:30 HORAS

TIEMPO REAL OPERACION 7:20 HORAS

NUMERO DE DEMORAS 7

EFICIENCIA: 47.5% EFICIENCIA ESPERADA = 70%

PRODUCCION REAL 400 m³

PRODUCCION POR HORA EFECTIVA 400/7.33 = 54.57

PRODUCCION ESPERADA = 54.5

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

Figura No. 4

INFORME DE PRODUCCION SEMANAL

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

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

Figura No. 5

CONSTRUCTORA:

X

MÁQUINA: Trituradora

MODELO: Quijadas 24 x 36

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

HOJA No.: 1

CALCULÓ: C.M.G.

REVISÓ: F.F.L.

FECHA: JUNIO DE 1983.

OBRA: TRITURACION "A".

DATOS GENERALES

PRECIO ADQUISICIÓN:	\$ <u>18'200,000.00</u>	FECHA COTIZACIÓN:	<u>Junio de 1983.</u>
EQUIPO ADICIONAL -		VIDA ECONÓMICA (VE):	<u>5</u> AÑOS.
		HORAS POR AÑO (HA):	<u>1600</u> HR/AÑO.
		MOTORES:	<u>eléctricos DE 150</u> HP.
VALOR INICIAL (VA):	<u>18'200,000.00</u>	FACTOR OPERACIÓN:	<u>0.90</u>
VALOR RESCATE (VR):	<u>10 % = \$ 1'820,000.00</u>	POTENCIA OPERACIÓN:	<u>135</u> HP.OP.
TASA INTERÉS (I):	<u>18.7%</u>	COEFICIENTE ALMACENAJE (K):	<u>0</u>
PRIMA SEGUROS (S):	<u>3 %</u>	FACTOR MANTENIMIENTO (Q):	<u>0.80</u>

I. CARGOS FIJOS.

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

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

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

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

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

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 5,043.11

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

DATOS GENERALES

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

I. CARGOS FIJOS.

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

B). INVERSIÓN: $I = \frac{VA + VR}{2 HA} j = \frac{15'170,000 + 1'517,000}{2 \times 1600} \times 0.187 = 975.15$

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

D). ALMACENAJE: $A = KD = \text{---} = \text{---}$

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

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$4,203.52

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

DATOS GENERALES.

PRECIO ADQUISICIÓN: \$ <u>15'730,000.00</u>	FECHA COTIZACIÓN: <u>Junio de 1983.</u>
EQUIPO ADICIONAL - _____	VIDA ECONÓMICA (VE): <u>5</u> AÑOS.
	HORAS POR AÑO (HA): <u>1600</u> HR/AÑO.
	MOTORES: <u>eléctricos DE 150 HP.</u>
VALOR INICIAL (VA): <u>15'730,000.00</u>	FACTOR OPERACIÓN: <u>0.9</u>
VALOR RESCATE (VR): <u>10 % = \$ 1'573,000.00</u>	POTENCIA OPERACIÓN: <u>135 HP.OP.</u>
TASA INTERÉS (I): <u>18.7 %</u>	COEFICIENTE ALMACENAJE (K): <u>0</u>
PRIMA SEGUROS (S): <u>3 %</u>	FACTOR MANTENIMIENTO (Q): <u>0.8</u>

I. CARGOS FIJOS.

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

B). INVERSIÓN: $I = \frac{VA + VR}{2 HA} i = \frac{15'730,000 + 1'573,000}{2 \times 1600} \times 0.187 = 1,011.14$

C). SEGUROS: $S = \frac{VA + VR}{2 HA} s = \frac{15'730,000 + 1'573,000}{2 \times 1600} \times 0.03 = 162.22$

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

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

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$ 4,358.69

CONSTRUCTORA:
X

MÁQUINA: Bandas Trans.
MODELO: 5 Bandas.

HOJA No.: 4
CALCULÓ: C.M.G.

OBRA: TRITURADORA "A".

DATOS ADIC: 36" x 60'
36" x 60', 24" x 50' y
2-18" x 60'

REVISÓ: F.F.L.
FECHA: JUNIO DE 1983.

DATOS GENERALES:

PRECIO ADQUISICIÓN: \$ 11'550,000.00

FECHA COTIZACIÓN: Junio de 1983.

EQUIPO ADICIONAL -
Bandas 3'500,000.00

VIDA ECONÓMICA (VE): 5 AÑOS.

HORAS POR AÑO (HA): 2000 HR/AÑO.

MOTORES: 5 DE HP.

VALOR INICIAL (VA): 8'050,000.00

FACTOR OPERACIÓN:

VALOR RESCATE (VR): 10 % = \$ 805,000.00

POTENCIA OPERACIÓN: HP.OP.

TASA INTERÉS (I): 18.7%

COEFICIENTE ALMACENAJE (K):

PRIMA SEGUROS (S): 3 %

FACTOR MANTENIMIENTO (Q): 0.8

I. CARGOS FIJOS.

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

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

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

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

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

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$1784.48

II. CONSUMOS.

A). COMBUSTIBLE: $E = E Pc$

DIESEL: $E = 0.20 \times \text{HP. OP.} \times \$ \text{ /LT.} = \$$

GASOLINA: $E = 0.24 \times \text{HP. OP.} \times \$ \text{ /LT.} =$

B). OTRAS FUENTES DE ENERGÍA: _____ =

C). LUBRICANTES: $L = A Pe$

CAPACIDAD CARTER: $C = \text{LITROS.}$

CAMBIOS ACEITE: $T = \text{HORAS.}$

$A=C/T + \frac{0.0035}{0.0030} \times \text{HP. OP.} = \text{LT/HR.}$

$L = \frac{1}{10} \text{ LT/HR} \times \$ \frac{32.00}{\text{LT.}} = 3.20$

D). LLANTAS: $LI = \frac{VII \text{ (VALOR LLANTAS)}}{HV \text{ (VIDA ECONÓMICA)}} \cdot \text{Bandas}$
 $Hv = 3500$

VIDA ECONÓMICA: $Hv = \text{HORAS} \frac{\$3'500,000}{3,500}$

$LI = \text{HORAS} = 1000.00$

SUMA CONSUMOS POR HORA \$1003.20

III. OPERACION.

SALARIO BASE: \$ _____

SALARIO REAL-

OPERADOR: _____

_____:

_____:

SAL/TURNO-PROM: \$

HORAS/TURNO-PROM.: (H)

$H = 8 \text{ HORAS} \times \text{ (FACTOR RENDIMIENTO) } = \text{ HORAS}$

OPERACIÓN = $O = \frac{S}{H} = \frac{\$}{\text{HORAS}} = \$$

SUMA OPERACIÓN POR HORA \$ _____

COSTO DIRECTO HORA - NAQUINA (HFD)

\$2787.68

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

DATOS GENERALES

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

I. CARGOS FIJOS.

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

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

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

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

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

SUMA CARGOS FIJOS POR HORA \$2338.73

II. CONSUMOS.

A). COMBUSTIBLE: $E = E Pc$

DIESEL: $E = 0.20 \times \underline{684.25} \text{ HP. OP.} \times \underline{\$14.00} / \text{LT.} = \$ 1,915.90$

GASOLINA: $E = 0.24 \times \underline{\hspace{2cm}} \text{ HP. OP.} \times \$ \underline{\hspace{2cm}} / \text{LT.} =$

B). OTRAS FUENTES DE ENERGÍA: $\underline{\hspace{4cm}} =$

C). LUBRICANTES: $L = A Pe$

CAPACIDAD CARTER: $C = \frac{50}{\hspace{2cm}} \text{ LITROS.}$

CAMBIOS ACEITE: $T = \frac{100}{\hspace{2cm}} \text{ HORAS.}$

$A=C/T + \frac{0.0035}{0.0030} \times \underline{\hspace{2cm}} \text{ HP. OP.} = \frac{2.89}{\hspace{2cm}} \text{ LT/HR.}$

$L = \frac{2.89}{\hspace{2cm}} \text{ LT/HR} \times \$ \frac{89.00}{\hspace{2cm}} / \text{LT.} = 257.21$

D). LLANTAS: $LI = \frac{VII}{HV} \text{ (VALOR LLANTAS)}$
 $\hspace{10em} \text{(VIDA ECONOMICA)}$

VIDA ECONOMICA: $HV = \underline{\hspace{2cm}} \text{ HORAS}$

$LI = \frac{\hspace{2cm}}{\hspace{2cm}} \text{ HORAS} =$

SUMA CONSUMOS POR HORA

\$2,173.11

III. OPERACION.

SALARIO BASE: \$

SALARIO REAL-

OPERADOR:

 :

 :

SAL/TURNO-PROM: \$

HORAS/TURNO-PROM.: (H)

$H = 8 \text{ HORAS} \times \underline{\hspace{2cm}} \text{ (FACTOR RENDIMIENTO)} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ HORAS}$

OPERACIÓN = $O = \frac{S}{H} = \frac{\$ \underline{\hspace{2cm}}}{\hspace{2cm} \text{ HORAS}} = \$$

SUMA OPERACIÓN POR HORA

\$

COSTO DIRECTO HORA - MAQUINA (HMD)

\$4,511.84

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

1. Días Pagado al Año

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

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

2. Días trabajados al Año

a) Días de descanso al año	
Domingos	52
Vacaciones	8
Descansos obligatorios (Artículo 74) 1o. Enero, 5 Febrero, 21 Marzo, 1o. Mayo, 15 Septiembre, 20 No viembre, 1o. Diciembre de cada 6 años.	7.2
Mal tiempo y enfermedad	<u>4.0</u> 71.2

$$365 - 71.2 = 293.8 \text{ días}$$

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

a).- $\frac{\text{Días pagados}}{\text{Días trabajados}} = \frac{382}{293.8} \quad 1.3002$

b).- Impuesto Educación (1% Sobre Remuneraciones).

$0.01 \times 1.3002 \quad 0.0130$

c).- Fondo para fomento deportivo (0.5%)

$0.005 \times 1.3002 \quad 0.0065$

d).- Guarderías (1%).

$0.01 \times 1.3002 \quad 0.0130$

e).- I.M.S.S. Patronal

Para salario mínimo (19.687%)

$0.19687 \times 1.3002 \quad 0.2560$

S u m a 1.5887

Para salarios diferentes al mínimo.

a).- 1.3002

b).- 0.0130

c).- 0.0065

d).- 0.0130

e).- Para salarios diferentes al mínimo (15.9375%)

$0.159376 \times 1.3002 \quad 0.2072$

S u m a 1.5399

D. F. Zona Metropolitana (# 74).

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

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

El 2% Sindical lo paga normalmente el trabajador.

S A L A R I O S

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

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

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

USANDO EL PRIMER CRITERIO TENDRIAMOS:

$$\begin{array}{l} \text{PEON} \quad \frac{830.89}{8 \times .75} = \$138.48/\text{H.} \\ \\ \text{OPERADOR} \quad \frac{1,267.34}{8 \times .75} = \$211.22/\text{H.} \\ \\ \text{SOBRESTANTE} \quad \frac{1,399.77}{8 \times .75} = \$233.30/\text{H.} \end{array}$$

CONTROL DE COSTOS

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

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

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

COSTOS DIRECTOS POR HORA

I. MAQUINARIA (CARGOS FIJOS).

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

II. MATERIALES (CONSUMOS).

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

b). PLANTAS DE LUZ

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

III. MANO DE OBRA

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

RESUMEN COSTOS DIRECTOS
POR HORA

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

COSTO DIRECTO POR M³

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

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

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

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

PODRIAMOS SELECCIONAR LOS SIGUIENTES CONCEPTOS:

MAQUINARIA

OBRA DE MANO

MATERIALES

COMBUSTIBLES Y LUBRICANTES

EL COSTO RESULTARIA EN LA SIGUIENTE FORMA:

COSTO ESPERADO POR MES

HORAS ESPERADAS = 15.5 x 25 = 387.5

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

TOTAL COSTO ESPERADO = \$8'679,403.27

TOTAL PRODUCCION ESPERADA = 14,725 M³/MES

COSTO / M³ = $\frac{8'679.403.27}{14725}$ = \$589.43

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

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

VOLUMEN DE PRODUCCION REAL: 11817 M³

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

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

VOLUMEN DE PRODUCCION ESTIMADO = 14725

VOLUMEN DE PRODUCCION REAL = 11817

INFORME MENSUAL DE CONTROL DE COSTOS
 COSTO UNITARIO

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

11. CONTROL
DE
CALIDAD

Ing. Alfonso Rico Rodríguez

CONTROL DE CALIDAD.

I.- INTRODUCCION

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

T A B L A 1

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

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

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

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

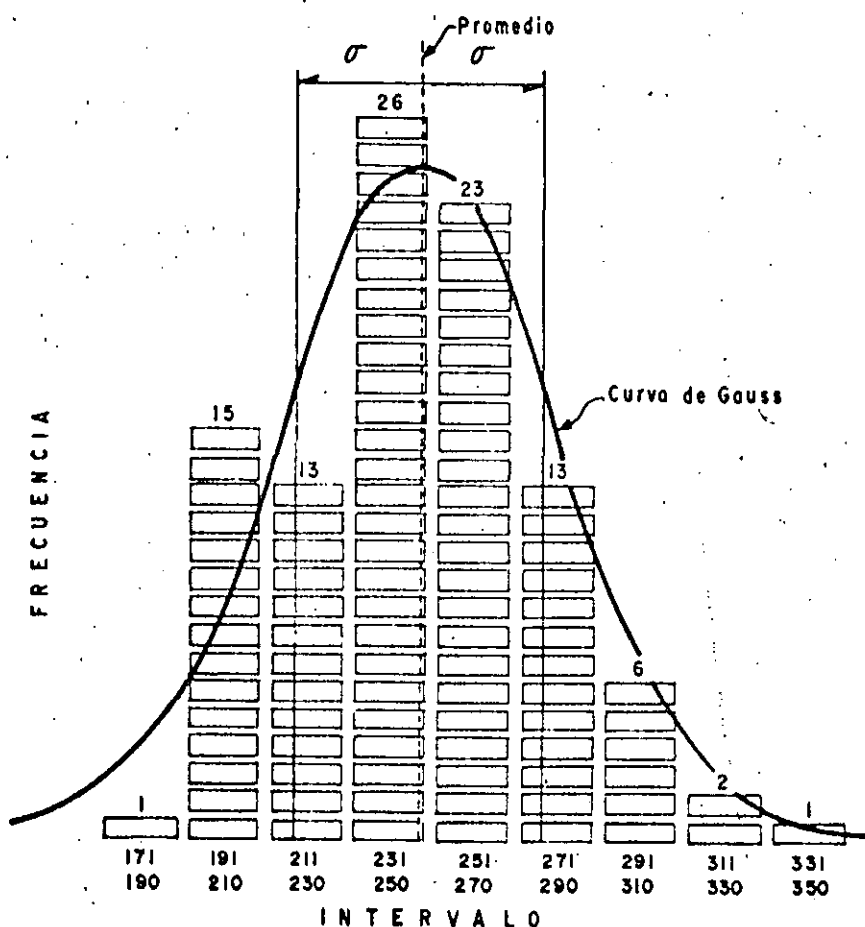


Figura 1. Histogramas de los datos de la Tabla 1.

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

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

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

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

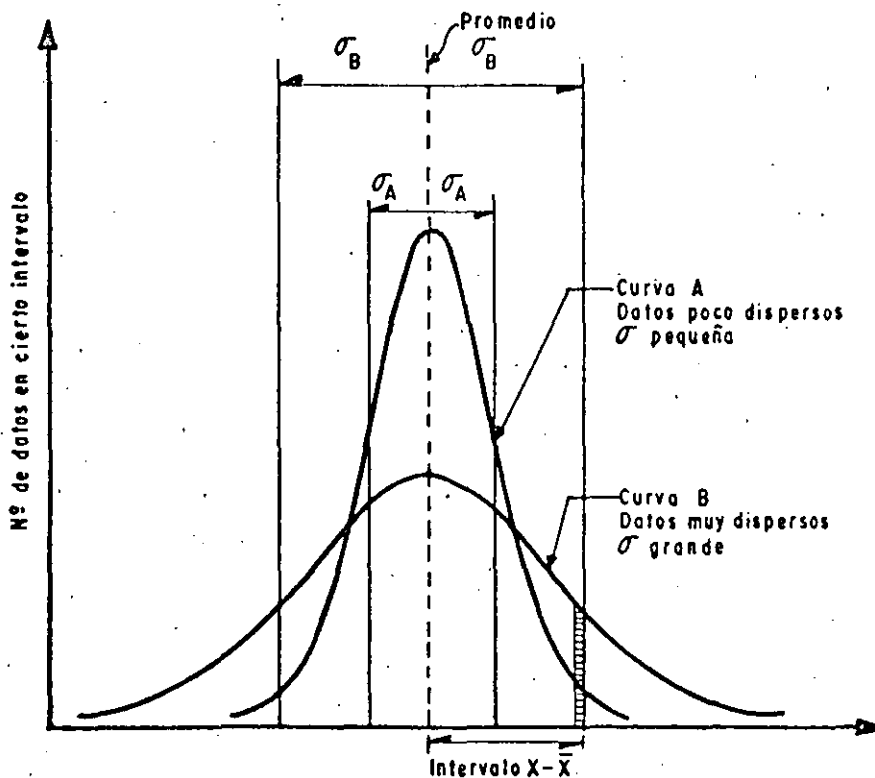


Figura 2. Formas de la curva de distribución normal.

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

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

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

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

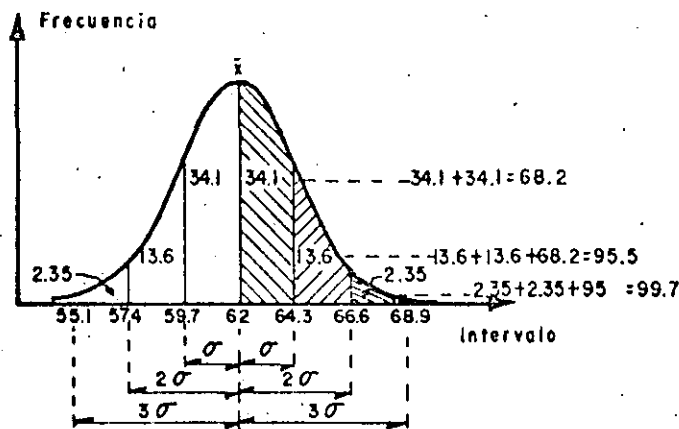


Figura 3. Porcentajes del área bajo la curva de distribución normal, correspondiente a distintos múltiplos de σ .

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

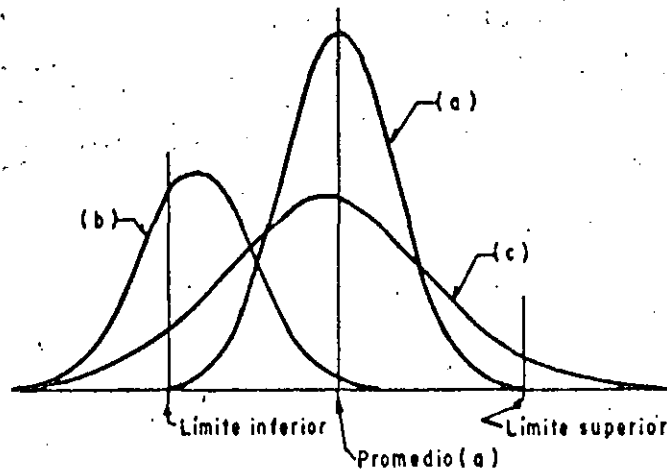


Figura 4. Posiciones de interés de una curva de distribución de datos respecto a límites de especificación.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

De la ecuación anterior se deduce que:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

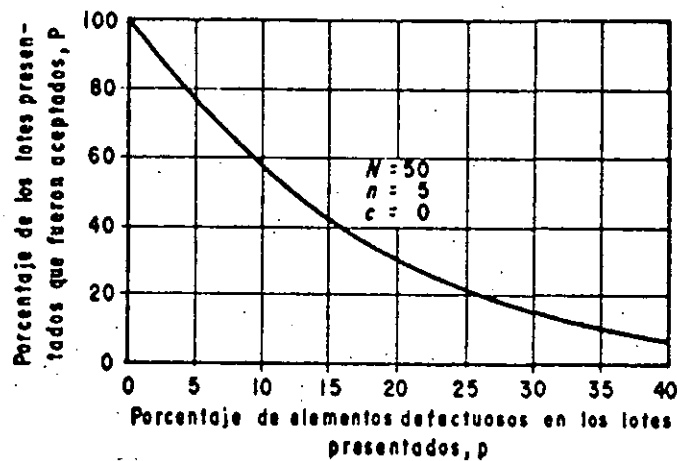


Figura 5. Curva de operación característica.

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

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

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

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

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

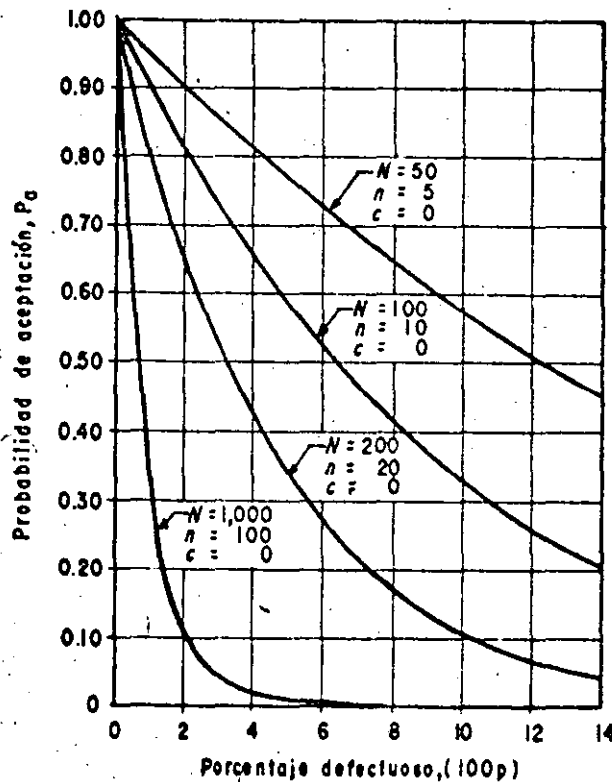


Figura 6. Comparación de curvas de operación característica de cuatro variantes de un plan de muestreo, con muestras de 10% del lote.

tos, supuestamente extraídos al azar).

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

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

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

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

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

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

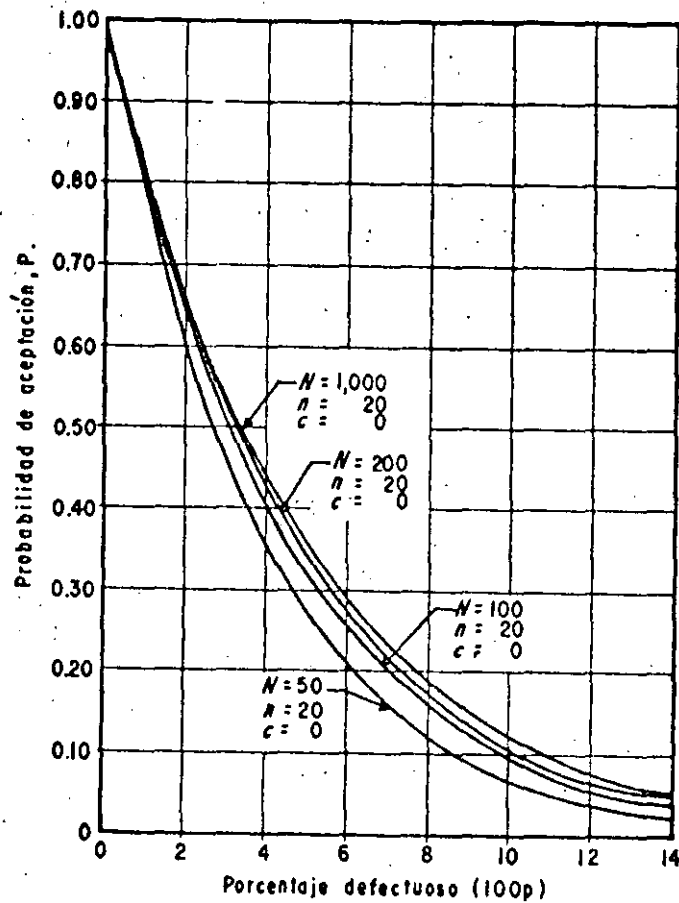


Figura 7. Comparación de curvas OC para cuatro variantes de un plan de muestreo con muestras de veinte elementos.

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

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

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

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

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

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

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

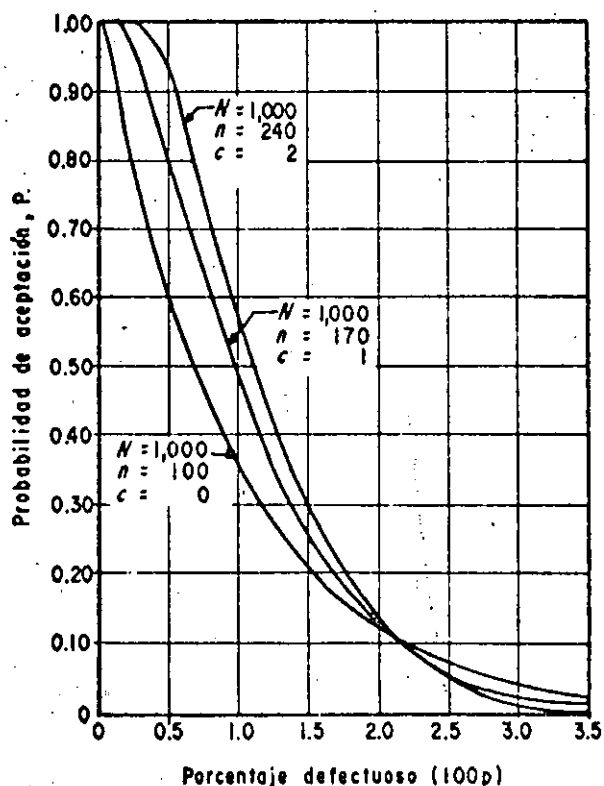


Figura 8. Curvas de operación para tres variantes de muestreo de aceptación con $P = 10\%$ de aceptar un lote con 22% de elementos defectuosos.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

-Cero defectuosos en la primera muestra.

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

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

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

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

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

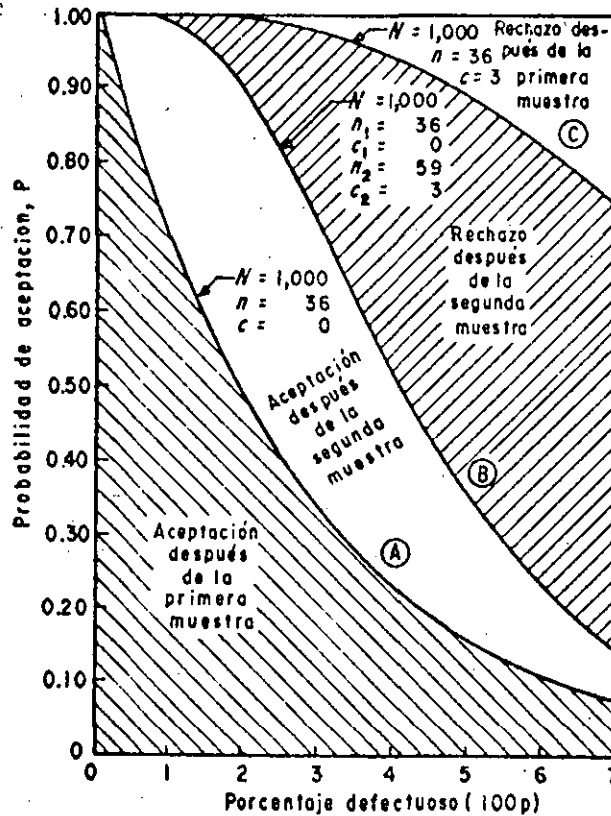


Figura 9. Curvas características de operación en un plan de muestreo doble.

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

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

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

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

Un plan de muestreo estadístico debe tener las siguientes características:

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

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

III. MUESTREO CON BASE EN TABLAS DE NUMEROS ALEATORIOS.

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

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

Imagínese que en el tramo comprendido entre los kms 125+250 y 142+300 se desea señalar cinco estaciones para muestreo de compactación, eligiéndolas aleatoriamente. Se usará la tabla con tres columnas, puesto que se manejan seis cifras. Viendo la tabla, las estaciones de muestreo serían; 128+079, 125+507, 140+620, 131+165 y 135+402. Naturalmente, en un muestreo aleatorio las ubicaciones de las estaciones de muestreo no resultan equidistantes, ni su ubicación sigue ninguna de las leyes que son usuales en otros tipos de plan.

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

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

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

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

T A B A 2

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

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

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

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

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

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

TABLA 3

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

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

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

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

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

TABLA 4

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

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

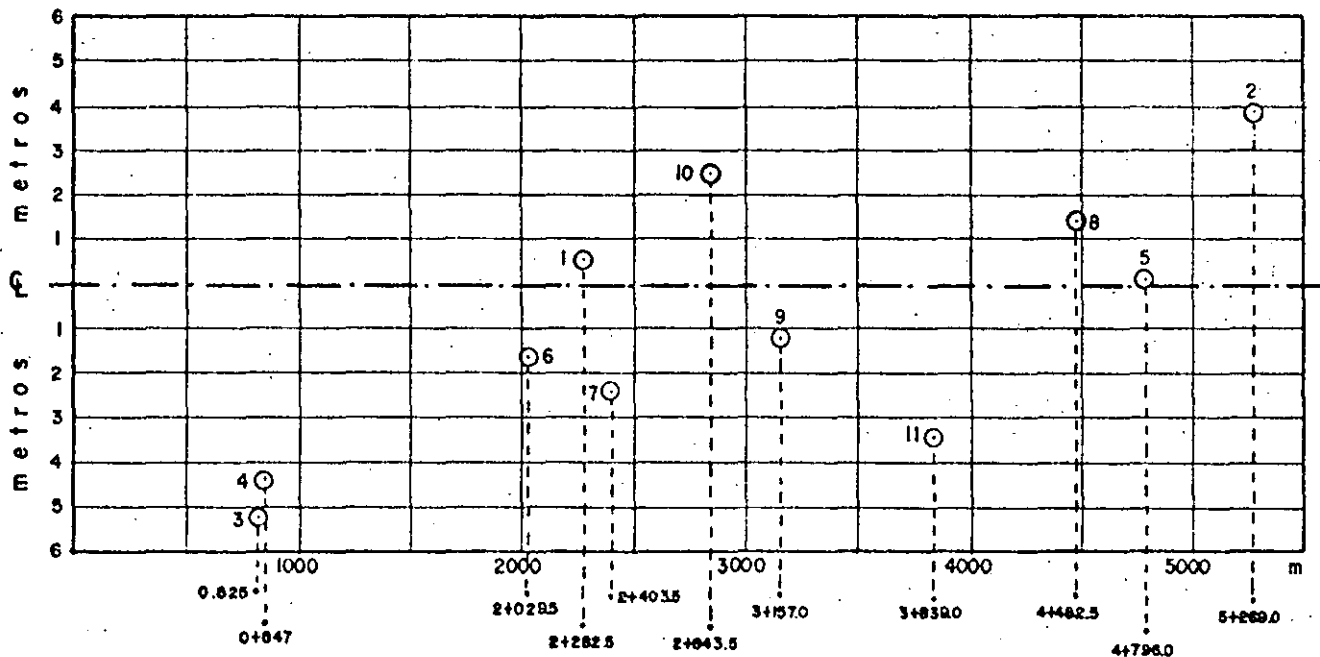


Figura 10. Localización de los puntos de muestreo obtenidos con la tabla 2 de números aleatorios.

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

IV. METODOS ESTADISTICOS DE CONTROL DE CALIDAD.

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

A-1) Gráficas de control.

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

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

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

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

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

T A B L A 5

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

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

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

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

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

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

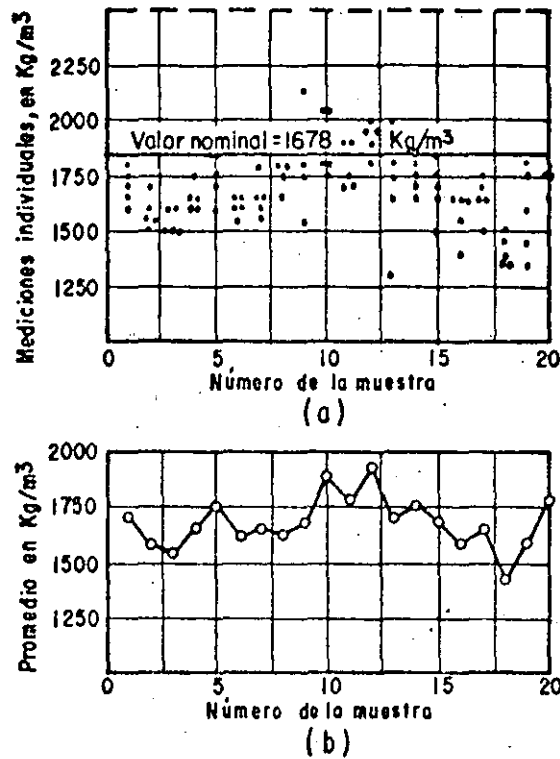


Figura 11. Gráficas de resultados de pruebas individuales y sus promedios de un proceso.

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

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

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

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

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

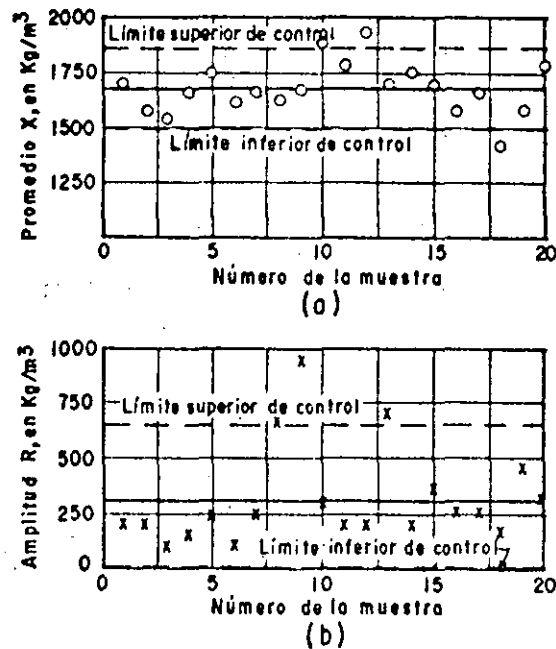


Figura 12. Gráficas de control de un proceso de compactación.
 a.- Gráfica de promedios.
 b.- Gráfica de amplitudes.

Las fórmulas a aplicar son las siguientes:

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

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

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

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

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

$$\bar{R} = 312.5$$

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

$$LS = 1858.9$$

$$LI = 1496.25$$

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

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

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

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

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

Con esta técnica, se proponen las siguientes fórmulas.

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

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

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

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

$$LS = 1855.9$$

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

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

Las fórmulas en este caso son:

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

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

La aplicación de las fórmulas anteriores exige la estimación de \bar{x}' y de σ' , pero ya se vió que si la muestra es suficientemente grande:

$$\bar{x} = \bar{x}'$$

$$\bar{\sigma} = \sigma' / \sqrt{n}$$

En la práctica frecuentemente n es pequeña, por lo que conviene afinar -- algo los cálculos anteriores. Resulta suficiente considerar $\bar{x} = \bar{x}'$ y:

$$\sigma' = \frac{\sigma}{c_2}$$

T A B L A 7

Factores para determinar los límites de control para gráficas de \bar{x} y σ a partir de $\bar{\bar{x}}$

Número de Observaciones en el subgrupo n	Factor para la gráfica \bar{x} A_1	Factor para la gráfica	
		Límite inferior de control B_3	Límite superior de control B_4
2	3.76	0	3.27
3	2.39	0	2.57
4	1.88	0	2.27
5	1.60	0	2.09
6	1.41	0.03	1.97
7	1.28	0.12	1.88
8	1.17	0.19	1.81
9	1.09	0.24	1.76
10	1.03	0.28	1.72
11	0.97	0.32	1.68
12	0.93	0.35	1.65
13	0.88	0.38	1.62
14	0.85	0.41	1.59
15	0.82	0.43	1.57
16	0.79	0.45	1.55
17	0.76	0.47	1.53
18	0.74	0.48	1.52
19	0.72	0.50	1.50
20	0.70	0.51	1.49
21	0.68	0.52	1.48
22	0.66	0.53	1.47
23	0.65	0.54	1.46
24	0.63	0.55	1.45
25	0.62	0.56	1.44
30	0.56	0.60	1.40
35	0.52	0.63	1.37
40	0.48	0.66	1.34
45	0.45	0.68	1.32
50	0.43	0.70	1.30
55	0.41	0.71	1.29
60	0.39	0.72	1.28
65	0.38	0.73	1.27
70	0.36	0.74	1.26
75	0.35	0.75	1.25
80	0.34	0.76	1.24
85	0.33	0.77	1.23
90	0.32	0.77	1.23
95	0.31	0.78	1.22
100	0.30	0.79	1.21

T A B L A 8

Factores para estimar σ' a partir
de \bar{R} o \bar{A}

Número de observaciones en el subgrupo.	Factore para estimar a partir de R	Factor para estimar a partir de
n	$d_2 = R/$	$c_2 = /$
2	1.128	0.5642
3	1.693	0.7236
4	2.059	0.7979
5	2.326	0.8407
6	2.534	0.8686
7	2.704	0.8882
8	2.847	0.9027
9	2.970	0.9139
10	3.078	0.9227
11	3.173	0.9300
12	3.258	0.9359
13	3.336	0.9410
14	3.407	0.9453
15	3.472	0.9490
16	3.532	0.9523
17	3.588	0.9551
18	3.640	0.9576
19	3.689	0.9599
20	3.735	0.9619
21	3.778	0.9638
22	3.819	0.9655
23	3.858	0.9670
24	3.895	0.9684
25	3.931	0.9696
30	4.086	0.9748
35	4.213	0.9784
40	4.322	0.9811
45	4.415	0.9832
50	4.498	0.9849
55	4.572	0.9863
60	4.639	0.9874
65	4.699	0.9884
70	4.755	0.9892
75	4.806	0.9900
80	4.854	0.9906
85	4.898	0.9912
90	4.939	0.9916
95	4.978	0.9921
100	5.015	0.9925

$$\sigma' = \frac{\bar{R}}{d_2}$$

El coeficiente c_2 permite valuar σ' en función de $\bar{\sigma}$, que es un dato más fácil de obtener que $\sigma_{\bar{x}}$.

Los factores c_2 y d_2 pueden obtenerse de la Tabla 8.

El coeficiente A de las fórmulas del párrafo A-1.1-c puede obtenerse de la Tabla 9. Se deja al lector la aplicación de las mismas fórmulas al ejemplo que se ha venido considerando.

La utilización de las fórmulas anteriores conduce a resultados similares y su uso es cuestión de preferencia o de comodidad.

A-1.2 Gráficas de control de amplitud (R).

En este caso los límites de control, quedan dados por las expresiones:

$$LS = D_4 \bar{R}$$

$$LI = D_3 \bar{R}$$

Los valores de los factores D_3 y D_4 pueden obtenerse de la Tabla 6.

En el caso del ejemplo contenido en la Tabla 5, se recordará que:

$$\bar{R} = 312.5$$

En la Tabla 6 se ve que para $n = 5$ resulta $D_3 = 0$ y $D_4 = 2.11$, por lo que aplicando las fórmulas del párrafo A-1.2 se llega a los límites:

$$LS = 659.38$$

$$LI = 0$$

Estos límites son los que se han dibujado en la parte b de la Fig. 12. Las amplitudes que queden dentro de los límites de control arriba obtenidos y marcados en dicha figura corresponden a variaciones inevitables, inherentes al proceso que se esté efectuando; si tales variaciones exceden los límites de tolerancia impuestos al proceso o éstos no son realistas, deben ser cambiados o el proceso en sí debe ajustarse o substituirse por otro que esté en po-

sibilidad de producir las desviaciones deseadas. Las desviaciones que se salgan de los límites de control obtenidos no son inevitables y el ingeniero puede emprender la tarea de intentar mejorar la aplicación de su proceso, para disminuirlas hasta los límites señalados por la gráfica de control.

Se da otra alternativa de cálculo de los límites de control en la gráfica de amplitudes, en función de la media y la desviación estándar del universo original (\bar{x} , σ'); para ello deberán usarse las fórmulas:

$$LS = D_2 \sigma'$$

$$LI = D_1 \sigma'$$

En donde σ' se obtiene como ya se indicó y D_1 y D_2 pueden obtenerse de la Tabla 9.

A-1.3 Gráficas de control de desviación estándar

En este caso, los límites de control, quedan dados por las expresiones:

$$LS = B_4 \bar{\sigma}$$

$$LI = B_3 \bar{\sigma}$$

Donde $\bar{\sigma}$ se obtiene como ya se ha indicado, a partir de los datos de la Tabla 5 ($\bar{\sigma} = \sum \sigma/n$) y los factores B_3 y B_4 salen de la Tabla 7.

En la Fig. 12 no se ha dibujado la gráfica de control para las desviaciones estándar de los datos de la Tabla 5; el lector podrá realizar esta tarea. Los límites de control a obtener son, considerando que, $\sigma = 111.48$ en este caso:

$$LS = 2.09 \times 111.48 = 232.99$$

$$LI = 0$$

También se proporcionan fórmulas para el cálculo de estos límites de control en términos de los valores \bar{x} y σ' , que son:

$$LS = B_1 \sigma'$$

$$LI = B_2 \sigma'$$

T A B L A 9

Factores para determinar límites de control de 3
para gráficas \bar{x} , R y σ a partir de σ'

Número de observaciones en el subgrupo n	Factor para la gráfica \bar{x} A	Factores para la gráfica R		Factores para la gráfica σ	
		Límite inferior de control D_1	Límite superior de control D_2	Límite inferior de control B_1	Límite superior de control B_2
2	2.12	0	3.69	0	1.84
3	1.73	0	4.36	0	1.86
4	1.50	0	4.70	0	1.81
5	1.34	0	4.92	0	1.76
6	1.22	0	5.08	0.03	1.71
7	1.13	0.20	5.20	0.10	1.67
8	1.06	0.39	5.31	0.17	1.64
9	1.00	0.55	5.39	0.22	1.61
10	0.95	0.69	5.47	0.26	1.58
11	0.90	0.81	5.53	0.30	1.56
12	0.87	0.92	5.59	0.33	1.54
13	0.83	1.03	5.65	0.36	1.52
14	0.80	1.12	5.69	0.38	1.51
15	0.77	1.21	5.69	0.38	1.51
16	0.75	1.28	5.78	0.43	1.48
17	0.73	1.36	5.82	0.44	1.47
18	0.71	1.43	5.85	0.46	1.45
19	0.69	1.49	5.89	0.48	1.44
20	0.67	1.55	5.92	0.49	1.43
21	0.65			0.50	1.42
22	0.64			0.52	1.41
23	0.63			0.53	1.41
24	0.61			0.54	1.40
25	0.60			0.55	1.39
30	0.55			0.59	1.36
35	0.51			0.62	1.33
40	0.47			0.65	1.31
45	0.45			0.67	1.30
50	0.42			0.68	1.28
55	0.40			0.70	1.27
60	0.39			0.71	1.26
65	0.37			0.72	1.25
70	0.36			0.74	1.24
75	0.35			0.75	1.23
80	0.34			0.75	1.23
85	0.33			0.76	1.22
90	0.32			0.77	1.22
95	0.31			0.77	1.21
100	0.30			0.78	1.20

Los coeficientes B_1 y B_2 se obtienen de la Tabla 9.

Las fórmulas anteriores para los límites de control en las diferentes gráficas, no se han deducido detalladamente, por considerar que éste no es el lugar apropiado para ello; pueden consultarse en muchos tratados de estadística matemática que incluyan aplicaciones de control de calidad. Por otra parte, la deducción en cuestión resultaría muy sencilla con base en los conceptos -- que se han presentado en el párrafo 2 de este trabajo. Haciéndola se vería -- que los factores que se han manejado y que se obtienen de tablas no son sino la interrelación entre parámetros estadísticos ya mencionados, simple de plantear y comprender.

A-2 Comentarios en torno al uso de las gráficas de control.

Cuando se maneja un cierto proceso constructivo o se investiga la dispersión, con que un laboratorio o un conjunto de ellos realizan una cierta prueba, siempre es posible y fácil en la práctica llegar a plantear una tabla de valores como la 5. Igualmente fácil será calcular los promedios, las desviaciones estándar y las amplitudes de dichos valores. Como requisito previo, -- estos últimos deberán proceder de una operación de muestreo adecuado, bien -- sea con base en el uso de curvas características de operación o bien con base en plan aleatorio.

Una vez obtenida una tabla como la 5, resultará igualmente práctico y sencillo dibujar las gráficas de control de las medias, de las amplitudes y de las desviaciones estándar de los datos, así como calcular los límites de control de dichas gráficas. De esta manera, el ingeniero estará en una posibilidad definitivamente práctica de saber si los valores que está manejando tienen variaciones o dispersiones razonables (o inevitables) o sí, por el contrario, se le presentan algunas susceptibles de ser eliminadas.

La comparación de las tolerancias que el ingeniero considere deseables -- en su trabajo y los límites de control orientará su criterio acerca de lo realistas que sean dichas tolerancias o de lo apropiados que sean sus métodos de trabajo, en el sentido de que si las tolerancias resultan más estrechas que los límites de control, el recurso será ejecutar la tarea con un método de mayor precisión, a no ser que como probablemente sucedería en muchos casos de la tecnología usual de las vías terrestres, el ingeniero llegara a comprender que sin perjuicio para la obra, sus tolerancias, probablemente fijadas al arbitrio o a la experiencia, pudieran ampliarse hasta los límites de control del proceso.

También debe notarse que la metodología que se ha dado para el cálculo de los límites de control incluye un nivel de aceptación $\bar{x} \pm 3\sigma$, lo que representa un criterio muy rígido. En un control de calidad debidamente planeado, no debe ejercerse la misma exigencia en todos los tipos de vías terrestres o en todas las operaciones involucradas en la construcción de una de ellas. -- Resultaría muy simple para cualquier conocedor de estadística elemental transformar todas las fórmulas anteriores a un nivel de aceptación menos exigente, por ejemplo, $\bar{x} \pm 2\sigma$ (95%) o aún $\bar{x} \pm \sigma$ (68%). La selección de un criterio

particular está ligada no sólo a la importancia de la obra, sino también al riesgo de falla al costo de la operación que se estudie y a consideraciones de otra índole; por ejemplo, si en una carretera modesta se ha sido muy poco exigente en el uso de materiales, para evitar acarrees, seguramente habrá que ser mucho más exigentes en problemas relativos al drenaje. El balance de todos estos criterios define un buen control de calidad a base de gráficas de control y, en última instancia, un buen trabajo de equipo humano.

Podría decirse que un uso rutinario de las gráficas de control en cualquier proceso ingenieril indicaría en todo momento al ingeniero si su proceso se mantiene "bajo control"; esto ocurriría en tanto los valores auscultados se mantuvieran dentro de los límites de control. Una salida fuera de dichos límites indicaría un proceso que "se ha salido de control", señalando el momento en que el ingeniero ha de actuar sobre el proceso en estudio, para ajustarlo, mejorarlo o cambiarlo.

Las gráficas de control dicen pues cuando conviene revisar el proceso, pero no dicen dónde. Aclaran que algo anda mal, pero no dicen que, aun cuando sea cierto que los ingenieros muy familiarizados con su uso lleguen a desarrollar una cierta sensibilidad para detectar las causas de los problemas que provocan las salidas de control.

Por otra parte, la estricta función del control de calidad quizá, no tenga que ir mucho más lejos de lo que las cartas de control van; señalada una falta en la calidad que se está obteniendo, corresponderá a los diferentes miembros del equipo de trabajo investigar el origen de la deficiencia y establecer las medidas para corregirlo.

B) Métodos basados en estimación estadística.

B-1) Métodos para la estimación de la media de una población.

Un procedimiento racional de afrontar los problemas de control de calidad, que podría conducir a resultados útiles sería el siguiente:

Se tiene una población original, constituida por los diferentes valores del concepto que se desea controlar. Esta población tendrá una media (\bar{x}) y una desviación estándar σ . En la práctica pueden presentarse dos casos, que conviene distinguir: en el primero, se conoce el valor de σ y en el segundo, no. Por un procedimiento de los ya analizados, por ejemplo el aleatorio, se extrae una muestra de la población original. La media y la desviación estándar de la muestra (\bar{x} y σ) pueden fácilmente calcularse con los métodos visto repetidamente en este trabajo.

La estimación inicial consistiría en establecer el intervalo de confianza para la media de la población, una vez fijado el nivel de confianza en que se desea trabajar. El enunciado anterior amerita una explicación que lo haga más inteligible. Ya se vio en el párrafo 2 de este trabajo, lo que representa el nivel de confianza en una estimación estadística; también se dijo que su valor (que define al factor t) se fija a criterio de quien ejerza el control. Obviamente, cuanto más alta sea t se tendrá una mayor probabilidad de

que la media de la población quede en cualquier intervalo prefijado, por lo que podría decirse que a menores valores de t se tienen controles más estrictos; cabe comentar que cuando t disminuye, también lo hace el error inherente a la operación estadística. El intervalo de confianza es la abertura en torno al valor "exacto" de la media de la población, en la que se tolera su fluctuación.

Así, la estimación inicial estadística a la que se está haciendo referencia se enunciaría en un caso concreto con una expresión tal como la que sigue: ¿Cuál es la probabilidad de que la media de la población se encuentre siempre entre los límites dados, escogidos simétricamente respecto a la media, bajo la curva de distribución de frecuencia? O bien, ¿Cuánto valen los límites de variación, simétricos respecto a la media, para que ésta se encuentre entre ellos con una probabilidad prefijada? Debe notarse que ambas preguntas son, en el fondo, equivalentes.

En lo que sigue se analizarán los métodos para responder las dos preguntas, o sea, para realizar lo que se ha llamado la estimación estadística inicial de la media de la población, distinguiendo el caso en que la desviación estándar de la población original es conocida, del que no lo es.

B-1.1 La desviación estándar de la población original es conocida.

En los problemas conectados con las vías terrestres seguramente este caso puede ser relativamente común, pues el valor de σ frecuentemente podrá estimarse de un modo suficientemente seguro, aún cuando no se conozca con exactitud.

Ya se vio que si se tiene un conjunto de muestras representativas de la población (tal como puede ser el caso de la Tabla 5) puede decirse que la media de las medias de cada muestra es igual a \bar{x} .

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

Se vio también que:

$$\sigma_{\bar{x}} = \frac{\sigma}{N}$$

Donde N es el número de elementos en cada muestra y $\sigma_{\bar{x}}$ es la desviación estándar de las medias de las muestras, que en el caso de la Tabla 5 resulta ser:

$$\sigma_{\bar{x}} = \sqrt{\frac{\sum (\bar{x} - \bar{x})^2}{n}} = 115.15$$

Nótese que la n se refiere al número de renglones de la Tabla 5, o sea al número de muestras que se están manejando, en tanto que N es el número de elementos en cada una de esas muestras; en el caso de la Tabla 5, $N = 5$. Esta distinción debe tenerse siempre en mente para no caer en confusión en pasos anteriores y subsiguientes.

En estas condiciones se permite demostrar que el intervalo de confianza para la media de la población original puede expresarse como:

$$\bar{x} \pm t \frac{\sigma'}{n}$$

Donde, \bar{x} es la media de cada muestra (renglones de la Tabla 5); t es el factor que define el nivel de confianza que se desee adoptar; σ' es la desviación estándar de la población original, que se supone conocida y N es el número de elementos de cada muestra manejada.

Teniendo en cuenta la expresión anterior, se deduce que el intervalo de confianza para la media de la población original también puede expresarse como:

$$\bar{x} \pm t \frac{\sigma'}{x} = 150$$

El valor de t , como ya se dijo puede tabularse de una vez por todas, bajo el supuesto de que la distribución de \bar{x} es normal; la Tabla 10 es una de este estilo.

T A B L A 10

Valores de t para distintos niveles de confianza.

Nivel de confianza (%)	t
99.7	3
99.0	2.58
98.0	2.33
96.0	2.05
95.5	2.00
95.0	1.96
90.0	1.64
80.0	1.28
68.2	1.00
50.0	0.67

Como ejemplo pueden calcularse los límites en que debe esperarse que se mantenga la media de la población a partir de los datos obtenidos de la muestra No. 5 de la Tabla 5 (5o. renglón); se desea un nivel de confianza de 95%. El intervalo de confianza sería, utilizando la expresión anterior:

$$1750 \pm 1.96 \times 115.15 = \\ 1750 \pm 225.96$$

Lo anterior quiere decir que, a partir de los datos de la muestra No. 5 de la Tabla 5, puede afirmarse que existe un 95% de probabilidades de que la media de la población original esté comprendida en el intervalo anterior. La fluctuación en ese intervalo es inherente a las cualidades aleatorias del proceso.

Otra utilización que podría hacerse de las ideas anteriores sería, como ya se vio, plantearse el siguiente problema:

A partir de los datos de la muestra No. 5 de la Tabla 5, estímesese la probabilidad de que la media de la población esté comprendida en el intervalo:

$$1750 \pm 150 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

Para resolver este problema se procederá como sigue:

De la expresión anterior se deduce que:

$$t \frac{\sigma}{\bar{x}} = 150$$

De donde, siendo $\frac{\sigma}{\bar{x}}$ igual a 115.15, como ya se calculó:

$$t = \frac{150}{115.15} = 1.3$$

Los valores de t correspondientes a todos los niveles de confianza figuran en la Tabla 11. En realidad esta tabla comprende a la 10 y es más completa que ella, yendo más allá de los valores más usuales en los cálculos prácticos. Se refiere a las áreas que ocurren bajo la curva de distribución normal entre el valor de la media y cualquier t ; el duplo de este valor dará, según ha quedado establecido (discusión en torno a la figura 3) la probabilidad de que un elemento de la distribución quede comprendido en el intervalo $0 \pm t$.

En la Tabla 11 se ve que para $t = 1.3$, la probabilidad resulta de 80.64%, menor que el 95% del ejemplo anterior por ser menor el intervalo de fluctuación que ahora se seleccionó.

La Fig. 13 muestra los intervalos de fluctuación de la media de la población original en los dos ejemplos anteriores.

Cuando la desviación estándar de la población original σ' no es conocida puede entonces estimarse con bastante seguridad a partir de la desviación estándar de la distribución de las medias de las muestras ($\frac{\sigma}{\sqrt{x}}$) la cual si podrá conocerse, de manera que la mayor parte de los problemas de estimación de orden práctico caen dentro de la categoría de aquellos en que se dispone de σ' . No es, sin embargo, imposible encontrar algún problema práctico en que no se conozca el multicitado valor σ' , debiéndose manejar entonces el problema como se ilustra en el siguiente párrafo.

B-1.2 La desviación estándar de la población original es desconocida.

En algunos problemas prácticos la desviación estándar de la población original no se conoce y la mejor aproximación que puede tenerse para su valor es σ , la desviación estándar de la muestra. En este caso, el procedimiento para establecer el intervalo de confianza para la media de la población original, una vez fijado el nivel de confianza en que se desea trabajar, es similar al del caso anterior, pero la distribución de las muestras ya no es normal, sino del tipo denominado de Student en las ciencias estadísticas, por lo que el problema ha de resolverse manejando una tabla de tal distribución. La fórmula que proporciona el intervalo de confianza es:

$$\bar{x} \pm t \frac{\sigma}{\sqrt{N}}$$

Donde, \bar{x} es la media de la muestra, N el tamaño de dicha muestra y t el factor correspondiente al nivel de confianza adoptado, calculado para $N - 1$, tal como de muestra en los tratados de estadística que se han señalado previamente como referencia. Finalmente, σ es la desviación estándar de la muestra.

Intuitivamente se ve que si la estimación de σ' está basada en una muestra pequeña se tendrá un resultado menos confiable que si se usa una muestra grande.

La Tabla 12 proporciona la distribución de Student.

Como ejemplo de aplicación imagínese una muestra tomada de entre las infinitas resistencias a la compresión simple, que podrían ser determinadas para un cierto suelo en un laboratorio. Los valores se dan en Ton/m².

T A B L A 12

Valores de t en la distribución de Student.

N-1	t .995	t .99	t .975	t .95	t .90	t .80	t .75	t .70	t .60	t .55
1	63.66	31.82	12.71	6.31	3.07	1.376	1.000	.727	.325	1.58
2	9.92	6.96	4.30	2.92	1.89	1.061	.816	.617	.289	.142
3	5.84	4.54	3.18	2.35	1.64	.978	.765	.584	.275	.138
4	4.60	3.75	2.78	2.13	1.53	.941	.741	.569	.271	.134
5	4.04	3.36	2.58	2.02	1.48	.920	.727	.560	.267	.132
6	3.71	3.14	2.45	1.94	1.44	.906	.718	.553	.265	.131
7	3.50	3.00	2.36	1.91	1.43	.896	.711	.549	.263	.130
8	3.36	2.90	2.31	1.86	1.40	.889	.706	.546	.262	.130
9	3.25	2.82	2.62	1.83	1.38	.883	.703	.543	.261	.129
10	3.17	2.76	2.23	1.81	1.37	.879	.700	.542	.260	.129
11	3.11	2.72	2.20	1.80	1.36	.876	.697	.540	.260	.129
12	3.06	2.68	2.18	1.78	1.36	.873	.695	.539	.259	.128
13	3.01	2.65	2.16	1.77	1.36	.871	.694	.538	.259	.128
14	2.98	2.62	2.14	1.76	1.34	.868	.693	.537	.258	.128
15	2.95	2.61	2.13	1.75	1.34	.866	.691	.536	.258	.128
16	2.92	2.58	2.12	1.75	1.34	.865	.690	.535	.258	.128
17	2.90	2.57	2.11	1.74	1.33	.863	.689	.534	.257	.128
18	2.88	2.55	2.10	1.73	1.33	.862	.688	.534	.257	.128
19	2.87	2.54	2.09	1.73	1.33	.861	.688	.533	.257	.127
20	2.84	1.53	2.09	1.72	1.32	.860	.687	.533	.257	.127
21	2.83	2.52	2.08	1.72	1.32	.859	.686	.532	.256	.127
22	2.82	2.51	2.07	1.72	1.32	.858	.686	.532	.256	.127
23	2.81	2.50	2.07	1.71	1.32	.858	.685	.532	.256	.127
24	2.80	2.49	2.06	1.71	1.32	.857	.685	.531	.256	.127
25	2.79	2.248	2.06	1.71	1.32	.856	.684	.531	.256	.127
26	2.78	2.248	2.05	1.71	1.32	.856	.684	.531	.256	.127
27	2.77	2.47	2.05	1.71	1.31	.855	.683	.531	.256	.127
28	2.76	2.47	2.05	1.70	1.31	.855	.683	.530	.256	.127
29	2.76	2.46	2.04	1.70	1.31	.854	.683	.530	.256	.127
30	2.75	2.46	2.04	1.70	1.30	.853	.683	.530	.256	.127
40	2.70	2.43	2.02	1.68	1.30	.853	.683	.530	.256	.126
60	2.66	2.39	2.00	1.67	1.30	.848	.679	.528	.254	.126
120	2.62	2.36	1.98	1.66	1.29	.845	.677	.526	.254	.126
	2.58	2.33	1.96	1.645	1.28	.842	.674	.524	.253	.126

T A B L A 13

Valores de q_u de un suelo, (Ton/m^2).

15.96	12.32	17.28
15.63	12.40	16.96
17.60	17.64	14.56

cuya media es $\bar{x} = 15.53 \text{ Ton}/\text{m}^2$ y cuya desviación estándar es $\sigma = 1.98 \text{ Ton}/\text{m}^2$.

Se aceptará un nivel de confianza de 95% y se desea saber el intervalo de confianza de la media de la población original, para dicho nivel de confianza. Dicho intervalo será:

$$\bar{x} \pm t \frac{\sigma}{\sqrt{N}}$$

substituyendo:

$$15.53 \pm 2.31 \frac{1.98}{\sqrt{9}} = 15.53 \pm 1.53$$

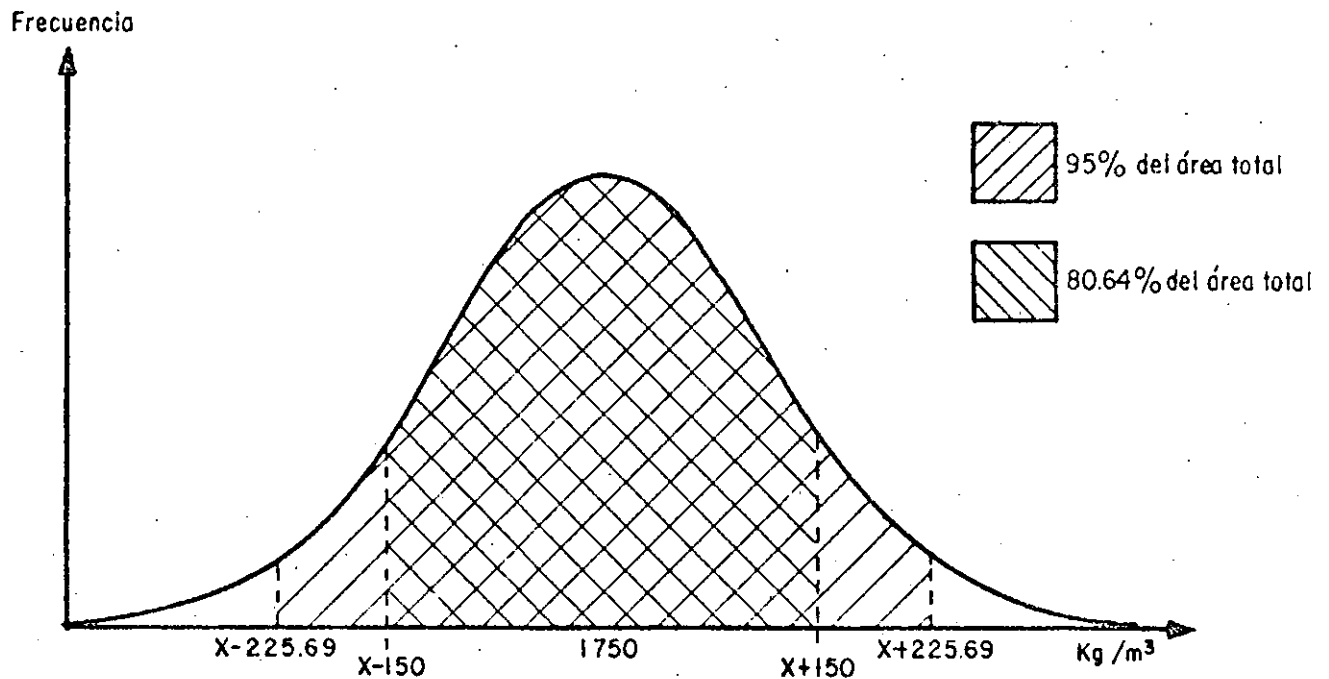


Figura 13. Representación gráfica de intervalos de confianza para la media de una población.

O lo que es lo mismo, hay en la población sujeta a muestreo, un 95% de probabilidades de que la media esté en el intervalo ± 1.53 en torno a la media de la muestra.

El valor 2.31 en los cálculos anteriores se obtuvo de la tabla 12 en el renglón 8 (correspondiente a $N - 1$, en este caso, por ser $N = 9$ y bajo la columna $t_{0.975}$; la razón es que para $t_{0.975}$ quedaría a la derecha una cola bajo la distribución de Student es simétrica, quedará otra cola del lado izquierdo, también de 0.025, con un total fuera del intervalo $\pm t_{0.975}$ de 0.05, de manera que al factor $t_{0.975}$ corresponde un área bajo la curva de 95%, como se desea. Es fácil ver que el valor de t con el que se sitúa la columna de la Tabla 12 que debe leerse, queda dado por la expresión:

$$\frac{100 + \text{nivel de confianza}}{2}$$

Otro cálculo que podría hacerse es el siguiente. Para la misma muestra utilizada ¿qué probabilidad hay de que la media de la población original quede comprendida en el intervalo:

$$15.53 \pm 0.92?$$

Ahora habría que plantear el intervalo de confianza como sigue:

$$15.53 \pm t \frac{1.98}{3}$$

Se tiene:

$$t \frac{1.98}{3} = 0.92$$

De donde:

$$t = \frac{3 \times 0.92}{1.98} = 1.39$$

En la Tabla 12 se ve que, para $N - 1 = 8$, que es el caso, resulta $t_{90} = 1.40$, suficientemente próximo a 1.39. t_{90} deja una cola de 10% de cada lado bajo la curva, o sea que corresponde a un nivel de confianza de 80%, que es la respuesta a la pregunta realizada.

B - 2 Pruebas de hipótesis para la media de una población.

B - 2.1 Pruebas de hipótesis para el caso en que la desviación estándar de la población original (σ) es conocida.

Como se vio, cuando se tiene un número de muestras grande (como podría -

ser el caso de la Tabla 5) se puede trabajar sobre la hipótesis de que la desviación estándar de la población original (σ'), es conocida, puesto que puede estimarse a partir de $\frac{\sigma}{\sqrt{z}}$, que siempre podrá valuarse.

En rigor, un resultado análogo se tiene cuando se trabaja con una sola muestra, pero muy grande. Si la muestra tuviera tantos elementos como la población original, obviamente $\sigma = \sigma'$; si la muestra es grande, σ puede ser una buena aproximación, a σ' y puede trabajarse sobre la hipótesis σ' conocida, estimándola a partir de σ . En la práctica suele aceptarse esta segunda posibilidad de conocer σ' con tal de que $N \gg 30$.

Para convertir una simple estimación estadística en un programa de control de calidad se hace preciso introducir el concepto de pruebas de hipótesis, también llamadas reglas de decisión.

Lo anterior establece una distinción entre el concepto de estimación estadística y el de existencia de un control con base en tal estimación. Ya se dijo que una estimación estadística permite simplemente establecer cual es la probabilidad de que en un cierto proceso, un cierto concepto (en los anteriores análisis, la media) se encuentre entre unos límites dados. Al dar respuesta a esta pregunta, los métodos estadísticos toman en cuenta automáticamente la naturaleza y variabilidad del proceso en estudio. Cuando un proceso está sujeto a control se va un poco más lejos y no sólo se indican los límites en que inevitablemente varía un cierto concepto, bajo un cierto nivel de confianza, sino que se dice también que significa dicha variación dentro del proceso en estudio, señalándose se la variación que se observe en un momento dado queda dentro del error inherente al proceso (inevitable de acuerdo con las leyes de la estadística) o se sale de él, con una desviación que, de acuerdo con dichas leyes puede evitarse (por lo menos parcialmente) y que debe corregirse, buscando su causa, lo que, en principio, ya no es un problema de control de calidad.

Las reglas de decisión constituyen el ingrediente necesario para convertir una estimación estadística en una regla de control.

Una prueba de hipótesis o regla de decisión es cualquier procedimiento que permita fundar la decisión que se haga con base en estudios estadísticos sobre muestras de un proceso cualquiera. La manera de establecer la validez de una decisión es estudiar dos cursos de acción posibles; el primero denominado hipótesis bajo prueba o hipótesis nula consiste en establecer, por ejemplo, la igualdad de dos conceptos ($c_1 = c_2$); el segundo, denominado hipótesis alterna, consiste necesariamente en una de las siguientes posibilidades:

$$c_1 > c_2$$

$$c_1 < c_2$$

$$c_1 \neq c_2$$

Se dice que se comete un error de juicio del tipo I cuando se rechaza una

hipótesis que debió haber sido aceptada. Cuando se acepta una hipótesis que debió haber sido rechazada, se dice que se comete un error del tipo II.

Al probar una cierta hipótesis existe siempre un cierto riesgo de cometer un error del tipo I. Se denomina nivel de significancia de la prueba que se haga, la máxima probabilidad que se acepta de cometer un error de tipo I. -- Así, si al realizar una prueba de hipótesis se escoge un nivel de significancia de 5%, se está expresando que se aceptan 5 posibilidades en cada 100 de rechazar la hipótesis, deviendo aceptarla. El complemento a 100 del nivel de significancia se denomina nivel de confianza. En el ejemplo anterior se tendría un 95% de confianza de aceptar la hipótesis que debió ser aceptada. En rigor, el concepto de nivel de confianza que se acaba de definir coincide exactamente con el nivel de confianza que se ha venido manejando en páginas anteriores.

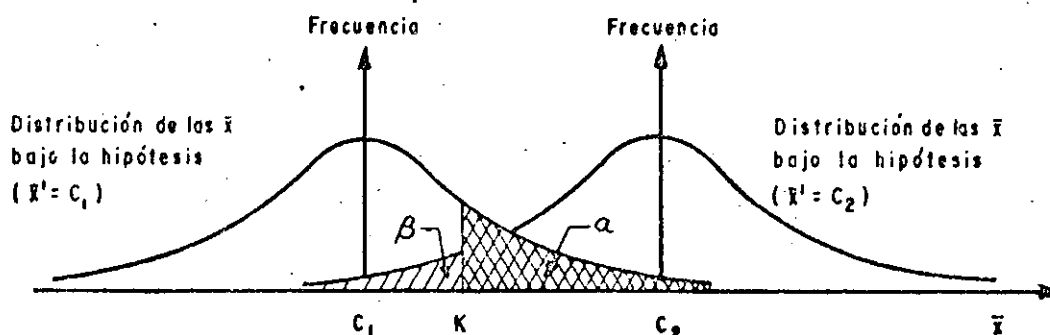


Figura 14. Probabilidad de los errores tipos I y II en pruebas de hipótesis.

Supóngase que se trata ahora de probar la hipótesis de que la media de una población (\bar{x}') es igual al valor c_1 , contra la hipótesis alterna de que dicha media sea igual al valor c_2 , donde $c_2 > c_1$; si se supone que \bar{x} (la media de las muestras de que se disponga) tiene una distribución normal, la Fig. 13 muestra en forma gráfica la relación entre los errores de juicio tipo I y Tipo II correspondientes al caso. La Figura muestra dos curvas de Gauss que se tendrían para el caso en que la distribución de las X fuera normal y su media ($\bar{x} = \bar{x}'$, según ya se vio) fuese c_1 y para el caso análogo, en que valiera c_2 . Obviamente ambas curvas deben de ser iguales, pues representan la misma distribución, por hipótesis; únicamente estarán desplazadas el segmento $c_2 - c_1$.

La regla de decisión para aceptar o rechazar la hipótesis bajo prueba propuesta sería la siguiente:

Si la hipótesis $\bar{x}' = c_1$ es aceptable, la curva de la izquierda de la Fig. 14 representaría la verdadera distribución de las \bar{x} ; obviamente esa curva se extiende desde el $-\infty$ a $+\infty$ del eje de las \bar{x} , por lo que en principio cualquier \bar{x} que se obtuviera de una muestra real podría ser abscisa de un punto de dicha curva y no se podría tener ningún criterio discriminativo para saber si la hipótesis bajo prueba se está cumpliendo o no; por así decirlo, cualquier \bar{x} que se obtuviera de una muestra podría asignarse a cualquier distribución.

Imagínese que se adopta un parámetro k , sobre el eje de las \bar{x} (Fig. 14), comprendido entre c_1 y c_2 . Podría establecerse el siguiente criterio como razonable. Si \bar{x} procedente de una muestra de la población es menor que k podría considerarse aceptable la hipótesis de que c_1 es la media de la distribución; por el contrario, si la media de la muestra resultara mayor que k , podría decirse que la hipótesis es rechazable. Al hacer esto se cometería un error del tipo I en todos los casos en que \bar{x} fuese mayor que k , pues se estaría rechazando la hipótesis de prueba ($\bar{x}' = c_1$), a pesar de que la media de la muestra se sigue moviendo bajo puntos sobre la curva normal de la izquierda. De acuerdo con ideas ya expuestas con anterioridad, el área de la Fig. 14 está señalando automáticamente la probabilidad de cometer un error del tipo I si se sigue el criterio de decisión que se ha señalado.

Si $\bar{x} > k$, la hipótesis bajo prueba debe rechazarse y, dentro de las reglas de juego de este método, la hipótesis alterna ($\bar{x}' = c_2$) debe aceptarse. En este caso la curva normal de la derecha en la Fig. 14 se tomaría como la que realmente representa la distribución de las \bar{x} . Este hipótesis alterna se aceptará en tanto $\bar{x} > k$, pero si $\bar{x} < k$ se habrá aceptado una hipótesis que en realidad debió haberse rechazado, o lo que es lo mismo, se habrá cometido un error del tipo II. Luego el área β de la Fig. 14 representa la probabilidad de cometer un error del tipo II cuando se sigue la secuela de decisión arriba descrita.

Puede observarse en la Fig. 14 que al aumentar el valor de k se reduce el área α y, como consecuencia disminuye la probabilidad de cometer un error del tipo I, pero se incrementa el área β , aumentando la probabilidad de cometer un error del tipo II. En muchos tratados se establece como principio de toda prueba de hipótesis que se aplique al control de calidad, que entre todas las pruebas que posean la misma probabilidad de cometer un error del tipo I, debe elegirse aquella que tenga más pequeña la probabilidad de cometer un error del tipo II.

A continuación se detallan los pasos con los que se aplicaría en un caso dado una prueba de hipótesis, de acuerdo con la secuela propuesta.

1. Establézcanse la hipótesis bajo prueba y la alterna. El criterio para ello deberá de salir de un manejo razonable de la información previa de que se disponga para el problema de que se trate.

2. Selecciónese el nivel de significancia α en que se desea trabajar.

3. Selecciónese el tipo de distribución que se considerará para las medias de las muestras (\bar{x}) en el problema. Siendo conocida σ como es el caso que ahora se estudia, será razonable pensar que la distribución de las \bar{x} es normal.

4. Encuéntrase la región crítica, fijando el valor del parámetro k . Esto ha de hacerse en términos del problema específico que se tenga entre manos.

5. Determinése la región de aceptación y la de rechazo. La región de rechazo es el área α de la Fig. 14.

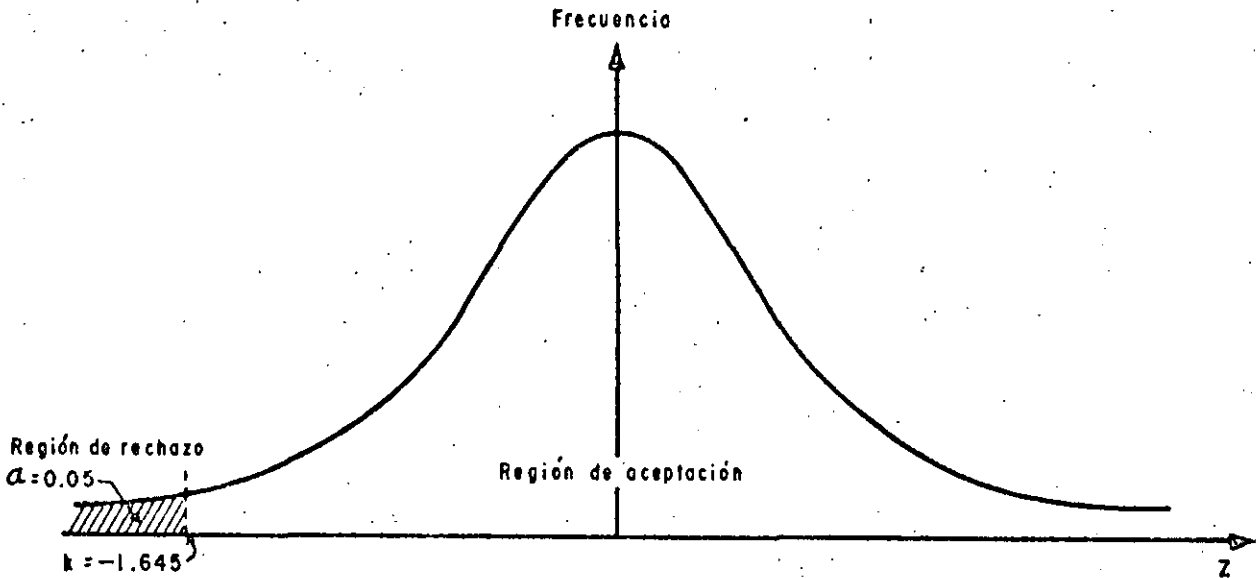


Figura 15. Determinación de la región crítica por medio del valor de k en una prueba de hipótesis a un extremo.

6. Selecciónese una muestra aleatoria de N elementos. Determinése el parámetro k_0 , con base en la distribución supuesta en el punto 3, que servirá de base de compactación con el valor de k previamente elegido, para aceptar o rechazar la hipótesis bajo prueba.

Como ejemplo de ilustración, considérese la muestra constituida por el quinto renglón de la Tabla 5. La media de esa muestra es de 1750 kg/m³ (\bar{x}). Se supondrá conocida la desviación estándar de la población original (σ'), igual a σ/\sqrt{N} . La hipótesis bajo prueba consistirá en la siguiente aseveración: La media de la población original (\bar{x}'), vale 1677.5 kg/m³.

Como hipótesis alterna se adoptará la siguiente:

La media de la población original (\bar{x}') es menor que 1677.5 kg/m³.

Se desea trabajar con un nivel de confianza de 95%. Por lo tanto el nivel de significación de la prueba de hipótesis será $0.05 = \alpha$.

Los enunciados anteriores cubren los puntos 1 y 2 de la secuela de aplicación que más arriba se ha escrito.

3. Se considerará normal la distribución de la media de la muestra (\bar{x}).

4. Para elegir k se razonará como sigue, con base en la Fig. 15. Puesto que la distribución de \bar{x} es normal, podrá dibujarse la curva de Gauss correspondiente. El valor de α es 0.05, lo que quiere decir que el área α debe incluir al 5% de las posibilidades de \bar{x} .

En la fórmula anterior se vio un mecanismo de cambio de variable frecuente en cálculos estadísticos y al cual es conveniente recurrir, entre otras cosas por que las tablas de áreas bajo la curva normal disponibles en la literatura suelen estar en términos de la nueva variable z :

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

En la fórmula anterior se deseaba el cambio de la variable x , con media \bar{x} y desviación estándar σ a z . Correspondientemente, ahora se cambiará la variable \bar{x} , con media \bar{x}' y con desviación estándar σ'/\sqrt{N} , tal como se vio, a z , resultando esta última:

$$z = \frac{\bar{x} - \bar{x}'}{\sigma'/\sqrt{N}}$$

Con base en la variable "normalizada" puede verse en la Tabla 11, para el nivel de confianza de 95% (nivel de significación 0.05), cual es el valor de la abscisa z tal que un área 0.05 de la total quede a la izquierda. Se debe reflexionar como sigue. En este caso, la prueba de hipótesis consiste sólo en juzgar si la media de la población original es igual o menor que 1677.5 kg/m³; es decir, interesa analizar sólo un área α a la izquierda de la curva normal e igual al nivel de significación. La semi-área de la derecha de la curva normal vale 0.5, pero a la izquierda sólo se tendrá un área igual a 0.45 del total, siendo α el 0.05 restante. En la Tabla 11 se ve que para un área 0.45 el valor de $z = t$ resulta ser -1.645 (el signo negativo se debe a que está a la izquierda de la media), el cual se obtiene interpolando entre las áreas 0.4495 y 0.4505, que si están en la Tabla. Así, en el caso que se analiza, resulta $z = -1.645$. Ese es el valor de k que debe elegirse en el caso.

5. La región de aceptación será toda el área bajo la curva normal a la derecha de k y la de rechazo será el área bajo la curva normal a la izquierda de k .

6. El valor de k_0 será el valor particular de z correspondiente a los datos de la muestra obtenida; es decir, se obtendrá con la aplicación de la fórmula anterior.

$$z = k_0 = \frac{\bar{x} - \bar{x}}{\sigma' / \sqrt{N}} = \frac{1750.0 - 1677.5}{115.15}$$

Debe recordarse (Tabla 5) que:

$$\frac{\sigma'}{\sqrt{N}} = \sigma_{\bar{x}} = 115.15$$

De lo anterior resulta:

$$z = k_0 = \frac{72.50}{115.15} = 0.63$$

Simplemente al ver que el resultado dio con signo positivo, ya se puede afirmar que k_0 resultó en la región de aceptación de la Fig. 15; es decir, puede afirmarse, con 95% de confianza que la media de la población original correspondiente a la muestra estudiada es igual a 1677.5 kg/m³.

La potencia de un cálculo como el anterior en un problema práctico de control de calidad es evidente. Imagínese que se tiene que controlar la compactación de un gran tramo de camino y que en un subtramo del mismo se toman las medidas de control que forman la Tabla 5. Con estos valores podrá conocerse la $\sigma_{\bar{x}}$ y con este dato, más el cálculo anterior, podrá estimarse la media de la compactación obtenida en todos los demás subtramos del camino, con base en un muestreo mucho más sencillo, rápido y económico y al nivel de confianza que se desee. Naturalmente que para extender a los demás subtramos el análisis estadístico hecho en uno sólo deberán conservarse las mismas características de materiales, equipo de compactación, etc. Si en estas condiciones, en un subtramo se encontrara que, bajo una prueba de hipótesis con el mismo nivel de confianza, la media de la población se dispara, saliéndose de la región de aceptación, podrá afirmarse que en ese subtramo el proceso de compactación se fue de control por alguna causa ajena al proceso mismo, que deberá ser investigada por la metodología normal.

El ejemplo anterior se denomina en estadística prueba de un extremo y se tiene cuando la hipótesis alterna expresa únicamente una condición de "mayor que". Pueden, sin embargo, plantearse otras pruebas de hipótesis, tal como podría ser la del ejemplo siguiente, representativo de una prueba de dos extremos:

Como hipótesis bajo prueba se aceptará el siguiente enunciado: la media de la población original (Tabla 5) vale 1677.5 kg/m³.

La hipótesis alterna será: la media de la población original es diferente que 1677.5 kg/m³.

El nivel de confianza en que se desea trabajar es 95% (nivel de significación, $\alpha = 0.05$). Se considerará como muestra de la población al vigésimo renglón de la Tabla 5, cuya media es 1780 kg/m³.

Otra vez, los enunciados anteriores cubren los pasos 1 y 2 de la secuela de la prueba de hipótesis, por lo que se comenzará a partir del paso 3.

3. Se aceptará una distribución normal para la media de la muestra (\bar{x}).

4. El valor de k resultará de la Tabla 11, considerando que ahora el valor de z se puede apartar de la media por la derecha o por la izquierda. Como la probabilidad de que la media de la población original se vaya a un lado u otro del valor prefijado es la misma, el nivel de significación se dividirá en dos áreas simétricamente situadas respecto a la media de la distribución normal (Fig. 16); habría dos áreas de 0.025, una a cada lado. En la Tabla 11 se ve que para un área de la mitad de la curva normal de 0.475 (que es $0.5 - 0.025$) se obtiene $t = k = \pm 1.96$.

5. La región de aceptación de la hipótesis será toda el área bajo la curva normal entre las dos áreas rayadas de la Fig. 16 y, correspondientemente, la región de rechazo estará formada por las dos áreas aludidas.

6. El valor de k_0 será:

$$z = k_0 = \frac{\bar{x} - \bar{x}}{\sigma' / \sqrt{N}} = \frac{1780.0 - 1677.5}{115.15} = \frac{102.5}{115.15} = 0.89$$

Como se ve, la hipótesis propuesta debe aceptarse; es decir, con 95% de confianza la hipótesis es aceptable, de modo que de cada 100 veces, el aceptarla no conducirá a errores en 95 ocasiones, teniéndose un error del tipo I en 5.

Caben los mismos comentarios de aplicación práctica hechos anteriormente.

B - 2.2. Pruebas de hipótesis para el caso en que la desviación estándar de la población original (σ) sea desconocida.

En este caso, la media de la población debe ser estimada a partir de la media de la muestra, pero por lo demás, tal como se vio en el apartado B 1.2 de este mismo párrafo, los métodos estadísticos de trabajo son similares al caso anterior. Desde luego, la distribución de las medias de las muestras ya no es normal, sino del tipo Student (Tabla 12).

La variable normalizada, equivalente a la z anterior es:

$$t = \frac{\bar{x} - \bar{x}'}{\sigma / \sqrt{N}}$$

Con base en esa variable normalizada t y usando la Tabla 12 es posible encontrar el valor concreto de t que corresponda al nivel de significación -- con el que se haga la prueba de hipótesis (este es el valor de k antes mencionado, que define la región de rechazo). El valor de k a comparar para efectuar la prueba será dado por la misma fórmula anterior, introduciendo en ella los valores correspondientes a la muestra de que se disponga.

A modo de ejemplo y considerando como muestra los valores de q_u dados en la Tabla 13 ($\bar{x} = 15.53 \text{ Ton/m}^2$; $\sigma = 1.98 \text{ Ton/m}^2$), se efectuará una prueba de hipótesis con la siguiente hipótesis bajo prueba: "la media de la población original vale 16 Ton/m²" y la siguiente hipótesis alterna: "la media de la población original es menor que 16 Ton/m²".

Se desea un nivel de significación de 0.05, equivalente a un nivel de confianza de 95%.

En la Tabla 12 se ve que para una prueba de un solo extremo, como es la propuesta y en el renglón $N - 1 = 8$, se obtiene $t_{0.95} = \pm 1.86$.

El valor de k_0 resultará:

$$t = k_0 = \frac{15.53 - 16.00}{1.98 / \sqrt{9}} = \frac{-3 \times 0.47}{1.98} = -0.71$$

- 0.71 es menor que - 1.86 (como se trata de una prueba "menor que" se toma el valor de k a la izquierda de la media, o sea - 1.86). De lo anterior se deduce que la hipótesis debe ser aceptada o, lo que es lo mismo, la media de la población original es 16.0 Ton/m² con 95% de probabilidades de no cometer un error de tipo I.

El anterior es un ejemplo de una prueba de un extremo y también ahora cabe hacer una prueba a dos extremos, tal como podría ser la que sigue:

Hipótesis bajo prueba: la media de la población de la cual los valores de la Tabla 13 son una muestra, vale 25.5 Ton/m².

La hipótesis alterna será que la media de la población es diferente que 25.5 Ton/m².

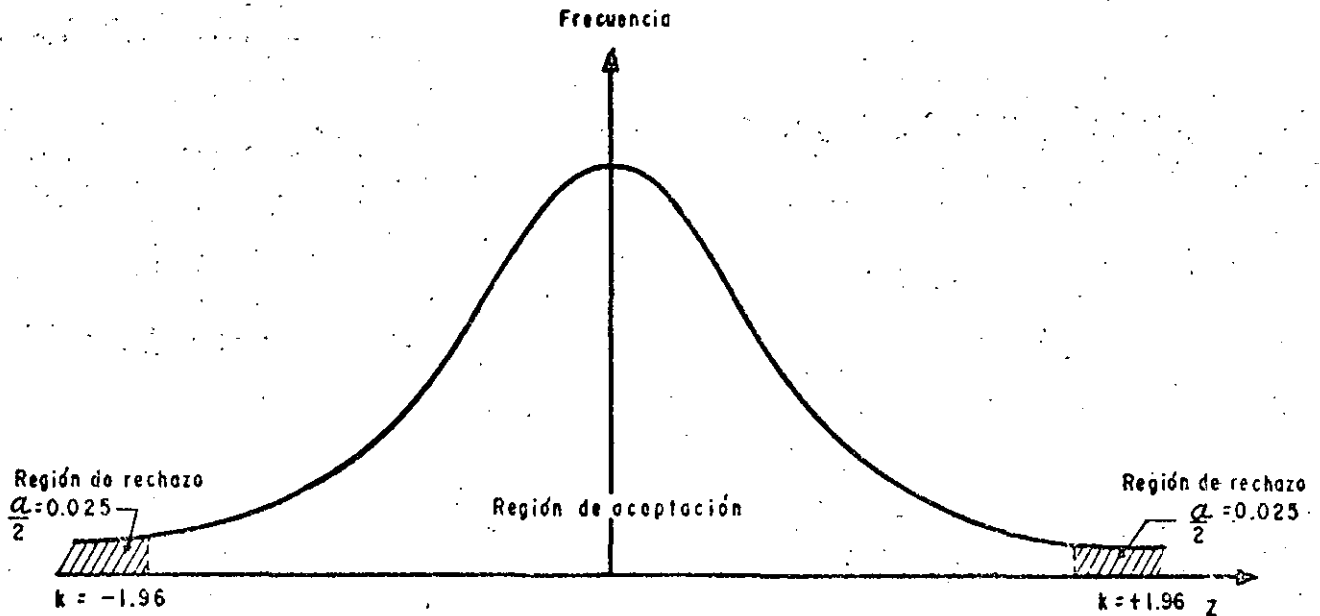


Figura 16. Determinación de la región crítica por medio de en una prueba de hipótesis a dos extremos.

Se desea trabajar con un nivel de significación de 0.1 (nivel de confianza, 90%).

En la búsqueda en la Tabla 12 debe tenerse ahora en cuenta que en una prueba de dos extremos, con nivel de confianza de 90% debe quedar un área de 0.05 a cada lado de la distribución de Student, pero como la Tabla da valores de t correspondientes a áreas de un sólo lado, deberá buscarse el coeficiente bajo la columna $t_{0.95}$; opcionalmente podrá usarse la regla anterior para conocer el índice de t bajo el cual ha de buscarse el coeficiente, en el renglón $N - 1$. En este caso para $N - 1 = 8$ y $t_{0.95}$ se tiene $k = 1.86$.

El valor k_0 resultará ahora de la expresión:

$$k_0 = \frac{15.53 - 25.50}{1.98/\sqrt{9}} = - \frac{3 \times 9.97}{1.98} = - 15.1$$

T A B L A 14

Valores de χ^2 la distribución del mismo nombre

N-1	$\chi^2_{.995}$	$\chi^2_{.99}$	$\chi^2_{.975}$	$\chi^2_{.95}$	$\chi^2_{.90}$	$\chi^2_{.75}$	$\chi^2_{.50}$	$\chi^2_{.25}$	$\chi^2_{.10}$	$\chi^2_{.05}$	$\chi^2_{.025}$	$\chi^2_{.01}$	$\chi^2_{.005}$
1	7.88	6.63	5.02	3.84	2.71	1.32	.455	.102	.016	.0039	.0010	.0002	.0000
2	10.6	9.21	7.38	5.99	4.61	2.77	1.39	.575	.211	.103	.0506	.0201	.0100
3	12.8	11.3	9.35	7.81	6.25	4.11	2.37	1.21	.584	.352	.216	.115	.072
4	14.9	13.3	11.1	9.49	7.76	5.39	3.36	1.92	1.06	.711	.483	.297	.207
5	16.7	15.2	12.8	11.15	9.2	6.63	4.35	2.67	1.61	1.15	.831	.554	.413
6	18.5	16.8	14.4	12.6	10.6	7.84	5.35	3.45	2.20	1.64	1.24	.872	.676
7	20.3	18.5	16.0	14.1	12.0	9.04	6.35	4.25	2.83	2.18	1.69	1.24	.989
8	22.0	20.1	17.5	15.5	13.4	10.2	7.34	5.07	3.49	2.73	2.18	1.65	1.34
9	23.6	21.7	19.0	16.9	14.7	11.4	8.34	5.90	4.17	3.33	2.70	2.09	1.73
10	25.2	23.2	20.5	18.3	16.0	12.5	9.34	6.74	4.87	3.94	3.25	2.56	2.16
11	26.8	24.7	21.9	19.7	17.3	13.7	10.35	7.57	5.58	4.57	3.82	3.05	2.60
12	28.3	26.2	23.2	21.0	18.5	14.8	11.3	8.44	6.30	5.23	4.40	3.57	3.07
13	29.8	27.7	24.7	22.4	19.8	16.0	12.3	9.30	7.04	5.89	5.01	4.11	3.57
14	31.3	29.1	26.1	23.7	21.1	17.2	13.3	10.2	7.79	6.57	5.63	4.66	4.07
15	32.7	30.6	27.5	25.1	22.3	18.2	14.3	11.0	8.55	7.26	6.25	5.22	4.60
16	34.3	32.0	28.8	26.3	23.5	19.4	15.3	11.9	9.31	7.96	6.91	5.81	5.14
17	35.7	33.4	30.2	27.6	24.8	20.5	16.3	12.8	10.1	8.67	7.56	6.41	5.70
18	37.2	34.8	31.5	28.9	26.0	21.6	17.3	13.7	10.9	9.39	8.23	7.01	6.26
19	38.6	36.2	32.9	30.1	27.2	22.7	18.3	14.6	11.73	10.1	8.91	7.63	6.84
20	40.0	37.6	34.2	31.4	28.45	23.8	19.3	15.5	12.4	10.9	9.59	8.29	7.43
21	41.4	38.8	35.6	32.7	29.6	24.9	20.3	16.3	13.2	11.6	10.3	8.90	8.02
22	42.8	40.3	36.8	33.9	30.8	26.0	21.3	17.2	14.0	12.3	11.0	9.54	8.64
23	44.2	41.6	38.1	35.2	32.0	27.1	22.3	18.1	14.8	13.1	11.7	10.2	9.26
24	45.6	43.0	39.4	36.4	33.2	28.2	23.2	19.0	15.7	13.8	12.4	10.9	9.89
25	46.9	44.3	40.6	37.7	34.4	29.03	24.3	19.9	16.5	14.5	13.15	11.5	10.5
26	48.3	45.6	41.9	38.9	35.6	30.4	25.3	20.8	17.3	15.4	13.8	12.2	11.2
27	49.6	47.0	43.2	40.1	36.7	31.5	26.3	21.7	18.1	16.2	14.6	12.9	11.8
28	51.0	48.3	44.5	41.3	37.9	32.6	27.3	22.7	18.9	16.9	15.3	13.6	12.5
29	52.3	49.6	45.7	42.5	39.1	33.7	28.3	23.6	19.8	17.7	16.0	14.3	13.1
30	53.7	50.9	47.0	43.8	40.3	34.8	29.3	24.5	20.6	18.5	16.8	15.0	13.8
40	66.8	63.7	59.3	55.8	51.8	45.7	39.3	33.7	29.1	26.5	24.4	22.2	20.7
50	79.5	76.2	71.4	67.5	63.2	56.3	49.3	43.0	37.7	34.8	32.4	29.7	28.0
60	92.0	88.4	83.3	79.1	74.4	67.0	59.3	52.3	46.5	43.2	40.5	37.5	35.5
70	104.2	100.4	95.0	90.5	85.5	77.6	69.3	61.7	55.3	51.7	48.8	45.4	43.3
80	116.3	112.3	106.6	101.9	96.6	88.1	79.3	71.1	64.3	60.4	57.2	53.5	51.2
90	128.3	124.1	118.1	113.1	107.6	98.6	89.3	80.6	73.3	69.1	65.6	61.8	59.2
100	140.2	135.8	129.6	124.3	118.5	109.1	99.3	90.12	82.4	77.9	74.2	70.1	67.3

Obviamente - 15.1 se sale del intervalo de aceptación, limitado por los valores ± 1.86 , de manera que la hipótesis bajo prueba debe ser rechazada y - 25.5 no representa a la media de la población en el nivel de confianza establecido.

Una prueba como la anterior, independientemente de que se han usado valores muy disparados, cuya significación se ve a simple vista, podría servir para calibración de un equipo de laboratorio o para saber cuando se sale de control un proceso que implique la determinación continua de la resistencia a la compresión simple de un mismo material durante un cierto lapso de tiempo. En cualquier caso se tendría una serie de datos previos que podrían tomarse muy apropiadamente como la media y la desviación estándar de la muestra. Un día determinado la máquina de prueba da para el mismo material una serie de valores cuyo promedio se aparta sospechosamente de la media usual. Una prueba de hipótesis como la anterior podría indicar a un ingeniero si esa desviación es inherente al proceso o representa un efecto fuera de control, porque la máquina haya perdido calibración o por que haya habido error de prueba, por ejemplo por influencia de un nuevo operador (desde luego, se considera que no hay cambio de material).

B - 3 Métodos para la estimación de la desviación estándar de una población.

La estimación estadística consiste, al igual que en el caso de la media (apartado B - 1), en establecer el intervalo de confianza para la desviación estándar de la población, después de fijar el nivel de confianza de trabajo.

En los textos de estadística, el intervalo de confianza de la desviación estándar se establece más bien a través del concepto de variancia (σ^2), que fue mencionado en el párrafo 2 de este trabajo. También se demuestra en aquellas fuentes que la distribución de la variancia de una distribución normal no es normal, sino del tipo conocido con el nombre de distribución χ^2 (Tabla 14).

La fórmula que limita el intervalo de confianza de la variancia en este caso es como sigue:

$$\frac{N \sigma^2}{\chi_c^2} < \sigma'^2 < \frac{N \sigma^2}{\chi_c^2}$$

Donde:

N, es el número de elementos de la muestra representativa de la población.

σ' , es la desviación estándar de dicha muestra. El cuadrado de ese valor es la variancia correspondiente.

σ , es la desviación estándar de la población original, cuyo valor se está estimando.

χ^2_{α} y $\chi^2_{1-\alpha}$, son los límites de la variable de distribución ahora en uso. Si se trabaja con nivel de confianza cualquiera, por ejemplo, 90%, en la Tabla 14 pueden obtenerse ambos valores. El área bajo la curva es como siempre igual a la unidad. Los límites χ^2_{α} y $\chi^2_{1-\alpha}$, deben ser tales que dividan el área con tres porciones, una central de valor igual al nivel de confianza elegida y dos laterales, respectivamente iguales a la mitad del complemento a uno del nivel de confianza. Se éste vale 90% como se dijo, los valores deberán buscarse en las columnas $\chi^2_{0.05}$ y $\chi^2_{0.95}$ en el renglón N-1.

A modo de ejemplo supóngase la muestra dada por los valores de la Tabla 13, cuya media es 15.53 Ton/m² y cuya desviación estándar es de 1.98 Ton/m².

La pregunta que podría hacerse es en que intervalo de valores se encontrará la desviación estándar de la población, con un 90% de probabilidad (nivel de confianza), a partir de la desviación estándar de la muestra.

Para el caso N = 9, $\sigma^2 = 1.98^2 = 3.92$ $\chi^2_{\alpha} = 15.5$ $\chi^2_{1-\alpha} = 2.73$; por consiguiente:

$$\frac{9 \times 3.92}{15.5} < \sigma^2 < \frac{9 \times 3.92}{2.73}$$

Obteniéndose el intervalo:

$$2.28 < \sigma^2 < 12.92$$

Por lo tanto la desviación estándar de la población estará comprendida en el intervalo.

$$1.51 < \sigma < 3.59$$

Lo anterior quiere decir que, con base en los datos de la muestra manejada puede decirse con un 90% de confianza, que la desviación estándar de la población a la que la muestra pertenece está comprendida entre los límites señalados.

Si se hace crecer el nivel de confianza, crecerá correspondientemente el intervalo obtenido.

La fórmula anterior se presta también para resolver otra variante del problema, que consistiría en conocer cual es la probabilidad de que la desvia

ción estándar de la población original se encuentre entre unos límites prefijados. A modo de ejemplo, se calculará la probabilidad de que la desviación estándar en cuestión quede comprendida entre los límites 2.0 y 3.0. La expresión anterior podrá escribirse ahora como:

$$4.0 = \frac{N\sigma^2}{\chi_c^2} < \sigma^2 < \frac{N\sigma^2}{\chi_c^2}$$

De donde:

$$\chi_c^2 = \frac{9 \times 3.92}{4} = 8.82 \text{ y } \chi_c^2 = \frac{9 \times 3.92}{9.0} = 3.92$$

En la Tabla 14 se ve que dichos límites corresponden a $(N-1 = 8) \chi_{0.65}^2$ y a $\chi_{0.15}^2$. Lo anterior quiere decir que a un lado de la distribución χ^2 queda un área de 0.35 y al otro, otra de 0.15, por lo que en total, el intervalo de confianza queda correspondiendo a un área de $1.0 - (0.35 + 0.15) = 0.50$. - Así pues, existe un 50% de probabilidades de que la desviación estándar de la población original se encuentre entre los límites prefijados, de 2.0 y 3.0. - La situación se representa en la Fig. 17 en la que además puede apreciarse la forma típica de la distribución χ^2 .

Cabe el comentario de que una distribución χ^2 se va pareciendo más y más a una normal, a medida que N crece.

B - 4 Prueba de hipótesis para la desviación estándar de una población.

El mecanismo de estas pruebas de hipótesis es enteramente igual al comentado para el caso de la media de la población. La distribución a aplicar ahora es sistemáticamente la χ^2 , que es la distribución teórica de la variancia. En el caso que se analiza puede haber también pruebas de uno o dos extremos.

$$\chi^2 = \frac{N\sigma^2}{\sigma_0^2}$$

que será la fórmula a considerar en este caso para establecer el valor de k_0 .

A modo de ilustración y con base en los datos de la Tabla 5, se hará la siguiente hipótesis bajo prueba; la desviación estándar de la población original vale 258 kg/m3. La hipótesis alterna será: la desviación estándar de la

población original es menor que 258 kg/m^3 .

Se considera como muestra bajo estudio al renglón No. 13 de la Tabla 5.- Se desea trabajar con un nivel de confianza de 95% (nivel de significación igual a 0.05).

El valor de k se establece con la Tabla 14. Puesto que la prueba es a un sólo extremo y se desea separar los valores de la desviación menores que el propuesto, el área α , quedará ahora a la izquierda de la distribución χ^2 , limitada por el valor $\chi^2_{0.05}$, que en la tabla resulta ($N - 1 = 4$) 0.711.

El valor de k_0 se obtendrá aplicando la fórmula:

$$\chi^2 = k_0 = \frac{5 \times 230^2}{258}$$

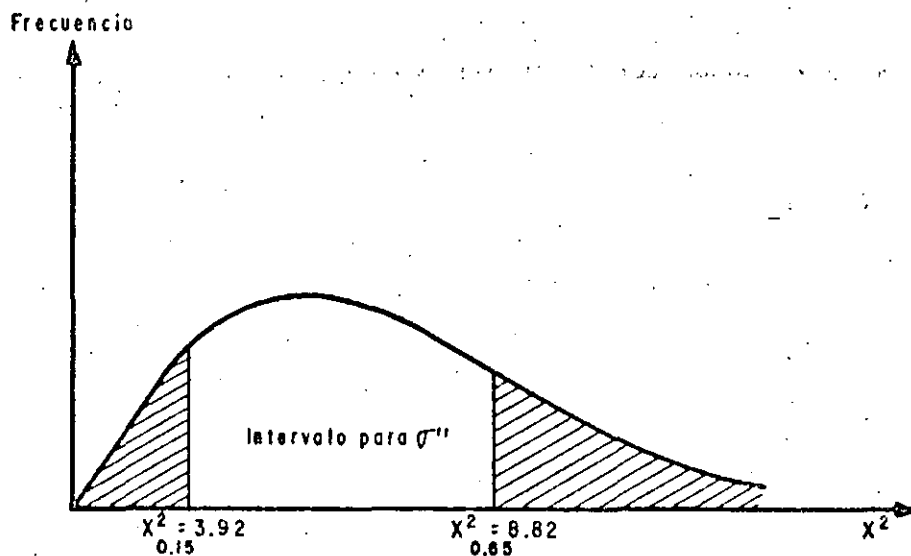


Figura 17. Cálculo de la probabilidad de que esté en un intervalo prefijado.

En la Tabla 5 (Décimo tercer renglón) se ve que la desviación estándar de la muestra σ es 230.2 kg/m^3 . El valor $\sigma' = 258 \text{ kg/m}^3$ es la hipótesis bajo prueba.

Resulta:

$$k_0 = 3.98$$

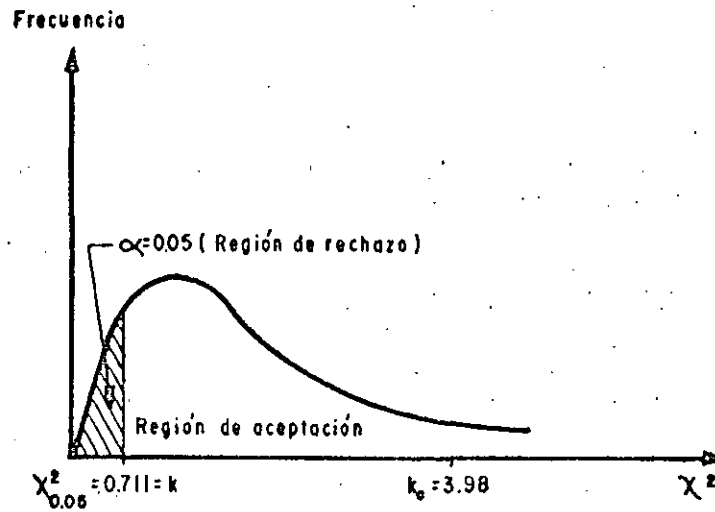


Figura 18. Prueba de hipótesis a un solo extremo, para la varian-
cia.

3.98 > 0.711, por lo que cae en la región de aceptación, lo que indica que la hipótesis debe ser aceptada con 95% de confianza y con 5% de probabilidad de cometer un error del tipo I. La Fig. 18 muestra la situación a que se ha llegado.

Un ejemplo de una prueba de hipótesis con los extremos sería el siguiente:

Hipótesis bajo prueba: la desviación estándar de la población original es igual a 258 kg/m³. La hipótesis alterna: la desviación estándar de la población original es diferente de 258 kg/m³.

Ahora, si se trabaja con el mismo nivel de significación que antes se usó, deberá quedar bajo la distribución χ^2 un área de rechazo a la izquierda igual a 0.025 y un área de rechazo a la derecha, del mismo valor.

Los correspondientes valores de k se obtienen de la Tabla 14 y son:

$$\chi^2_{0.025} = 0.483$$

$$\chi^2_{0.975} = 11.1$$

El valor de k_0 sería el mismo calculado en el ejemplo anterior, igual a 3.98.

Se observa que 3.98 queda dentro del intervalo de aceptación, por lo que la hipótesis bajo prueba es aceptable con 95% de probabilidades. La Fig.19 ilustra este ejemplo.

Las pruebas de hipótesis para la variancia o para la desviación estándar, que automáticamente queda también involucrada, tienen aplicación práctica en los problemas en que se controle la variabilidad de un proceso sujeto a control. Si se viene midiendo un cierto concepto, se conoce su desviación estándar durante el lapso de medición; si por cualquier razón, en una nueva muestra aparece un valor de la desviación estándar diferente del usual, una prueba como las anteriores puede hacer ver si el cambio corresponde a características propias de la aleatoriedad del proceso y, por ende, inevitables o si, por el contrario, se debe a factores extraños al proceso que pueden y deben corregirse.

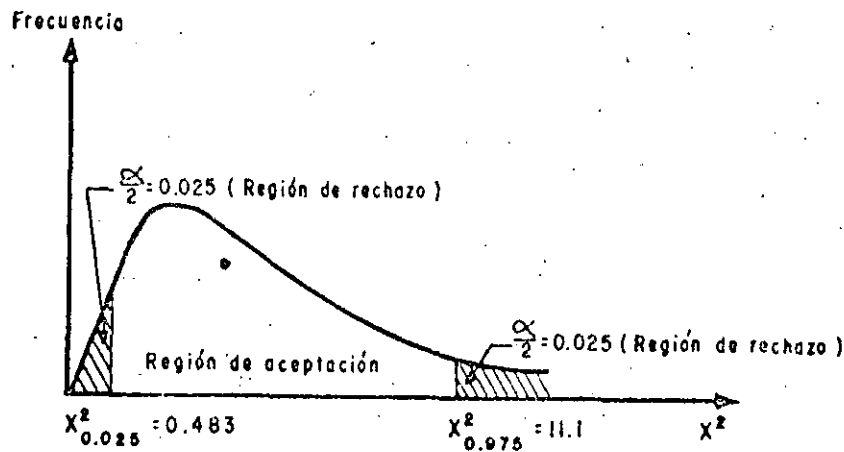


Figura 19. Prueba de hipótesis a dos extremos, para la variancia.

B - 5 Comparación de dos medias.

En muchas ocasiones surge la conveniencia de establecer si existen o no diferencias significativas entre las medias de dos muestras de un mismo concepto bajo control. Generalmente las dos muestras corresponden a la misma población, pero en principio, los métodos que ahora se establecen podrían servir para comparar las medias de dos poblaciones diferentes. También, con frecuencia, el objeto de estos análisis es determinar si las dos muestras pueden considerarse de la misma población, quizá para decidir si el proceso que produjo una de ellas es o no superior al que produjo la otra. Por ejemplo, podría querer dilucidarse si un laboratorio trabaja mejor que otro al hacer una cierta prueba o si dentro del mismo laboratorio un cierto detalle, añadido a la metodología de una prueba, es o no significativo.

La técnica de la comparación incluye la realización de una prueba de hipótesis, en la que la hipótesis bajo prueba es:

$$\bar{x}_A = \bar{x}_B$$

Es decir, se establece la igualdad de las medias de las poblaciones A y B.

La hipótesis alterna puede tener una de las tres formas siguientes:

$$- x'_a \neq x'_b$$

$$- x'_a > x'_b$$

$$- x'_a < x'_b$$

La prueba en sí se realiza exactamente igual que otras ya estudiadas, rechazándose la hipótesis bajo prueba cuando el valor estadístico de la prueba caiga fuera de la región de aceptación. La primera de las tres hipótesis alternas conduce a una prueba en dos extremos, en tanto que las dos siguientes dan lugar a pruebas en un extremo.

Puesto que la distribución de las muestras está afectada por la desviación estándar de la población original es necesario para efectuar las pruebas de hipótesis conocer este último valor o determinarlo por algún procedimiento. En este caso caben tres posibilidades en torno a este problema.

σ'_A y σ'_B son conocidas

- Las magnitudes de σ'_A y σ'_B no son conocidas, pero se sabe o se supone que son iguales.

- Las magnitudes de σ'_A y σ'_B no se conocen y no se sabe si son iguales o diferentes.

De las posibilidades anteriores, la primera es poco frecuente en la práctica, en tanto que la segunda es, con mucho, la que más se presenta; la tercera posibilidad no es rara y debe acogerse a ella el análisis cuando exista motivo fehaciente para pensar que efectivamente σ'_A y σ'_B son distintas.

Existen pruebas que pueden ayudar a dilucidar si las desviaciones estándar σ'_A y σ'_B son en realidad iguales o distintas.

A continuación se analizarán por separado los procedimientos para la realización de las pruebas de hipótesis en cada uno de los tres casos arriba mencionados.

\bar{x}'_A y \bar{x}'_B son conocidas.

En este caso el proceso estadístico puede tratarse como un proceso compuesto, con la variable $x_A - x_B$ jugando el papel que usualmente se asigna a x . La variable normalizada puede obtenerse siguiendo la regla dada por la fórmula anterior, si bien expresada en la fórmula que aparece en la hoja 69, puesto que el interés del análisis se centra en la comparación de los valores medios de la variable y no en ésta misma.

La desviación estándar del proceso compuesto deberá calcularse con la expresión que aparece en primer término en la hoja 17. Tomando en cuenta todo lo anterior, la variable normalizada será:

$$z = \frac{(\bar{x}_A - \bar{x}_B) - (\bar{x}'_A - \bar{x}'_B)}{\sqrt{\frac{\sigma_A'^2}{N_A} + \frac{\sigma_B'^2}{N_B}}}$$

Esta variable tendrá una distribución normal.

Habrá ahora que establecer el nivel de confianza en el que se desea trabajar, obteniéndose de la Tabla 11 el valor de z correspondiente a dicho nivel k ; este valor deberá compararse con el obtenido de la misma ecuación anterior, calculando particularizándolo para las condiciones del problema (k_0).

A modo de ejemplo imagínese que se tienen muestreados dos tramos de un cierto camino, en lo que se refiere a trabajos de compactación. Ambas muestras podrían ser similares a la Tabla 5.

Supóngase también que los valores muestrales resultaron ser:

$$\bar{x}_A = 1722.3 \text{ kg/m}^3 \quad \bar{x}'_B = 1689.5 \text{ kg/m}^3$$

$$N_A = 100 \quad N_B = 81$$

$$\sigma_A = 110.4 \text{ kg/m}^3 \quad \sigma_B = 112.6 \text{ kg/m}^3$$

Se desea saber si, estadísticamente hablando, hay o no diferencias significativas entre ambas poblaciones, en referencia a sus valores medios. Se desea establecer la conclusión con un nivel de confianza de 95%. En otras palabras, se desea saber con 95% de confianza, si el trabajo de compactación en los dos tramos es equivalente, supuesto que se han utilizado "aparentemente" los mismos materiales.

Se planteará la siguiente prueba de hipótesis:

Hipótesis bajo prueba:

$$\bar{x}'_A = \bar{x}'_B$$

Como hipótesis alterna se adoptará la de que

$$\bar{x}'_A \neq \bar{x}'_B$$

El valor de k podrá obtenerse de la Tabla 11. Puesto que es una prueba en dos extremos, habrá que buscar el valor del área igual a 0.0475, obteniéndose $t = \pm 1.96$.

Nótese que también hubiera podido utilizarse la Tabla 10, por estar 95% incluido en ella.

El valor de k_0 puede obtenerse de la expresión anotada en primer lugar en la hoja 74:

$$\begin{aligned} z = k_0 &= \frac{1722.3 - 1689.5}{\sqrt{\frac{110.4^2}{100} + \frac{112.6^2}{81}}} \\ &= \frac{32.8}{\sqrt{121.88 + 156.53}} \\ &= \frac{32.8}{16.7} = 1.96 \end{aligned}$$

Por casualidad el valor de k_0 resultó igual al límite superior de aceptación (1.96), por lo que podría adoptarse el criterio de aceptar la hipótesis y considerar que el trabajo de compactación hecho en los dos tramos es equivalente.

Lo anterior amerita algunas reflexiones. En primer lugar el método propuesto parece una forma muy racional de establecer una base de decisión para muchas disyuntivas de las que usualmente se presentan en trabajos de residencia y construcción, conectados con las obras viales. Sería muy útil normar la decisión en la disyuntiva con un criterio como el arriba expuesto, sin duda mejor que el simple sentimiento personal.

En segundo lugar, destaca en el ejemplo la superioridad de los métodos estadísticos de control, respecto a los meramente observacionales. Podría imaginarse que la población A tuviese el grado de compactación de 100%; es decir, que 1722.3 kg/m³ fuese el peso volumétrico seco máximo obtenido en la prueba de control en uso. En tal caso, el valor de 1689.5 kg/m³, obtenido como media de la muestra B representaría el 98% de grado de compactación. Si se tratase de una obra con grado de compactación especificado de 100%, el tramo B sería rechazado por un inspector rigorista (o, mejor dicho, justo); sin embargo, el tramo no merece el rechazo. Naturalmente que en el ejemplo anterior los valores resultaron muy próximos y la discusión que se hace podría resultar un poco académica, pero frecuentemente se plantean situaciones conceptualmente similares con valores bastante más desviados. Lo importante es que el juicio por sentimiento, por mejor respaldado que esté en una sólida experiencia precedente, no puede aspirar a diversificar a ojo los errores inherentes a un proceso aleatorio, de aquellos que emanan de una manipulación defectuosa y que pueden corregirse.

La Fig. 20 muestra en cróquis gráfico la situación del ejemplo.

B - 5.2 σ'_A y σ'_B no son conocidas, pero se sabe o se supone que son iguales.

El proceso estadístico debe tratarse en este caso también como un proceso compuesto, teniendo en cuenta, además, que la distribución de las medias de las muestras no es normal, sino del tipo de Student, que ya ha sido mencionado. La variable normalizada tiene la expresión correspondiente a la fórmula anterior y, para el caso presente, puede escribirse:

$$t = \frac{(\bar{x}_A - \bar{x}_B) - (\bar{x}'_A - \bar{x}'_B)}{s (1/N_A + 1/N_B)^{1/2}}$$

Una discusión de los casos en que el uso de la distribución de Student conduce a soluciones matemáticamente exactas o a soluciones únicamente aproximadas y del grado de aproximación en éstas soluciones.

En la expresión anterior:

$$s = \left(\frac{N_A \sigma_A^2 + N_B \sigma_B^2}{N_A + N_B - 2} \right)^{1/2}$$

El mecanismo de la prueba de hipótesis es, por otra parte, similar a todas las demás que se han descrito. Habrá que fijar un nivel de confianza a criterio y, con base en él, obtener en la Tabla 12 los valores de t que correspondan, tomando en cuenta si la prueba es de uno o dos extremos y calculándolo en el renglón correspondiente a $N_A + N_B - 2$.

Después habrá de calcular un valor de k_0 con base en la expresión anterior y compararlo con el de k , para definir si cae en la región de aceptación o en la de rechazo.

Como ejemplo imagínese que un cierto laboratorio rinde los resultados proporcionados por la Tabla 13 ($N_A = 9$, $\sigma_A = 1.98$ Ton/m² y $\bar{x}_A = 15.53$ Ton/m²). Por su parte, otro laboratorio rinde resultados por una muestra análoga, cuya medida es $\bar{x}_B = 17.0$ Ton/m², cuya desviación estándar es $\sigma_B = 1.82$ Ton/m² y constituida por 12 elementos ($N_B = 12$).

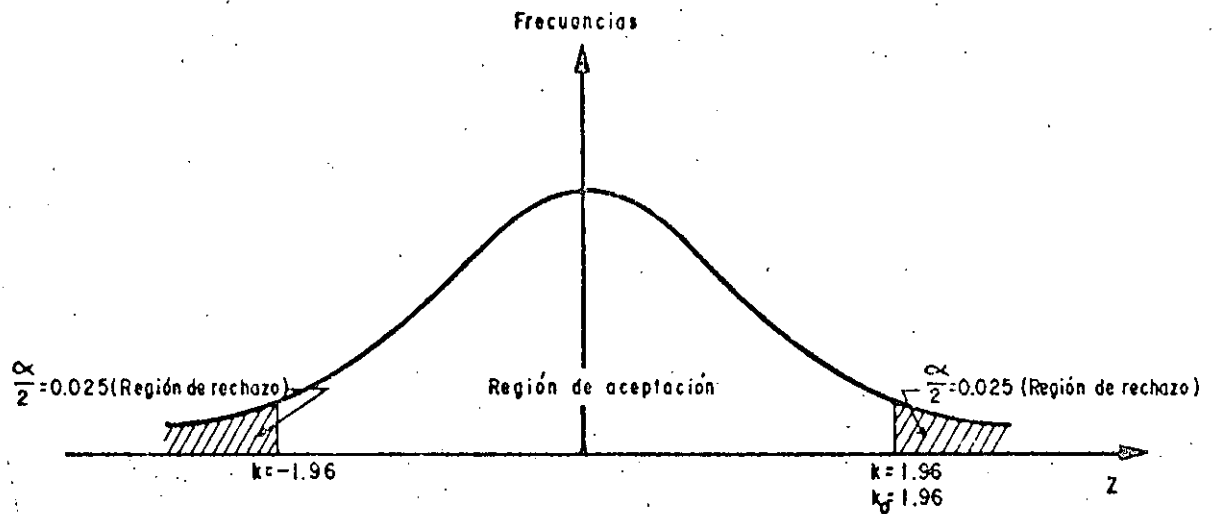


Figura 20. Determinación de la región de aceptación y rechazo para prueba de hipótesis de comparación de medias de dos poblaciones.

Se desea saber si los resultados de ambos laboratorios son estadísticamente concordantes o si entre ellos hay alguna diferencia significativa. Se desea trabajar con un nivel de confianza de 90%.

Como hipótesis bajo prueba se adoptará la de que $\bar{x}_A = \bar{x}_B$ y como hipótesis alterna $\bar{x}'_A < \bar{x}'_B$, con lo que definirá una prueba en un solo extremo.

En la Tabla 12 puede verse que el valor de $k = t_{90} = -1.33$ (calculado en el renglón $N_A + N_B - 2 = 19$).

El valor de k_0 resulta ser:

$$s = \left(\frac{15.53 \times 1.98^2 + 17.0 \times 1.82^2}{19} \right)^{1/2} = \\ = \left(\frac{60.88 + 56.27}{19} \right)^{1/2} = (6.16)^{1/2} = 2.48$$

Con el valor de s se aplicará la fórmula que aparece en primer término - en la página 76.:

$$t = k_0 = \frac{15.53 - 17.00}{2.48 \left(\frac{1}{9} + \frac{1}{12} \right)^{1/2}} = - \frac{1.47}{\frac{2.65}{6} \cdot 2.48} \\ = - \frac{8.82}{6.57} = -1.34$$

Como quiera que -1.34 es menor que -1.33 la hipótesis bajo prueba debe rechazarse, concluyéndose que las variaciones obtenidas entre ambos laboratorios obedecen a causas que rebasan el error inherente a la prueba efectuada y que deben ser revisadas.

La figura 21 es un croquis de la situación.

B - 5.3 σ'_A y σ'_B no se conocen y no se sabe si son iguales o diferentes.

De nuevo el procedimiento para este caso es análogo a los anteriores, -- empleándose la distribución de Student para las medias de las muestras y las siguientes expresiones:

$$t = \frac{(x_A - x_B) - (x'_A - x'_B)}{\left(\frac{\sigma_A^2}{N_A} + \frac{\sigma_B^2}{N_B} \right)^{1/2}}$$

El renglón de la Tabla 12 con el que ha de entrarse para encontrar el valor de k , queda dado por la expresión:

$$r = \frac{1}{\frac{c^2}{N_A - 1} + \frac{(1 - c)^2}{N_B - 1}}$$

donde:

$$c = \frac{\frac{\sigma_A^2}{N_A}}{\frac{\sigma_A^2}{N_A} + \frac{\sigma_B^2}{N_B}}$$

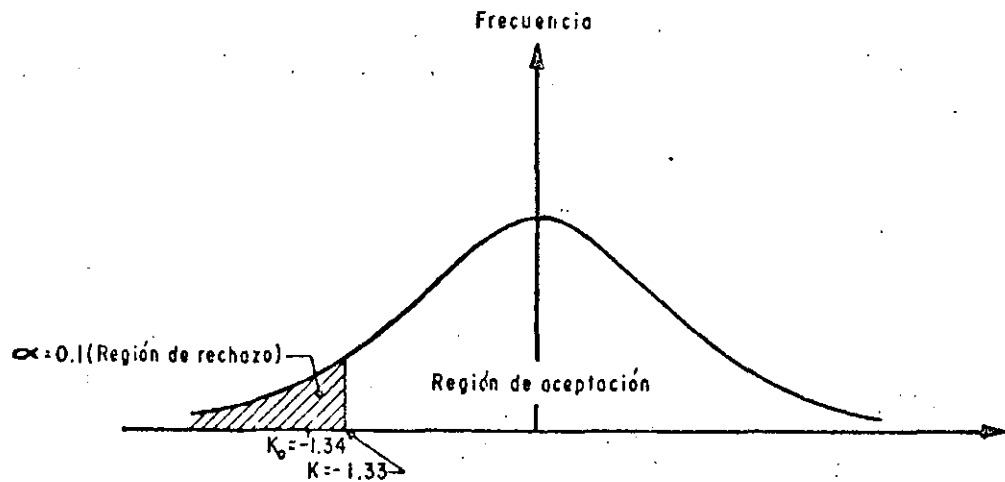


Figura 21. Determinación de la región de aceptación y de rechazo para una prueba de hipótesis de comparación entre dos medias de población, utilizando la distribución de Student.

C — Uso de los métodos estadísticos de control.

En la Ingeniería Civil no se han usado los métodos estadísticos de control en forma intensa y sistemática que empieza a ser común en otras muchas operaciones industriales. Esta es sin duda, una grave limitación de las técnicas de construcción de obra pesada. En el caso particular de las vías te -

restres es menor aún la utilización que se hace de los conceptos estadísticos en problemas de control de calidad o de valuación de riesgos, un aspecto importante y poco utilizado de aquella actividad.

Es un lugar común decir que los métodos estadísticos de control de calidad resultan en una metodología un tanto idealista, fuera de las posibilidades reales de un ingeniero común. La afirmación anterior merece ser rebatida desde más de un punto de vista. En primer lugar es un hecho que podrá comprobarse fácilmente que el control estadístico de calidad es más económico que métodos más tradicionales, en el sentido de que requiere menos muestreo y menos trabajo de laboratorio; además la interpretación del trabajo de control es limpia e inmediata, en tanto que métodos más tradicionales, en los que se llega a conclusiones a base de acumulación de pruebas, presentan el inconveniente adicional de que nadie encuentra el tiempo suficiente para interpretar racionalmente tanta información difusa.

En segundo lugar, tal como el autor de este trabajo espera que el lector haya concluido a partir de lo hasta aquí leído, los métodos estadísticos de control ofrecen una garantía lógica, a la que será muy difícil llegar por la simple acumulación de observaciones. También se espera que haya surgido la conclusión de que, por lo menos en su esquema general, los métodos son prácticos, económicos y fácilmente aplicables, sobre todo teniendo en cuenta que los trabajos de control están a cargo de equipos especializados.

Las cartas de control pudieran ser quizá el enfoque más prometedor de los problemas de control en lo que respecta a trabajo de rutina, completándolas con análisis de inferencia y planteamiento de pruebas de hipótesis, para análisis de disyuntivas. De cualquier manera, no cabe duda de que existe una amplia gama en el espectro de las posibles organizaciones convenientes de los trabajos, lo que hace a estos métodos muy apropiados para las vías terrestres, pues pueden adaptarse muy fácilmente a las diversas jerarquías de obra.

Un excelente complemento de un estudio estadístico para control de calidad es la posibilidad de analizar el riesgo de falla en diferentes etapas y aspectos de la obra, así como la oportunidad que proporcionan para adquirir una idea objetiva de cual debe ser el intervalo de tolerancia a permitir en diferentes aspectos de los trabajos.

En la Fig. 22 se muestran dos distribuciones de lo que a fin de cuentas podría considerarse un mismo evento, si bien contemplado desde dos puntos de vista bien diferentes. La curva llena podría denominarse el evento resistente y representa la respuesta del sistema estructural a una causa o solicitud externa; la distribución punteada es la del evento motor, o sea la del factor que actúa sobre la estructura y que puede producir su falla. Es natural que la respuesta estructural esté desplazada hacia la derecha, puesto que el ingeniero siempre buscará que la respuesta de la estructura en un concepto cualquiera, susceptible de producir falla, tenga valores más grandes que aquellos con los que el concepto amaga a la estructura. La distancia horizontal entre ambas distribuciones estadísticas proporcionaría un enfoque estadístico del concepto factor de seguridad.

En la Fig. 22 se reconoce que cualquier concepto susceptible de producir falla se va a presentar a lo largo del tiempo como una variable con distribución aleatoria y que la respuesta estructural a dicho concepto presentará también esas mismas características aleatorias. Por ejemplo, el momento motor que compromete la estabilidad de un talud no es una constante fija y predeterminada, como tampoco lo es el resistente que protege a la estructura; ambos dependen de una serie de factores de clima, flujo de agua, desarrollo de vegetación, trabajos de conservación, etc., que los hacen aleatoriamente variables.

Para un determinado nivel de confianza, previamente elegido, aparece el riesgo de falla cuando la distribución estadística del momento motor invade la distribución que se anticipe para la respuesta de la estructura. El punto donde ambas distribuciones se cruzan representa el equilibrio de ocurrencia de los estados crítico y no crítico. El área extrema bajo la zona de cruce (rayada) representa el límite superior de la probabilidad de falla por causa del concepto bajo análisis. En este caso, "falla" representa la deficiencia de respuesta de la estructura para alcanzar el nivel de confianza que se haya fijado; desde luego, "falla" no quiere decir colapso estructural ahora y si la probabilidad de falla bajo los dos sistemas (o sea, bajo las dos curvas de distribución) se mantiene menor que la probabilidad de falla contemplada en el proyecto, el estado crítico no desembocará en ningún problema de obra; en caso contrario, si podrá decirse que la respuesta estructural a la acción bajo análisis no es adecuada para soportarla, dentro del nivel de confianza propuesto.

Si este último es el caso, deberán tomarse providencias para reducir el área bajo ambas distribuciones (parte b de la Fig. 22), lo que podrá lograrse aumentando la media de la distribución de respuesta, reduciendo el coeficiente de variación de ésta o haciendo ambas cosas; se supone como es usual, que el ingeniero tiene poca esperanza de poder influir en como se le presente el evento motor y en su distribución.

Las acciones anteriores elevan los costos y aumentan el trabajo de inspección, todo lo cual deberá compararse con un trabajo constructivo menos cuidadoso, pero con base en un proyecto más conservador, que automáticamente trasladará la distribución de la respuesta hacia la derecha, para escoger aquella línea operativa que produzca menor costo y mayor flexibilidad programática.

Evidentemente las ideas anteriores pocas veces podrán llevarse a una cuantificación precisa en un trabajo real conectado con la construcción de vías terrestres y ello quizá por razones de disidia o tradición negativa, que por las verdaderas dificultades del problema, pero de todas formas la discusión anterior parece útil para el señalamiento de líneas de acción y la formulación de criterios adecuados.

Otro aspecto importante que pondrá de manifiesto la formulación de un programa de control de calidad con bases estadísticas es la verdadera rela --

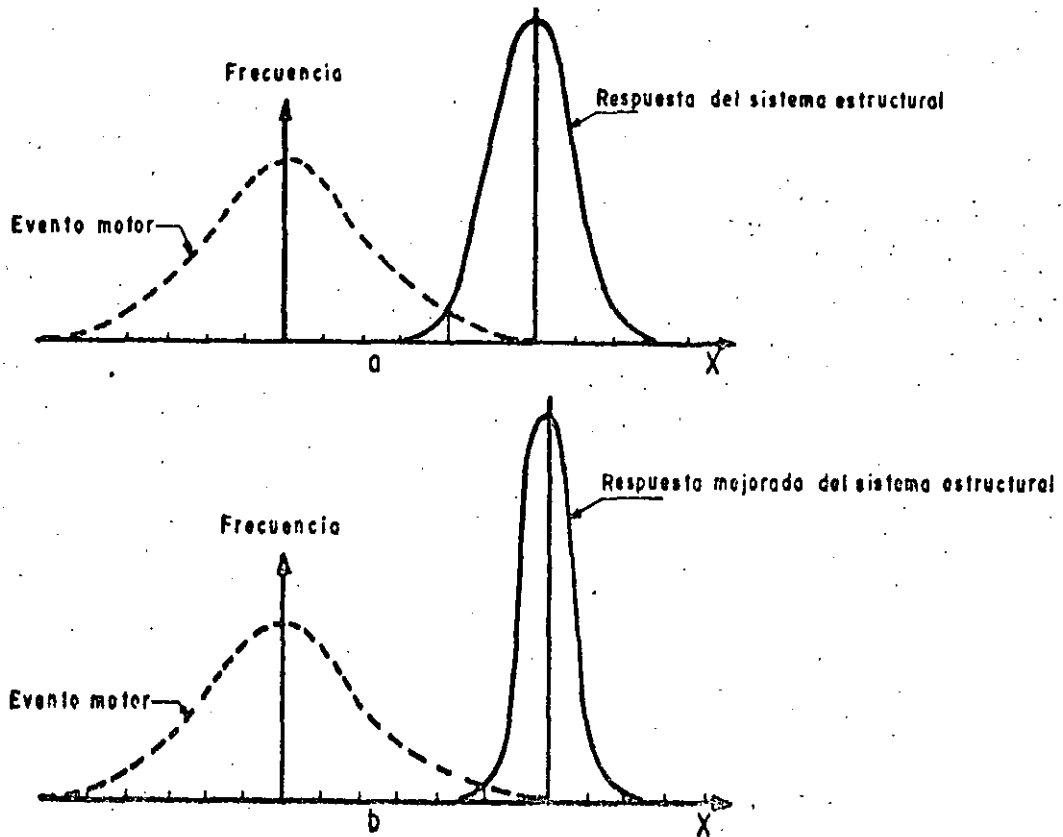


Figura 22. Interacción estadística de un evento mayor y la respuesta estructural.

ción que puede existir entre los coeficientes de variación de los diferentes materiales involucrados. A modo de ejemplo del tipo de la información que puede obtenerse en estos aspectos se presenta la Fig. 23, que expresa la correlación de las variaciones del grado de compactación y de la resistencia a la compresión simple de una subrasante, en un caso real, por cierto bastante representativo de lo que suele ser una situación general.

Debe observarse que cambios proporcionalmente pequeños en el grado de compactación implican cambios muy importantes en la resistencia de la subrasante.

La conclusión a extraer no es, por supuesto, que convenga la compactación a ultranza de dicha capa del pavimento, pues como se sabe una capa no debe compactarse más allá de lo que sea permanente en el tiempo, en vista de la acción del agua, o de lo que toleren las características de expansibilidad,

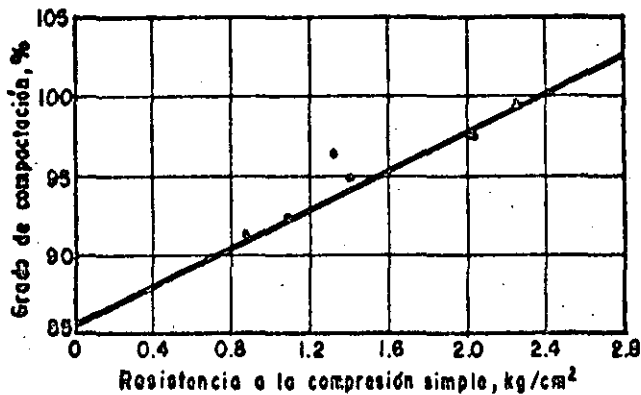


Figura 23. Correlación entre las variaciones estadísticas de un proyecto real del grado de compactación y la resistencia a la compresión simple de una subrasante.

resiliencia, etc. de los suelos o, simplemente de la demanda de resistencia que se presente el proyecto. Lo que sí hace ver la figura es el tipo de relación entre ambos conceptos y lo que la variación de uno de ellos representa respecto al otro, para extraer de tales hechos los criterios particulares de cada caso.

**12. ALGUNAS IDEAS
RELATIVAS AL
DISEÑO DE
SECCIONES
ESTRUCTURALES
EN CARRETERAS
Y AEROPISTAS.**

ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ.

1

I. ALGUNAS IDEAS RELATIVAS AL DISEÑO DE SECCIONES ESTRUCTURALES EN CARRETERAS Y AEROPISTAS.

I.a Concepto de Sección Estructural

Actualmente se considera que un pavimento flexible es el conjunto de una subbase, una base y una carpeta. En los últimos años, muchos ingenieros de la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes han empezado a incorporar a este esquema una subrasante.

El terreno de cimentación y la terracería quedan fuera del esquema.

La experiencia demuestra que el trabajo de un pavimento es, sin duda, el resultado de la colaboración de todos los elementos, - desde el terreno de cimentación hasta la carpeta.

Urge introducir en la S.C.T. el concepto de Sección Estructural de la Carretera (Terreno de cimentación, terracería, subrasante, subbase, base y carpeta, en general).

Dejando a un lado aspectos teóricos en que después se abundará, consideréanse algunos aspectos prácticos.

1. El ingeniero especialista en pavimentos se preocupa de subbase, base y carpeta y, cuando mucho, de la subrasante.

El terreno de cimentación y la terracería quedan al cuidado del especialista en geotecnia o no se toman en cuenta. El paso de los años ha hecho que ambos cuerpos de especialistas desarrollen filosofías distintas y basen su preparación en cosas diferentes.

¿Que se diría de un puente cuya subestructura la diseñara - un cuerpo de especialistas y la superestructura otro?

¿Que se diría de un edificio de 40 pisos, en que 30 fueran diseñados por un cuerpo de especialistas y 10 por otro? Sobre todo si la filosofía técnica de ambos grupos no coincidiera. ¿Cuál sería el comportamiento sísmico del edificio, por decir algo?

- PRIMERA CONCLUSION PRACTICA

En la SCT el grupo de hombres que tiene que ver con terreno de cimentación, terracería y pavimento debe ser el mismo y - dar a todos los elementos el mismo interés.

.....

2. Actualmente se pierde capacidad de opción.

En un estudio geotécnico se contempla la terracería que debe usarse y el terreno de cimentación con que debe trabajarse, sin saber que pavimento irá arriba.

La mayoría de los estudios de pavimentos se hacen sobre terracerías construidas. Estas no se toman en cuenta con ningún criterio que se refiera a deformabilidad, resistencia y estabilidad volumétrica. Sólo se prohíbe el uso de suelos finos con límite líquido mayor que 100% o de turbas.

- SEGUNDA CONCLUSION PRACTICA

En el momento de colocar un pavimento, lo que hay abajo puede ser de calidad tal que, póngase lo que se ponga arriba, fracasará. Un pavimento de gruesas planchas de acero sobre arcilla blanda, se distorsionará hasta hacerse intransitable en breve tiempo.

La SCT deberá conceder atención a los materiales de terracería, especialmente en deformabilidad y estabilidad volumétrica.

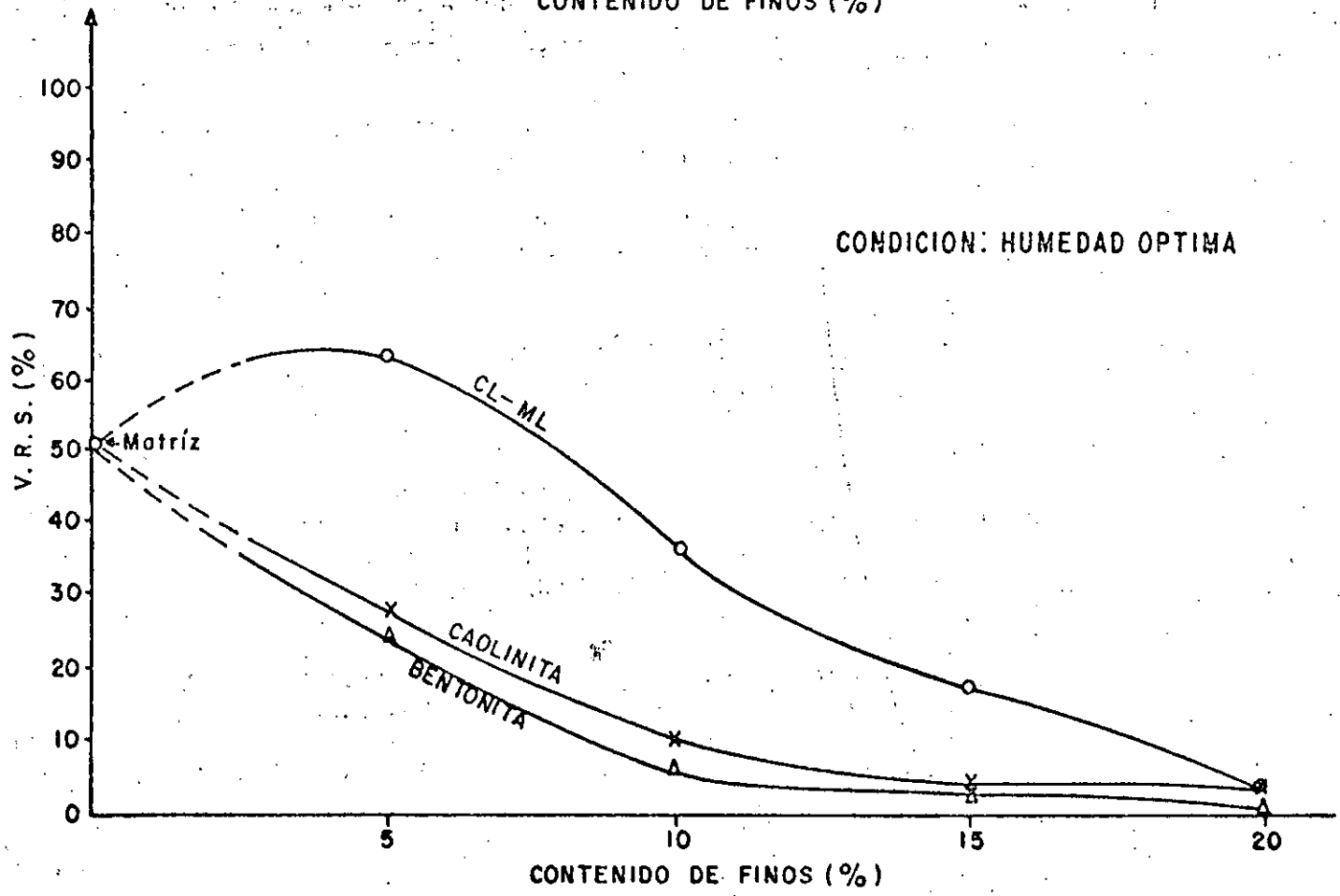
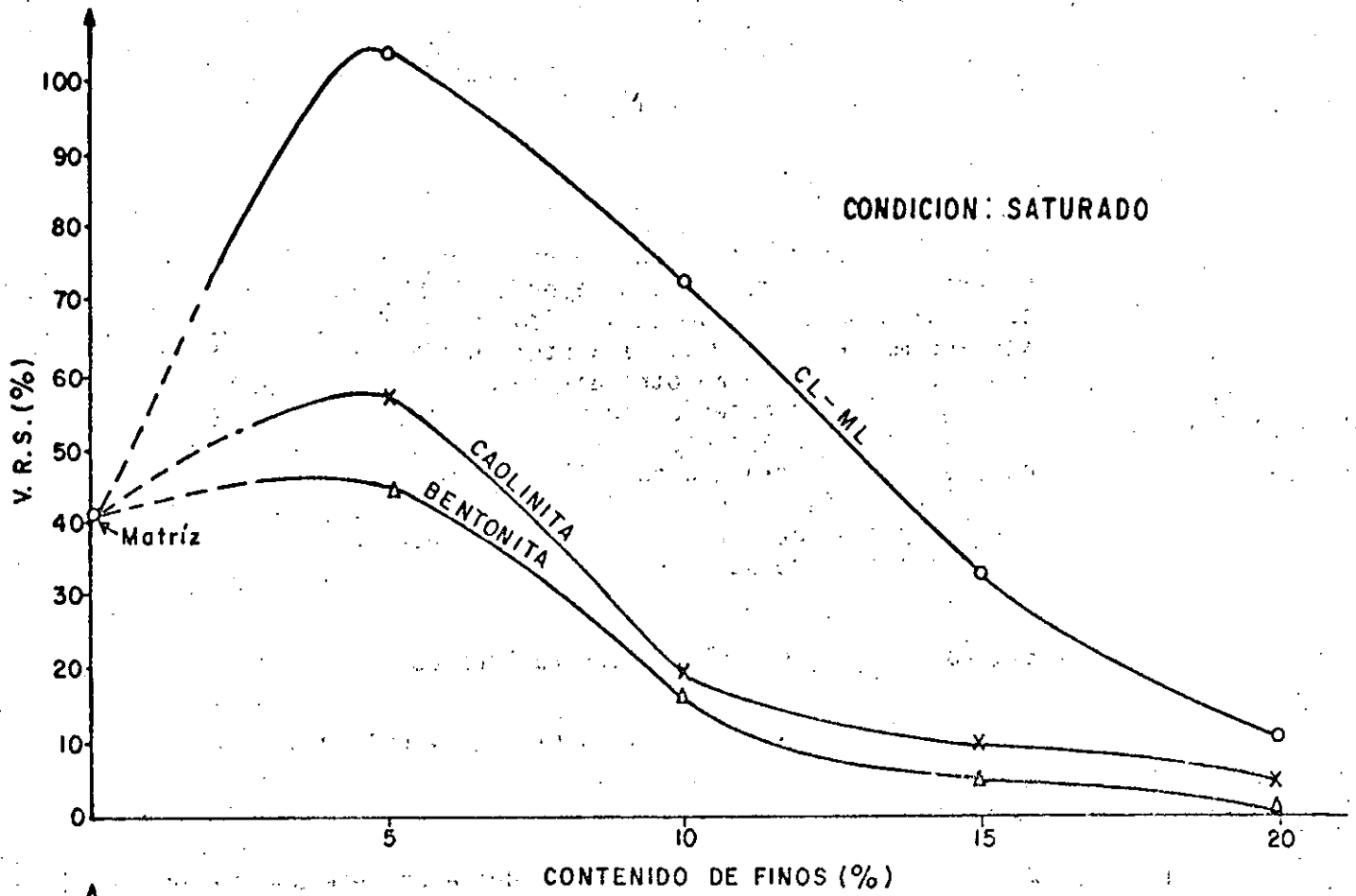
El valor límite líquido igual a 100% no es ninguna frontera trascendente.

Todas las opciones de diseño y comparaciones integrales de costo que resultan de confrontar un buen material de terracería, con un pavimento delgado y con ciertos materiales, contra un material de terracería peor, con un pavimento más importante, se toman hoy muy poco en cuenta, con lo que se pierden muchas oportunidades de optimización técnica y económica.

3. La subrasante se receta, sin otro requisito que una compactación fija (que puede ser buena para unos materiales, poca para otros y excesiva para otros más) y la exigencia de un VRS mínimo de 5% (saturado) y una expansión máxima de 5%, cuando la investigación en todas partes, incluyendo la SCT, ha demostrado que el VRS es un índice que no matiza la calidad de los materiales en suelos saturados, de manera que prácticamente todos los suelos finos tienen un VRS saturado muy análogo. Además, se exige a la subrasante un límite líquido menor que 100%.

- TERCERA CONCLUSION PRACTICA

Urge incorporar a las normas de calidad de las subrasantes criterios de plasticidad, que permitan estimar su estabilidad volumétrica.



**CURVAS V.R.S. CONTENIDO DE FINOS EN (%)
COMPACTACION AASHTO ESTANDAR.**

- ARBITRARIEDAD ACTUAL

Las especificaciones dicen que en subrasante no debe usarse ningún material con límite líquido mayor de 100% y excluyen también los materiales OH₁, con límite líquido entre 50 y 100%, pero no excluyen los materiales MH₁. El Sistema Unificado no establece entre los materiales OH y MH otra diferencia que la apreciación visual del contenido de materia orgánica. Es OH el que lo tenga apreciable. Si en el campo esa diferenciación la hiciera Arturo Casagrande, quizá condujera a algo útil, pero si la hace el autor de este escrito, la distinción ya no sería tan confiable y conduciría a una separación arbitraria en la que se aceptarían materiales peores que otros que se desecharían.

1.b Efecto y Papel del Agua en los Pavimentos

El agua en los pavimentos flexibles proviene de tres fuentes:

1. La que asciende de lo profundo por capilaridad
2. La que se infiltra por arriba de la carretera, con origen pluvial. Su vía de acceso más frecuente son las grietas en la superficie de rodamiento.
3. La que llega a la carretera por flujo interno, a través de cortes y terreno de apoyo.

Es sabido que en los suelos compactados que contengan material fino, el aumento en el contenido de agua produce:

- Pérdida de resistencia
- Aumento de deformabilidad
- Expansiones

Si el contenido de agua baja posteriormente, la resistencia aumenta (a no ser que haya agrietamiento, en cuyo caso disminuirá la resistencia masiva), la deformabilidad disminuye y el suelo con finos se contrae. Este juego de expansión y contracción es la inestabilidad volumétrica.

Las arenas y las gravas no cambian sus características mecánicas por variación en el contenido de agua. Los suelos finos, sí.

En general, los fenómenos anteriores se entienden bien con la mente, pero frecuentemente se actúa olvidándolos.

Sin embargo, hay un punto en donde parece haber un mal entendido, con repercusiones prácticas. Es en lo referente al efecto del clima. Se dice que las zonas lluviosas son difíciles y las secas fáciles. Esto es fácilmente falso.

En las zonas muy secas, los suelos finos están muy contraídos por evaporación. Al colocar un camino se interrumpe la evaporación local, que con la ascensión capilar y la escasa lluvia, conformaba el equilibrio hidráulico zonal; como consecuencia, el contenido de agua bajo el camino aumenta y los suelos finos, muy contraídos anteriormente, se expanden mucho. En zonas muy lluviosas, los suelos finos están muy poco contraídos previamente y, aunque su contenido de agua crezca, su comportamiento se modifica poco respecto al original. Por eso en zonas secas los suelos finos tampoco suelen ser confiables.

En vez de ligar el comportamiento general de los pavimentos flexibles al clima de una región, parece más conveniente ligarlo a la topografía de un lugar. Caminos en zonas altas o en parteaguas estarán en condición más favorable que camino en zonas de valle, hacia donde tienden a ir las aguas y a acumularse los suelos finos.

El agua tiene otro efecto que rara vez se contempla en los pavimentos flexibles, que es el bombeo a través del agrietamiento en la carpeta, cuando ésta se deprime bajo la carga y se expande al pasar ésta; si hay agua en la base, ésta es expulsada a través de la grieta por la succión producida. Si en la base hay finos, el agua los arrastra y bajo la grieta se crea vacío, que es un bache futuro.

1.c Efectos de Fatiga

La fatiga es la falla de una estructura bajo la continuada repetición de un esfuerzo, que aplicado una sola vez no la produciría.

Ese es el enemigo de un pavimento. Nadie esperaría que un pavimento falle por el paso de un camión, pero nadie podría considerar el pavimento un éxito por el hecho de que el camión pasara una sola vez sin daño.

Quando pasa la carga, el pavimento baja y sube. Este efecto es principal en la superficie y se atenúa con la profundidad. Una entidad flexible se adapta muy bien al ir y venir, sin daño, pero un elemento rígido fácilmente se agrieta con este proceso de deformación continuada.

Se ha visto que la fatiga tiene un umbral. Un esfuerzo muy pequeño puede aplicarse muchas veces sin daño, pero uno mayor causa la ruptura con mucho menor número de aplicaciones. Por ello, si un elemento rígido está sujeto a aplicación repetida de un esfuerzo, sólo podrá aguantar a base de gran flexibilidad o gran resistencia, de

.....

manera que el esfuerzo reiteradamente aplicado le resulte muy pequeño.

En general, el umbral de fatiga se expresa como un porcentaje de la resistencia máxima, que es la que hace fallar al material con una sola aplicación.

Es usual que los umbrales de fatiga anden por el 50% de dicha resistencia máxima; así, en una capa de la sección estructural de una carretera, el umbral de fatiga depende de la resistencia máxima, el tránsito ocasionará esfuerzos comparativamente pequeños, quizá hasta por abajo del umbral de fatiga o, en todo caso, esfuerzos que puedan ser resistidos sin falla un gran número de veces.

De esta manera, las secciones muy resistentes aguantan bien la fatiga. Sabido es que, en el otro extremo, las secciones sumamente flexibles también la aguantan bien, pues absorben sin daño los vaivenes de la deformación.

En un pavimento los elementos rígidos suelen ser los superficiales. Desgraciadamente se necesita colocar lo rígido donde el riesgo de fatiga es mayor; ésta es una idea fundamental.

- CONCLUSIONES

1. Los pavimentos fallan por fatiga.
2. El riesgo de la fatiga depende de la intensidad del esfuerzo reiteradamente aplicado, en comparación con la resistencia máxima del elemento.
3. La flexibilidad ayuda a soportar fatiga.
4. La rigidez hace una pésima combinación con la fatiga.
5. En un pavimento, el riesgo de fatiga es máximo en la superficie y disminuye con la profundidad.
6. Desdichadamente los elementos más rígidos han de colocarse en la superficie.
7. La defensa de la superficie de un pavimento será entonces la flexibilidad o una resistencia tan grande que haga los esfuerzos aplicados pequeños en comparación con la resistencia máxima del elemento.

1.d Tipo de Resistencia Requerido en los Diferentes Niveles de un Pavimento.

Las cargas actúan en la superficie y los esfuerzos disminuyen con la profundidad. Luego el requerimiento de resistencia será máxi-

mo en la superficie y disminuirá con la profundidad. La experiencia ha probado que los materiales de tipo grava y arena limpias, cuando están bien compactados y cuando tienen confinamiento, aunque sea pequeño, ofrecen mayor resistencia que los suelos finos del tipo de los limos y las arcillas; además, dicha resistencia, una vez obtenida es en los suelos gruesos mucho más perdurable y depende menos del agua. Por esta razón, el arte ordena el empleo de materiales friccionantes en las capas superficiales. La excepción es la carpeta, pues las gravas y las arenas naturales no tienen resistencia a la dispersión, por lo que a la carpeta hay que darle un aglutinante que le dé coherencia; más abajo, esto ya no importa, pues el confinamiento da a las gravas y las arenas mucha estabilidad.

El mismo arte impone el uso de suelos más finos en las capas inferiores, donde el requerimiento de resistencia es bajo y ello porque los materiales con finos abundan más y, por ello, su adquisición es más barata. Pero los materiales finos, amén de poco resistentes, tienen la cualidad de que cualquier resistencia inicial que se les dé es poco perdurable ante el ambate del agua. Frecuentemente la resistencia cae más cuando más se compacten, es decir, cuanto mayor sea su resistencia inicial.

Además, los suelos finos son mucho más deformables. En consecuencia, el enemigo de las capas inferiores de un pavimento es la deformabilidad y la inestabilidad volumétrica.

La verdad es que los requerimientos de resistencia arriba se dan con relativa facilidad y son permanentes, en tanto que si no se quiere caer en costos excesivos como rutina, los requerimientos de deformabilidad y estabilidad volumétrica abajo son mucho más difíciles de lograr y de garantizar.

En un camino de alto tránsito el efecto de las cargas de éste será muy importante y, por ello, lo será el riesgo de fatiga en las capas superiores de la sección estructural, que son más rígidas. En un camino de tránsito bajo, por el contrario, el principal efecto destructivo será la inestabilidad volumétrica de capas más profundas, en el nivel de la subrasante o de la terracería.

Por ello, debe aceptarse que en algo como el 70% de la red nacional de carreteras, el éxito de un camino estará en proporcionar materiales volumétricamente estables en presencia de agua en terracerías y sobrasantes, en tanto que en el otro 30% de la red, la fatiga causada por el tránsito en las capas superiores debe verse en México como el enemigo principal, sin olvidar, naturalmente, que en estos últimos caminos la inestabilidad volumétrica en capas inferiores no puede tolerarse.

También es obvio que los criterios no pueden repartirse atendién- dose a simples porcentajes y que hay muchos matices a considerar. Por ejemplo, los caminos que teniendo hoy un volumen de tránsito relativamente bajo, tengan una previsión de crecimiento muy acele- rada.

Hoy la SCT diseña sus pavimentos por resistencia, supuesto que el VRS sea un índice que la mida, lo que es muy discutible, pero se olvida en gran medida de la deformabilidad de todo el conjunto -- (en comparación a la rigidez de las capetas y al nivel de los re- fuerzos aplicados) y de la estabilidad volumétrica de las capas - inferiores.

- CUARTA CONCLUSION PRACTICA

Es un grave error de concepto que tiene que pagarse caro, indepen- dientemente de todo lo que se diga para defenderlo, añadir mate- riales finos a las -ases de los pavimentos flexibles, pues con -- ello se disminuye su resistencia, se aumenta su deformabilidad y se compromete la permanencia de las propiedades iniciales, es - decir, se violan todos los principios en que se basa el arte de - la construcción de los pavimentos flexibles. Las investigaciones hechas en la SCT hacen ver que el límite generalmente aceptado - de 18% de finos, en áreas de favorecer la compactación de las ba- ses, es muy elevado y jamás debería exceder de algo en el orden - del 8%, lo que equivale prácticamente a no añadir finos, pues esa cantidad la dan los polvos de trituración, las contaminaciones -- naturales y los efectos posteriores de ruptura de partículas, - - principalmente durante la compactación.

- CONCLUSIONES

1. Las capas superiores de un pavimento exigen resistencia fric- cionante. El arte y la economía llevan esta idea hasta la -- subbase inclusive.
2. Las capas inferiores llevan por economía materiales finos, lo que trae un problema de deformabilidad e inestabilidad volúme- tricas.
3. La carpeta es un elemento especial que exige un aglutinante, - que siempre aumenta su rigidez, haciéndola susceptible a la - fatiga. Este es un elemento fundamental a considerar, pues - si la carpeta se agrieta empieza a entrar el agua y las cosas empezarán a ir mal, sobre todo si la base y la subbase tie- nen finos o no tienen la suficiente capacidad drenante o no - están suficientemente bien ligadas con los elementos drenan -

tes, para garantizar que el agua que se infiltra no afecte la estabilidad volumétrica de lo que hay más abajo.

4. La carpeta sólo se defenderá de la fatiga si es muy gruesa o si, paradójicamente, es muy flexible (muy delgada), lo que sólo podrá lograrse en caminos de bajo tránsito.

En lo que respecta a resistencia aún conviene mencionar un par de aspectos de carácter general.

1. El futuro de una base a subbase bien formadas por material friccio nante y bajo las cargas repetidas, será densificarse y aumentar su resistencia. Si esas capas tienen finos, su futuro será impredecible, por el efecto del agua.
2. La importancia del espesor de las capas superiores, cuando están bien formadas y bien apoyadas, tiene que ser pequeña y probablemente menor que lo que hoy se estima, por lo que una buena terracería y una buena subrasante han de repercutir en ahorros importantes en las capas más caras. En capas inferiores el efecto del espesor -- hay que matizarlo. Si son de buena calidad relativa, es importante, pues ahorrará espesor más costoso arriba, pero si la subrasante es de mala calidad, un gran espesor puede ser hasta contraproducente, pues incrementa la deformación volumétrica y la deformabilidad del conjunto.
3. El viejo pleito entre los diferentes métodos de diseño hay que verlo a la luz de estos hechos. Difícilmente de un método a otro habrá una variación de más de 3 ó 4 cm, por capa, si ambos se aplican a materiales con las mismas condiciones de compactación, contenido de agua, etc. Esto no es significativo en comparación con -- las características de los materiales en cada capa y como éstas se adecúan a la filosofía general de trabajo de un pavimento y de todo esto nada dicen los métodos de diseño.

Por ejemplo, en un diseño con VRS las gráficas dicen, al aplicarlo a una subrasante, que espesor hay que colocarle encima para protegerla, pero no dicen que hay que colocar, lo que queda a juicio -- del proyectista. Aparece así una infinita gama de posibilidades de diseño, de los que unas cumplirán los requerimientos esenciales de fatiga, deformabilidad, estabilidad volumétrica y otras no, --- aunque cumplan con los mandatos de las gráficas. Aparece así una fuerte componente de arte de ingeniero y la experiencia en otros campos de la ingeniería parece indicar que el arte de ingeniero es una cualidad difícil de adquirir, que pocos tienen. Esto pudiera justificar la siguiente.

.....

- QUINTA CONCLUSION PRACTICA

Dado que el número de pavimentos que la SCT proyecta cada año es pequeño, probalmente es buena política que todos sean diseñados por el grupo de ingenieros en que realmente se pueda confiar, sin olvidar la necesidad de realizar diseños integrales de toda la sección estructural.

1.e Colapso de un Pavimento Flexible.

Desgraciadamente, los ingenieros mexicanos estamos familiarizados con el colapso de los pavimentos flexibles. El hecho de que muchos colegas de otros países también lo estén, no es un consuelo admisible.

El colapso puede ser atribuible a las siguientes razones:

1. Agrietamiento en la carpeta por fatiga. Por las grietas entre el agua. En la práctica SCT, el daño que causa el agua se favorece por los finos en las bases y por la pobre liga de éstas con los elementos de drenaje.
2. Mala calidad de materiales en subrasantes y terracerías. Al ser este conjunto muy deformable e inestable, actúa la fatiga, se agrieta la carpeta, penetra el agua hasta las capas susceptibles y la destrucción progresa en forma incontrolable.
3. Falta de compactación, sobre todo en torno a obras de drenaje. Falta de subdrenaje en las zonas de corte o balcón en que se necesita.
4. Defectos constructivos, sobre todo en juntas de construcción en la carpeta, en la construcción de carpetas con finos, por heterogeneidad en la distribución del asfalto, por construir en época de lluvias, etc.
5. Uso de materiales con rebote elástico en subrasante y terracería. Se mencionan por separado porque la SCT no tiene ninguna prueba de calidad para detectarlos. (Muchas veces son de baja plasticidad y alto VRS).
6. Agrietamiento longitudinal.

Puede verse que todas las causas llegan a lo mismo. Agua en una sección estructural que en algún eslabón reacciona con aumento de deformabilidad, inestabilidad volumétrica y deja indefensa ante los efectos de la fatiga a la carpeta, la que se agrieta progresivamente y deja entrar aún más agua.

- SEXTA CONCLUSION PRACTICA

Parece conveniente dar la máxima atención a que las carpetas no empiecen a agrietarse.

1.f Subdrenaje

No se juzga necesario insistir en su importancia, después de todo lo dicho. Para poder prescindir de él habría que usar materiales sin -- susceptibilidad al agua en toda la sección estructural, lo que conduciría a que la propia sección fuera una obra de subdrenaje en sí misma, pero cuyo costo sería aberrante. Usando subdrenaje muchos mate -- riales económicos pueden trabajar perfectamente.

1.g Criterios de Falla en los Pavimentos Flexibles.

Los métodos de diseño que la SCT utiliza hoy adolecen del defecto de no contemplar ningún criterio de falla. En la tecnología SCT falla -- de pavimento significa destrucción del mismo, lo que no es un criterio ingenieril. Un criterio de falla es algo que debe manejarse para que la destrucción no se produzca. El trabajar sin un criterio de falla -- implica no poder seguir la evolución de un pavimento hasta el fin de -- su vida útil (falla funcional) y, por lo tanto, impide adquirir expe -- riencia personal o institucional sobre el comportamiento de los pavi -- mentos. Implica simplemente hacer algo y esperar que el pavimento --- dure; la destrucción anticipada del mismo es siempre una sorpresa desa -- gradable.

Actualmente están en uso dos criterios de falla en la práctica municipal:

- Se fija una deformación permanente máxima en un cierto porcentaje de la superficie del pavimento. Por ejemplo una pulgada es el 25% del -- área construida.
- Se fija un nivel de deflexión máxima tolerable, medida por cualquier método (Viga Benkelman, Dynaflect, etc.). La deflexión especificada es función del espesor de la carpeta y del tránsito.

Es evidente que los criterios anteriores pueden y deben mejorarse, en -- sí mismos y en sus detalles, pero seguirlos tiene la ventaja de compro -- meterse con la evolución de la estructura. Por lo demás, puede verse -- que los dos criterios van un poco a lo mismo, que es evitar el agrieta -- miento en las carpetas y garantizar que lo que hay debajo no sea defor -- mable en exceso. Un criterio se fija en como se acumula la deformación -- y el otro en como se produce bajo la carga transitoria. En ambos se -- ve una marcada preocupación por la fatiga y por la deformabilidad, muy -- poco tomadas en cuenta por la actual práctica SCT.

- CONCLUSIONES

1. Investigar para llegar a un criterio de falla de los pavimentos -- mejor que los que hoy existen, es deseable.

2. Debe haber una adecuación correcta entre la rigidez de todas las capas de la sección estructural de un camino, en comparación al nivel de esfuerzos que actúa en la capa.
3. Dados los materiales que la Secretaría utiliza usualmente en terracerías y subrasantes, el uso universal de sobrecarpetas en la conservación es un error, que viola el principio de homogeneidad y tiene que conducir a destrucción rápida de los pavimentos corregidos, que, de hecho, quedan en peor situación después del refuerzo.
4. Se enfrenta un serio problema al futuro por dos razones:
 - Aumento previsto de cargas legales
 - Falta la compactación en una gran parte de la red, construida de antiguo, que posee una sección estructural deformable.

Las combinaciones de estos dos factores hacen que la práctica de sobrecarpetas haya de verse con el mayor recelo. Esta es una práctica de uso mundial, pero los países en que tiene éxito, la utilizan sobre secciones no deformables, construidas con buenos materiales. Este es un caso típico de una falla de concepto en la adaptación de tecnologías externas.

- SEPTIMA CONCLUSION PRACTICA

Se ve el aparente error que se comete con los métodos de diseño hoy en boga. Estos proyectan los pavimentos de abajo a arriba, cuando debería de ser al revés. Por tránsito, podrá definirse que tipo de carpeta requiere el camino y estimar su susceptibilidad a la fatiga. Todo el resto de la sección estructural deberá conformarse a este hecho y a evitar una inestabilidad volumétrica importante. Los espesores de las diferentes capas, dentro de lo que dicten las reglas del arte, son asunto secundario, aunque haya de dárseles consideración.

Utilización de Materiales Indeseables.

El no tener normas de plasticidad en las terracerías, el aceptar malos materiales en las subrasantes y el contaminar subbases y bases, produce errores que afectan a los pavimentos flexibles en forma difícilmente reparable. No hay que olvidar que, en algunos casos, el terreno de cimentación deberá ser objeto de atención especial, por su mala calidad.

La ausencia de subdrenaje contribuye a hacer que los materiales malos se comporten en forma incontrolable.

La compactación debe entenderse con cuidado. En materiales friccionantes no susceptibles al agua, como arenas, gravas y enrocamientos, siempre es buena y cuanto mayor, mejor, pues da resistencia y quita deformabilidad. En cambio, en capas con suelos finos (más de 8 - 10 - 12%, según la actividad de los finos) el efecto de aumentarla puede ser poco eficiente, irrelevante o, frecuentemente contraproducente, por la reconocida capacidad de expansión y contracción que adquieren los materiales finos compactados.

La contaminación de bases con finos es un error grave, que debe prohibirse. Si los finos son plásticos nada hay ya que decir. Cuando se usan finos no plásticos siempre bajan la resistencia de la capa y aumentan su deformabilidad, aunque en menor grado (se gastó dinero al incorporarlos, para tener un resultado más pobre); además, frecuentemente los finos "no plásticos" incorporados aumentan las características de rebote elástico y, por ende, la susceptibilidad a la fatiga. En la tecnología actual no hay un método serio de control para garantizar que se incorporen a las bases finos "no plásticos" y, mucho menos, no resilientes; en un banco de finos es usual que cambios importantes de plasticidad ocurran de metro a metro, como no sea, en una playa o algo así de excepcional. La mayor parte de las rocas que al alterarse no producen arcillas (rocas claras) tienen contenidos importantes de mica, muy proclive al rebote elástico.

De este criterio se exceptua el de estabilización mecánica en caminos alimentadores de muy bajo tránsito, en el que seguramente es tolerable la inclusión de un porcentaje de finos no plásticos, no superior al 20%, en revestimiento, la condición de que éstos se coloquen sobre una subrasante aceptable por lo menos.

RECOMENDACIONES GENERALES PARA MEJORAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

1. Recomendaciones de calidad para el cuerpo de terraplén

Se propone establecer especificaciones mínimas para los materiales de terracerías. Tendrán que salir de investigación realizada por la propia SCT, pero con carácter tentativo y en tanto no estén disponibles las definitivas, podrían adoptarse unas del tenor que sigue:

- Terraplenes de suelo

Límite líquido < 60%

Índice plástico < 25%

.....



CBR > 3% (Compactación dinámica 95% AASHTO estándar con el contenido de agua natural que el suelo tenga a 1.5m de profundidad, en el momento de hacer el estudio)

- Expansión máxima medida en CBR < 3%
- Terraplenes de suelo con fragmentos

El tamaño máximo del fragmento no será mayor que la mitad del espesor del cuerpo del terraplén, con máximo de 1 m y el metro superior de dicho cuerpo se construirá con suelo. (tamaño máximo 7.5 cm) con no más de un 20% de fragmentos chicos (tamaño máximo 20 cm).

- Pedraplenes

Deberán adoptarse las recomendaciones producidas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Deberá existir una capa de transición de 60 cm de reza sobre el enrocamiento y otra de 50 cm de terraplén de suelo, con las especificaciones arriba señaladas.

2. Recomendaciones de calidad para capa subrasante

Límite líquido < 40%

Índice plástico < 10%

CBR > 5% (Compactación dinámica al 100% AASHTO estándar, con contenido de agua óptimo de la prueba)

Expansión (medida en CBR) < 1%

Porcentaje que pasa malla No. 200 < 25%

El espesor de la subrasante deberá definirse en un análisis de diseño y no especificarse a priori. Para efectos de proyecto geométrico podrán considerarse 40 cm.

El grado de compactación deberá ser 100% AASHTO estándar.

3. La subbase merece algún comentario, en el sentido de que con buena



terracería y subrasante puede ser más económica que lo que hoy se especifica. Parece suficiente garantizar CBR mínimo de 30% y un equivalente de arena de 30%.

Las normas granulométricas actuales son aceptables, haciendo énfasis en que la capa no necesariamente ha de caer en la zona actual. Debe ser un material francamente friccional, con no más de 15% de finos menores que la malla No. 200, con límite líquido menor o igual a 30% e índice de plasticidad menor o igual que 6%.

Los actuales requerimientos de contracción lineal y valor cementante no tienen sentido correlacionable.

Como se vé, se busca una subbase friccional, con excelente estabilidad volumétrica y baja deformabilidad, aunque el requerimiento de resistencia, medido por el CBR, resulte menor que lo que hoy se exige. El espesor de esta capa seguramente no debe ser menor de 15 cm.

4. En lo que se refiere a bases y carpetas, parecen aceptables las normas actuales, excepto en lo ya comentado referente a la inclusión de finos y a los valores de contracción lineal y valor cementante. El equivalente de arena de la base no deberá ser menor de 40%. Unas mejores normas para materiales de base podrían ser:
 - Si la granulometría se desarrolla en la zona I y el equivalente de arena es mayor de 50%, el material es aceptable sin más.
 - Si la curva granulométrica se desarrolla en la zona II, el equivalente de arena es mayor de 40% y el CBR es mayor de 80%, el material es aceptable para caminos de bajo tránsito y en los caminos de tránsito alto, las normas anteriores deberán aplicarse con CBR mayor que 100%. En los caminos de tránsito excepcionalmente alto, este material no debe utilizarse.
 - Los materiales cuya curva granulométrica se desarrolla en la zona III, no deben usarse en bases.
5. En lo relativo a compactación, debe considerarse lo ya anteriormente dicho. En materiales friccionales, no susceptibles a la acción del agua, aumentar la compactación siempre es bueno pues hace ganar resistencia y disminuye deformabilidad. En materiales con contenido apreciable de finos menores que la malla No. 200, la compactación debe manejarse con prudencia, especialmente si no se prodiga el subdrenaje.
6. Deberá eliminarse la práctica de incorporar finos a las bases para "cementarlas".

.....

7. Debe fomentarse el uso de carpetas muy delgadas (riegos) sobre secciones estructurales poco deformables. El pavimento queda así preparado para su desarrollo futuro.
8. En los pavimentos contruidos de antiguo o en los pavimentos con sección estructural deformable o volumétricamente inestable, deberá restringirse con toda severidad el uso de sobrecarpetas en conservación o mejoramiento. Estas secciones sólo pueden mejorarse con tratamientos de más fondo, que penetren más en profundidad y eliminen la deformabilidad de la sección.
9. Deberá tenderse a construir carreteras en época de secas.
10. Deberá establecerse un control de calidad estadístico. El fundamentado en el uso de cartas de control probablemente representa el nivel adecuado para la construcción de carreteras.
11. Conviene cambiar el criterio de proyecto, buscando los máximos factores de seguridad en las capas inferiores de los pavimentos, donde ello es seguramente más económico y aceptar los mayores riesgos en las superiores, donde es seguramente más fácil corregir las fallas o colocar refuerzos.
12. Conviene también modificar la filosofía del diseño en forma correspondiente, proyectando por fatiga y deformabilidad, incluso antes que por resistencia.
13. Conviene fomentar el uso de soluciones especiales en los casos especiales; por ejemplo, tomando muy en cuenta al terreno de cimentación cuando sea blando y compresible, recurriendo al subdrenaje adecuado, a normas de proyecto geométrico que ayuden al buen funcionamiento del pavimento, etc.
14. Convendrá realizar un serio esfuerzo de investigación hasta dotar a la Secretaría de una tecnología de laboratorio y de unas normas de construcción realmente adecuadas a las políticas SCT.

Especificaciones tentativas

A efecto de preparar unas especificaciones tentativas para los materiales de la sección estructural de carreteras conviene establecer tres niveles de terracerías, denominadas deseables, adecuadas y tolerables. Estas mismas denominaciones se extienden a subrasantes y subbases y materiales para revestimiento. En el caso de las bases, parece más adecuado distinguir sólo dos categorías diferentes con los nombres de deseables y adecuadas.

Estas categorías o clases de materiales deberán combinarse con cuatro tipos de carreteras:

- Tipo I - Autopistas y carreteras con capa de rodamiento de concreto asfáltico o concreto hidráulico. También aeropistas principales.
- Tipo II - Carreteras con superficie de rodamiento que no incluye -- concreto asfáltico o hidráulico, pero que por su desarrollo lo requerirán a corto plazo. Aeropistas con las mismas características.
- Tipo III - Carreteras con tratamiento asfáltico superficial previsible para toda su vida útil.
- Tipo IV - Carreteras revestidas.

Para los caminos tipo I se estima un tránsito comprendido entre 3 y 40,000 vehículos en ambos sentidos. Para los de tipo II entre 500 y 3,000. Para los de tipo III entre 100 y 500.

En general, los caminos tipo I requerirán una sección estructural en nivel deseable; los tipo II o deseable o adecuada; en los tipo III -- podrán utilizarse capas de nivel tolerable y los del tipo IV utilizarán éstas últimas calidades.

La combinación de los niveles de calidad de los materiales y de los tipos de caminos podría desembocar con mucha facilidad en un catálogo de proyectos que resultará útil por lo menos para los casos que no -- presentarán problemas especiales de naturaleza realmente difícil, que siempre requerirán consideración individual.

No es fácil definirse en favor o en contra del uso de catálogos para proyectos. Mucho puede decirse en favor y en contra. La actual tendencia hacia la desconcentración de la Secretaría, que debe verse como irreversible y deseable, junto con los problemas de tipo técnico relativos a personal, que han de preverse en los Centros SCT, si se ven -- las cosas con criterio realista, parecen aconsejar la implantación de algún tipo de catálogo, a nivel tentativo y hecha en forma cuidadosa y acompañada de un sistema de verificación de resultados.

Es posible que algunas de las condiciones anteriores o de los criterios expuestos puedan parecer utópicos a la luz de las condiciones actuales, pero personalmente estoy convencido de su necesidad imperiosa. El tránsito que se está desarrollando en el país y que se seguirá desarrollando, afortunadamente, en todo el futuro previsible es incompatible con nuestras actuales especificaciones de materiales, elaboradas hace más de 40 años, para el México de aquel entonces.

Requerimientos de investigación.

Es un hecho conocido que la moderna Ingeniería Civil no ofrece una --

.....

TABLA I
TERRACERIA

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	76	1500 ó 0.5 espesor de capa	2000 ó 0.5 espesor de capa
% < malla N° 200	30 máx.	-----	-----
W_L (%)	40 máx.	50 máx.	60 máx.
I.P. (%)	---	---	25 máx.
AASHTO Estandar (%)	95 mín.	90 ± 2 ó Bandedado	90 ± 2 ó Bandedado
CBR (%)	5 mín.	5 mín.	3 mín.
Expansión (%)	---	---	3



TABLA II
SUB-RASANTE

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	75	75	75
% < malla N° 200	25 máx.	35 máx.	---
W_L (%)	30 máx.	40 máx.	50 máx.
I.P. (%)	10 máx.	20 máx.	25 máx.
AASHTO Estandar (%)	100 m/n.	100 ± 2	100 ± 2
CBR (%)	20 mín.	15 m/n.	15 min.

61



TABLA III
SUB-BASES Y REVESTIMIENTO

CARACTERISTICA	DESEABLE	TOLERABLE	REVESTIMIENTO
Tamaño máx.(mm)	75	75	75
% < malla N° 200	15 máx.	25 máx.	10 - 25
Zona granulométrica	1 y 2	1 a 3	-----
W_L , (%)	25 máx.	30 máx.	35 máx.
I.P. (%)	6 máx.	10 máx.	4 - 10
E.A. (%)	40 mín.	30 mín.	-----
* AASHTO. Modif.(%)	100 mín.	100 mín.	100 mín. (AASHTO. Estandar)
CBR. (%)	40 mín.	30 mín.	30 mín.

* AASHTO T 180-78

21

TABLA IV
BASES

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA
Tamaño máx. (mm)	76	76
% mallo N° 200	10 máx.	15 máx.
Zona granulométrica	1 y 2	1, 2 y 3
W_L (%)	25 máx.	30 máx.
I. P. (%)	6 máx.	6 máx.
E.A. (%)	50 mín.	40 mín.
* AASHTO. Modf. (%)	100 mín.	100 mín.
CBR (%)	100 mín.	80 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx.	40 máx.

* AASHTO T180-78

solución teórica inapelable al problema del diseño de la sección estructural de una vía terrestre. No hay un paquete de ecuaciones que el ingeniero pueda alimentar con parámetros obtenibles, para llegar a una solución precisa.

De esta manera el ingeniero ha de buscar otras armas, que encuentra en la experimentación propia, en el uso de conclusiones experimentales obtenidas por otros y en la aplicación de su conocimiento general y experiencia precedente, conjunto al que ha dado en llamarse el "criterio del proyectista".

La información experimental obtenida se utiliza hoy principalmente de tres formas. Se utiliza para la obtención de parámetros del comportamiento de los materiales, que introducidos en una teoría previamente elaborada, permiten efectuar cálculos útiles para la resolución de un problema específico. Una segunda utilización estriba en ir obteniendo conocimiento sobre los fenómenos estudiados, sobre el que puedan ir obteniéndose conclusiones de carácter general; de esta manera, la información experimental puede llegar a ser fuente de teoría.

Existe además, una tercera manera de utilizar la información experimental que el ingeniero va adquiriendo y que, por cierto, es de uso extraordinariamente frecuente en la Ingeniería actual. Se trata de correlacionar el comportamiento experimental referido a una cierta tecnología de laboratorio, con el comportamiento observado y supuestamente satisfactorio de estructuras construidas, de manera que un cierto valor específico obtenido al aplicar la tecnología de laboratorio se intenta correlacionar inclusive con el nivel de excelencia del comportamiento de la estructura real.

La ingeniería del presente está llena de ejemplos de correlaciones del estilo anterior. Las bondades de un concreto en una amplia gama de usos estructurales se intentan correlacionar con valores específicos de f'_c , obtenidos sometiendo al concreto a una cierta manipulación de laboratorio. El comportamiento de una capa de suelo dentro de un pavimento se intenta correlacionar con el valor de una cierta manipulación de laboratorio, sea una prueba de penetración especial (V.R.S.), sea una prueba de placa hecha en ciertas condiciones prefijadas, sea con el resultado de un cierto tipo de prueba triaxial, etc. Los ejemplos de este tipo de intentos son tan abundantes, que puede afirmarse que éste es el origen de una gran parte de las tecnologías de valuación y diseño que hoy se utilizan.

Es evidente que la metodología implícita en las correlaciones antes mencionadas no puede considerarse científica; vale decir, general o, lo que es lo mismo, independiente del caso particular, del lugar y de otros factores circunstanciales que concurren en cada situación específica.

En primer lugar, la validez de la correlación estará fuertemente afectada por la representatividad de la prueba o manipulación de laborato

rio a que se somete el material. Es dudoso que pueda aspirarse a una correlación adecuada entre el resultado de una prueba de laboratorio y el comportamiento de una estructura en el campo, si la prueba no maneja y relaciona convenientemente los factores esenciales de que vaya a depender el comportamiento de la obra. Claro está, que cuando se piensa en lo complejo que es el estudio del comportamiento de cualquier estructura en el campo y la enorme cantidad de factores que lo definen, seguramente no todos perfectamente justipreciados, se comprende que es tarea imposible encontrar una sola prueba de laboratorio que los refleje razonablemente a todos. De esta manera, la correlación intentada tiene que estar condenada desde un principio, desde el punto de vista científico - teórico.

La base de una correlación como las mencionadas tendrá entonces que ser experimental y ahora el adjetivo experimental se toma en el sentido de la experiencia personal de quien o quienes intenten establecer la correlación. Si un grupo de personas que trabaje intensa y ordenadamente en un cierto campo de la Ingeniería, adquiere auténtica experiencia en dicho campo; es decir, llega a valorar subjetiva, pero racionalmente, cual es el comportamiento que se obtiene en obras reales en diferentes condiciones y con la gama de materiales que el arte del ingeniero juzgue utilizables para el caso y si ese mismo grupo utiliza como discriminador de criterio una prueba de laboratorio o un conjunto de ellas; será posible concebir que se llegue a desarrollar una sensibilidad a cual es el nivel de comportamiento que puede esperarse que correspondan distintos valores concretos de la prueba o pruebas que se estén utilizando como discriminador. En este sentido, dicho discriminador se habrá convertido en un verdadero índice experimental, a cada uno de cuyos valores corresponde un nivel de comportamiento de campo. Es en este sentido en el que un grupo de ingenieros puede decir, por ejemplo que un cierto material, cuyo V.R.S. resultó de un determinado valor, ha de colocarse con un espesor de un cierto número de centímetros, para que esa capa funcione adecuadamente como subrasante, por decir algo, en un camino de determinadas características de tránsito y sujeto a una acción climática conocida.

Para que esta correlación pueda establecerse en forma confiable, parece que han de cumplirse las siguientes condiciones:

1. La prueba o pruebas que se utilicen como índice de experiencia han de ser representativas del comportamiento estructural cuya calidad se desea garantizar. En otras palabras, han de manejar en sus debidas proporciones los parámetros de que realmente depende el comportamiento estructural. Quizá deba comentarse que esta condición no siempre se cumple adecuadamente en las correlaciones de este estilo que los ingenieros tenemos actualmente en uso.

2. Que la experiencia del grupo que formula la correlación sea válida. Para ello no bastará una experiencia acogida al sentimiento, que tanto engaña, sino la que es producto de mediciones y comprobaciones de campo, bien interpretadas y analizadas discriminando cuidadosamente las circunstancias ambientales en que ocurre el comportamiento de la estructura.
3. Que la correlación sólo se use dentro de la situación específica en la que se obtuvo. Por ejemplo, si se han estudiado los comportamientos de estructuras reales en ciertas circunstancias, la correlación sólo será válida para estructuras en las que pueda garantizarse que concurren circunstancias análogas y, cuando haya diferencias, en las que puede garantizarse que esas diferencias no significan cambios esenciales. La homologación de la correlación deberá también garantizarse en la prueba de laboratorio que se use como índice experimental; es decir, cuando dicha prueba se utilice para aplicar la correlación a un caso nuevo, deberá de hacerse exactamente de la misma manera en que se ejecutó cuando la correlación fue establecida.

Es evidente que métodos de diseño que se fundan en las consideraciones anteriores han de estar fuertemente teñidos de sabor local. Quien actúa en unas determinadas condiciones sociales, económicas y, quizá sobre todo, ambientales, tendrá que llegar a una experiencia propia y a una correlación entre un cierto tipo de material y su comportamiento totalmente diferentes a las que puede llegar otro hombre que actúe en condiciones distintas.

De esta manera la solución de los problemas propios en el campo que se analiza requiere en cualquier caso investigación institucional. Si la institución se conforma con la utilización de tecnologías creadas por otros, habrá de hacer investigación para adaptarlas a su medio o a sus diversos medios nacionales. En este proceso, cierto número de individuos de la institución irán desarrollando una sensibilidad y un conocimiento del problema que los inducirán a la búsqueda de métodos tecnológicos propios, nacidos por incitación de las condiciones propias y en los que podrá aspirarse a una mejor congruencia con las necesidades institucionales que la que proporcionaría la mejor adaptación. Así, la institución se encontrará, casi sin querer, haciendo tecnología propia. Por cierto, este es el único camino que me parece posible para lograr tal tecnología propia.

Frecuentemente se olvida que el necesario proceso de adaptación de tecnología extranjera exige prácticamente el mismo nivel en el personal técnico nacional que el que exigiría el desarrollo de tecnologías propias. A veces se piensa que adaptar tecnología es algo sencillo que no requiere una formación técnica de alto nivel, pero de esta forma no se adapta tecnología; se copia, con todos los matices que trai-

ga de origen y se cometen errores fundamentales que restan eficiencia o tornan catastrófica la implantación de una tecnología, que quizá --- hubiera resultado útil de tomar en cuenta las condiciones locales.

Otras veces, los problemas de adaptación de tecnología se tiñen de -- patriotismo, grave riesgo al que indiscutiblemente estos problemas son proclives. No hay que decir que una tecnología útil para un país es buena y deseable independientemente de donde se haya producido. La meta por alcanzar no parece estar en el desarrollo de una tecnología hecha en casa, que cubra todas las necesidades. Esta es una meta inalcanzable y, además, probablemente indeseable por la posición filosófica de aislamiento nacionalista que implica. Más bien parece que se trata de formar una tecnología nacional, bien adaptada a las necesidades, peculiaridades y gustos de la nación de que se trate. El -- lugar último de origen de tal tecnología es secundario. Es importante conservar la capacidad de decisión, hacer lo que se deba y como se deba para el bien del país únicamente. Pero el uso de una tecnología con tales fines exige un conocimiento profundo y matizado de la misma, que sólo será posible con su conocimiento total. Adaptar bien exige conocer, comprender y manejar del todo.

Más que nunca, hoy la tecnología está ligada a la Ciencia. No puede aspirar a un conocimiento tecnológico serio quien no posea una formación científica adecuada. Este es un hecho fundamental a tener en -- cuenta en programas de educación superior y capacitación.

En resumen, la adaptación de la tecnología no es empresa ligera, sino ponderación de factores múltiples, en un crisol que comprenda el conocimiento de muchas realidades nacionales y su comparación con las del lugar de origen.

Obviamente, esta no es tarea para el "Sentimiento" de nadie, por versado que sea y sí lo es para la investigación y la reflexión cuidadosas. No adaptaremos racionalmente tecnologías extrañas, en tanto no tengamos esos centros de investigación y pensamiento y el día que los tengamos, en el número y con el apoyo requeridos, no solo adaptaremos lo que convenga, sino que y ello inexorablemente, produciremos tecnología propia.

El problema de la adaptación de tecnología tiene ciertos ribetes de artificial. Imagínese un niño que por vez primera recibe un mecano. Tendrá que ceñirse al cuaderno de modelos, limitándose a hacerlo que en él se enseñe, paso por paso; pero al cabo de un tiempo, si el niño es inteligente, dominará al mecano, arrumbará el cuaderno de instrucciones y utilizará el juguete según su imaginación y su gusto le dicten. Así es la adaptación de tecnologías. El que no tiene adecuado

.....

nivel tecnológico ha de copiar, siguiendo un libro de instrucciones y si algo cambia, lo más probable es que sea para cometer un error. El que tiene alto nivel tecnológico, capaz de comprender a fondo y analizar la tecnología que le cae en la mano, la podrá utilizar para su beneficio con todas las variantes lícitas necesarias para obtener de ella el máximo provecho y esta operación será para él natural y ni tan siquiera concebirá que se le aplauda por estar resolviendo un grave problema. Para un gremio del nivel apropiado adaptar tecnología es tan natural como respirar.

Por ello, es mi opinión que el ataque último a la necesidad de adaptación de tecnología está en la capacitación y en la investigación. Cuando toda gran institución técnica gubernamental o privada posea Centros de Capacitación seria para su personal, de actualización de conocimiento para el mismo y de investigación tecnológica de sus propios problemas, adquirirá ineludiblemente el nivel en que la adaptación de tecnología foránea a su quehacer resulte tan natural como la más dominada de las acciones que haya de emprender.

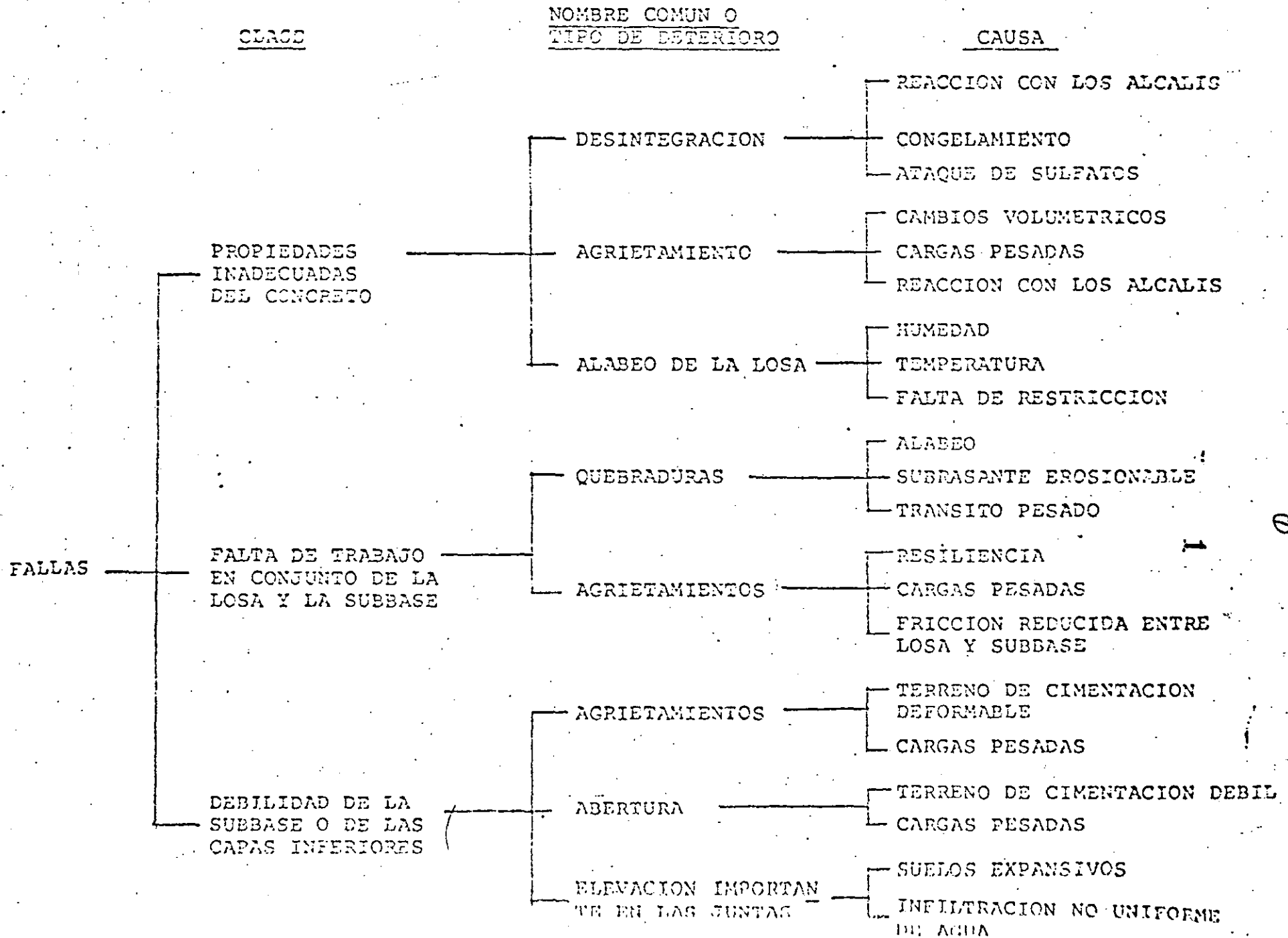
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

DISEÑO DE PAVIMENTOS EN CARRETERAS

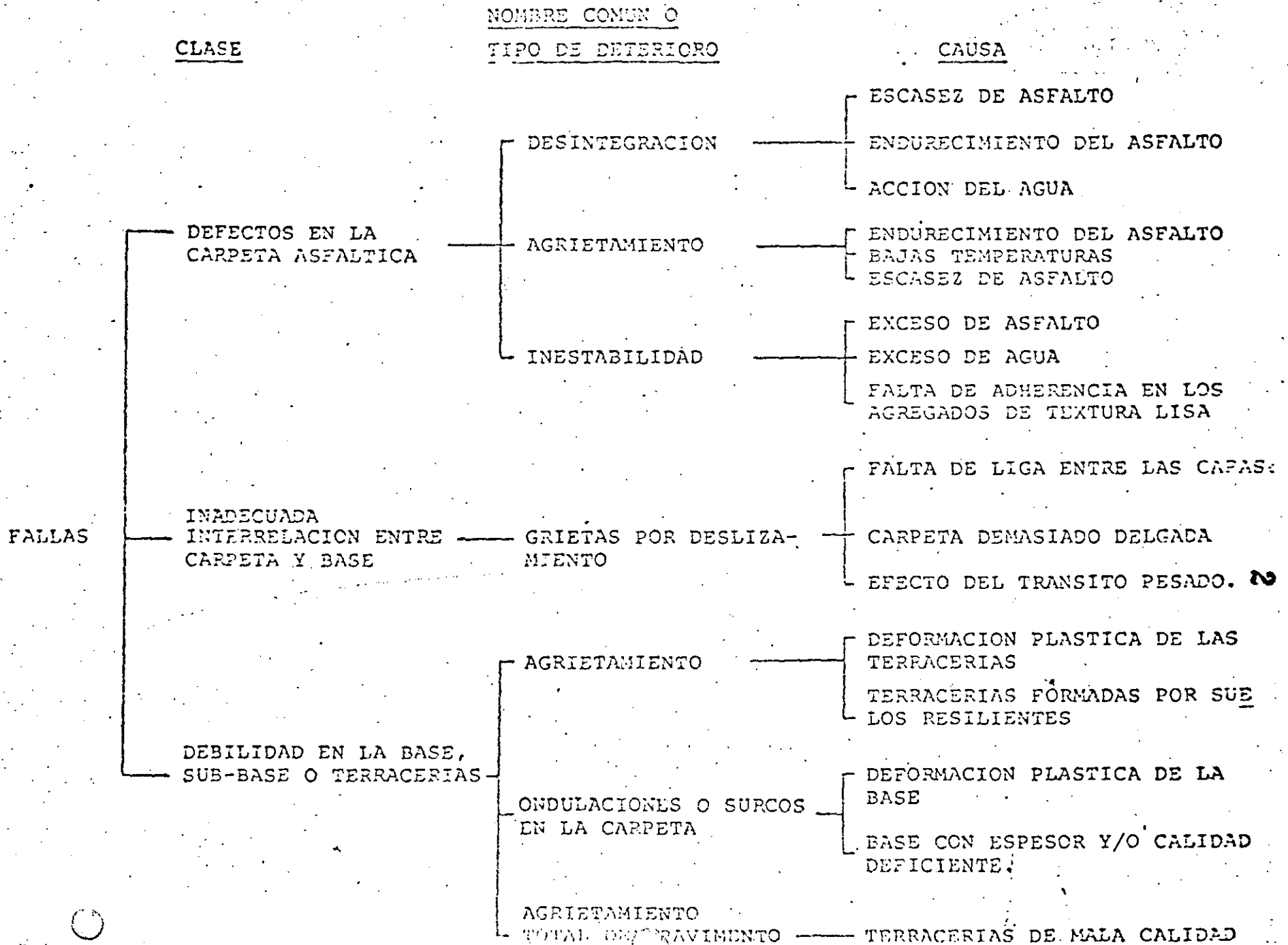
ING. LUIS MIGUEL AGUIRRE MENCHACA.

AGOSTO DE 1983.

CLASIFICACION DE LAS FALLAS EN PAVIMENTOS RIGIDOS



CLASIFICACION DE LAS FALLAS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES



REHABILITACION

- FINALIDAD:

- 1.- CORREGIR LOS DETERIOROS EXISTENTES EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO.
- 2.- PREVENIR DETERIOROS FUTUROS EN EL PAVIMENTO.
- 3.- ADAPTACION A NECESIDADES DEL TRANSITO FUTURO.

- PROCEDIMIENTOS MAS GENERALES

- 1.- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES.
- 2.- SOBRECARPETAS (ASFALTICAS, CONCRETO HIDRAULICO, BASE HIDRAULICA Y CARPETA)
- 3.- AMPLIACIONES
- 4.- OBRAS DE DRENAJE.

- FUNCION

- 1.- PROPORCIONAR UNA ADECUADA CALIDAD DE RODAMIENTO.
- 2.- PROPORCIONAR LA RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO NECESARIA.
- 3.- PROPORCIONAR LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL ADECUADA PARA SOPORTAR EL TRANSITO FUTURO.
- 4.- MEJORAR LAS CONDICIONES GEOMETRICAS DEL CAMINO.

- CARACTERISTICAS

- ADECUADA
- OPORTUNA

CRITERIOS DE DECISION PARA JUSTIFICAR LA
NECESIDAD DE EFECTUAR LA REHABILITACION
DE UN PAVIMENTO

- NIVEL DE SERVICIO
- CALIDAD DE RODAMIENTO
- SEGURIDAD
- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- CONDICIONES SUPERFICIALES
- COSTOS DE OPERACION, MANTENIMIENTO, ETC.

REACONDICIONAMIENTO DEL PAVIMENTO EN AEROPUERTOS

PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS

ZONIFICACION

EVALUACION ESTADO SUPERFICIAL

OBTENCION DE DATOS: TRANSITO, CLIMA, ETC:

ESTABLECIMIENTO METODOS DE DISEÑO

DETERMINACION DE LOS VALORES INDICE CARACTERISTICOS.

EXPLORACION Y MUESTREO

ENSAYES DE LABORATORIO

CARACTERIZACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

TIPIFICACION DE DETERIOROS Y CAUSAS POSIBLES

ESTABLECIMIENTO DE LAS PREMISAS DE DISEÑO

MANIPULACION DE LA INFORMACION OBTENIDA Y ESTABLECIMIENTO DE ALTERNATIVAS DE REHABILITACION

ANALISIS PARA LA SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS ADECUADA

EVALUACION Y RETROALIMENTACION

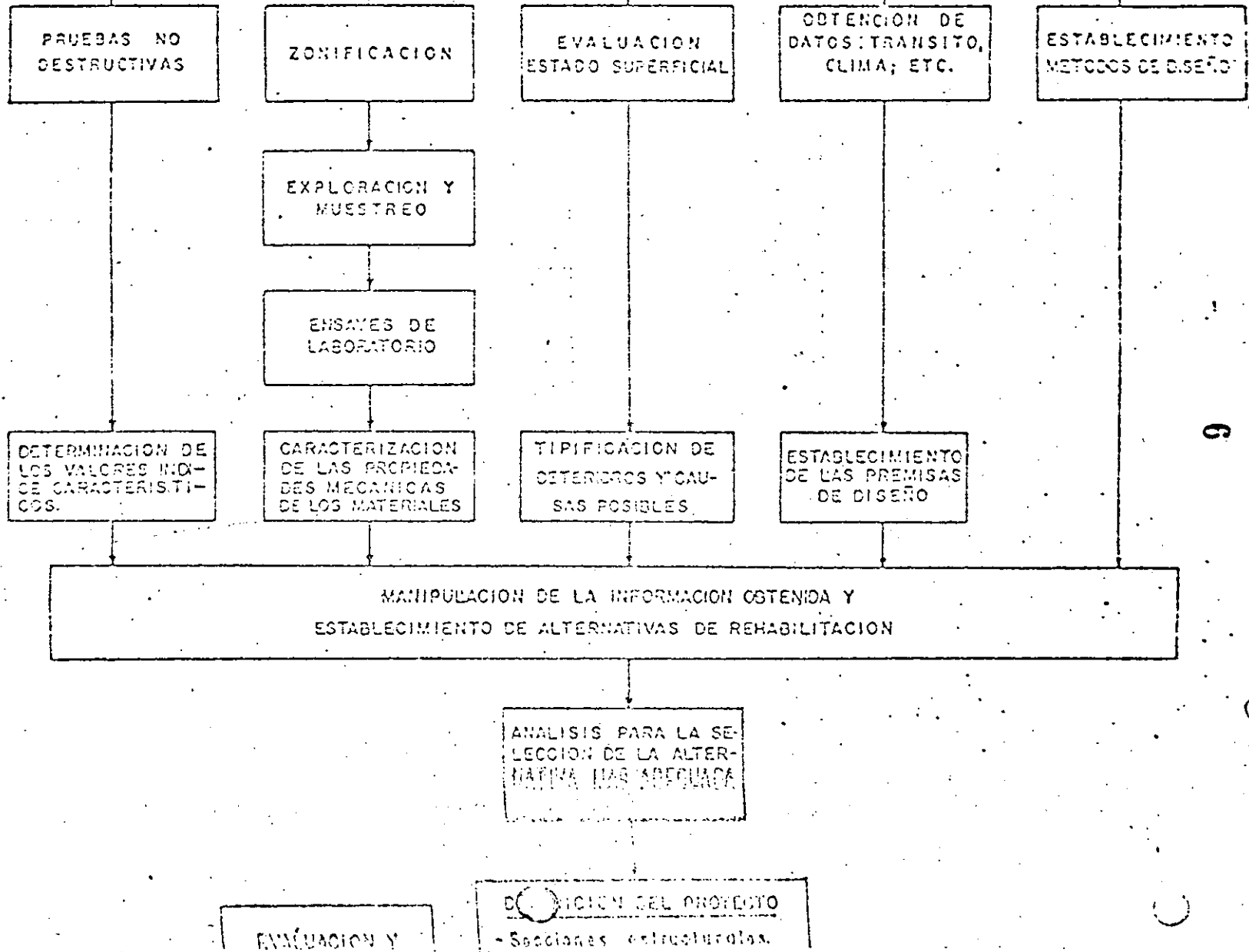
DEFINICION DEL PROYECTO

- Secciones estructurales.
- Normas y especificaciones de construcción.
- Bodega de materiales.
- Telefonos.

21

9

REACONDICIONAMIENTO DEL PAVIMENTO EN CARRETERAS.



$$CPA = \left[C_I + M_1 (FA)_1 + M_2 (FA)_2 - \left(1 - \frac{Y}{X}\right) M_2 (FA)_n \right] (RC)_n + M_y$$

CPA = Costo promedio anual.

C_I = Costo inicial.

M_y = Costo de mantenimiento de rutina anual.

FA = Factor de actualización = $\frac{1}{(1+i)^n}$

i = Interés.

Y = Número de años entre la última rehabilitación mayor y el fin del período analizado.

X = Vida estimada del último esfuerzo.

RC = Factor de recuperación del capital = $\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$

METODOS PARA VALUAR EL ESPESOR
REQUERIDO DE SOBRECARPETA

- 1.- ANALISIS COMPARATIVO ENTRE LA ESTRUCTURA EXISTENTE Y LA RECOMENDABLE, SEGUN UN -- DETERMINADO METODO DE DISEÑO.
- 2.- ANALISIS DEL PAVIMENTO, A PARTIR DE LA DETERMINACION DE LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO EN SU CONJUNTO; DETERMINADA POR PRUEBAS REALIZADAS SOBRE LA ESTRUCTURA REAL DEL MISMO.
 - MEDICIONES DE DEFLEXIONES.
 - PRUEBAS DE PLACA.

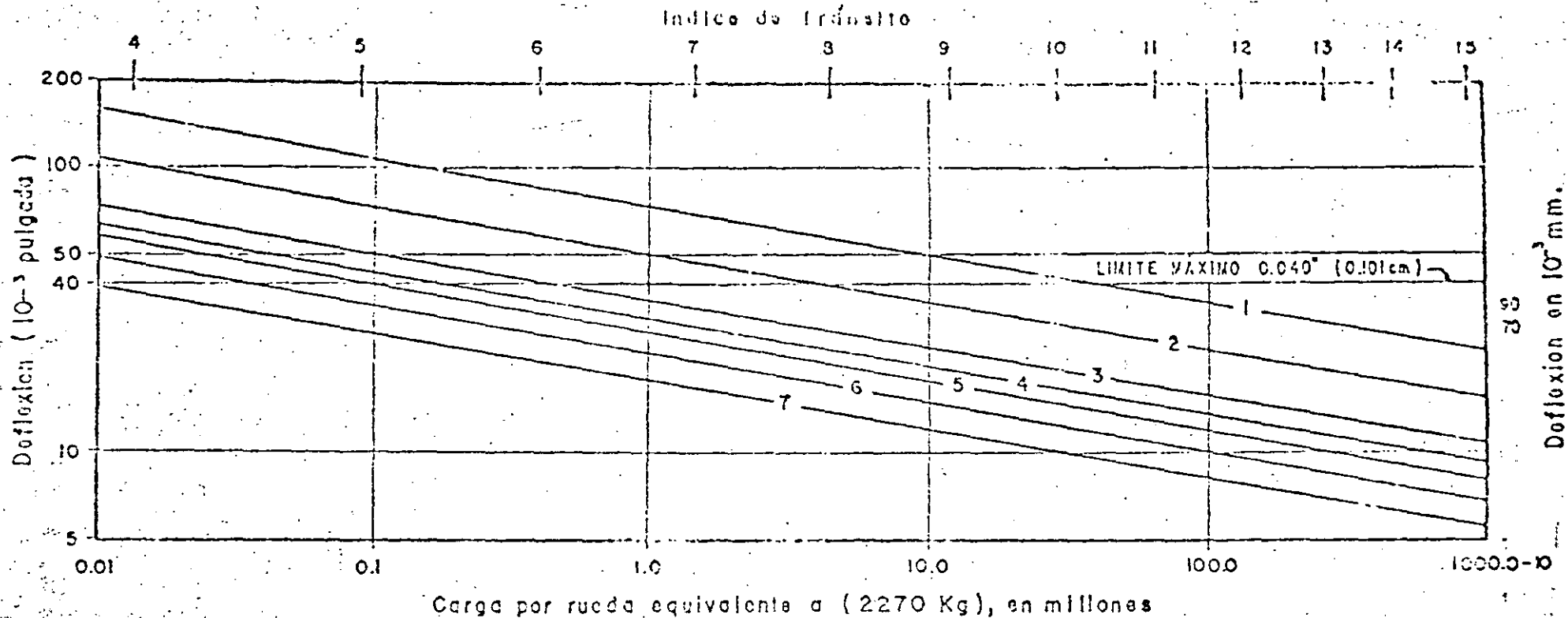
TABLE 20.3. Conversion Factors for Several Agencies

Material Type	FAA Equivalency	U.S. Navy Equivalency	U.S. Air Force Equivalency	Portland Cement Association (U.S.)
Flexible Overlays				
1 in. A.C. surface (good condition, bit, overlay)	1.5 in. G.B.	1.0 in. G.B.	1.0 in. G.B.	
1 in. A.C. surface (poor condition)	1.0 in. G.B.			
1 in. A.C. base (good condition, bit, overlay)	1.5 in. G.B.			
1 in. C.T.B. (good condition)	1.5 in. G.B.			
Rigid Overlays				
1 in. P.C.C. (good condition)	1.0 in. PCC	1.0 in. PCC*	1.0 in. PCC*	1.0 in. PCC*
1 in. P.C.C. (initial corner cracking, no progressive cracking)	0.75 in. PCC	0.75 in. PCC*	0.75 in. PCC*	0.75 in. PCC*
1 in. P.C.C. (badly cracked or crushed)	0.35 in. PCC	0.35 in. PCC*	0.35 in. PCC*	0.35 in. PCC*

* These are the C values used in equations 20.9 and 20.10. See Table 20.4.

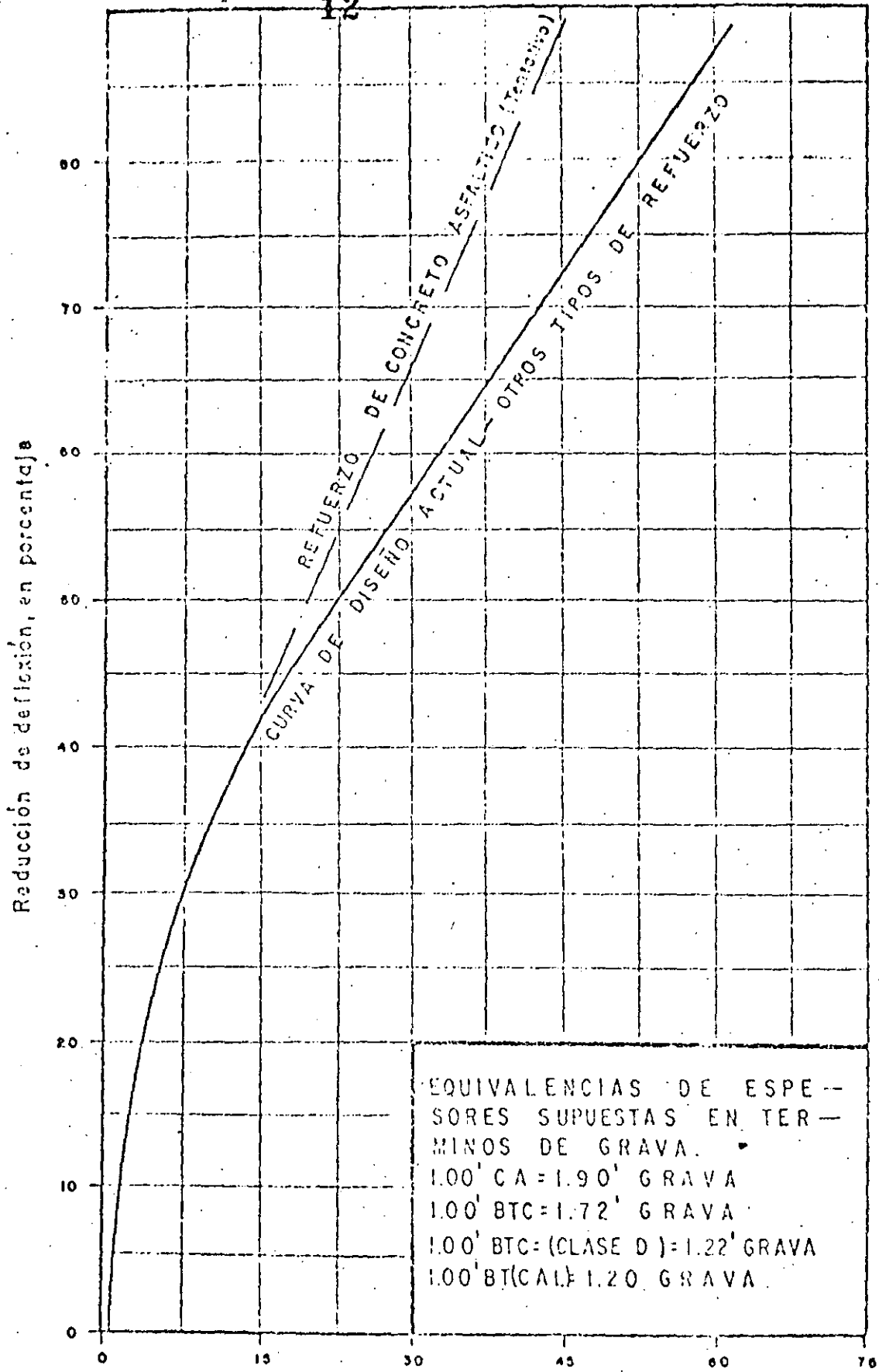
10

IPI- ON.	DESCRIPCION DEL MATERIAL.	FACTORES DE CONVERSION.
	Terreno natural en todos los casos	0.0
	a).- Subrasantes construidas con materiales granulares, con algo de limo o arcilla e $IP \leq 10$	0.0-0.2
	b).- Subrasante de suelos muy plásticos con $IP > 10$; estabilizadas con cal.	
	a).- Bases o subbases granulares bien graduadas con $CBR > 20$, el limite superior se usa si el $IP \leq 6$ y el inferior si $IP > 6$.	0.2-0.3
	b).- Subbase y bases de suelo cemento, con materiales con $IP \leq 10$ y poco cemento.	
	a).- Base granular de alta calidad ($CBR > 30$).	
	b).- Carpetas asfálticas muy agrietadas y deformadas.	
	c).- Pavimento de concreto hidráulico roto en piezas menores de 2 pies, se usa el rango superior cuando tiene subbase, limite inferior cuando sólo hay subrasante.	0.3-0.5
	d).- Bases de suelo cemento muy agrietadas.	
	a).- Carpeta y bases asfálticas muy agrietadas pero poco deformadas.	
	b).- Pavimentos de concreto hidráulico agrietados y con algunas fallas.	0.5-0.7
	c).- Bases de suelo cemento poco agrietadas.	
	a).- Carpetas de concreto asfáltico con pocas grietas y poca deformación.	
	b).- Bases asfálticas poco agrietadas.	0.7-0.9
	c).- Concreto hidráulico poco agrietado.	
	a).- Concreto asfáltico incluyendo bases de concreto asfáltico con muy pocas grietas y pocas deformaciones en las huellas de rodada.	
	b).- Concreto hidráulico, sellado y pocas grietas.	0.9-1.0
	c).- Base de concreto hidráulico bajo carpeta asfáltica estable, sin baches y con pocas grietas rellenadas.	



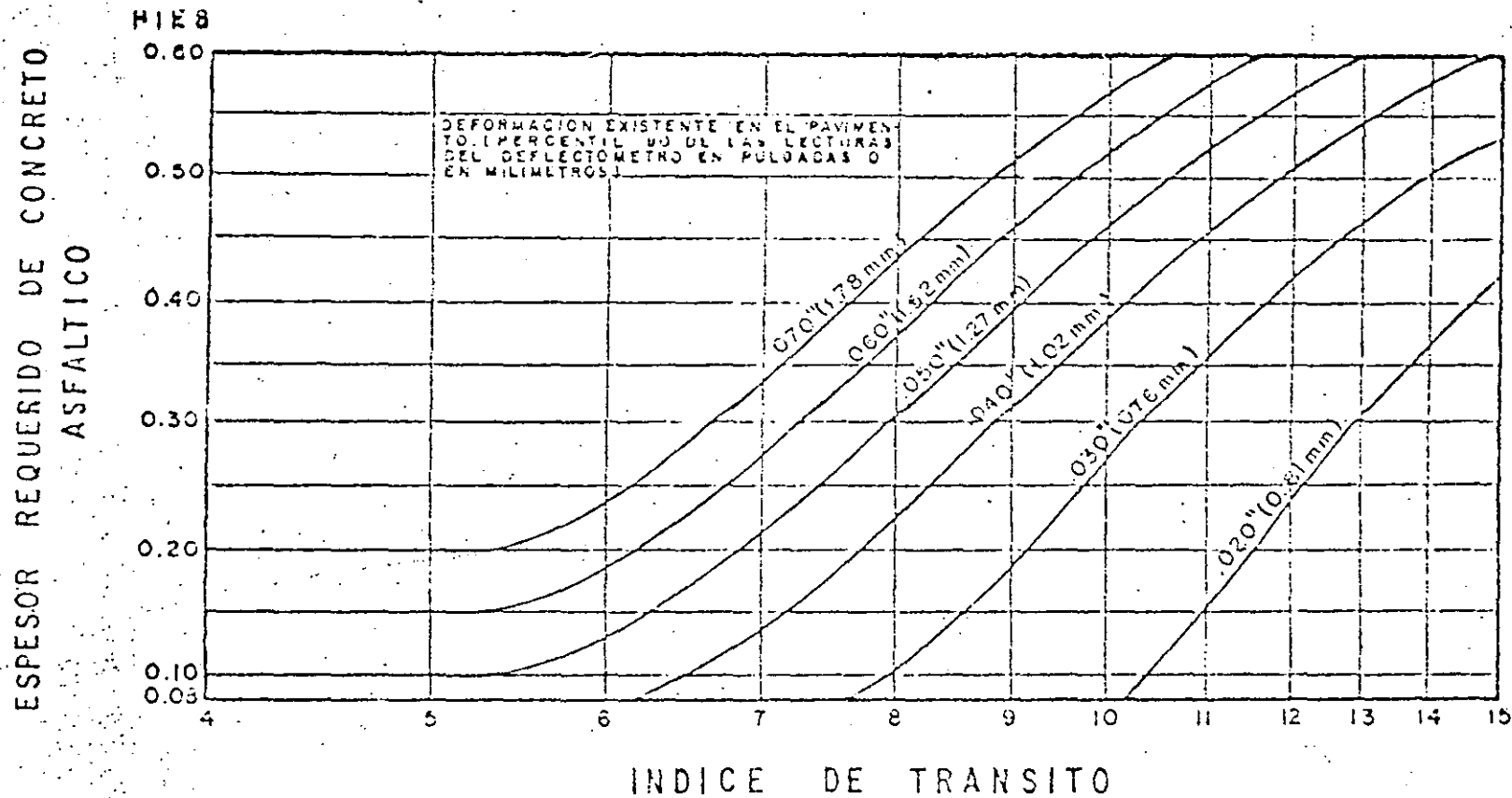
TIPOS DE SUPERFICIES DE RODAMIENTO	Espesor (cm)
1 - Tratamiento Superficial	1.2
2 - Concreto Asfáltico	3
3 - Concreto Asfáltico	6
4 - Concreto Asfáltico	7.5
5 - Concreto Asfáltico	9
6 - Concreto Asfáltico	10
7 - Concreto Asfáltico	15
7 - Base Tratada con Cemento	15

Gráfica para la determinación del nivel tolerable de deflexión en el Método de California (324)



Incremento del espesor de un pavimento (Grava Equivalente) en función del coeficiente de reducción de deflexiones (Método de California) (195)

GRAFICA PARA DETERMINAR EL ESPESOR DE LA SOBRECARPETA DE CONCRETO ASFALTICO, A PARTIR DE LA DEFLECCION MEDIDA EN EL PAVIMENTO. (CALIFORNIA)



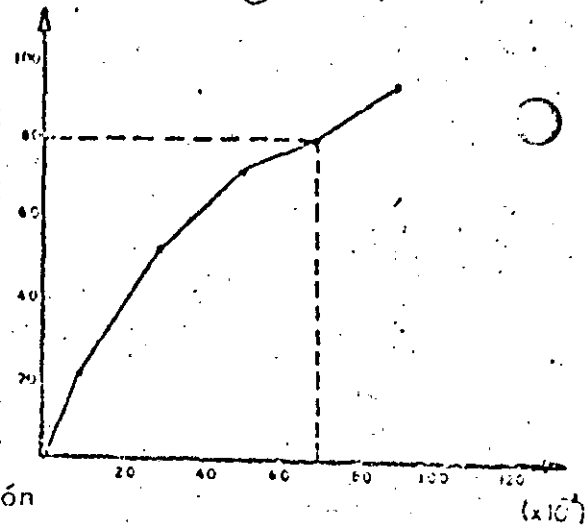
DEFLEXIONES.

0.040	0.060
0.044	0.040
0.020	0.024
0.088	0.036
0.088	0.032
0.084	0.024
0.072	0.000
0.012	0.016
0.036	0.028
0.024	0.056
0.020	0.016
0.056	0.028
0.076	0.024
0.084	0.016
0.120	0.016
0.100	0.032
0.158	0.048
0.100	0.042
0.080	
0.044	N=39
0.044	

F	
1 - 20	
21 - 40	
41 - 60	
61 - 80	
81 - 100	
101 - 120	
121 - 140	
141 - 160	

14

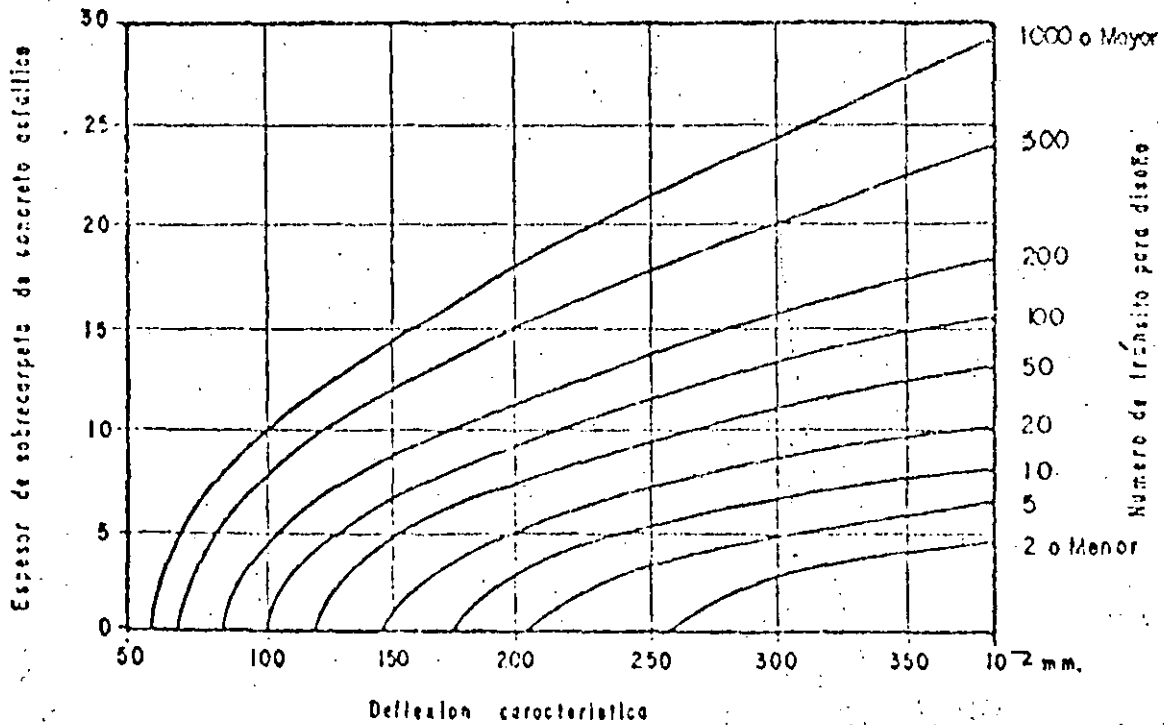
%	
8	20.5
12	31
8	20.5
3	8
6	15
1	2.5
1	2.5
39	



De la fig. 23 la corrección por temperatura será:
 espesor de la carpeta h= 11cms.
 temperatura 26°C.
 fc= 0.8
 $P80c = 0.8 \times 0.7 = 0.56$

Peo = 0.70

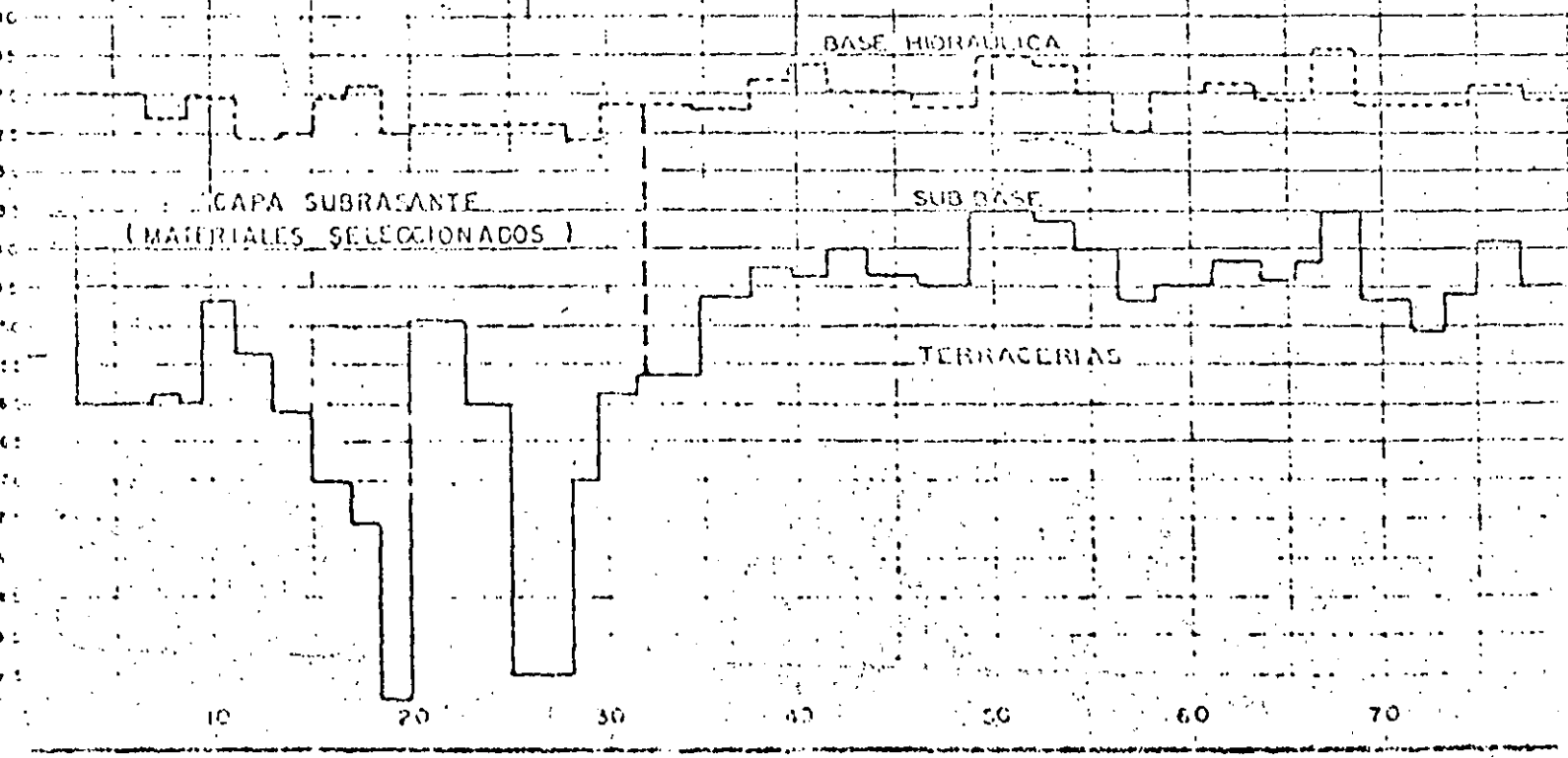
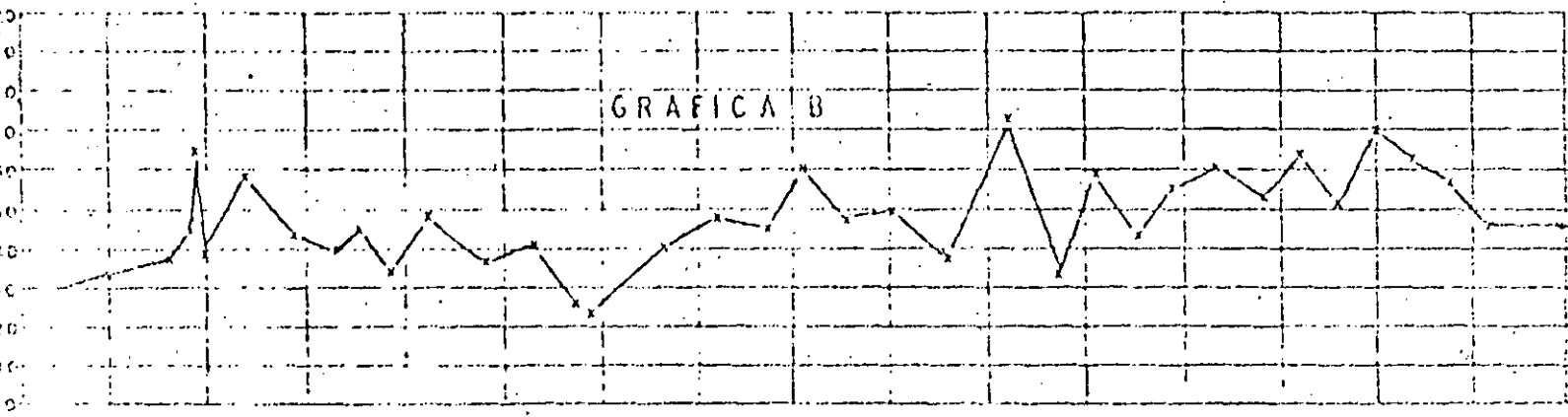
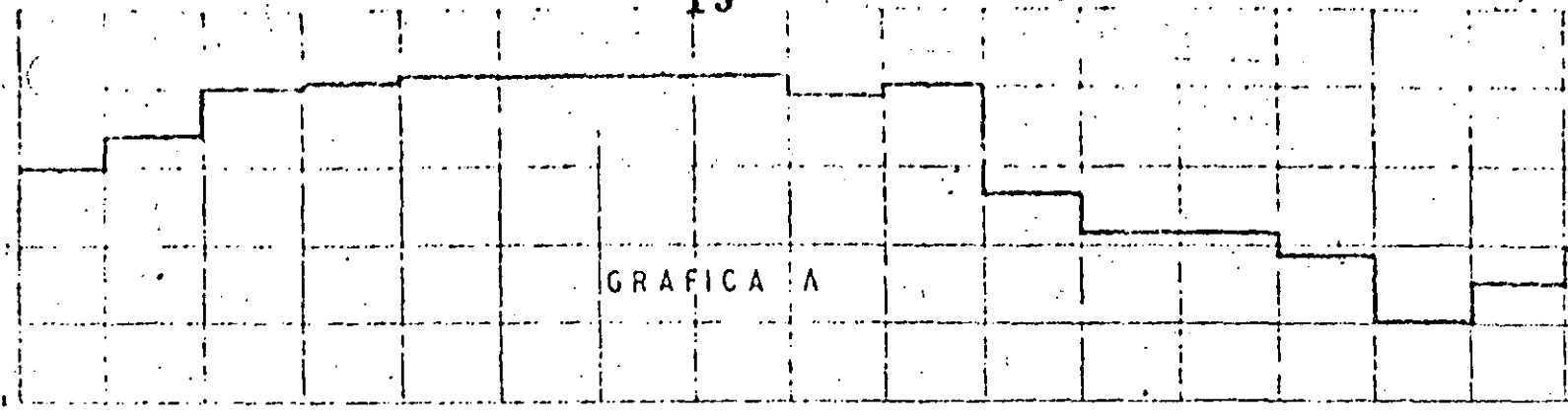
a.- ANALISIS ESTADISTICO PARA LA OBTENCION DE LA DEFLEXION.



b - Espesores de sobrecarpeta de refuerzo, en función de la deflexión característica del pavimento, según el Instituto Norteamericano del Asfalto. (1977)

0 10 20 30 40 50 60 70 80

15



CARRETERA N° _____ NOMBRE _____ OBSERVADOR _____
 ORIGEN _____ FECHA _____

ANTES DE DENTES	CALIFICACION INICIAL																			
	SUPERFICIE DE RODAMIENTO	SELLO																		
		CARPETA																		
	AÑOS DE SERVICIO																			

K I L O M E T R A J E _____

SECCION N° _____

CALIFICACION ACTUAL DEL PAVIMENTO	EXCELENTE	5																		
	MUY BUENO	4																		
	BUENO	3																		
	REGULAR	2																		
	MALO	1																		
	MUY MALO	0																		
	INTRANSITABLE	0																		
CALIFICACION ACTUAL																				

PAVIMENTO ACEPTABLE	SI																			
	NO																			
	DUDOSO																			

DAÑOS	Ninguno, Le Ligero, Fuerte		N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F	N	L	F
	DEFORMACION	Longitudinal																		
		Transversal																		
	GRIETAS																			
	BACHES	Abiertos																		
		Tapados																		
ZONAS LLORADAS																				
DESPRENDIMIENTO SELLO																				

NOTA N° _____

0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000 0000

ESTRUCTURA

ESTRUCTURA

ESTRUCTURA

ESTRUCTURA

TABLA I-1

CONDICIONES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO RIGIDO

Aeropuerto: _____

Elemento: _____

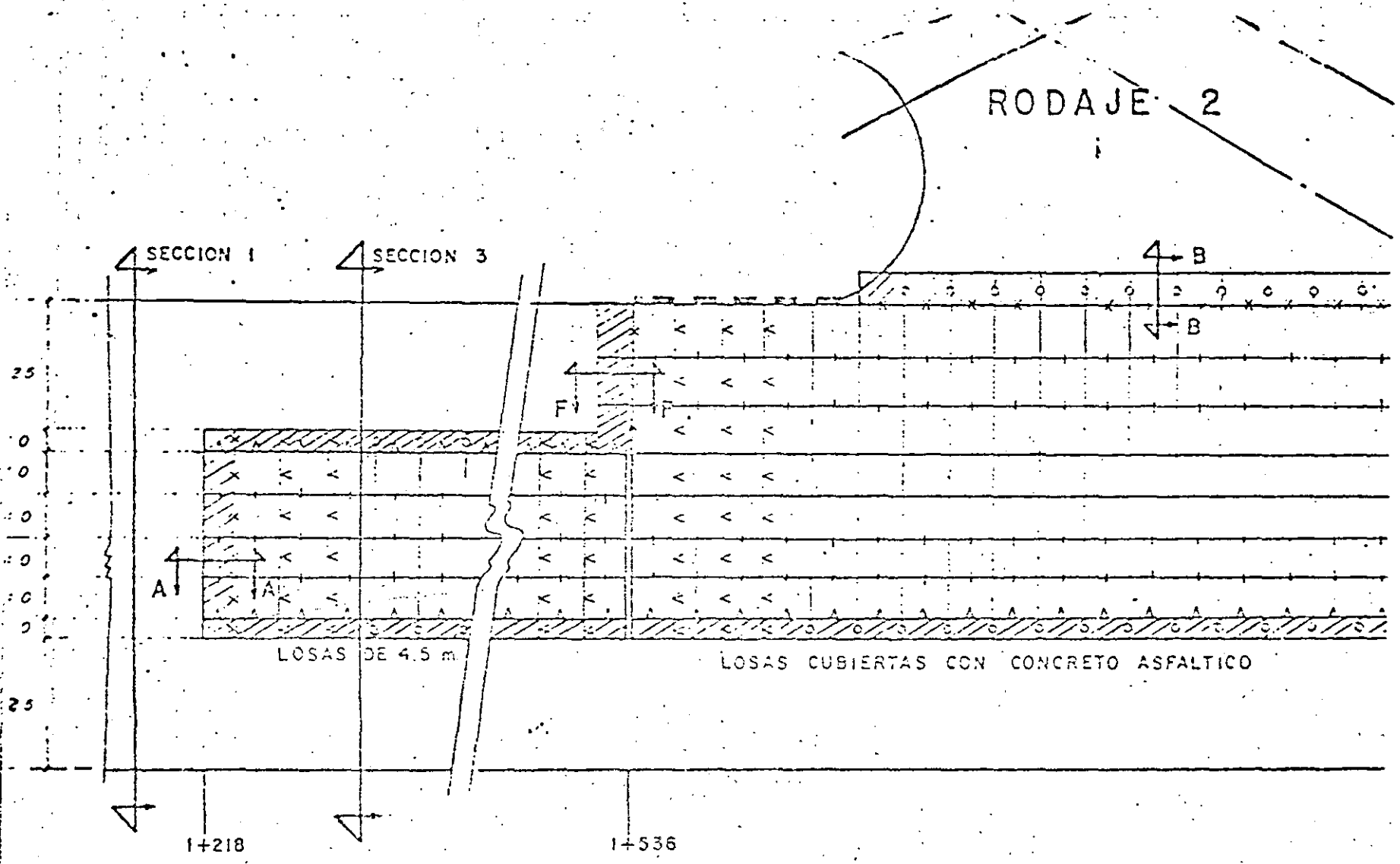
Observador: _____

Fecha: _____

0: Ninguna 1: Menor 2: Moderada 3: Mayor 4: Severa	TIPO CRIETA	Longitudinal.																			
		Transversal.																			
		Escamosa o Costrosa.																			
		En Esquina.																			
		En Orilla																			
		Astillamiento o Desconchamiento.																			
		Desintegración del Concreto.																			
		Hundimientos Diferenciales																			
		Bombeo																			
		10	Muy Bien A	Losas que se doblan																	
9	Pérdida del sello de la junta.																				
8	Bien B	Crietas sin Sellar.																			
7		Cortes en el Pavimento																			
6	Regular C	Parches																			
5		Reconstrucción Localizada.																			
4	Pobre D	Rugosidad Superficial																			
3		Drenaje Superficial.																			
2	Muy Pobre E	Sub drenaje.																			
1		Condiciones Generales																			
0		Efectos de las turbinas en el Sello de las Juntas.																			
		Defectos en la Superficie																			
		Acumulación de Caucho.																			
		Trabajos Requeridos																			

Observaciones Drenaje: _____

Observaciones: _____

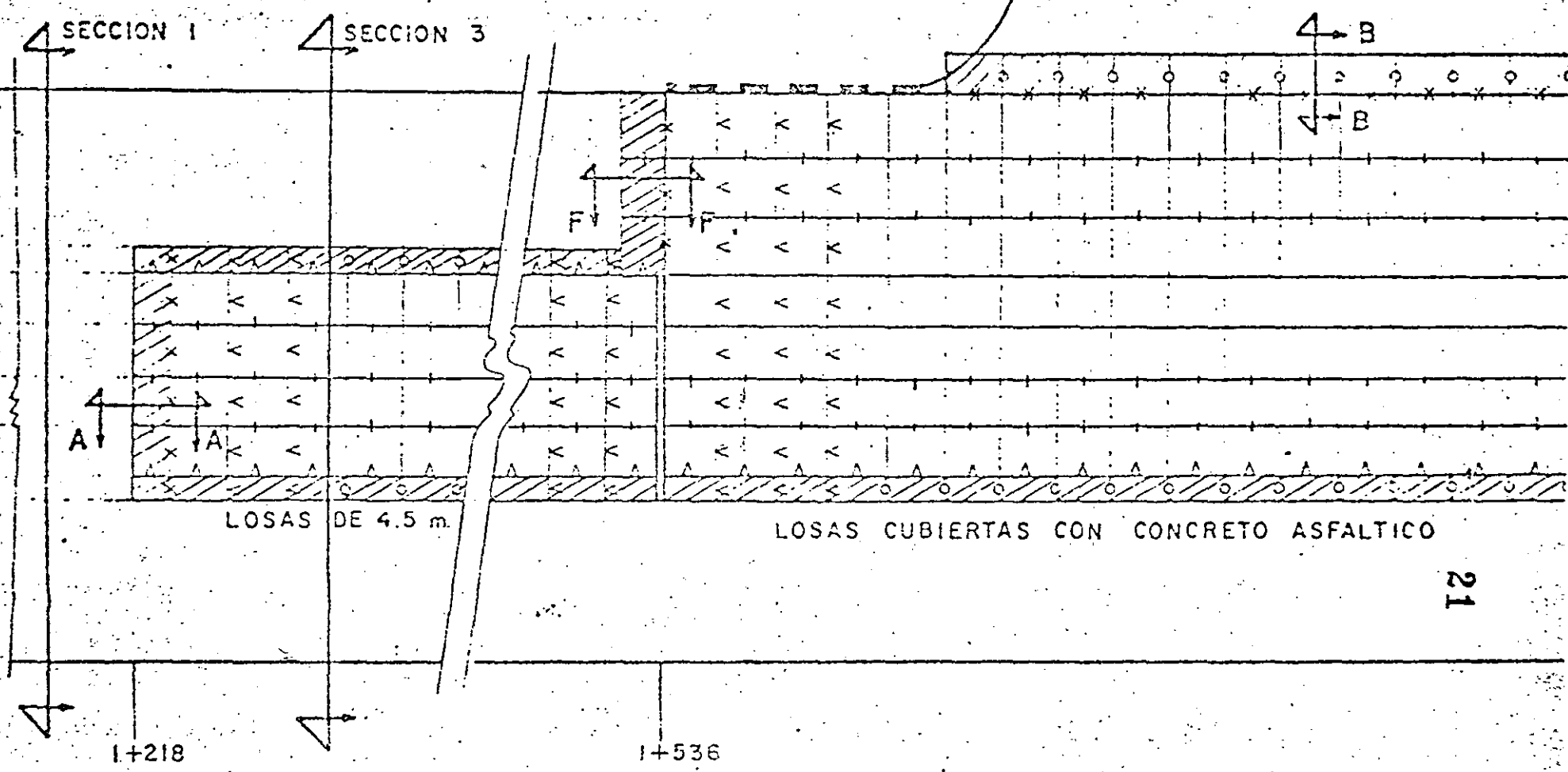


20

PISTA 18-36

10

RODAJE 2



21

PISTA 18 = 3

(R)

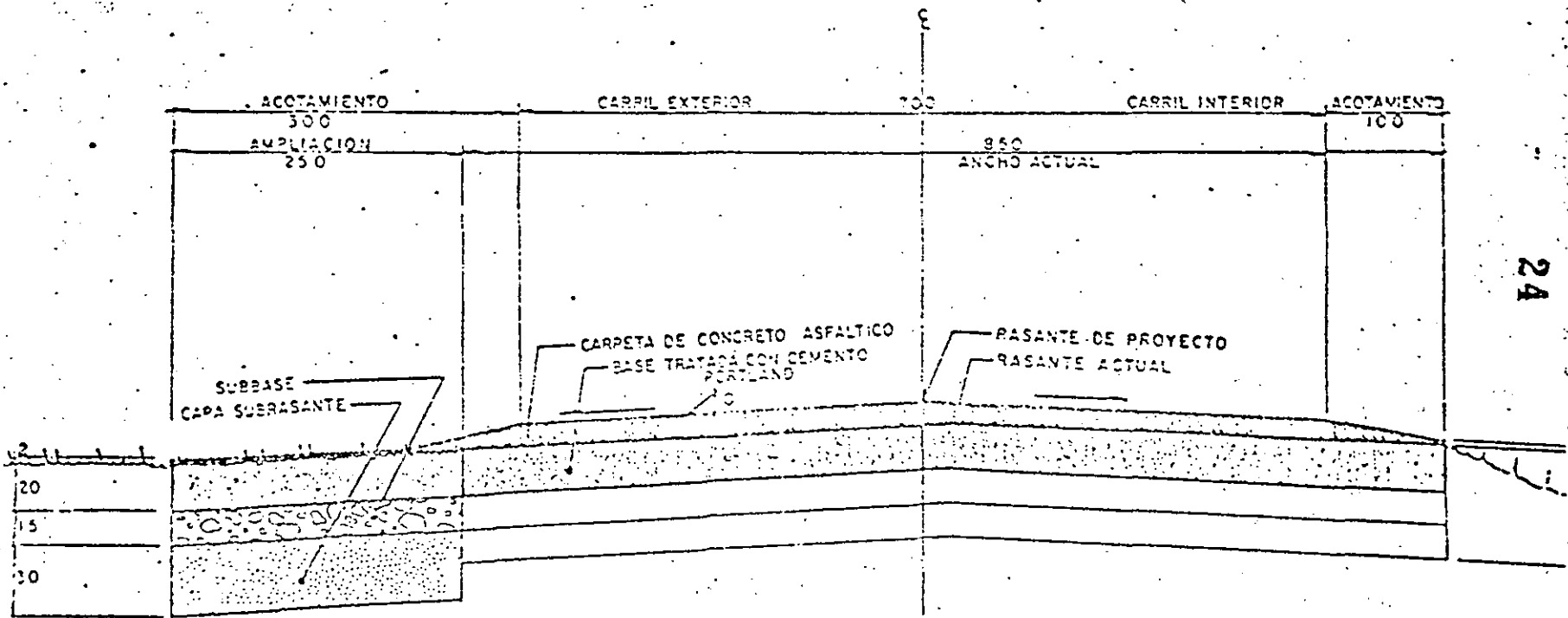
TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS RIGIDOS

TIPOS	APLICACION
<ul style="list-style-type: none"> - RESTAURACION DE JUNTAS - CALAFATEO DE GRIETAS 	<p>MEJORAR LA FUNCION DE LAS JUNTAS E IMPERMEABILIZAR</p>
<ul style="list-style-type: none"> - TRATAMIENTOS SUPERFICIALES 	
<ul style="list-style-type: none"> RANURADO REBAJADO PRODUCTOS QUIMICOS 	<p>CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO.</p>
<ul style="list-style-type: none"> - RECONSTRUCCION DE LOSAS, INTEGRAL O PARCIAL 	<p>RESTITUIR ESTRUCTURA</p>
<ul style="list-style-type: none"> - SOBRECARPETAS ASFALTICAS O REFUERZO DE CONCRETO HIDRAULICO 	<p>MEJORAR TEXTURA Y DERRAPAMIENTO, REFUEER ESTRUCTURAL</p>
<ul style="list-style-type: none"> - MODERNIZACIONES Y RECONSTRUCCION 	<p>ADECUAR PARA TRANSITO MAS PESADO Y MAS IMPORTANTE, MEJORAR ALINEAMIENTO Y DRENAJE.</p>

TRABAJOS DE REHABILITACION DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

TIPO	APLICACION
- TRATAMIENTOS SUPERFICIALES	
RANURADO REBAJADO PRODUCTOS QUIMICOS	CORREGIR TEXTURA Y MEJORAR RESISTENCIA AL DESGASTE.
CALAFATEO	RELLENO DE GRIETAS
SLURRY SEAL RIEGOS DE SELLO	CORREGIR TEXTURA Y DESGASTE, IMPERMEABILIZAR, MEJORAR APARIENCIA.
- BACHEO SUPERFICIAL	CORREGIR FALLAS DE CARPETA.
	CORREGIR AREAS DEBILES
- RENIVELACIONES	CORREGIR DEFORMACIONES
- RECICLADO	CORREGIR FALLAS DE CARPETA, REJUVENECERLA Y FORZARLA.
- SOBRECARPETA	REFUERZO, ESTRUCTURAL Y CONTRA FATIGA.
- MODERNIZACIONES	ADECUAR PARA TRANSITO -- MAS IMPORTANTE, AMPLIACIONES Y RECTIFICACIONES MEJORAR DRENAJE.
- RECONSTRUCCION	ADAPTACION PARA UN TRANSITO MAS PESADO.

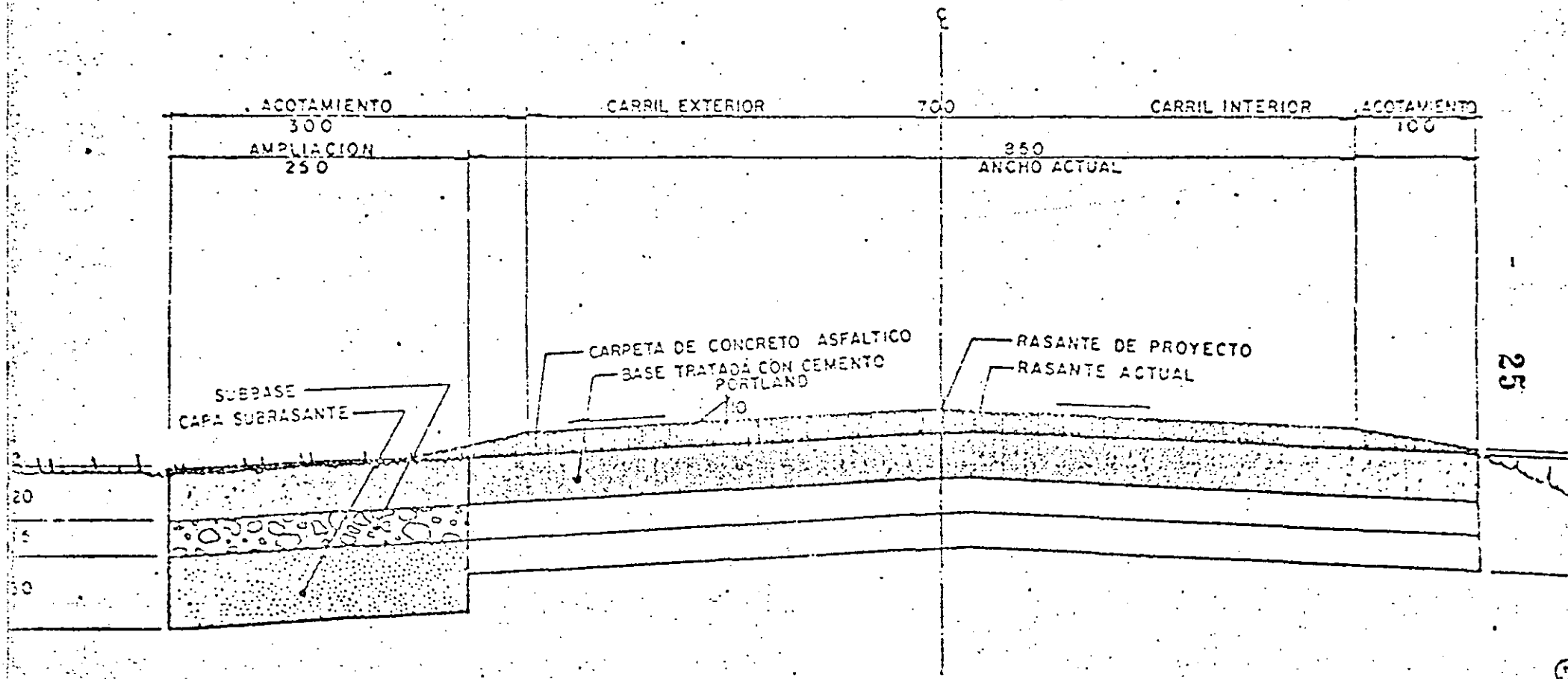
ESTRUCTURA TIPICA DEL PAVIMENTO EN EL CUERPO ACTUAL



Acotaciones en centímetros

ESC. HOR. 1:50
VER. 1:25

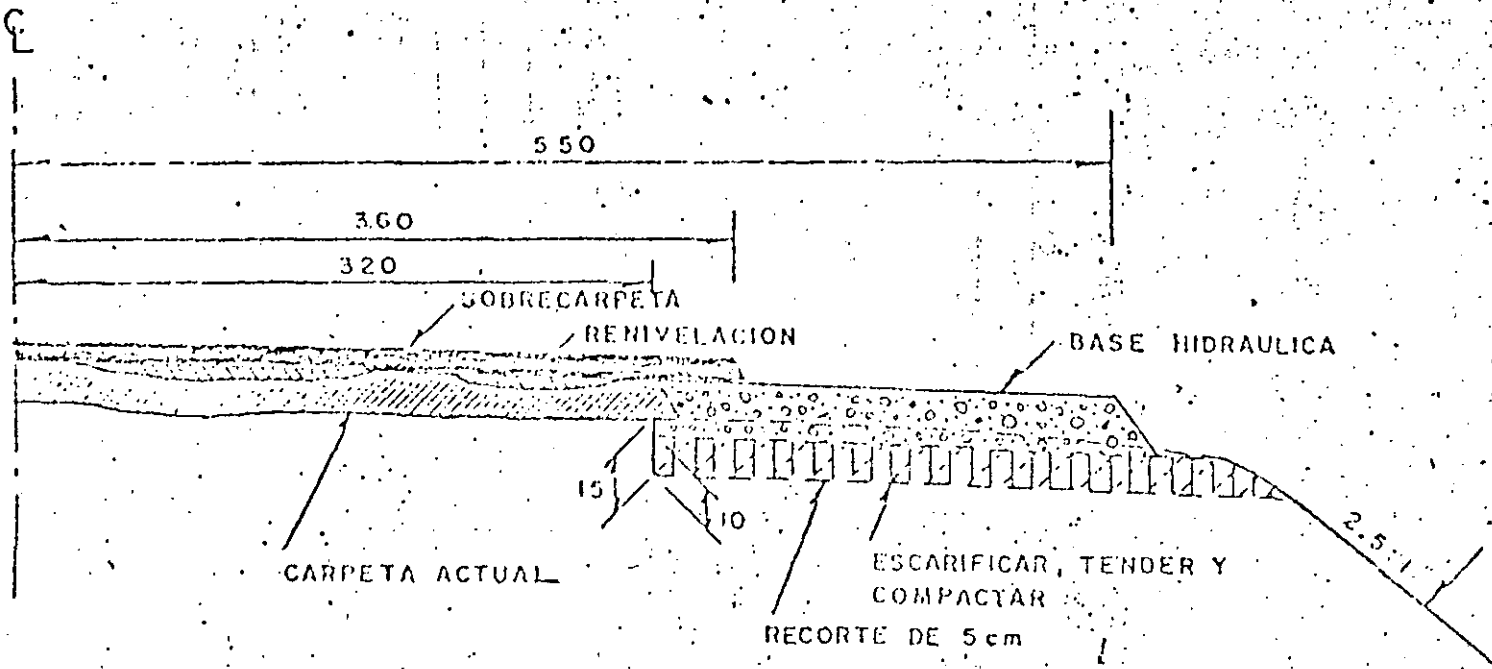
ESTRUCTURA TIPICA DEL PAVIMENTO EN EL CUERPO ACTUAL



Acotaciones en centímetros

ESC. HOR. 1:50
VER. 1:25

SECCION III



C L A V E

- DESPALMAR LOS 15 cm SUPERIORES DEL TALUD DEL TERRAPLEN ACTUAL O RECORTAR 5 cm SUPERIORES BAJO EL ACTAMIENTO ACTUAL
- RECORTAR UN ESCALON BAJO EL NIVEL SUPERIOR DEL ACOTAMIENTO, EMPEZANDO A 3.20 m DEL C Y HACIA FUERA
- COLOCAR EN LA AMPLIACION EL MATERIAL RECORTADO DEL ESCALON ANTERIOR Y COMPACTADO A 90%
- COMPLETAR LA AMPLIACION HASTA EL NIVEL DEL ACOTAMIENTO, UTILIZANDO MATERIAL DE CAPA SUBRASANTE Y COMPACTANDOLO AL 95%
- ESCARIFICAR
- EXTENDER Y RECOMPACTAR HASTA ALCANZAR EL 95% DE COMPACTACION
- BASE HIDRAULICA COMPACTADA AL 100%
- RENIVELACION CON MEZCLA ASFALTICA
- CARPETA ACTUAL
- SOBRECARPETA O CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO

EVALUACION

MEDICION PERIODICA DE LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL PAVIMENTO:

- CAPACIDAD ESTRUCTURAL
- RUGOSIDAD
- DETERIOROS
- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

CAPTA Y TRANSMITE INFORMACION ACERCA DE LA FORMA EN QUE EL PAVIMENTO CUMPLE CON SUS FUNCIONES.

PERMITE: COMPROBAR LAS PREDICCIONES DEL PROYECTO-PROGRAMAR LOS TRABAJOS DE REHABILITACION-MEJORAR LOS MODE--
LOS DE DISEÑO-MEJORAR TECNICAS DE CONSTRUCCION Y
DE MANTENIMIENTO, PRONOSTICAR LA VIDA UTIL DEL PA
VIMENTO.

GENERAL CONCEPTS OF PAVEMENT EVALUATION

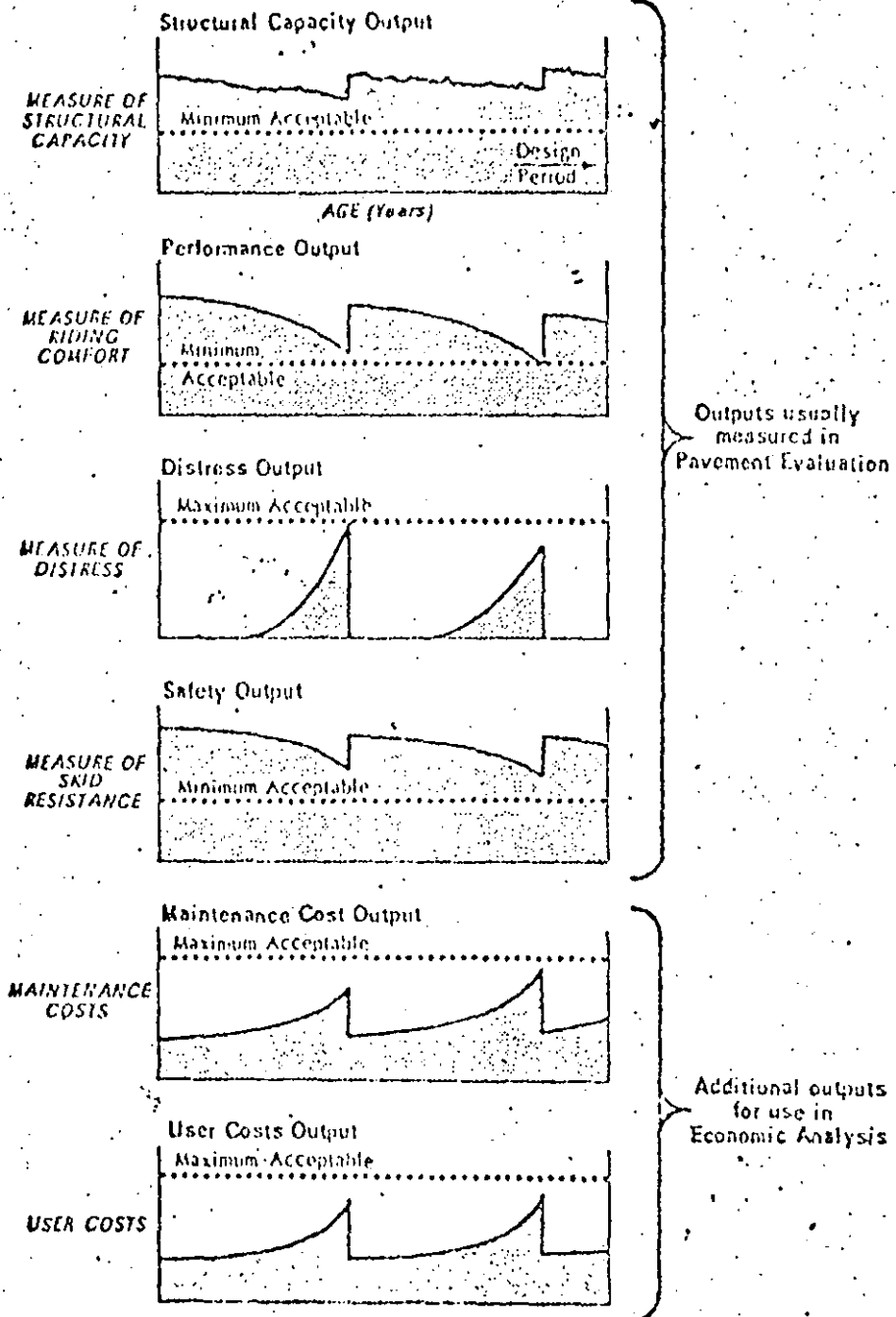
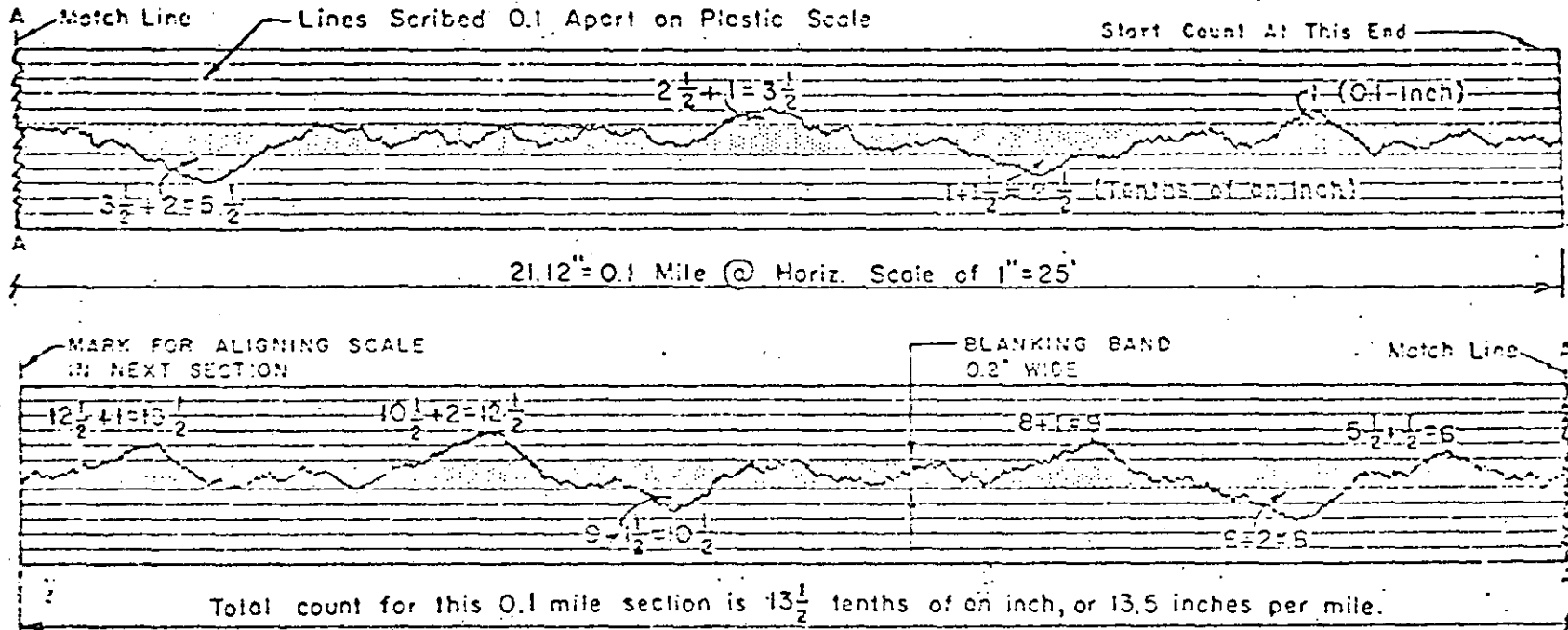


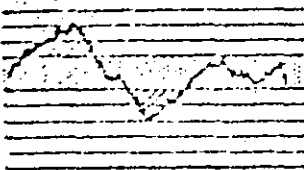
Figure 6.1 Major types of pavement outputs.

EXAMPLE SHOWING METHOD OF DERIVING PROFILE INDEX FROM PROFILOGRAMS



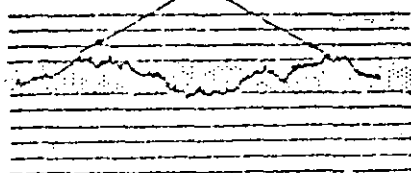
TYPICAL CONDITIONS

Scallops ~~are over~~ enclosed by profile line and blanking band. (Same crosshatched in this sketch)



A

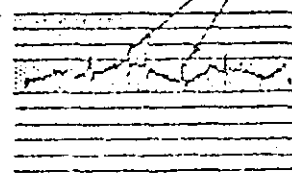
Small projections which are not included in the count.



B

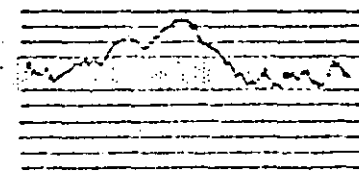
SPECIAL CONDITIONS

Rock or dirt on the Pavement. (Not counted)



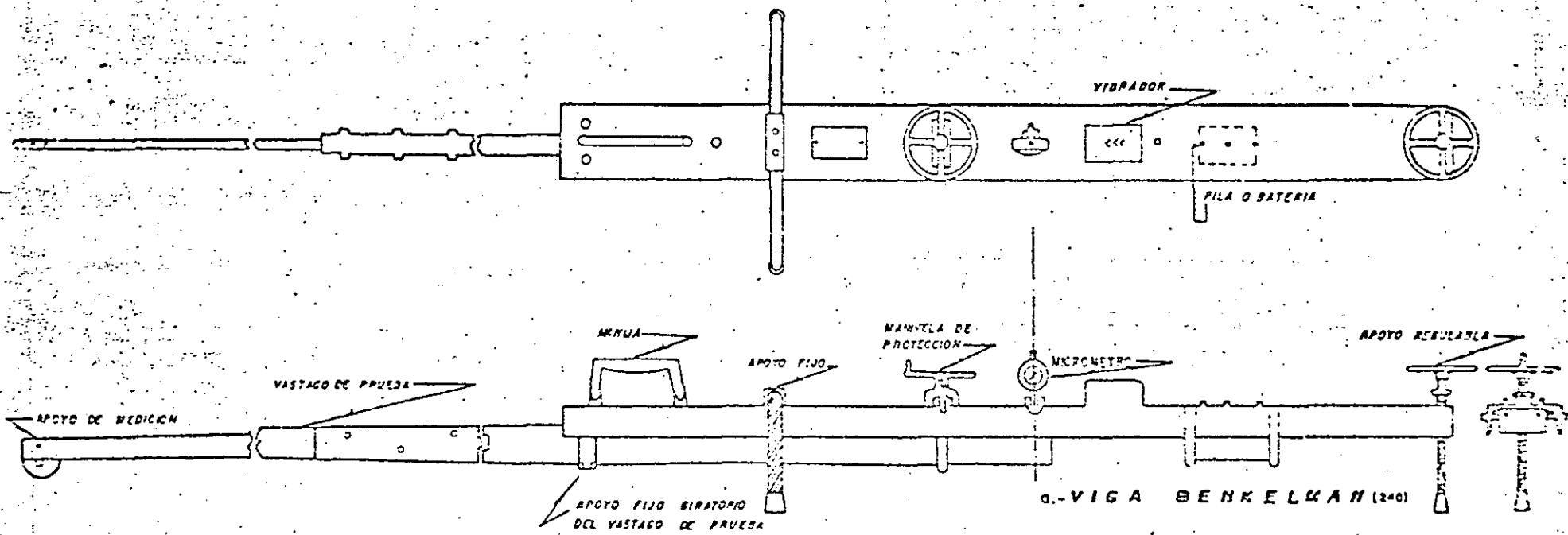
C

Double peaked scallop. (Only highest part counted)



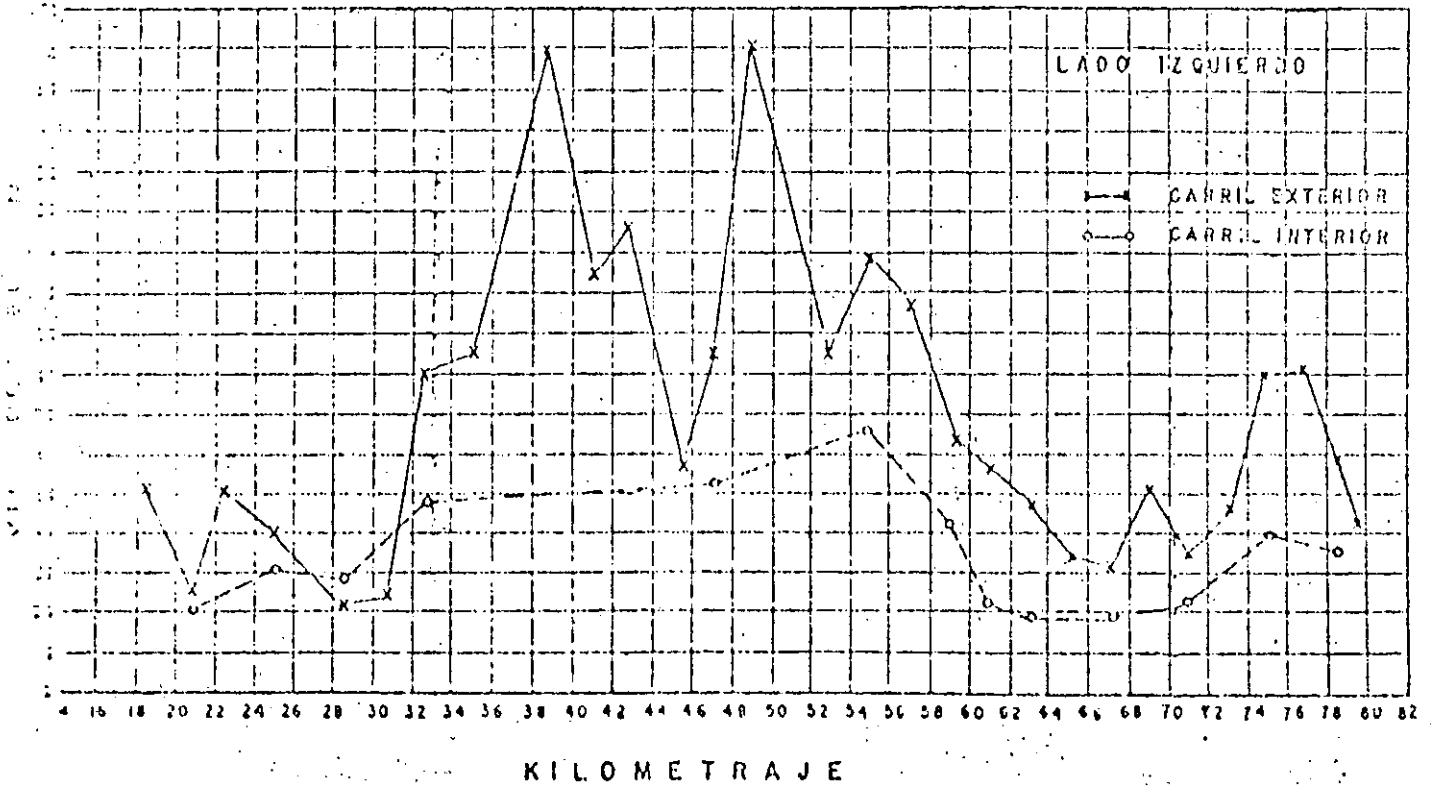
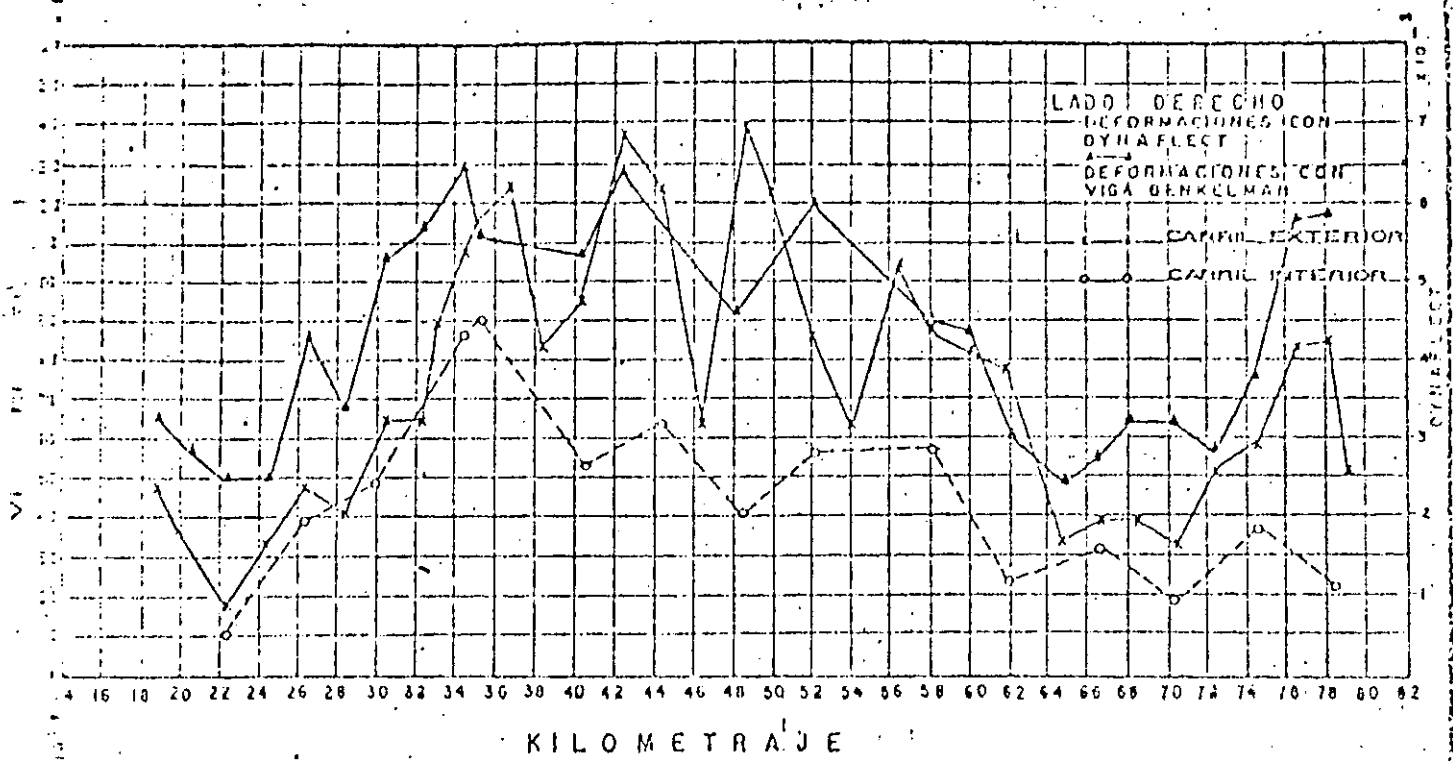
D

FIGURE I



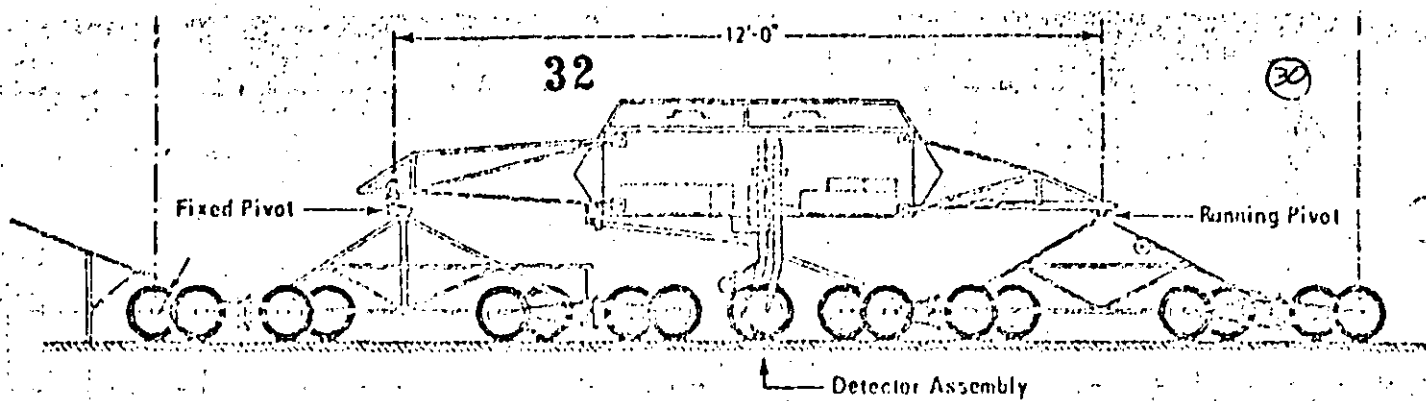
30

(28)

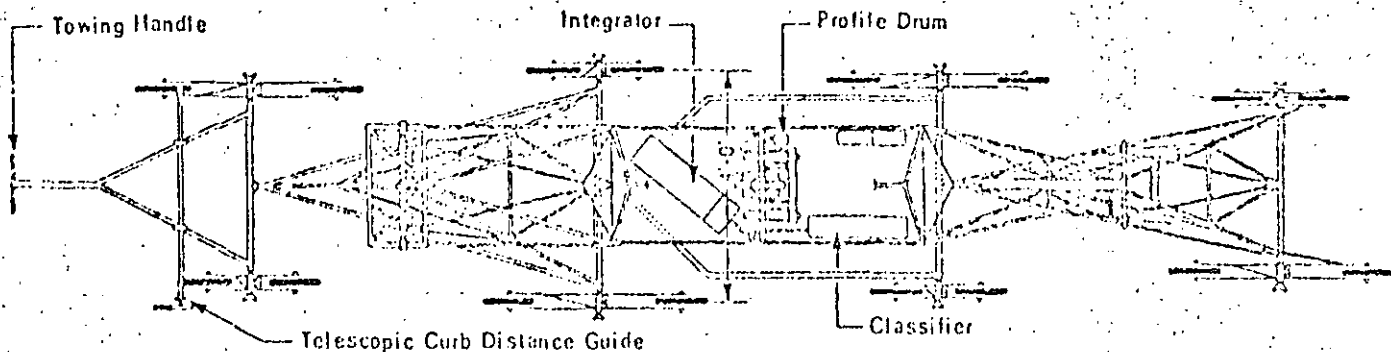


AUTOPISTA MEXICO - CUERNAVACA
 VARIACION DE LAS DEFORMACIONES CARACTERISTICAS
 MEDIDAS CON VIGA BENKELMAN BAJO UNA CARGA
 DE 10 TONELADAS (10000 KG) EN EL PUNTO 1000

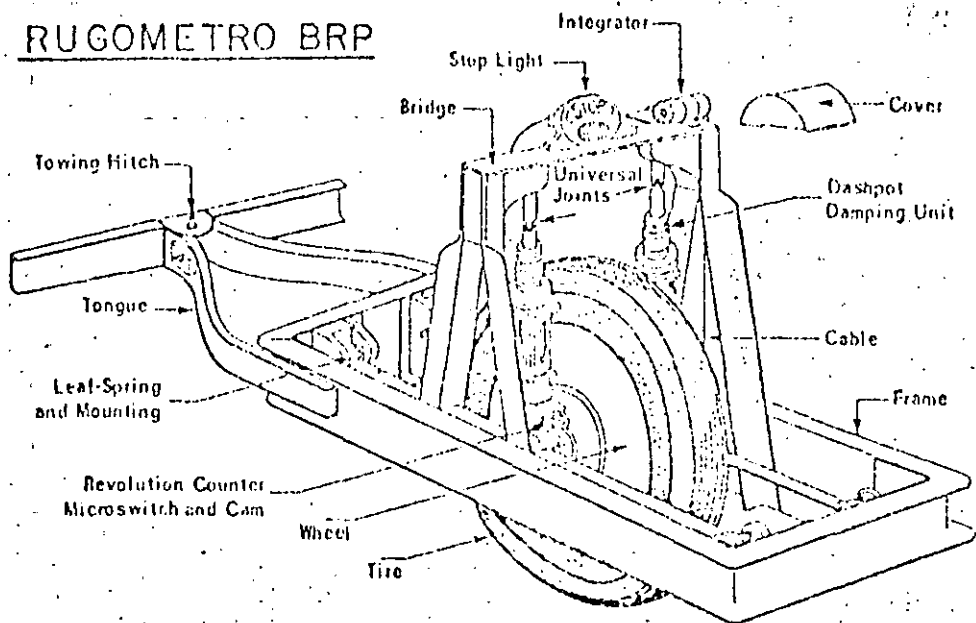
Geosol



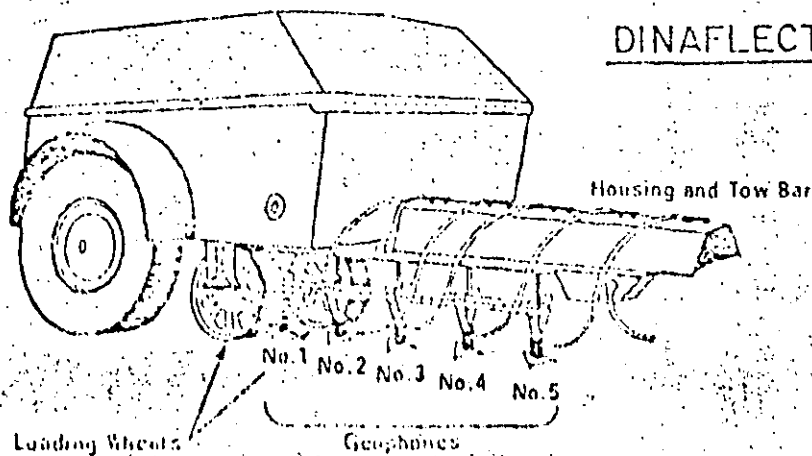
PERFILOGRAFO RRL



RUGOMETRO BRP



DINAFLECT



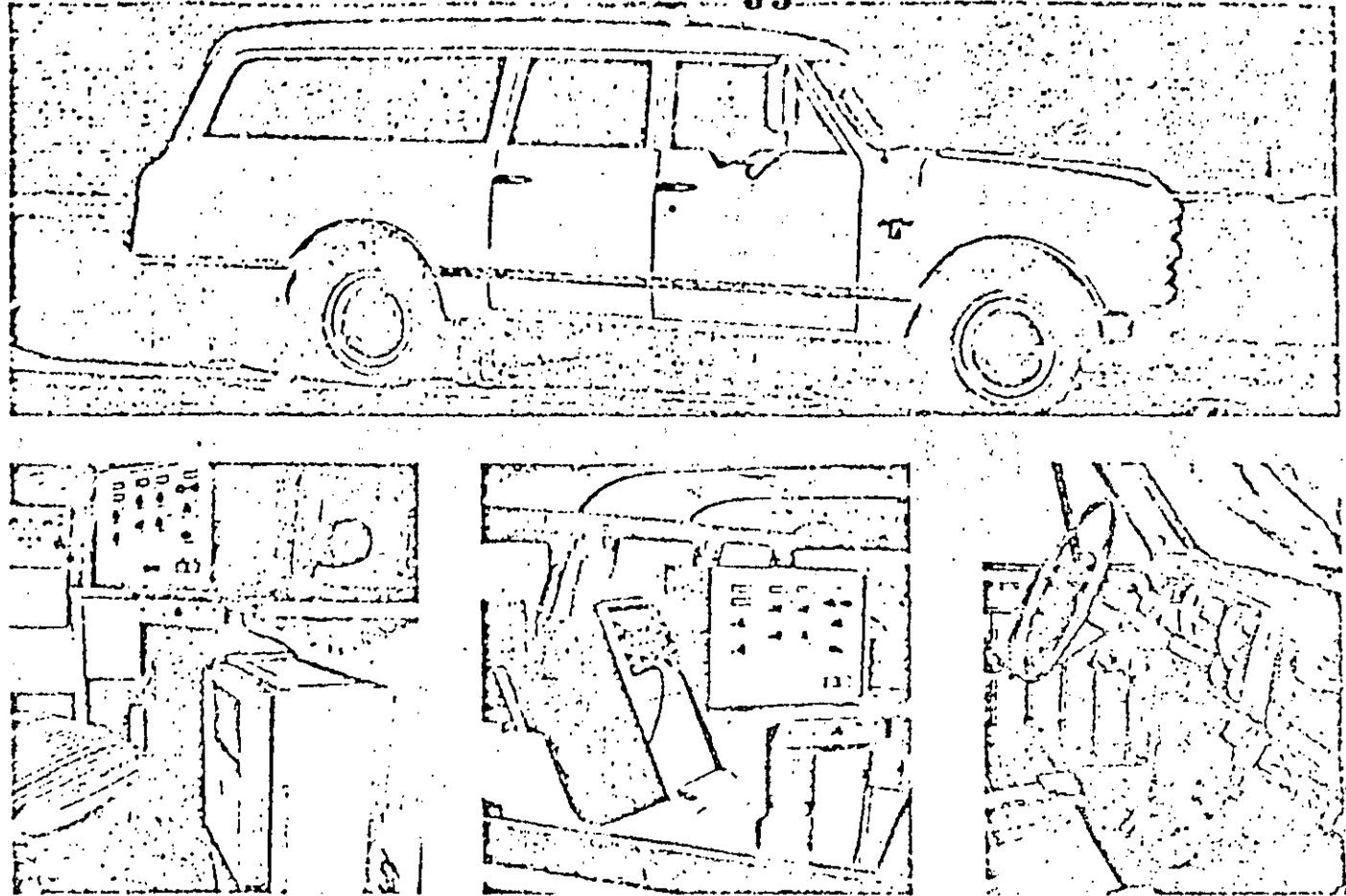


Fig. 16-53. General Motors Road Profiler. (From Ref. 36)

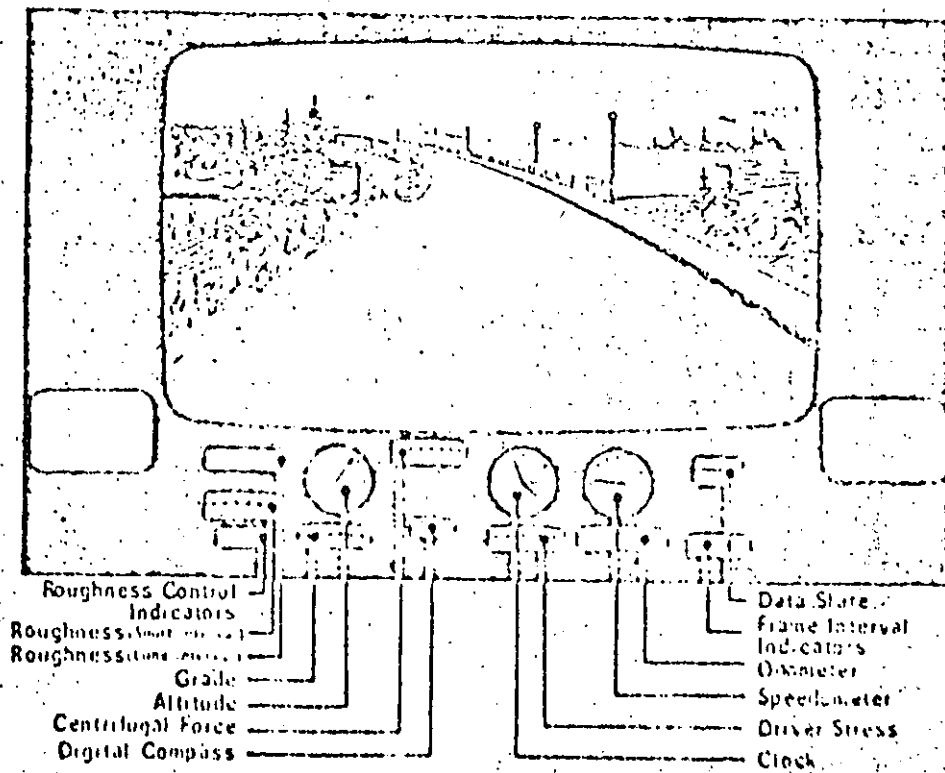
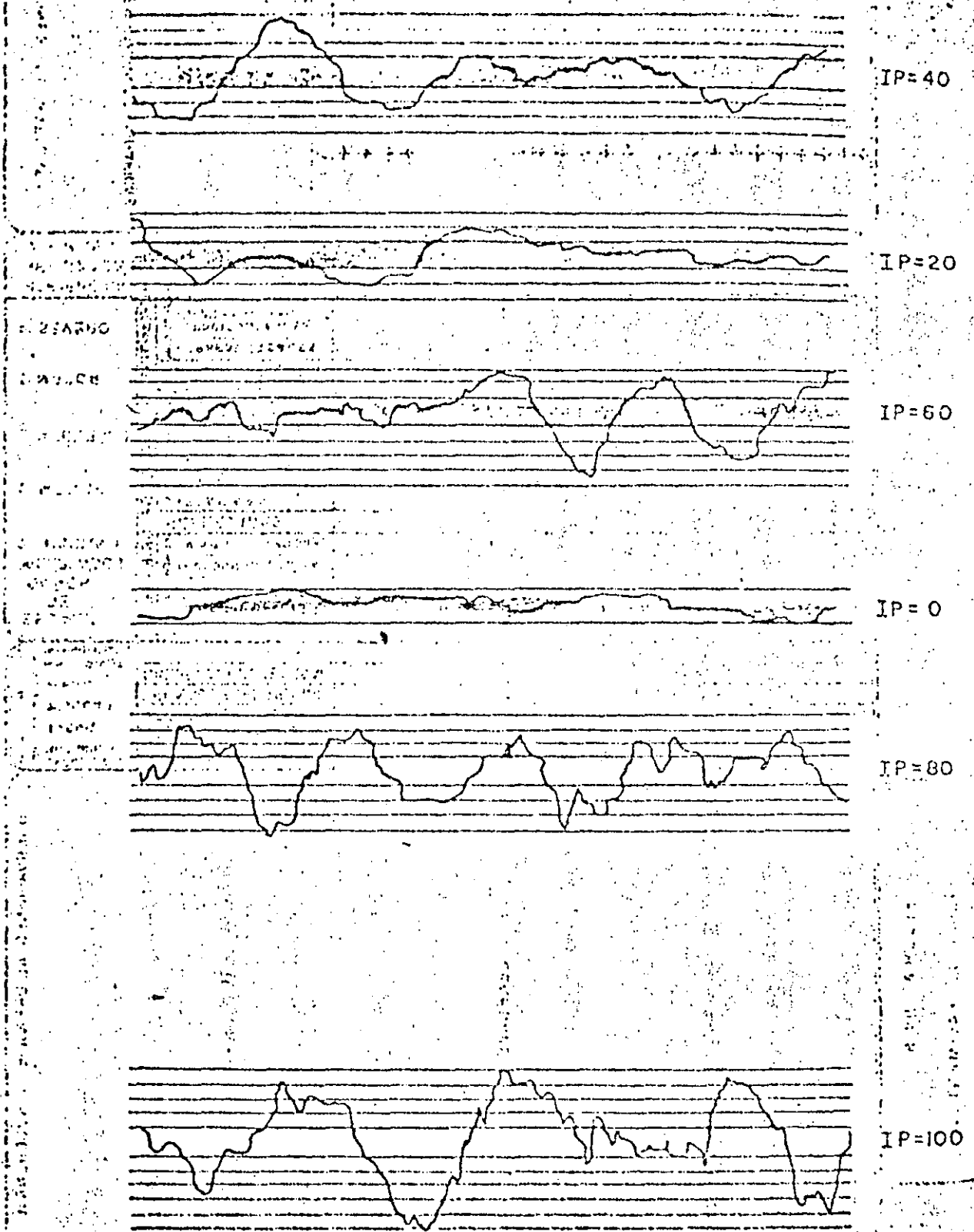


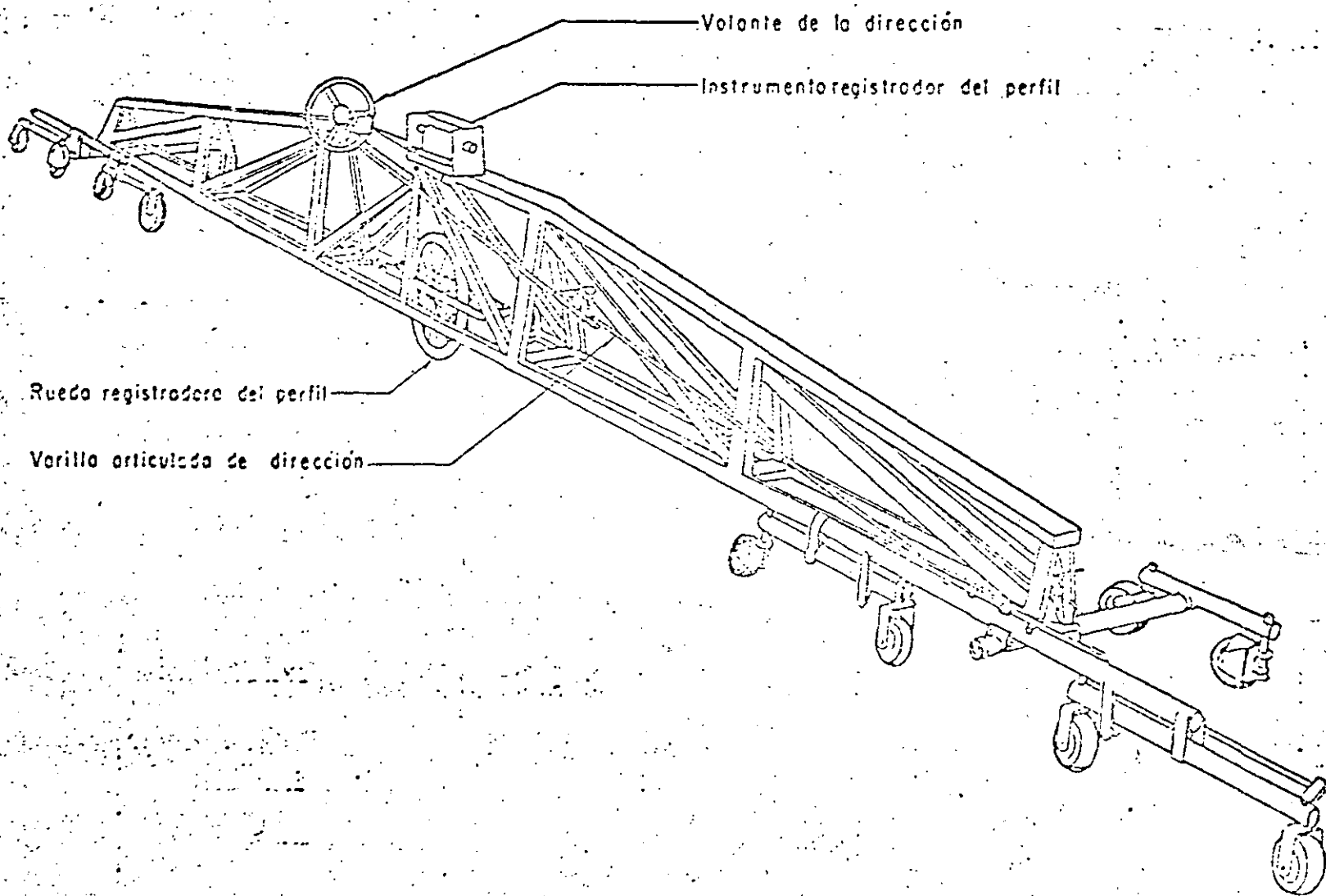
Figure 7.7 Schematic of frame for British Columbia photo indicators.

EJEMPLOS DE PERFILES PARA DIFERENTES VALORES DE INDICE DE PERFIL



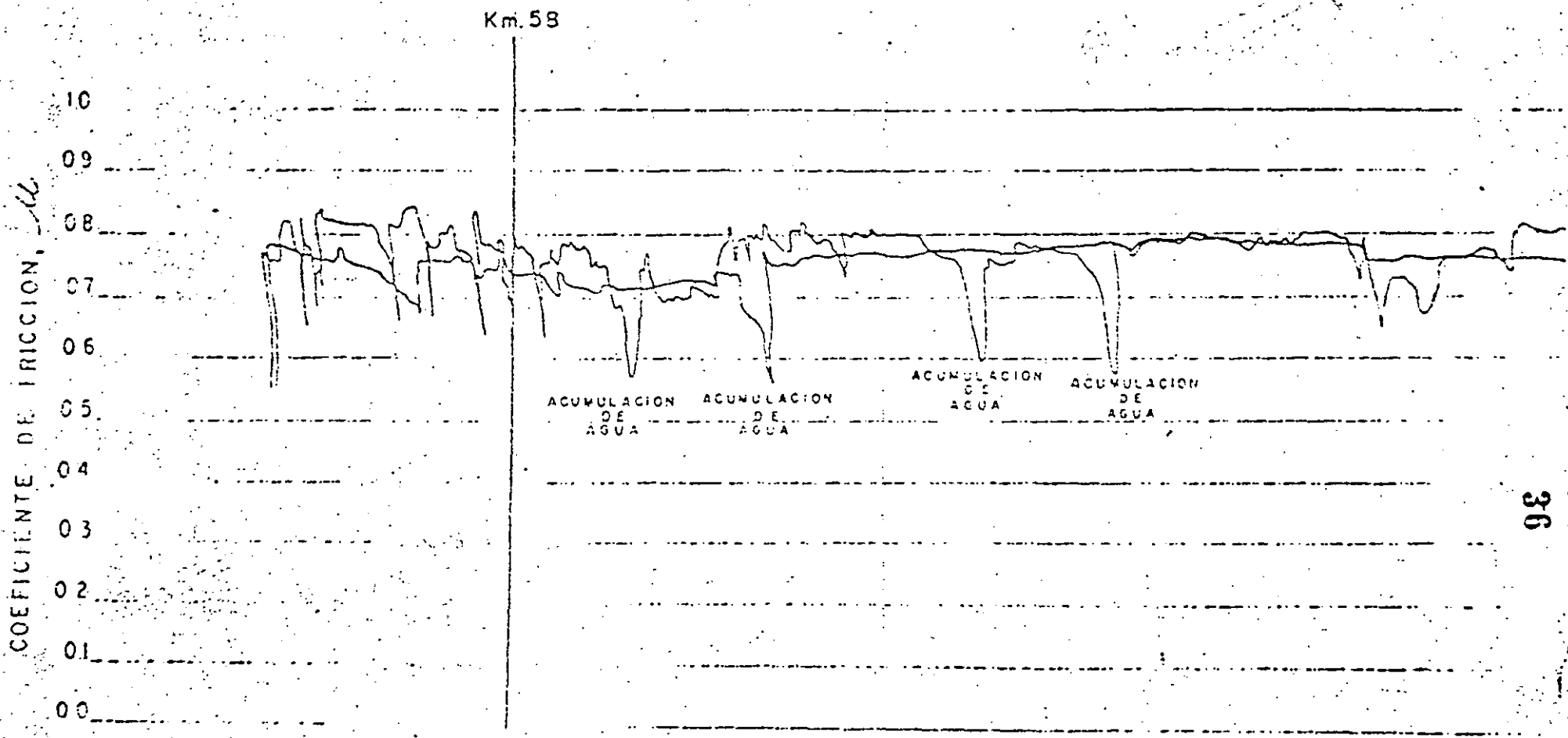
Esc.H. 1:300
Esc.V. 1:1

FIGURA Nº 5

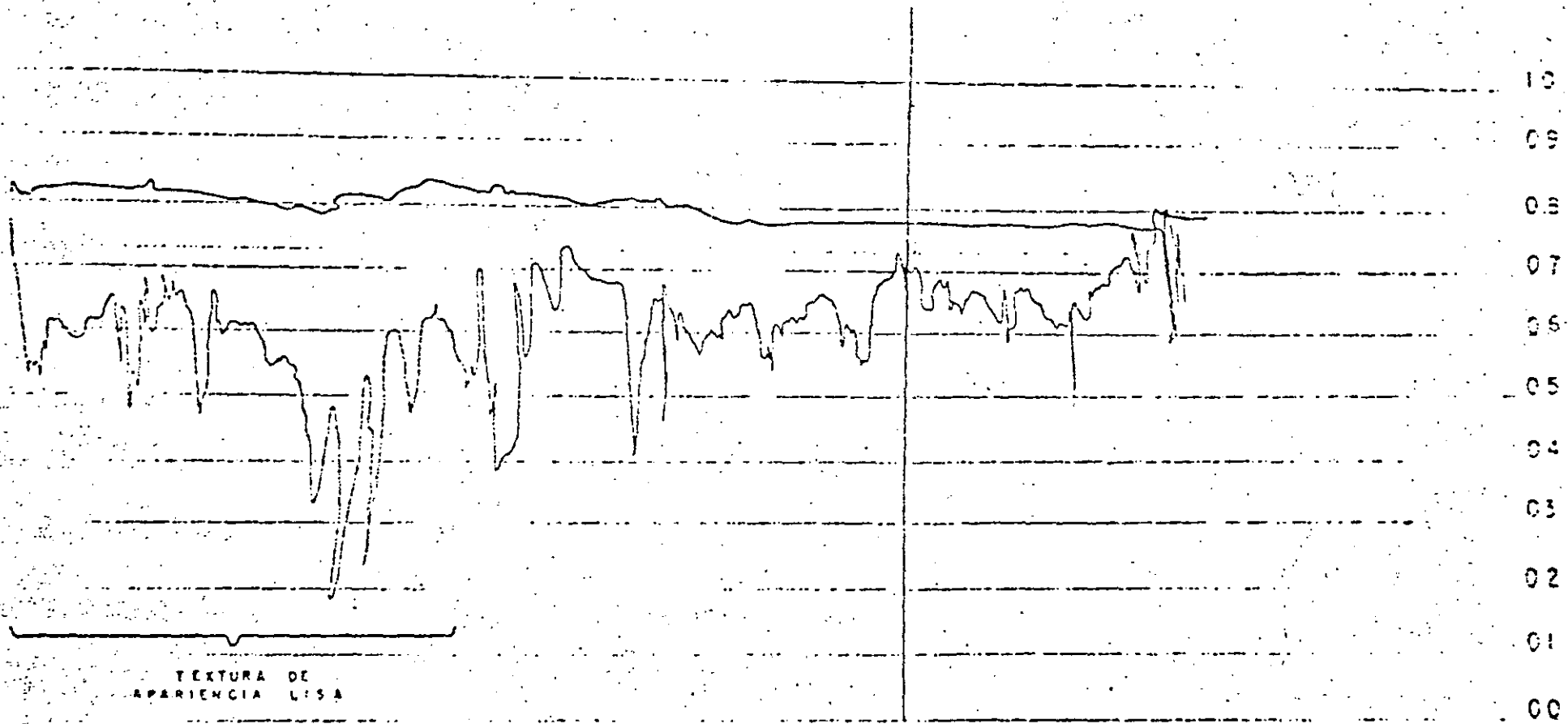


35

35



Km. 55

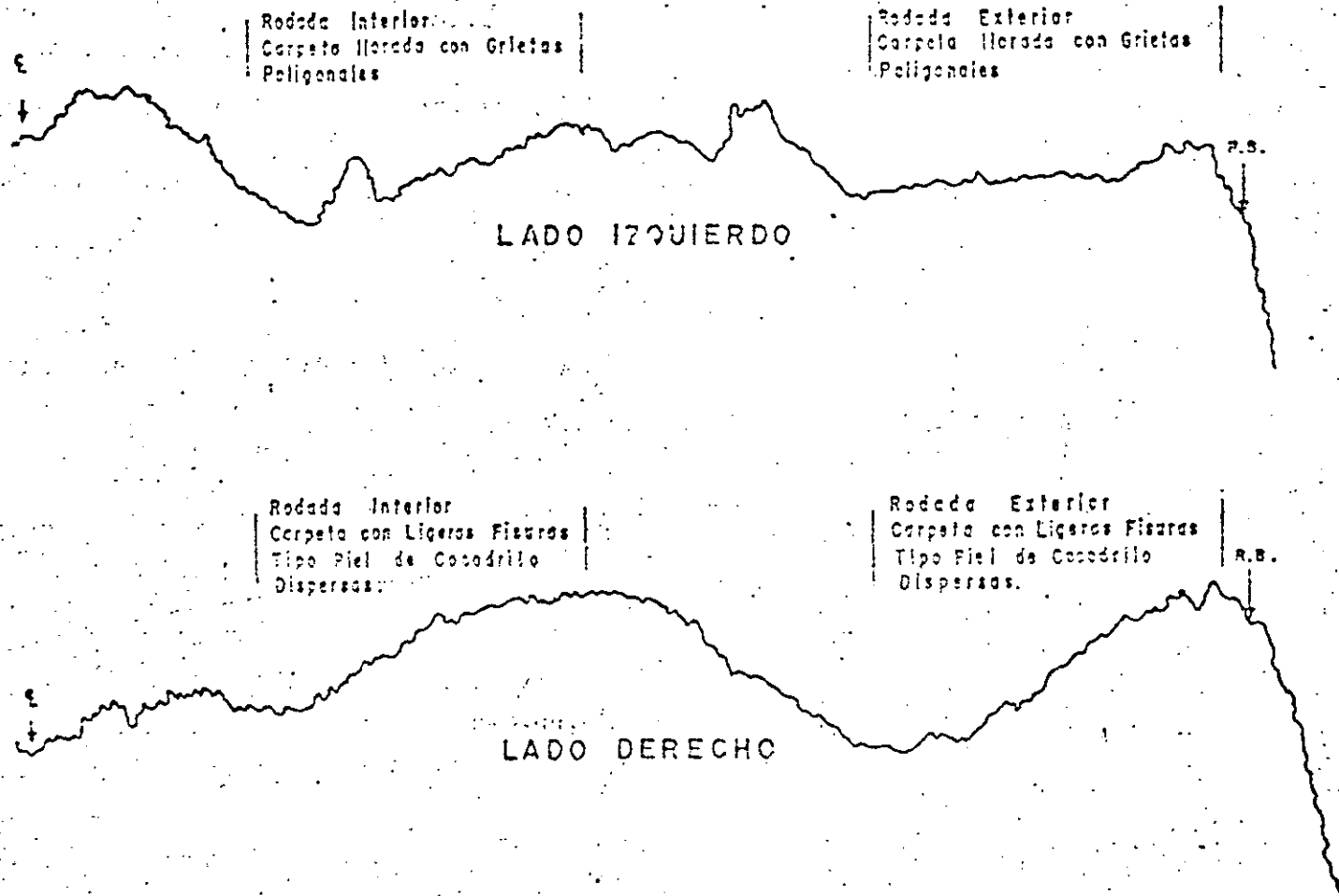


10
09
08
07
06
05
04
03
02
01
00

97

(35)

PERFILES TRANSVERSALES



ESCALA HORIZONTAL 1:20
VERTICAL : NATURAL

38

35

PERFILOGRAFO TRANSVERSAL DE LABORATORIO CENTRAL DE PARIS (212)

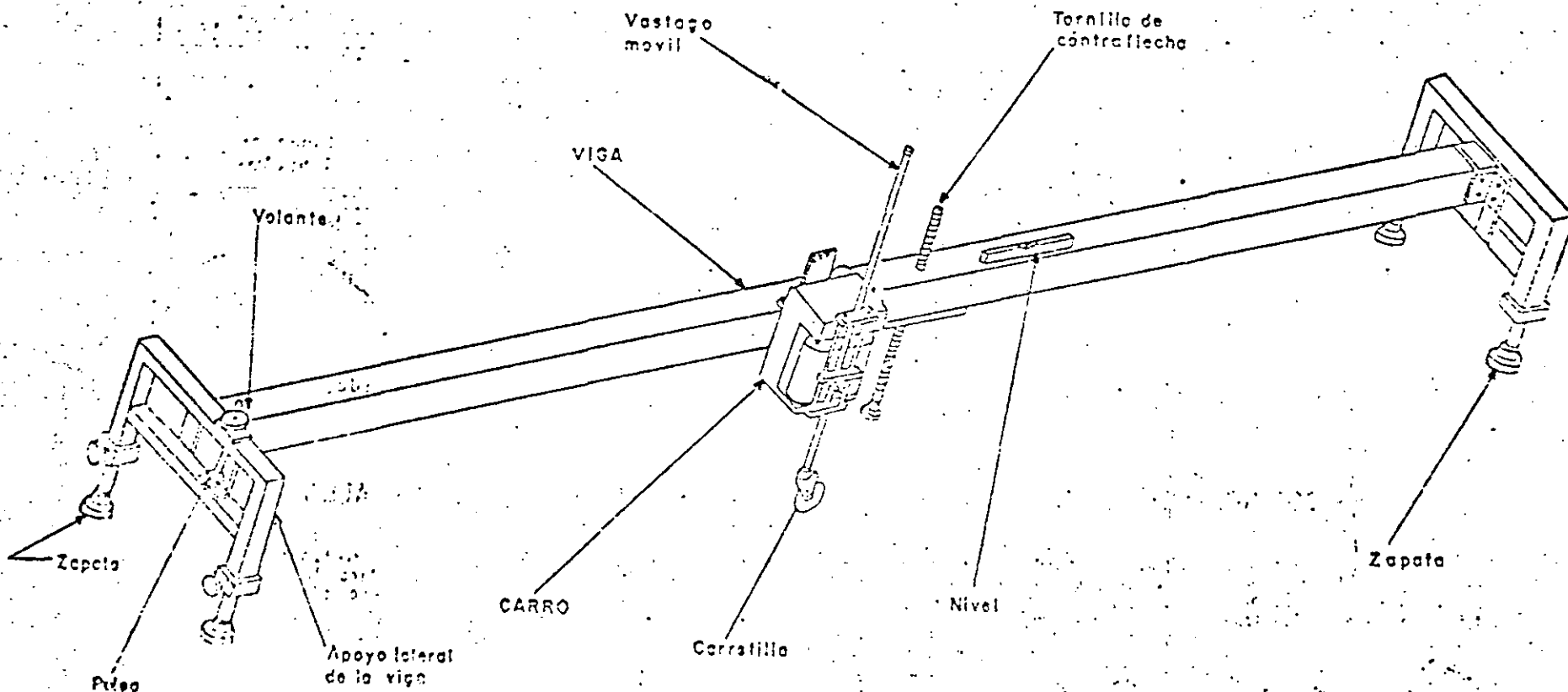


FIGURA Nº 21

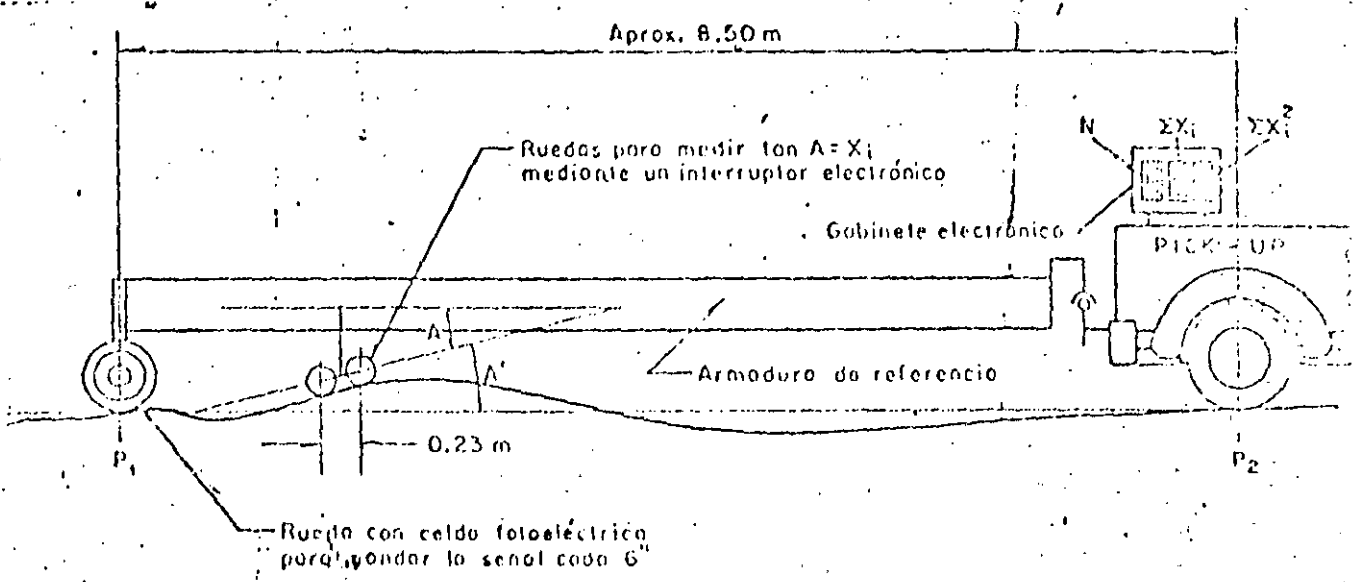
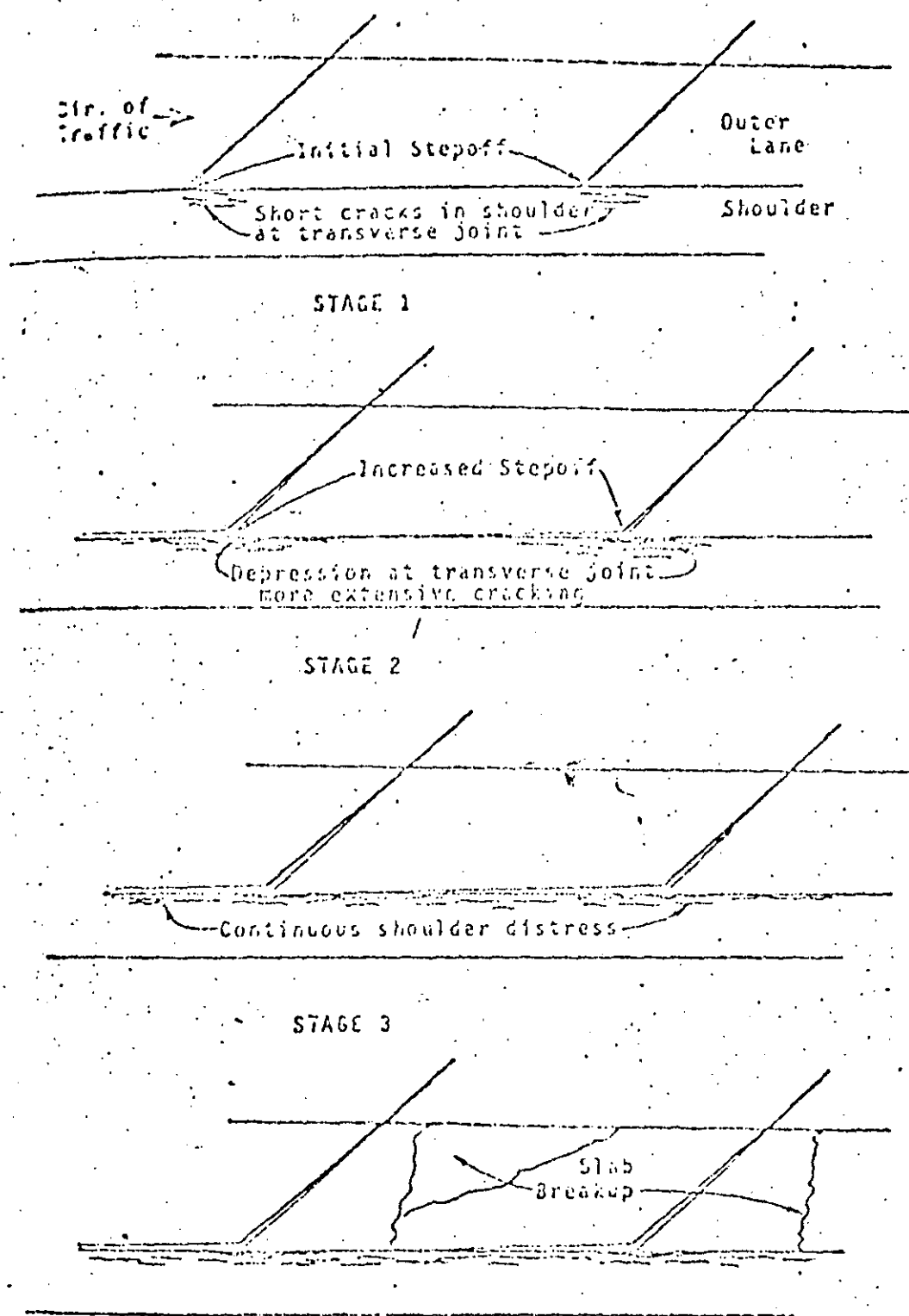


FIG. 11. Croquis del perfilómetro simplificado CHLOE.



STAGE 4

Figure 1

TYPICAL STAGES IN THE LIFE OF A CONCRETE PAVEMENT

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO EN CARRETERAS
Y CRITERIOS PARA SU REHABILITACION.

ING. MANUEL ZARATE AQUINO.

AGOSTO DE 1983.

PAVIMENTO

ESTRUCTURA CONSTITUIDA POR VARIAS CAPAS DE MATERIALES, QUE TIENE POR OBJETO PERMITIR EL TRANSITO DE VEHICULOS EN FORMA COMODA, SEGURA Y EFICIENTE, CON UN COSTO MINIMO.

UN PAVIMENTO ADECUADO ES EL QUE LLEGA A LA FALLA FUNCIONAL DESPUES DE HABER RESISTIDO EL TRANSITO DE PROYECTO HASTA LLEGAR A LA CALIFICACION DE RECHAZO, CON EL MENOR COSTO POSIBLE.

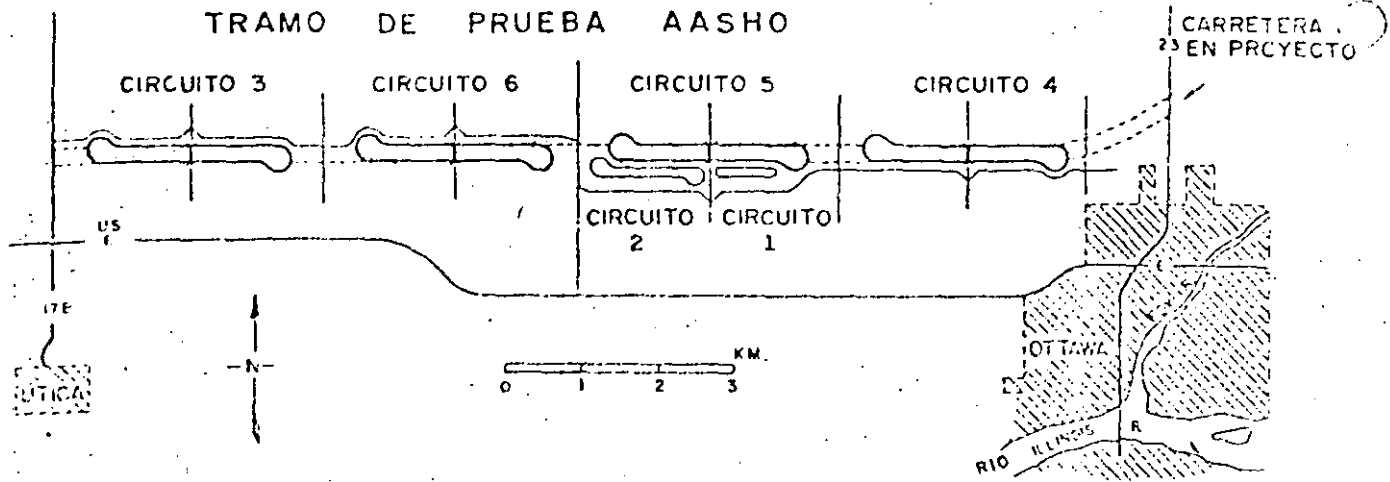
FACTORES QUE AFECTAN SU COMPOTAMIENTO

(2)

- TRANSITO 2
- TEMPERATURA
- PRECIPITACION PLUVIAL
- TOPOGRAFIA
- ASPECTOS REGIONALES' CLIMA, GEOLOGIA, TERRENO DE CIMENTACION, SISMICIDAD, HIDROLOGIA.
- PROPIEDADES INTRINSECAS, DERIVADAS DE CARACTERIS-
TICAS TALES COMO ORIGEN, COMPOSICION GRANULOME--
TRICA, ALTERACION, PERMEABILIDAD, ETC.
- RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.
 - UTILIZACION
 - PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION
 - GRADO DE COMPACTACION
 - TALUDES
 - BANQUETAS Y BERMAS
 - ESCALONES
 - MUROS DE CONTENCION
 - OBRAS DE DRENAJE
 - OBRAS DE SUBDRENAJE
 - OBRAS DE COMPLEMENTARIAS
- CONSTRUCCION.

CAUSAS DE FALLA

- PROYECTO INADECUADO
- MATERIALES DE CALIDAD DEFICIENTE
- CONSTRUCCION DEFICIENTE O INAPROPIADA
- CONSERVACION DEFICIENTE.



TIPOS Y PESOS DE VEHICULOS POR CARRIL

CIRCUITO	CARRIL	PESO EN TONS.		
		EJES DELANTEROS	EJES TRASEROS	TOTAL
②	①	1	1	2
	②	1	3	4
③	①	2	6	14
	②	3	12	27
④	①	3	9	21
	②	5	16	37
⑤	①	3	11	25
	②	5	20	45
⑥	①	5	15	35
	②	6	24	54

CONCEPTOS ESTABLECIDOS A PARTIR DE LA PRUEBA AASHO

- DIFERENCIACION ENTRE FALLA ESTRUCTURAL Y FUNCIONAL
- INDICE DE SERVICIO Y CALIFICACION ACTUAL
- NIVEL DE RECHAZO
- COMPORTAMIENTO
- INDICE DE ESPESOR

TRAMO DE PRUEBA AASHO (1955 - 1960)

CONCEPTOS DERIVADOS DE ENSAYO

1.- CONCEPTO DE FALLA

FUNCIONAL

ESTRUCTURAL

2.- INDICE DE SERVICIABILIDAD (PSI)

3.- NIVEL DE RECHAZO

4.- ESPESOR EQUIVALENTE Y NUMERO ESTRUCTURAL

$$TI = 0.44 D_1 + 0.14 D_2 + 0.11 D_3$$

PAVIMENTO

=====	1 - 6"	CONCRETO ASFALTICO
-----	0 - 9"	BASE DE GRAVA TRITURADA BIEN GRADUADA
	0 - 16"	GRAVA
-----		ARENA ARCILLOSA

CARGAS

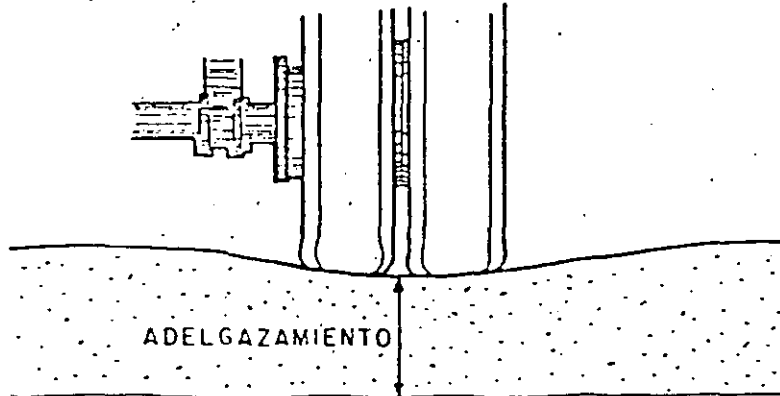
EJES SINGULOS DE 2 A 30 KIPS
EJES TAMBEN DE 24 A 48 KIPS

ESTRUCTURAL.- COLAPSO DE LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO O DE ALGUNO DE SUS COMPONENTES, DE TAL MANERA QUE EL PAVIMENTO ES INCAPAZ DE SOPORTAR LAS CARGAS O BIEN, SE REDUCE A UNA INTERRUPCIÓN EN SU CONTINUIDAD O INTEGRIDAD. PUEDE DEGENERAR EN FALLA FUNCIONAL.

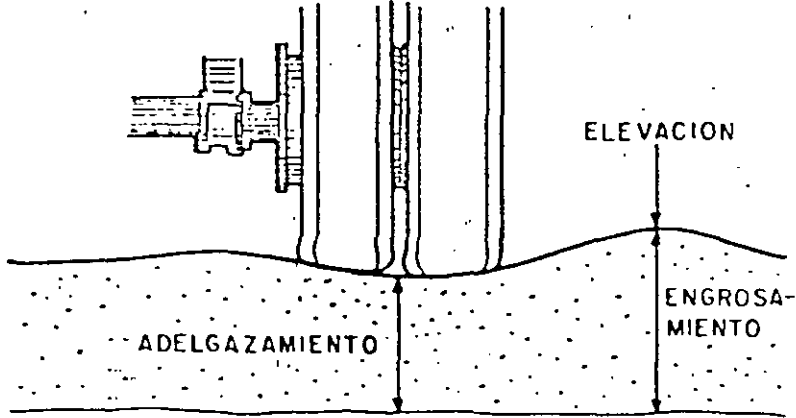
TIPO DE FALLA

FUNCIONAL.- EL PAVIMENTO NO CUMPLE CON SU FUNCIÓN PRIMORDIAL, PROVOCANDO INCOMODIDAD E INSEGURIDAD EN EL USUARIO, ASI COMO ESFUERZOS IMPREVISTOS EN LOS VEHICULOS. NO SIEMPRE ESTA ACOMPAÑADA DE FALLA ESTRUCTURAL.

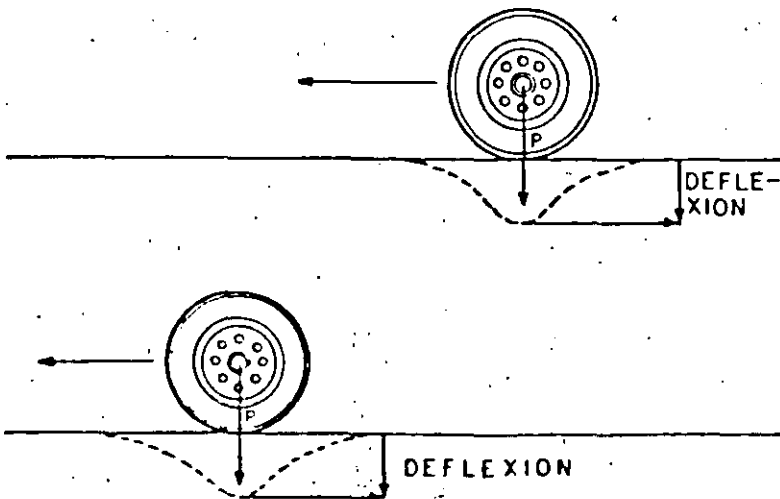
a) DENSIFICACION



b) DEFORMACION PLASTICA



1) DEFORMACION PERMANENTE



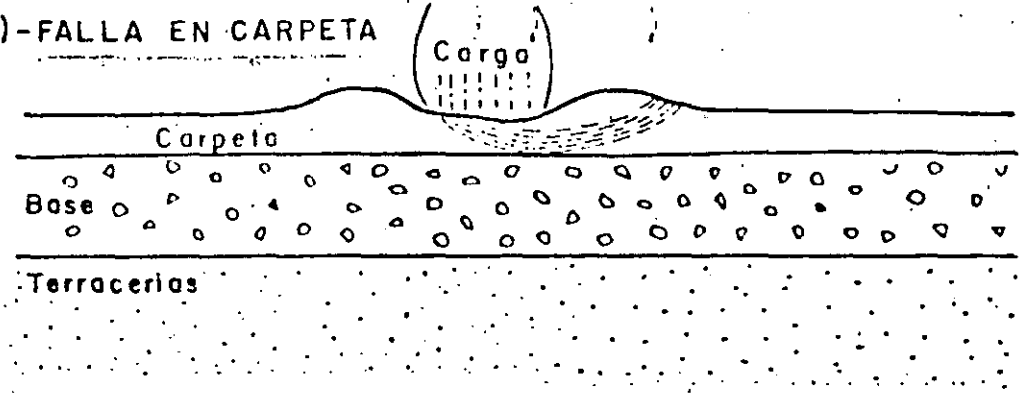
2) DEFORMACION POR DEFLEXION TRANSITORIA

FORMAS PRINCIPALES DE DETERIORO QUE DEBEN CONSIDERARSE EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

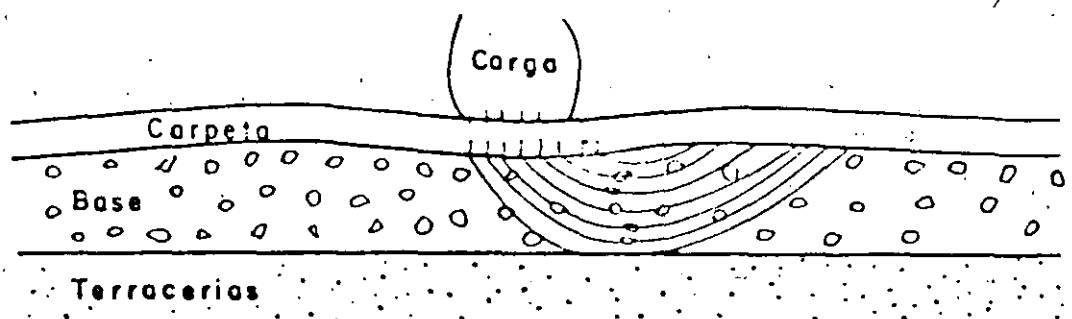
DETERIORO	CAUSA GENERAL	CAUSA ESPECIFICA QUE LO PRODUCE
AGRIETAMIENTOS O FRACTURAS	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CARGAS REPETIDAS (FATIGA) DESLIZAMIENTO (PRODUCIDO POR ESFUERZOS AL FRENAR) GRIETAS DE REFLEXION (PUEDEN INCREMENTARS POR EL TRANSITO)
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	CAMBIOS TERMICOS CAMBIOS DE HUMEDAD CONTRACCION DE LOS MATERIALES SUBYACENTES
DEFORMACIONES	ASOCIADAS CON EL TRANSITO	RODERAS (POR CARGAS REPETIDAS) FLUJO PLASTICO
	NO ASOCIADAS CON EL TRANSITO	EXPANSION (PRODUCIDA POR ARCILLAS EXPANSIVAS O POR CONGELAMIENTO) DEFORMACIONES POR CONSOLIDACION
DESINTEGRACION	SE ASOCIA CON LAS CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES, MAS QUE CON CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL. NO SE CONSIDERA EN LA FASE INICIAL DE DISEÑO.	

TIPOS DE FALLA

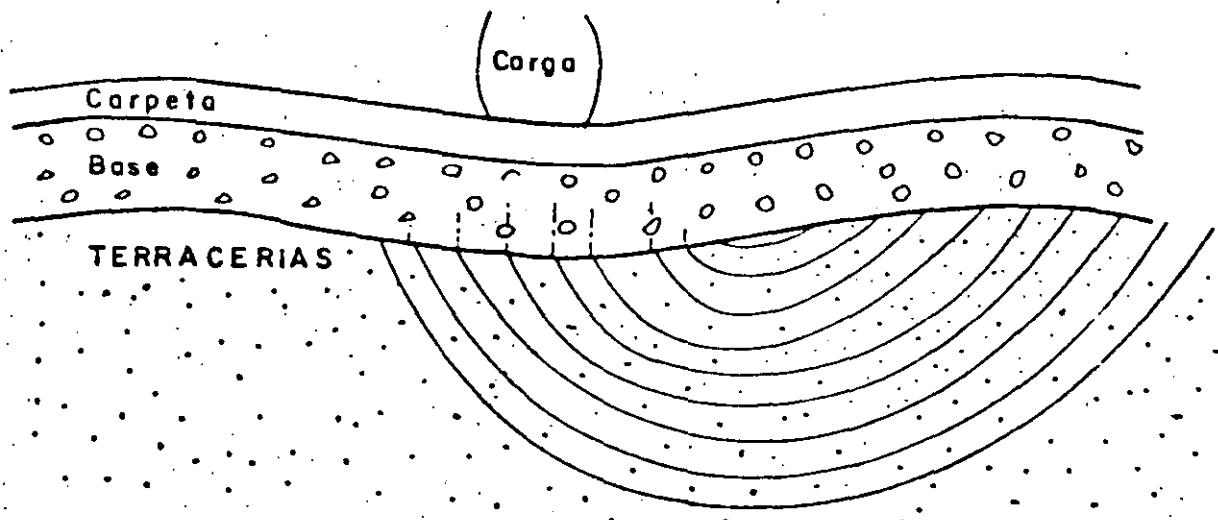
a) - FALLA EN CARPETA



b) - FALLA EN LA BASE



c) FALLA GENERAL DEL TERRENO DE CIMENTACION



- INDICE DE SERVICIO

ESTIMACION DE LA SERVICIABILIDAD DE UN TRAMO DE PAVIMENTO, OBTENIDA A PARTIR DE MEDICIONES FISICAS.

PAVIMENTO FLEXIBLE

$$IS = 5.03 - 1.9 \text{ LOG } (1+SV) - 0.01 \sqrt{C + P} - 1.38 \frac{RD^2}{RD}$$

PAVIMENTO RIGIDO

$$IS = 5.41 - 1.8 \text{ LOG } (1+SV) - 0.09 \sqrt{C + P}$$

DONDE:

SV = VARIANCIA DE LA PENDIENTE

C = LONGITUD DE AGRIETAMIENTO POR CADA 100 M²

P = AREA BACHADA POR CADA 100 M²

RD = PROFUNDIDAD DE LAS DEFORMACIONES EN RODADAS MEDIDAS CON REGLA DE 1.2 M.

INDICE DE ESPESOR

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

$$SN = 0.44 D_1 + 0.14 D_2 + 0.11 D_3$$

CARPETA. CONCRETO ASFALTICO

BASE GRAVA TRITURADA

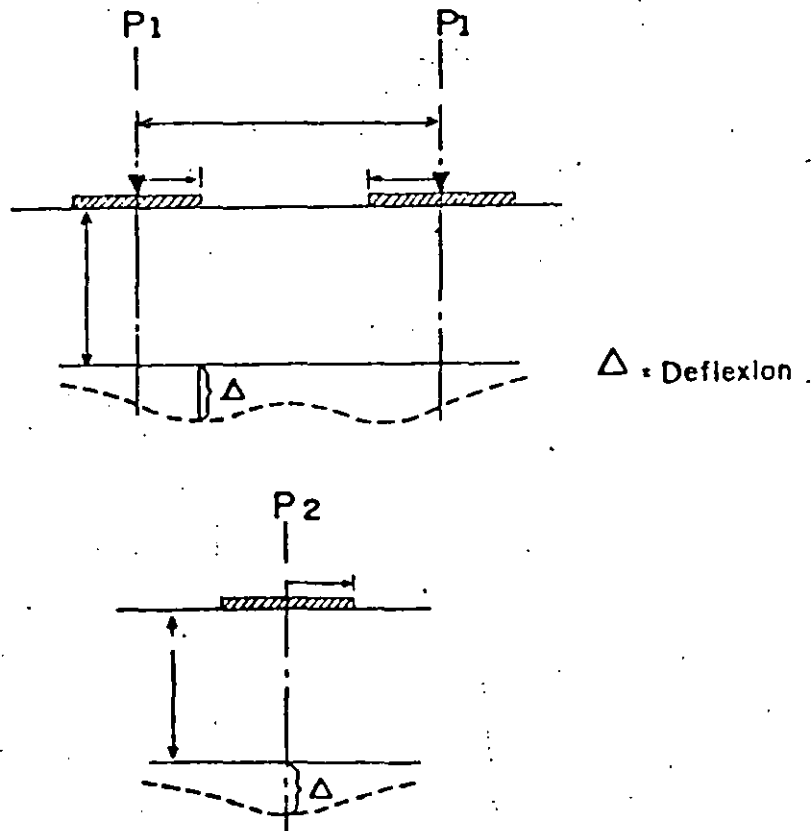
SUBBASE GRAVA Y ARENA

D1

D2

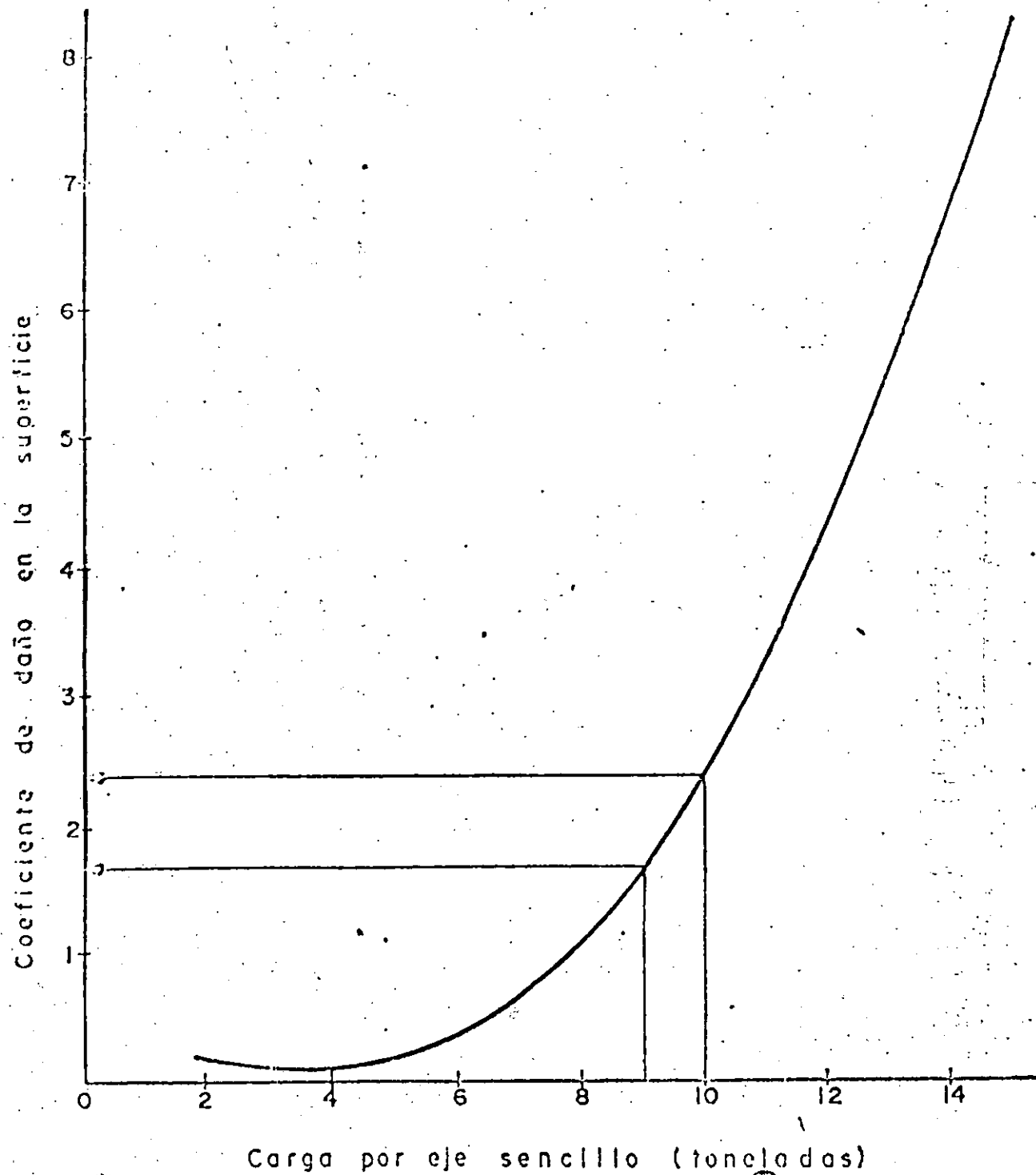
D3

CONCEPTO DE CARGA EQUIVALENTE A RUEDA SENCILLA



CARGA EQUIVALENTE A RUEDA SENCILLA (ESWL)

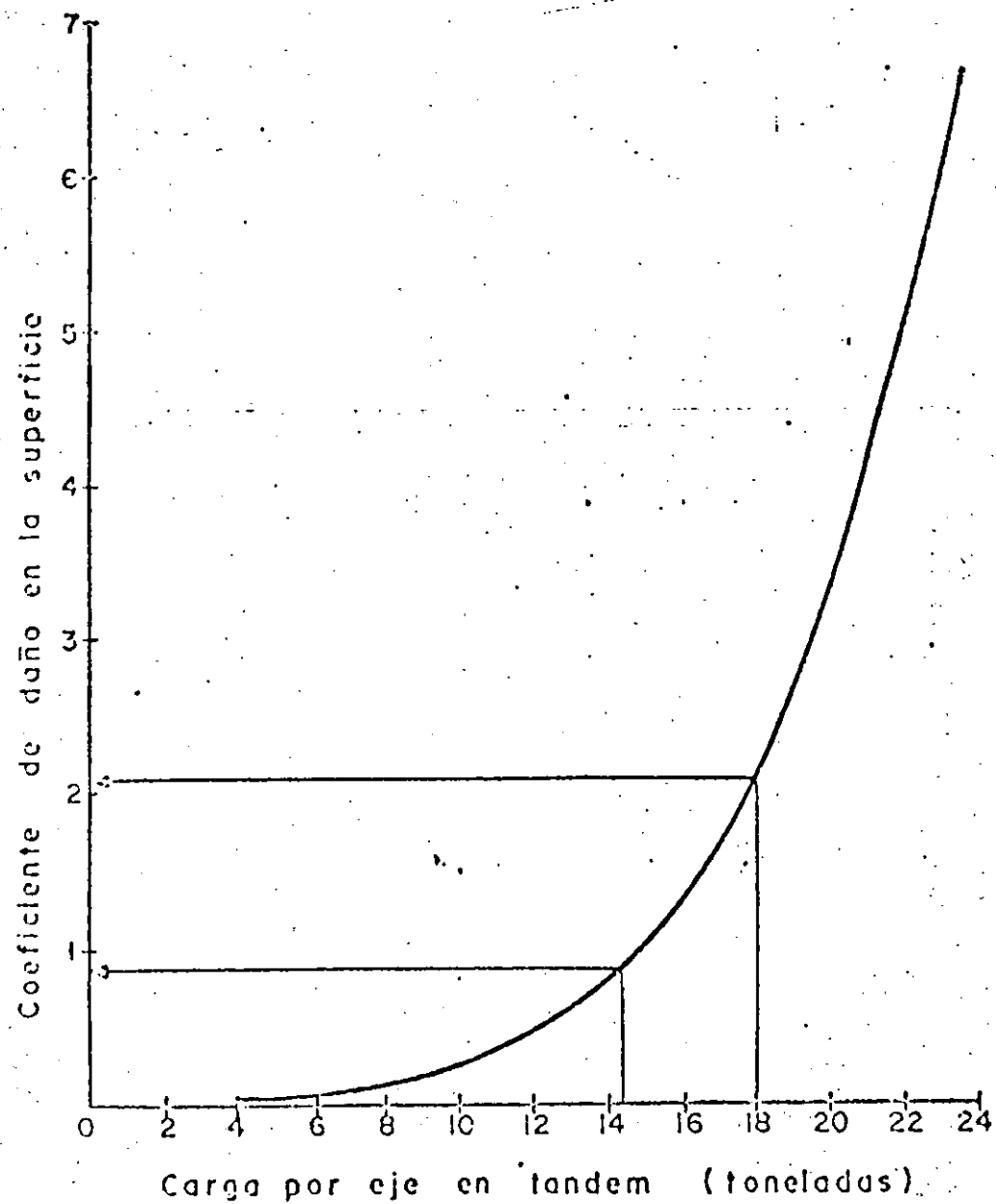
Se define como la carga que actuó en una rueda sencilla, que produce en un lugar dado de la estructura de un pavimento, el mismo efecto que el producido por una carga aplicada en un sistema de ruedas múltiples.



14

Carga por eje sencillo	Coeficiente de daño
2.0 Toneladas	0.003
4.0 "	0.05
6.0 "	0.28
8.0 "	0.90
10.0 "	2.21
12.0 "	4.60
14.0 "	8.40

FIG. 2 VARIACION DEL COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA DE DAÑO PARA DIFERENTES PESOS POR EJE SENCILLO.



Carga por eje en tandem	Coefficiente de daño
4.0 Toneladas	0.005
8.0 "	0.08
9.0 "	0.129
12.0 "	0.40
16.0 "	1.29
20.0 "	3.16
24.0 "	6.55

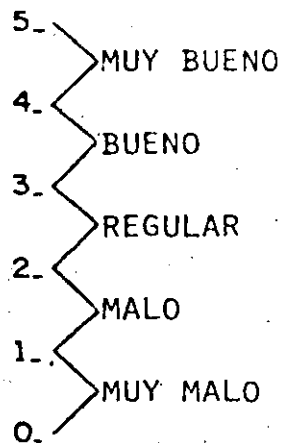
FIG. 3 VARIACION DEL COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA DE DAÑO PARA DIFERENTES PESOS POR EJE

- SERVICIABILIDAD.-

CAPACIDAD DE UN PAVIMENTO PARA CUMPLIR CON SU FUNCION, PROPORCIONANDO AL USUARIO UN VIAJE COMODO Y SEGURO EN CONDICIONES NORMALES DE TRANSITO.

- CALIFICACION ACTUAL.-

PROMEDIO DE LAS CALIFICACIONES INDIVIDUALES QUE EMITE UN GRUPO DE PERSONAS, SOBRE LA SERVICIABILIDAD DE UN TRAMO DE PAVIMENTO.

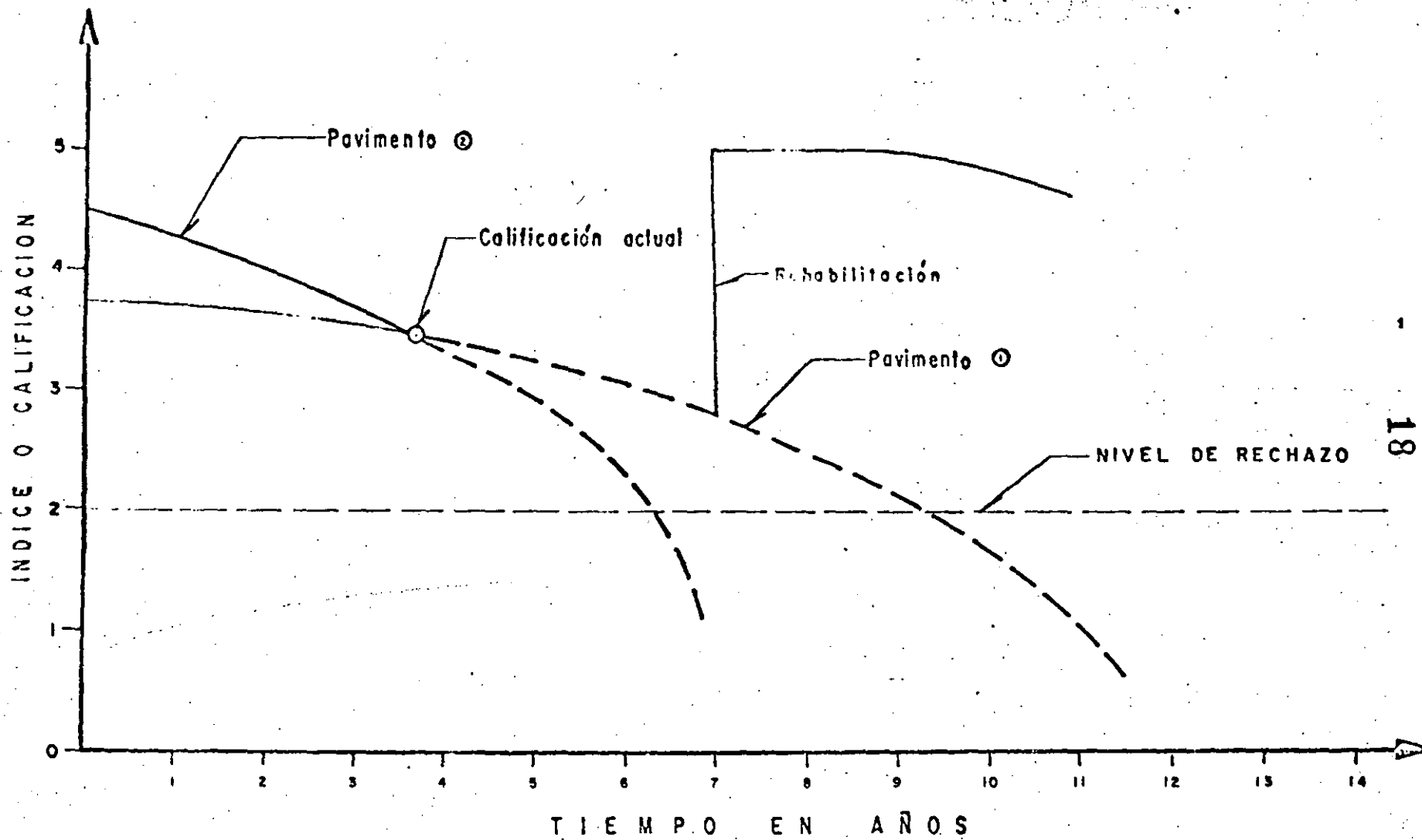


- NIVEL DE RECHAZO

MINIMO NIVEL DE SERVICIABILIDAD ACEPTADO EN UN TRAMO DE PAVIMENTO. SE ELIGE EN FUNCION DE LA CATEGORIA DE LA CARRETERA.

- COMPORTAMIENTO

VARIACION DE LA SERVICIABILIDAD CON RESPECTO AL TIEMPO. SE DETERMINA MEDIANTE EVALUACIONES PERIODICAS DEL PAVIMENTO.



18

FIGURA N° 13

FACTORES DE DISEÑO

- 1.- TRANSITO
MAGNITUD, CONFIGURACION, Y REPETICION DE CARGAS Y SU DISTRIBUCION EN LA SECCION TRANSVERSAL
- 2.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES
 - RESISTENCIA
 - DEFORMABILIDAD BAJO CARGAS
 - VARIACIONES VOLUMETRICAS
 - DURABILIDAD
 - PERMEABILIDAD Y CAPILARIDAD
 - ETC.
- 3.- CLIMA Y FACTORES AMBIENTALES
 - REGIMENES PLUVIOMETRICOS Y DE TEMPERATURA
 - OROGRAFIA E HIDROLOGIA.

- CARGA
 - Magnitud de las cargas
 - Configuración de las llantas y espaciamientos entre ellas
 - Número de ejes
 - Presión de inflado
 - Presión de contacto
 - Superficie del área de contacto
 - Número de repetición de cargas, cambios anuales y estacional
 - Tasa de crecimiento
 - Distribución de tránsito en la sección transversal
 - Vida de proyecto del pavimento antes de que requiera una reconstrucción
 - Criterio de falla
 - Tipo de impacto.

- REGIONALES
 - Temperatura
 - Régimen de precipitación
 - Precipitación media anual
 - Nivel freático
 - Geología
 - Topografía.

- ESTRUCTURALES
 - Características de las capas que constituyen el pavimento
 - Espesores
 - Resistencias
 - Deformabilidad
 - Disponibilidad de materiales
 - Costo
 - Respuesta bajo condiciones regionales

- COMPORTAMIENTO
 - Seguridad
 - Serviciabilidad
 - Durabilidad
 - Depende de la interacción entre características estructurales, solicitaciones de tránsito, clima, regionales y tipo de conservación.

- CONSERVACION
 - Tipo de conservación requerido
 - Frecuencia

- CRITERIOS DE DECISION
 - Disponibilidad de fondos
 - Costos de construcción, conservación, operación
 - Confiabilidad
 - Seguridad, calidad de operación y tipo de conservación
 - Impacto ambiental.

- CONSTRUCCION
 - Control de calidad
 - Disponibilidad de equipo y personal
 - Nivel tecnológico
 - Recursos industriales.

FACTORES AMBIENTALES

LITOLOGIA
CLIMATOLOGIA
ALTERACION DE VOCAS
ECOLOGIA.

HIDROGEOLOGIA, EROSION.

ESTRATIGRAFIA.-

DISPOSICION DE SUELOS Y ROCAS
PERFIL DE ALTERACION.

MORFOLOGIA Y TOPOGRAFIA

DISPOSICION DE ZONAS DE CORTE Y TERRAPLEN

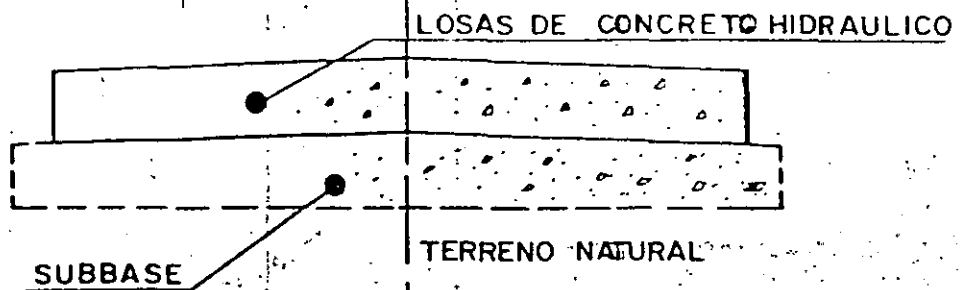
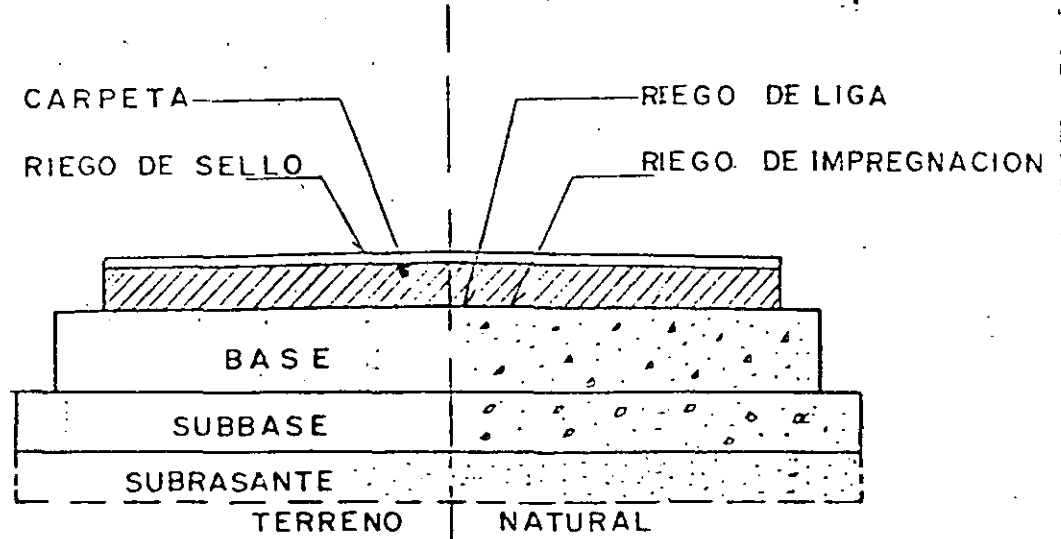
SUELOS Y ROCAS

SUELOS PLASTICIDAD
 VARIACION VOLUMETRICA
 RESISTENCIA
 RIGIDEZ

DRENAJE, SUBDRENAJE

ESTABILIDAD DE CORTES.

ESTRUCTURAS PAVIMENTO ASFALTICO (FLEXIBLE)



PAVIMENTO DE CONCRETO (RIGIDO)

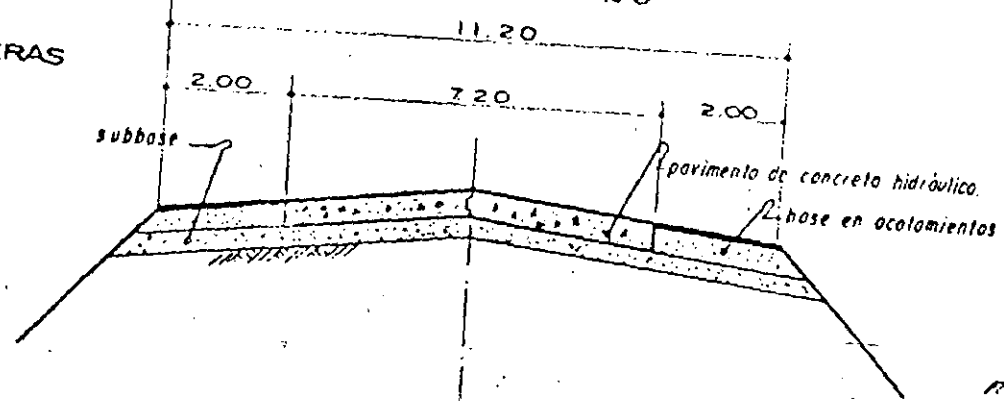
LA PRENSION DE LA...
 ESTABLECIMIENTO DE...
 ...

SECCIONES TÍPICAS DE PAVIMENTOS

23

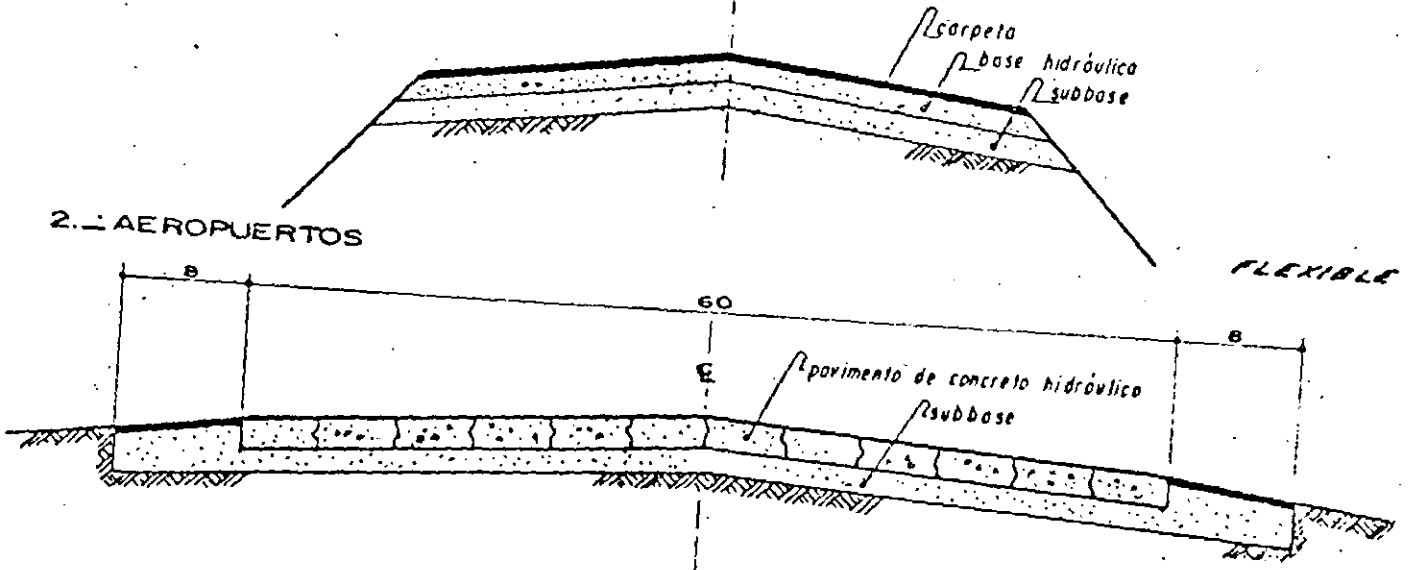
23

1. CARRETERAS



RIGIDO

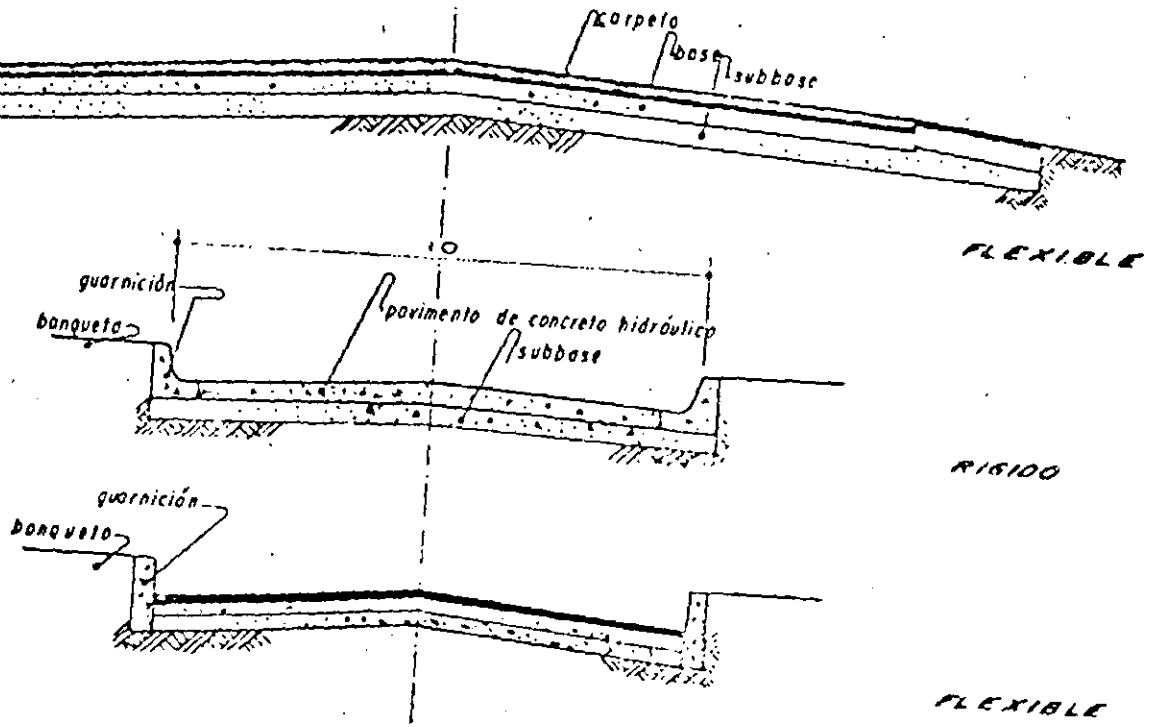
2. AEROPUERTOS



FLEXIBLE

RIGIDO

3. CALLES



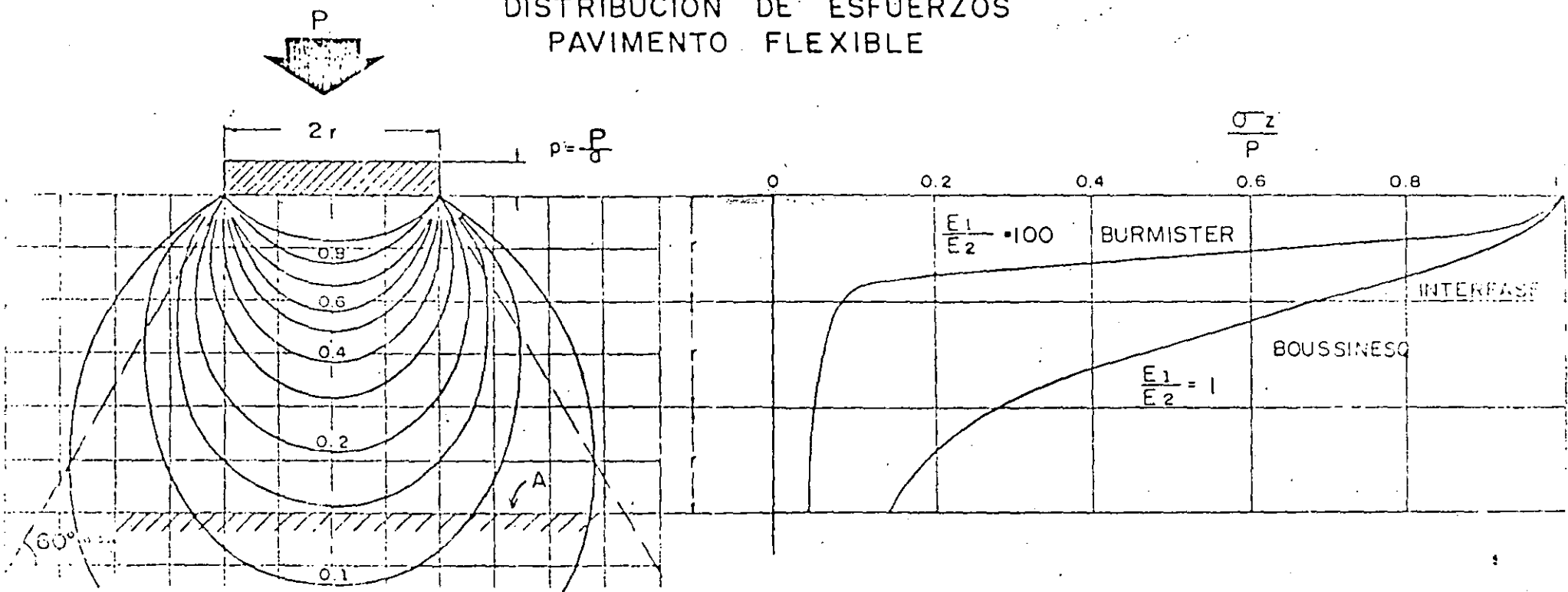
FLEXIBLE

RIGIDO

FLEXIBLE

FIGURA Nº 1

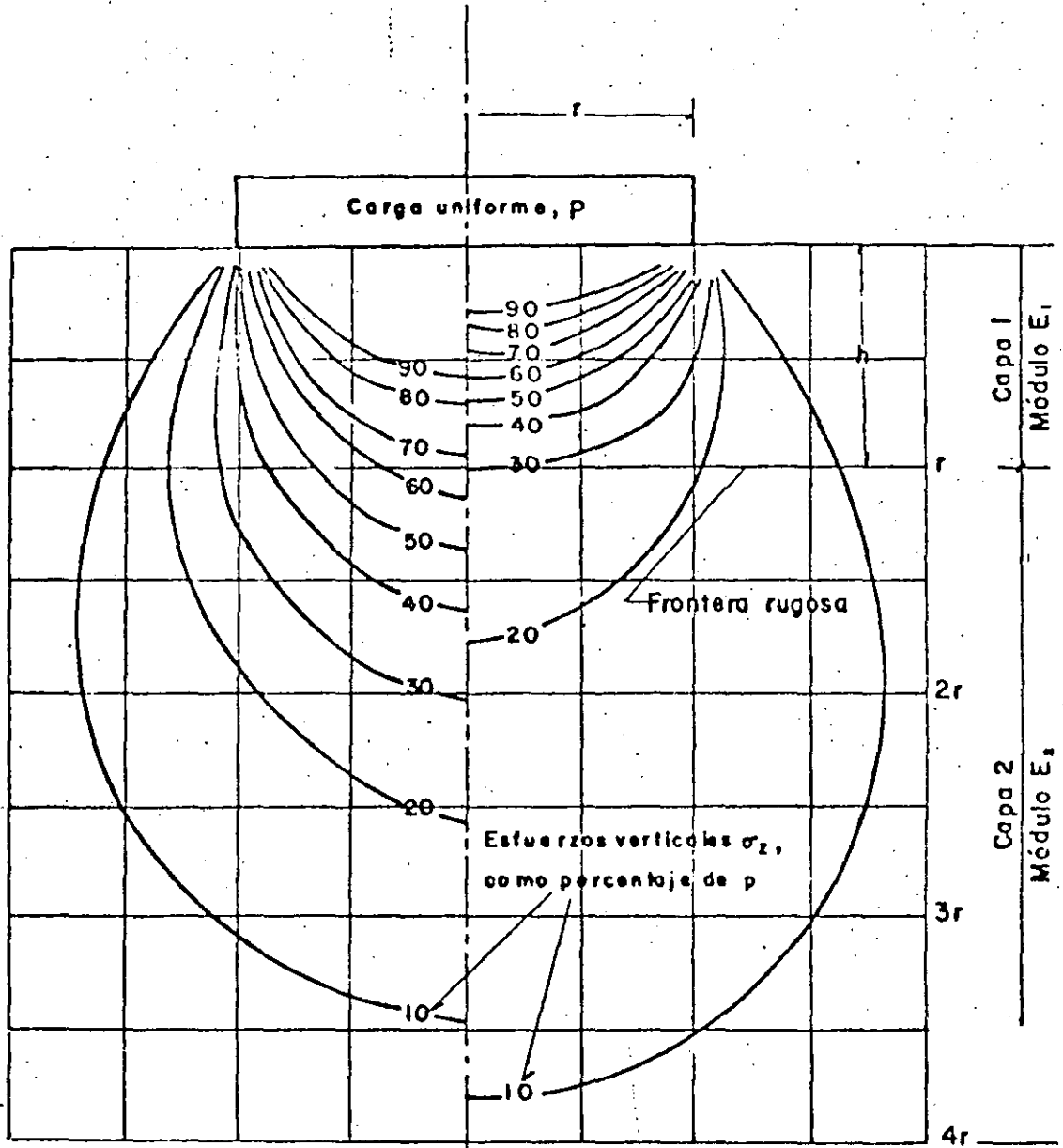
DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PAVIMENTO FLEXIBLE



$$P' = \frac{P}{A}$$

$$P' = p \frac{a}{A}$$



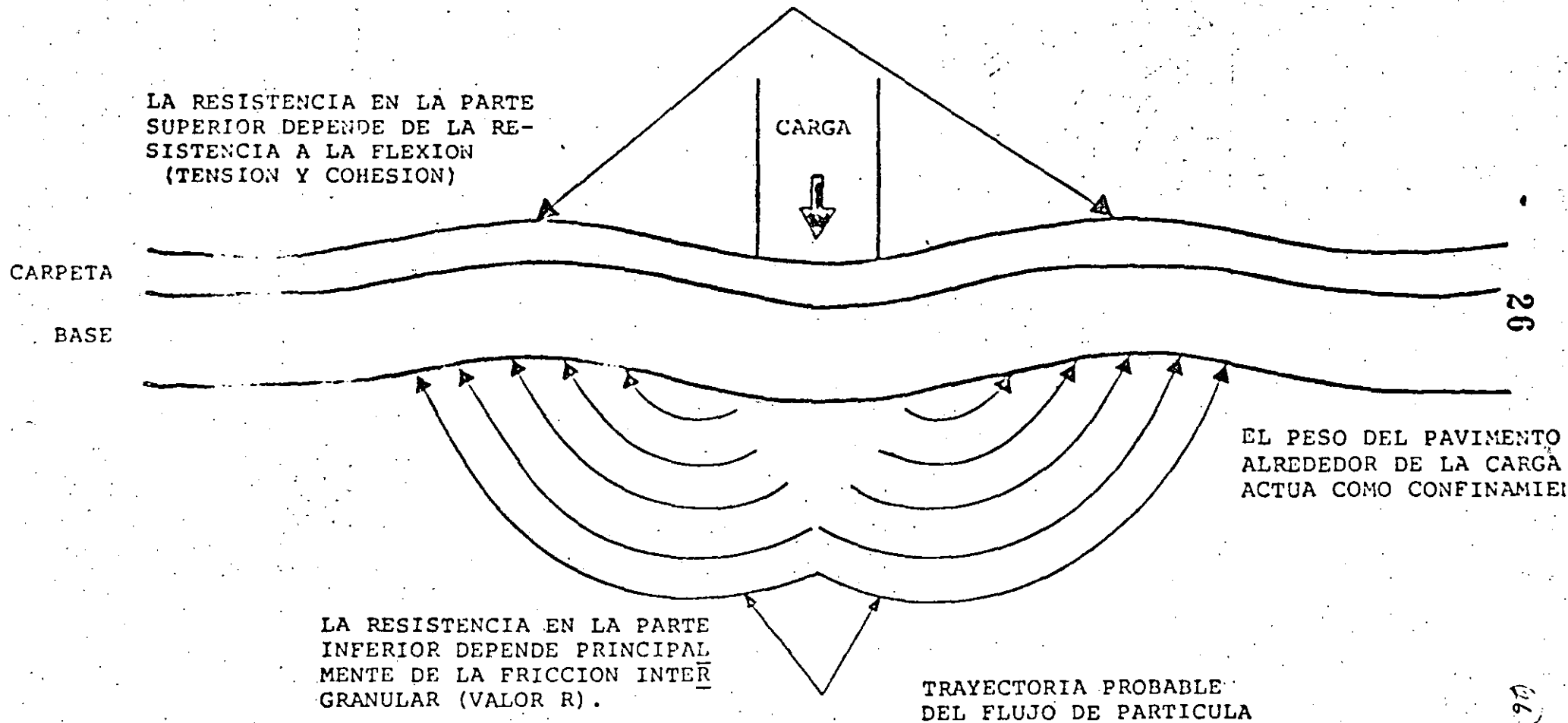


Medio homogéneo
 $\frac{E_1}{E_2} = 1$ (Boussinesq)

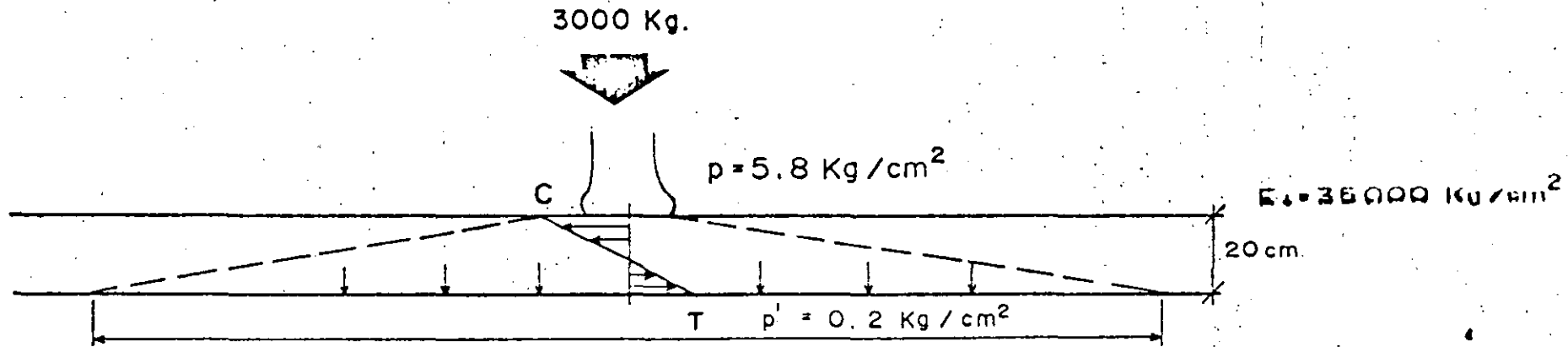
Sistema de dos capas
 $\frac{E_1}{E_2} = 10 \quad \mu = 1/2 \quad \frac{r}{h} = 1$ (Burmister)

COMPARACION DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN MEDIO HOMOGÉNEO Y EN UN SISTEMA DE 2 CAPAS

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

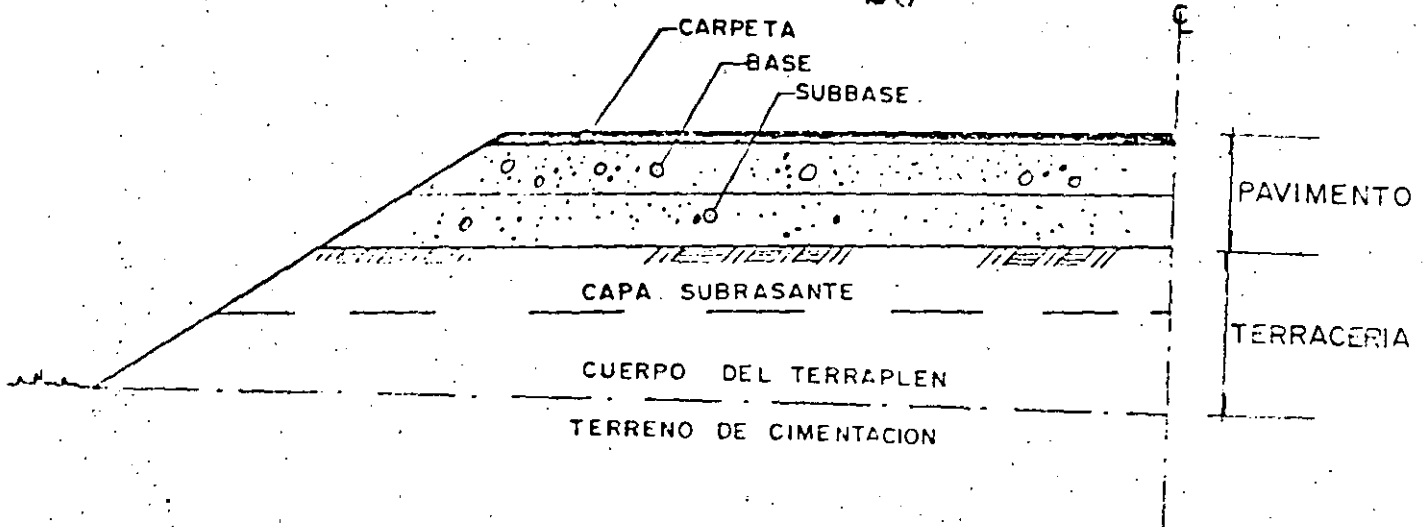


DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
PAVIMENTO RIGIDO



$$E_2 = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$300 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$



FUNCIONES DE LOS ELEMENTOS DEL PAVIMENTO

- SUBBASE.-** TRANSMITIR ESFUERZOS A LA CAPA SUBRASANTE
 TRANSICION ENTRE BASE Y SUBRASANTE
 REDUCIR EFECTOS DE CAMBIOS VOLUMETRICOS Y REBOTE ELASTICO
 REDUCIR COSTO DEL PAVIMENTO
- BASE.-** SOPORTAR ADECUADAMENTE LAS CARGAS Y DISTRIBUIR ESFUERZOS A LAS CAPAS SUBYACENTES EN FORMA ADECUADA.
- CARPETA.-** PROPORCIONAR UNA SUPERFICIE ESTABLE, UNIFORME, IMPERMEABLE Y DE TEXTURA APROPIADA.

FUNCIONES DE LOS ELEMENTOS DEL PAVIMENTO

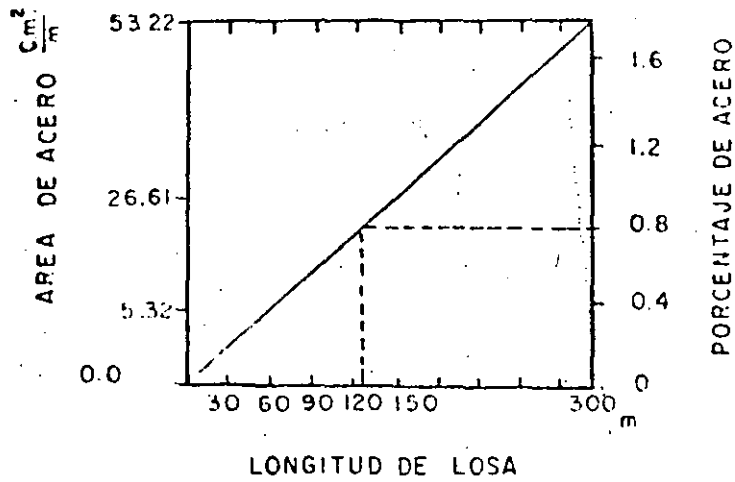
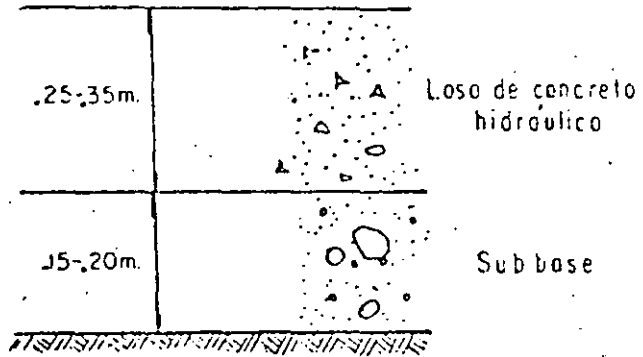
- SUBBASE.- TRANSMITIR ESFUERZOS A LA CAPA SUBRASANTE
TRANSICION ENTRE BASE Y SUBRASANTE
REDUCIR EFECTOS DE CAMBIOS VOLUMETRICOS Y REBOTE ELASTICO
REDUCIR COSTO DEL PAVIMENTO
- BASE.- SOPORTAR ADECUADAMENTE LAS CARGAS Y DISTRIBUIR ESFUERZOS A LAS CAPAS SUBYACENTES EN FORMA ADECUADA.
- CARPETA.- PROPORCIONAR UNA SUPERFICIE ESTABLE, UNIFORME, --
IMPERMEABLE Y DE TEXTURA APROPIADA.

ESTRUCTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTO RÍGIDO

CARRETERAS Y CALLES

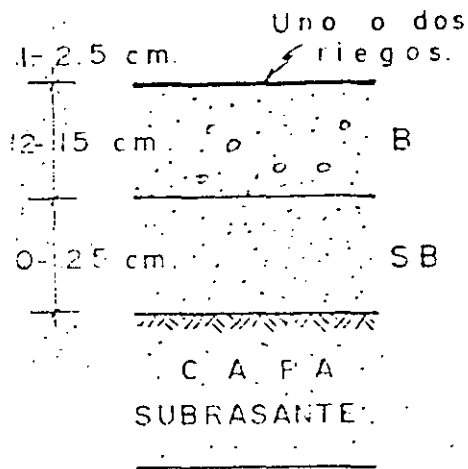


AEROPUERTOS

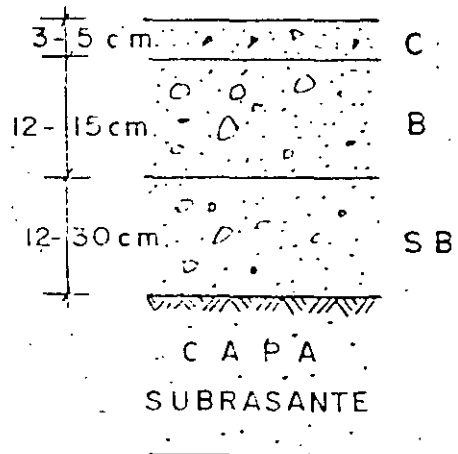


ESTRUCTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE PARA DIFERENTES TIPOS DE TRANSITO CARRETERO.

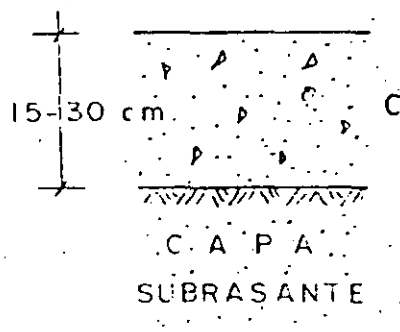
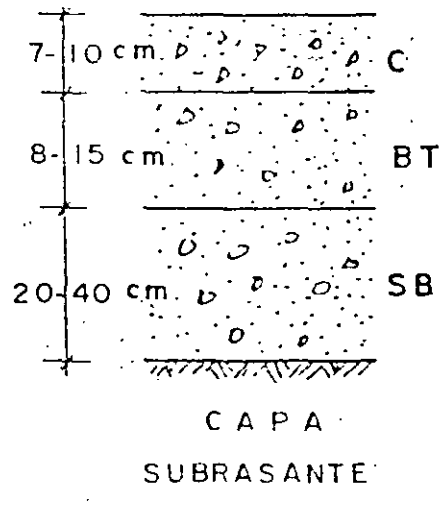
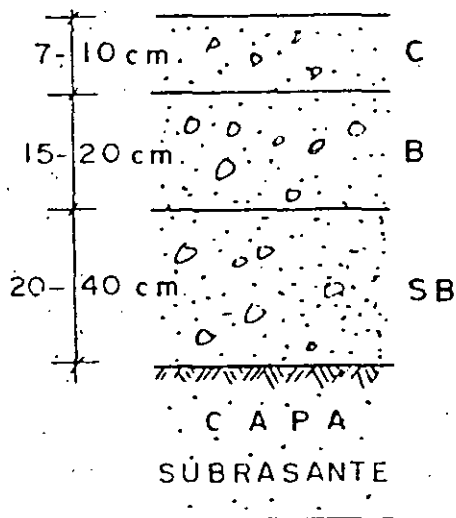
LIGERO



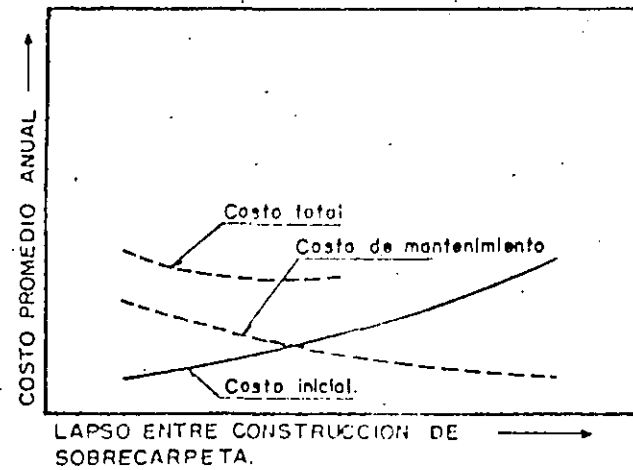
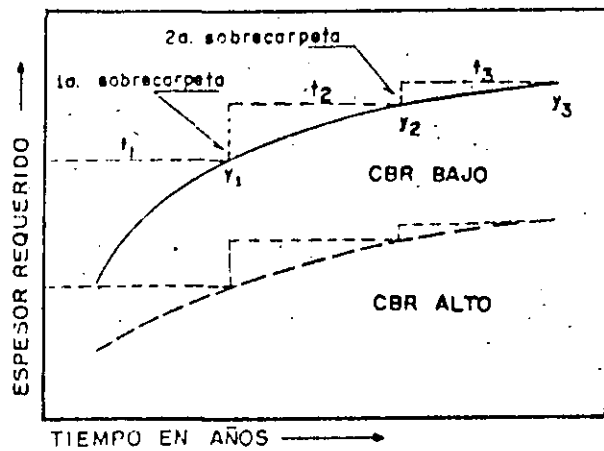
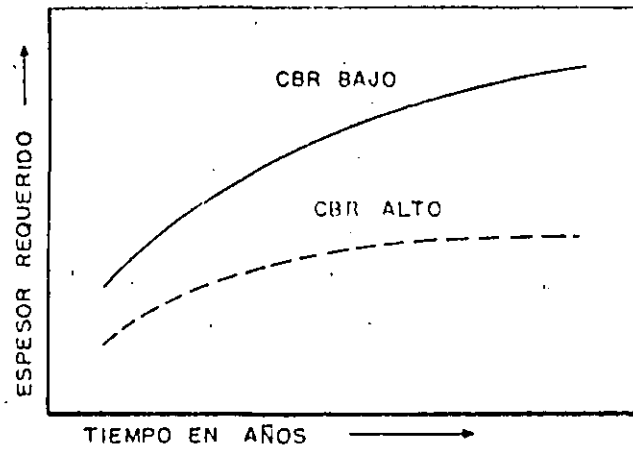
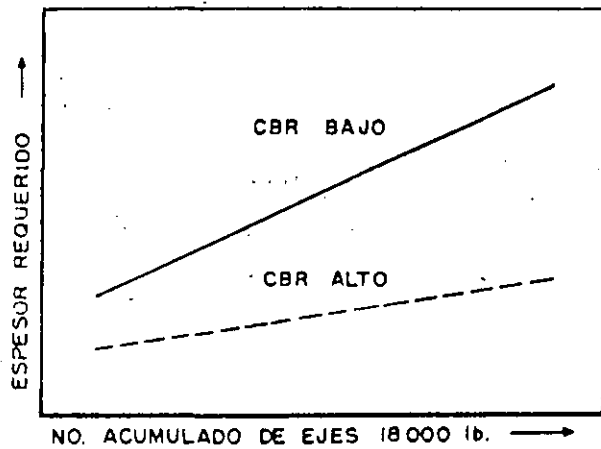
MEDIANO



PESADO



EL ESPESOR DE LA CAPA SUBRASANTE VARIA ENTRE 30 Y 50 cm.



Factores que determinan la elección del Tipo de Pavimento, adicionales al económico.

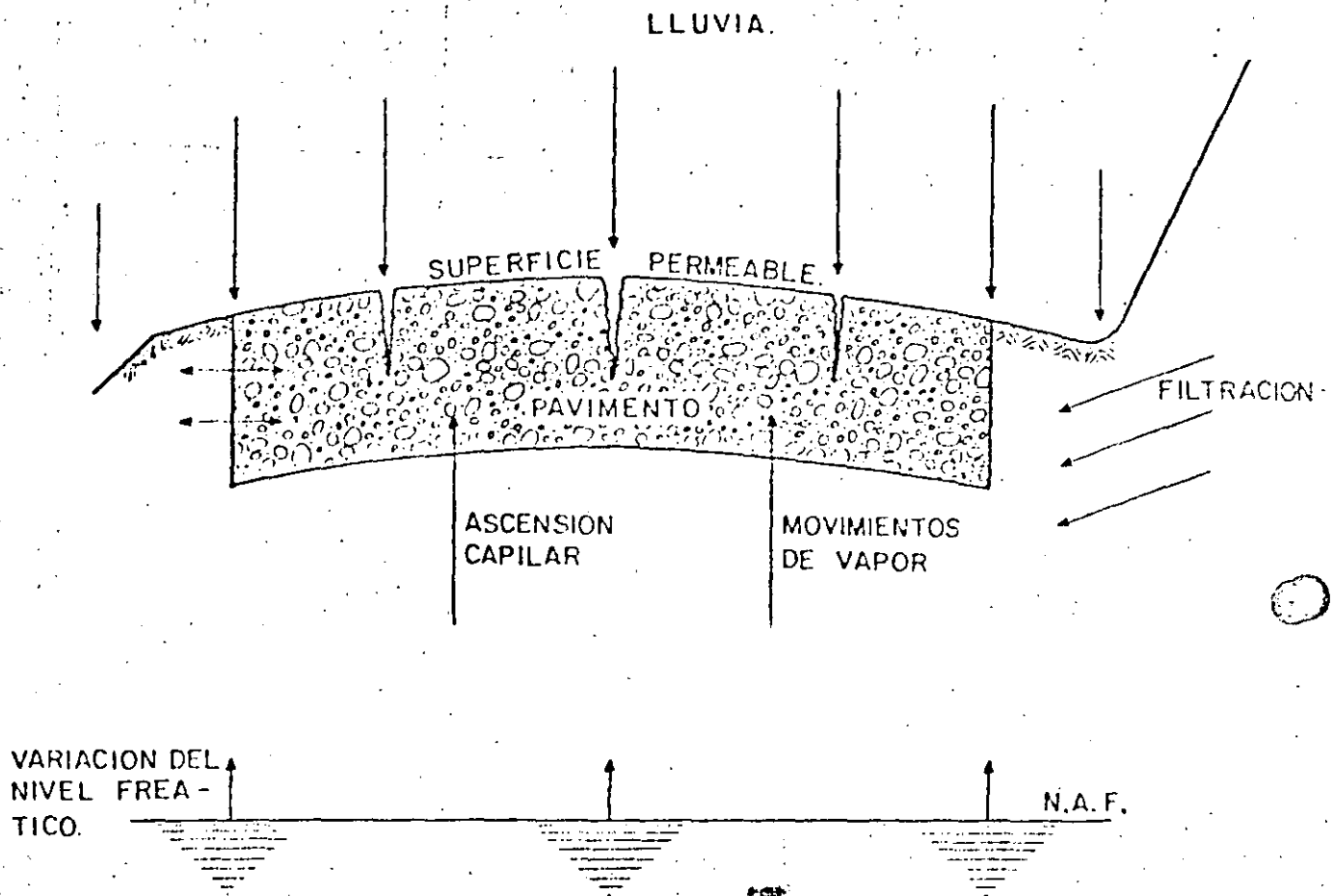
- a) Confiabilidad.
- b) Limitaciones en el mantenimiento y conservación
- c) Equipos y prácticas de construcción
- d) Disponibilidad presente y futura de los materiales requeridos.

TABLA I. COMPARACION ENTRE PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES

Concepto	Rígido	Flexible
1.- Calidad de Rodamiento	Mayores problemas en el acabado superficial. Las juntas entre losas suelen ser fuente permanente de problemas. Este inconveniente se atenua notoriamente en losas con acero de refuerzo, al aumentarse sensiblemente el espaciamiento entre juntas.	Mayor facilidad para lograr una mejor superficie de rodamiento.
2.- Funcionalidad	Bajo altos niveles de tránsito este pavimento llega a ser más ventajoso. La falla más común se manifiesta por agrietamientos, los cuales no suelen afectar la funcionalidad.	Cuando el tránsito es intenso suele ser común la formación de baches y roderas, que afectan seriamente la funcionalidad del pavimento.
3.- Agrietamiento	Es más probable que en este caso se presenten grietas no controladas. Sin embargo, estas suelen ser de poca trascendencia.	El agrietamiento suele influir mayormente en el comportamiento del pavimento.
4.- Resistencia al derrapamiento.	En ambos tipos de pavimento se requiere adoptar medidas especiales para disponer de una superficie antiderrapante. Sin embargo, la textura superficial del pavimento rígido suele ser más estable que la del flexible.	

TABLA I. COMPARACION ENTRE PAVIMENTOS RIGIDOS Y FLEXIBLES
(Continuación)

Concepto	Rígido	Flexible
5.- Facilidad de - reparación	Requiere alta especialización	Es relativamente sencilla, sin embargo, en caminos de alto tránsito la operación del mismo se ve seriamente afectada.
6.- Visibilidad	En general la visibilidad es mejor - que en el pavimento flexible	
7.- Durabilidad	Substancialmente mayor que la del pa- vimento flexible.	
8.- Construcción - por etapas	No aplicable a este tipo de pavimen- to, a menos que se recurra a capas - bituminosas	Muy favorable
9.- Costos	Los costos de construcción inicial - son mayores, siendo en cambio meno- res los de conservación. La suma de ambos es motivo de análisis en cada caso.	Posibilidad de diferir in- versiones al construir por etapas.
10.- Confiabilidad	En condiciones críticas ó particular- mente difíciles, ofrece mayores ga- rantías que el flexible.	



FORMAS EN QUE PUEDE ENTRAR
EL AGUA AL PAVIMENTO.

MECANISMOS CON QUE EL AGUA ACTUA
SOBRE TERRACERIAS Y PAVIMENTO.

- 1.- EROSION
- 2.- TUBIFICACION
- 3.- VARIACIONES VOLUMETRICAS
EXPANSION
CONTRACCION
- 4.- FUERZAS DE FILTRACION
- 5.- REDUCCION DE LA RESISTENCIA
AL ESFUERZO CORTANTE.
- 6.- DISOLUCION
- 7.- ACUAPLANEO Y DERRAPAMIENTO
- 8.- ESFUERZOS ADICIONALES SOBRE ESTRUCTURAS

METODOS DE SOLUCION DE
DRENAJE SUPERFICIAL

CORTES

CUNETAS

CONTRACUNETAS

TERRAPLENES

ALCANTARILLAS

LAVADEROS

BORDILLOS

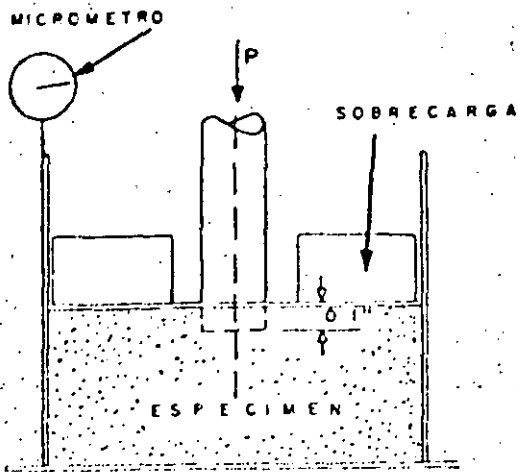
AREAS DE ESTACIONA
MIENTO Y CALLES

DRENES

ATARJEAS Y COLADERAS PLUVIAL

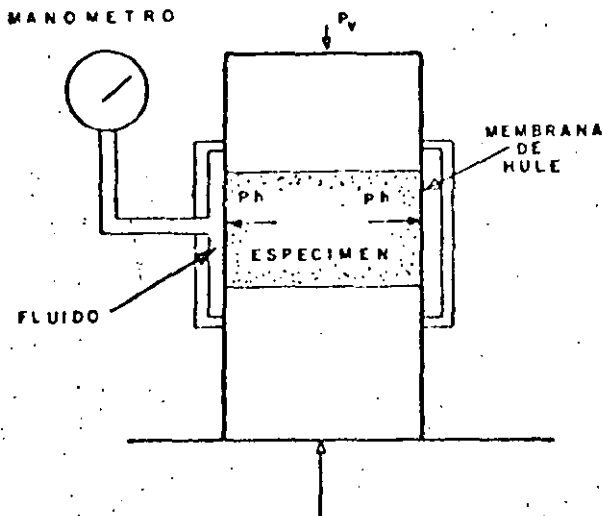
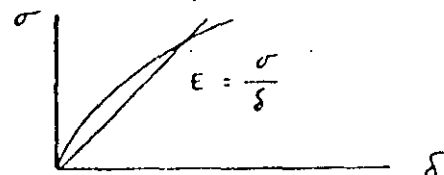
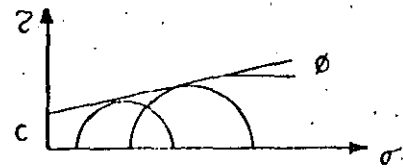
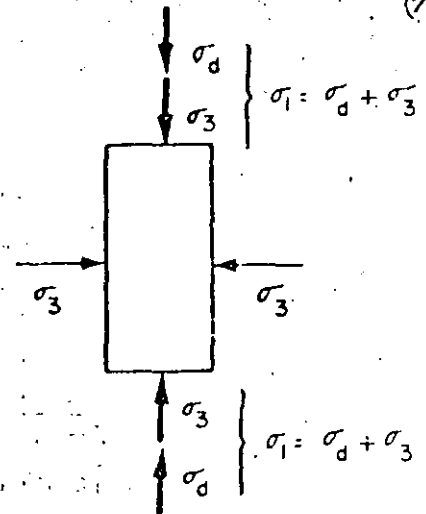
CONTROL DE HUMEDAD

- 1.- MANTENER EL PAVIMENTO SOBRE EL NIVEL DEL TERRENO NATURAL
- 2.- DRENAJE SUPERFICIAL ADECUADO
- 3.- SUBDRENAJE Y SISTEMAS DE INTERCEPCION DE AGUA
- 4.- MANTENER EL NAF BAJO
- 5.- SELLAR SUPERFICIES
- 6.- CAPAS DRENANTES

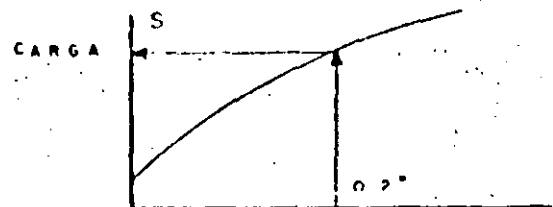
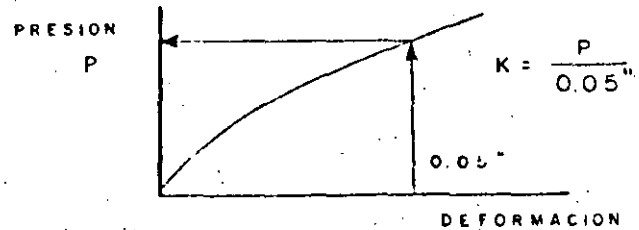
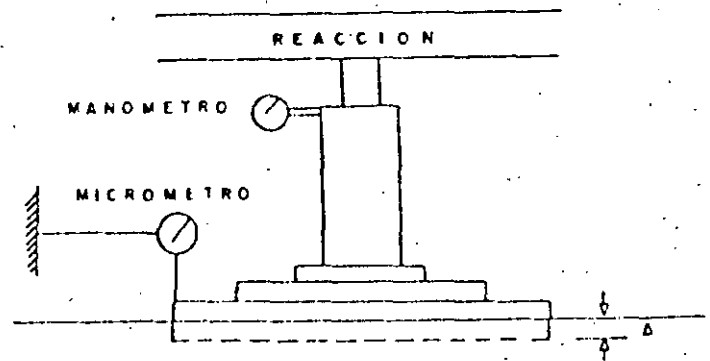


$$CBR = \frac{P_{0.1''}}{1360 \text{ Kg.}} \times 100$$

40



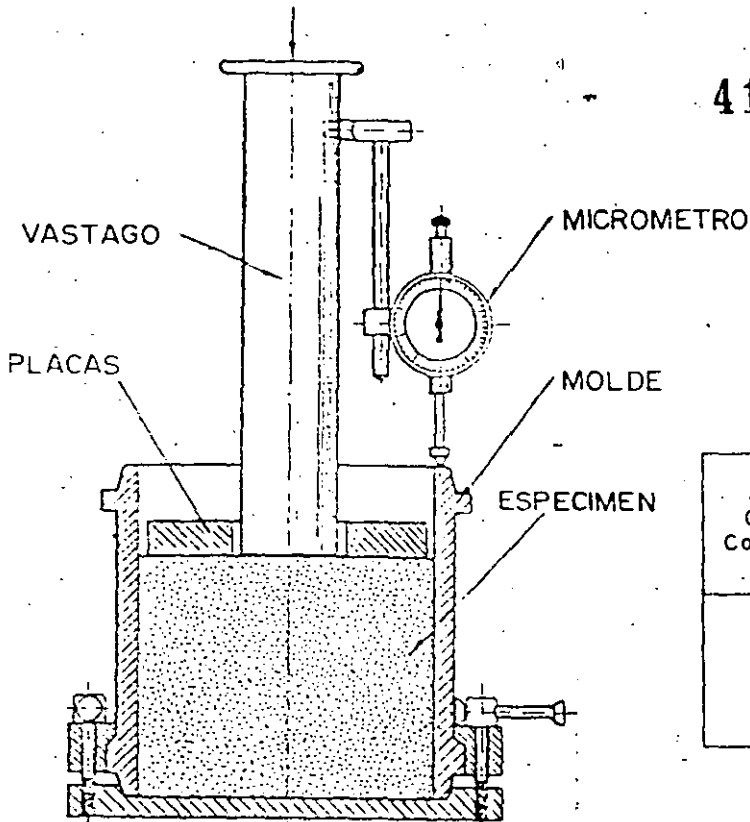
$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v}\right) 100$$



DEFORMACION PROMEDIO PARA 10 REPETICIONES

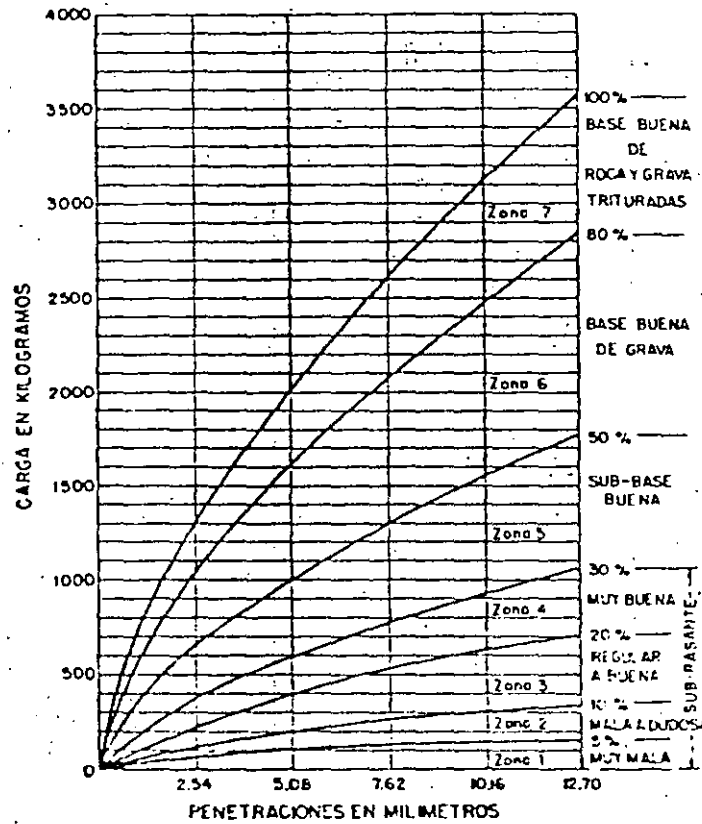


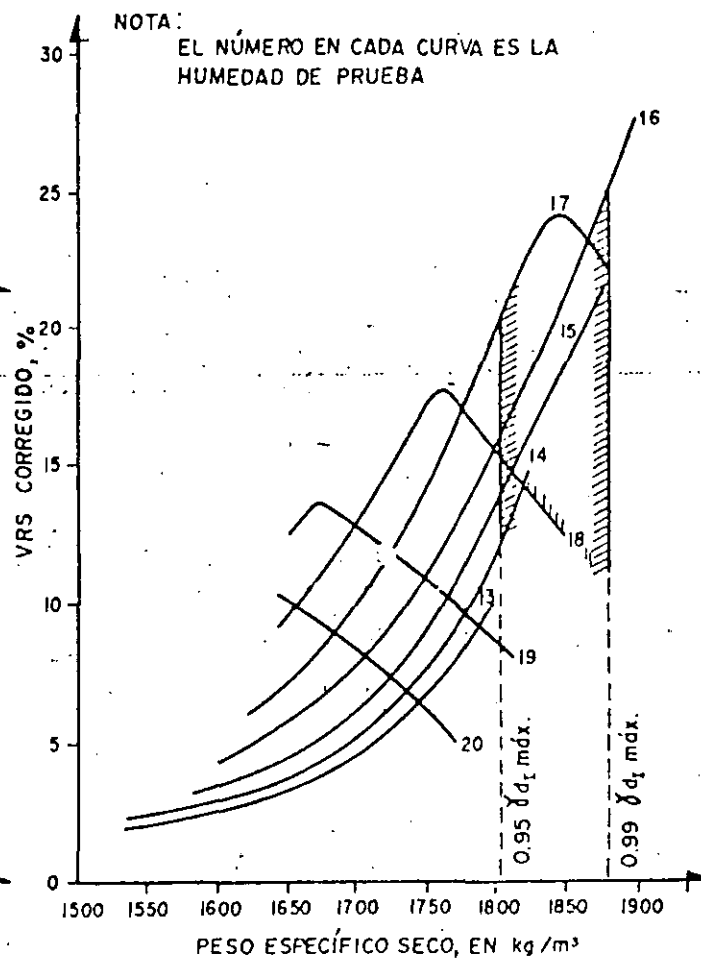
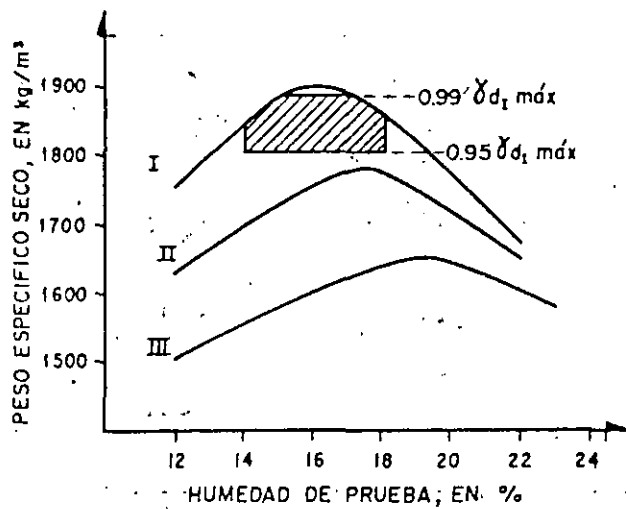
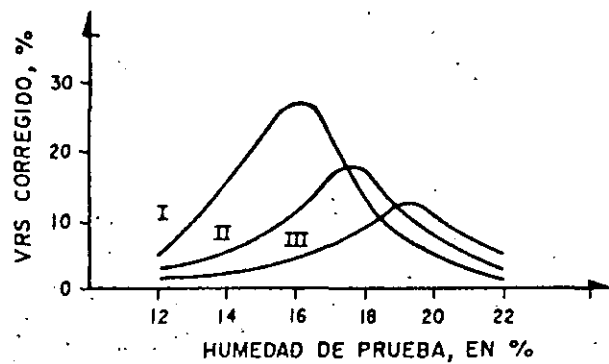
41



PRUEBA MODIFICADA .S.O.P.

Grado de Compactación %	Variante 1 Buen drenaje precipitación bajo o media.	Variante 2 Drenaje deficiente, precipitación media o alta.
100	W_o	W_o
95	W_o	$W_o + 1.5$
90 - 75	W_o	$W_o + 3.0$





METODO CUERPO DE INGENIEROS

(43)

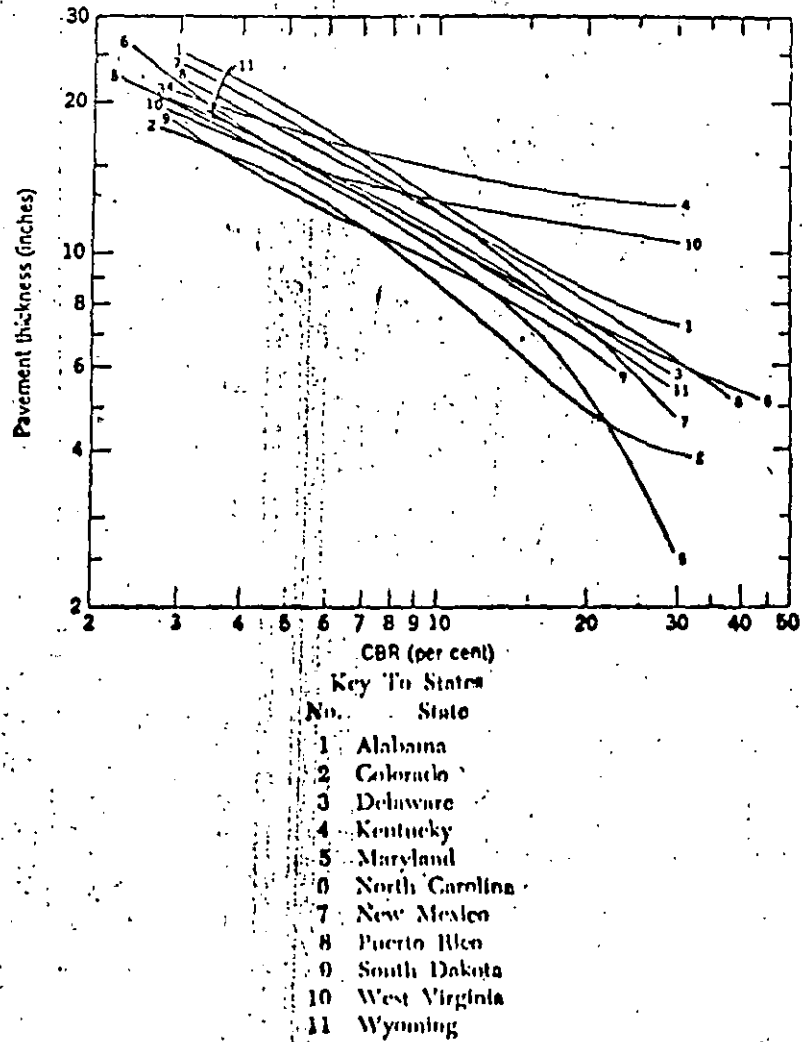


Figure 15.20. California Bearing Ratio curves for various states (9000-pound wheel including modifications suitable to WASHO test road conditions). (From Highway Research Board Bulletin 133.)

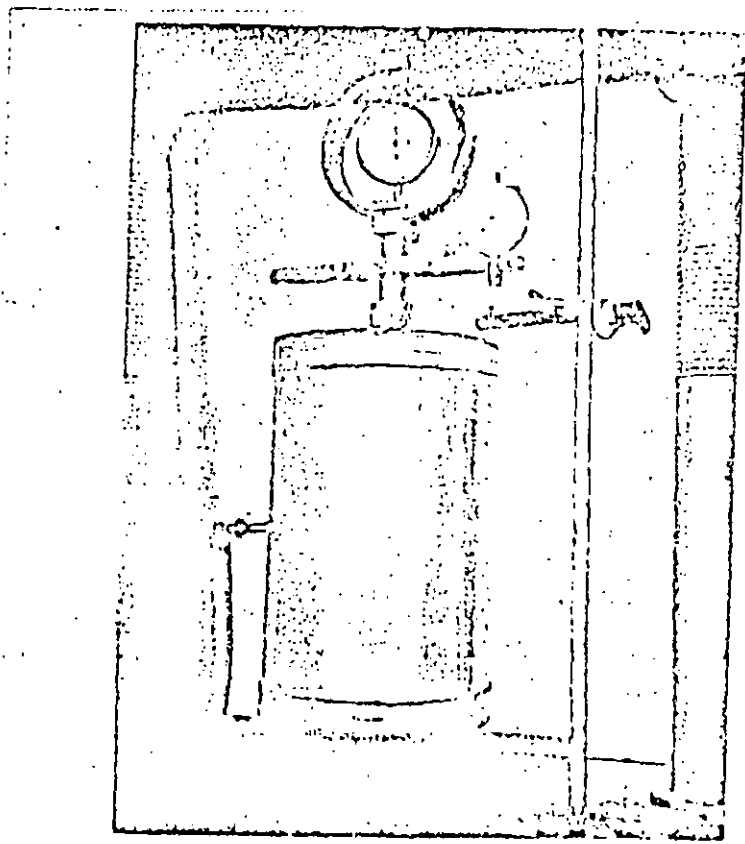


Figure 8.6. Texas triaxial cell.

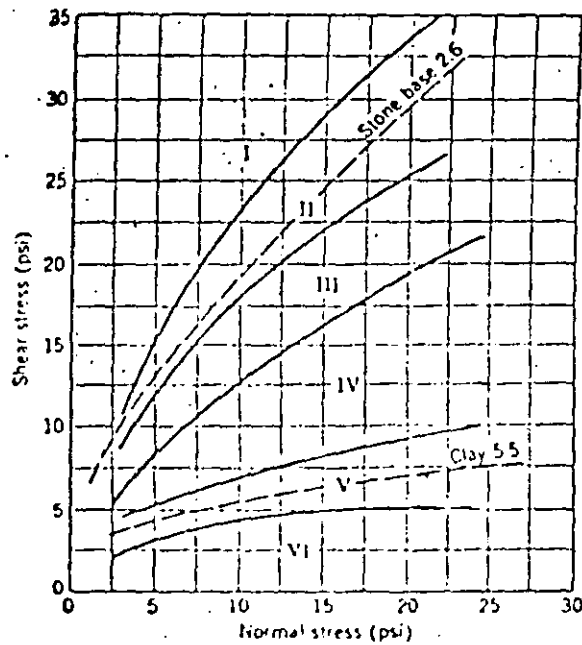
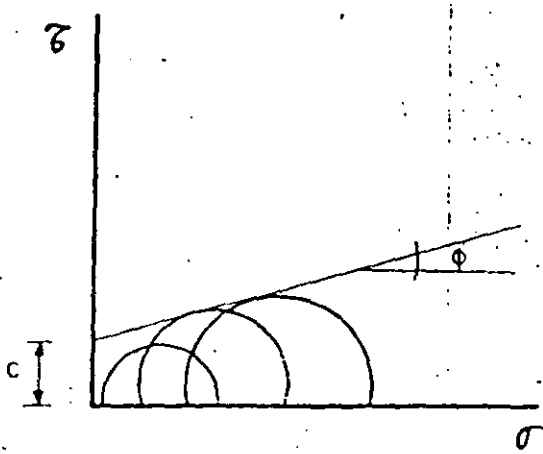
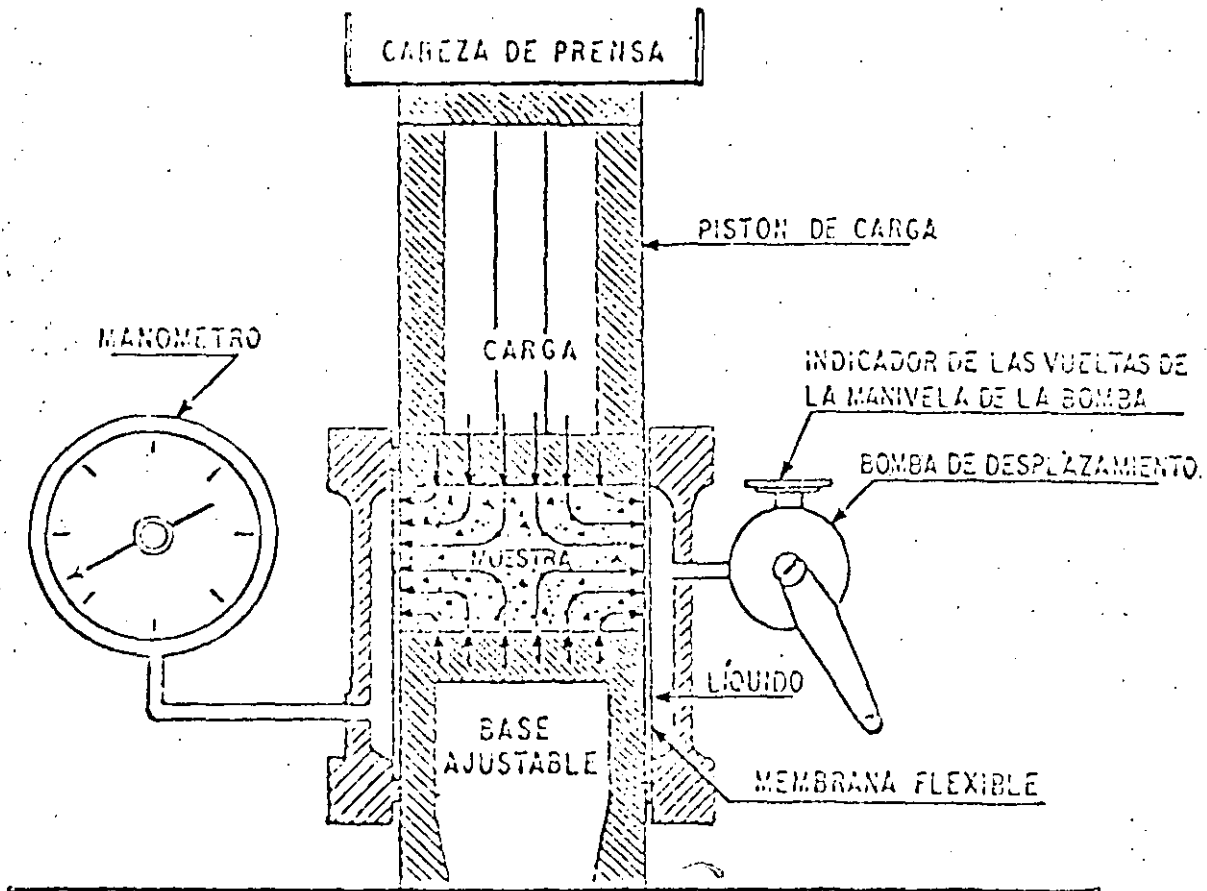


Figure 13.5. Texas classification chart. (From McDowell, Highway Research Board, Research Report 10-B.)

ESTABILOMETRO



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

$$T = K \frac{P \sqrt{A} \text{Log} r}{\sqrt{c}} \left(\frac{P_h}{P_v} = 0.1 \right)$$

En donde:

T = espesor del pavimento

k = constante (0.0175)

P = presión de inflado de las llantas

A = área de contacto

r = número de repeticiones de esfuerzos

c = Valor del cohesiómetro.

P_h = presión horizontal transmitida

P_v = presión vertical aplicada (160 psi)

(46)

PRUEBA DE RUTINA

VALOR RELATIVO SOPORTE (CBR)

TRIAxIAL

ESTABILIMETRO Y CONESIMETRO

PRUEBA DE PLACA

PRUEBAS EN MEZCLAS ASFALTICAS

MODULO DE RUPTURA

TENSION INDIRECTA

PRUEBAS PARA DISEÑO DE SISTEMAS MULTICAPA

MODULO DE RESILIENCIA

MODULO COMPLEJO O DINAMICO

RIGIDEZ DINAMICA

MODULO DE RESILIENCIA DIAMETRAL

RIGIDEZ DE MEZCLAS ASFALTICAS

FLUENCIA

PROPAGACION DE ONDA

PROPIEDADES FUNDAMENTALES DE DEGRADACION

FATIGA

DEGRADACION PERMANENTE

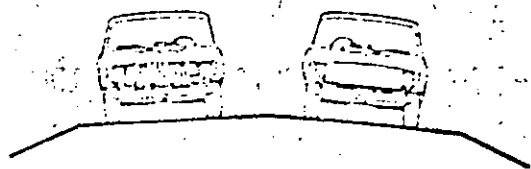
CATEGORIA DE SUBRASANTE

CATEGORIA	MATERIAL	CBR %	K lb/pulg ³
MUY BUENA	GW, GP, GM, GC SW, SP, SM, SC.	> 10	> 200
BUENA	ML, CL, OL	6 A 10	150 A 200
MALA	MH, CH, OH	3 A 6	100 A 150

MATERIALES PARA TERRACERIAS

TIPO	ACOMODO	CUERPO DE TERRAPLEN	CAPA SUBRASANTE
FRAGMENTOS GRANDES MEDIANOS CHICOS	CON TRACTOR Y/O EQUIPO CONSTRUCCION	PUEDEN USARSE ACOMODADOS POR CAPAS, DEL ESPESOR MINI MO COMPATIBLE CON EL TAMA ÑO MAXIMO.	NO DEBEN USARSE 45
SUELOS GRAVAS ARENAS ML CL OL MH ₁ CH ₁ FINOS OH ₁ MH ₂ CH ₂ OH ₂ Pt	COMPACTADOS CON EL EQUIPO ESPECIFICO	GRADO DE COMPACTACION 90% AASHTO - T - 99 AASHTO - T - 180 NO DEBEN USARSE	GRADO DE COMPAC TACION 95% NO DEBEN USARSE CUANDO CBR 5% Y EXPANSION 5% NO DEBEN USARSE EN AEROPISTAS. NO DEBEN USARSE

CARRETERAS



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

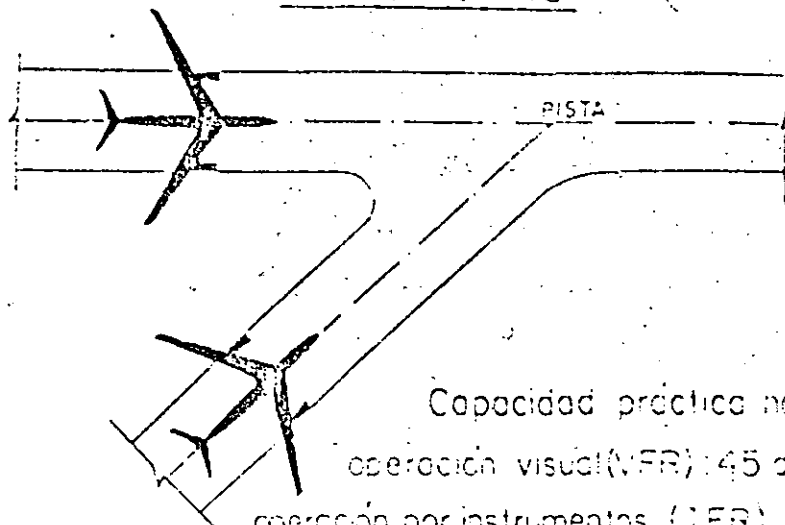


Capacidad máxima -

Carril de adentro: 2,200 automóviles/hora.
Carril de afuera: 1,700 automóviles/hora.
(a 60 km./hr.)

Frecuencia del tránsito.

AEROPISTAS

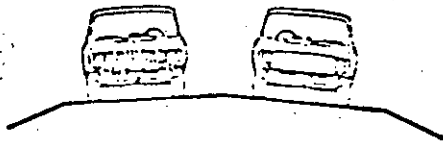


Capacidad práctica normal:
operación visual (VFR) 45 a 99 op./hr.
operación por instrumentos (IFR) 42 a 53 op./hr.

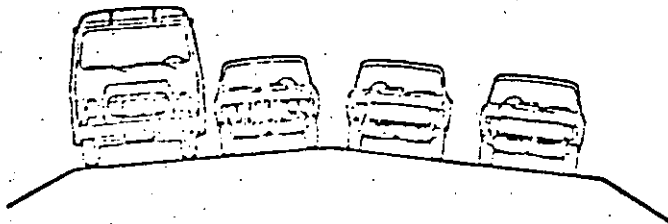
NOTA: El valor mayor es para
pistas que sólo reciben
aviones bimotores y
monomotores.

El valor menor es para
pistas que reciben una
mezcla de aviones en
que el 60% son...
cuatrirreactores o aviones
mayores.

CARRETERAS



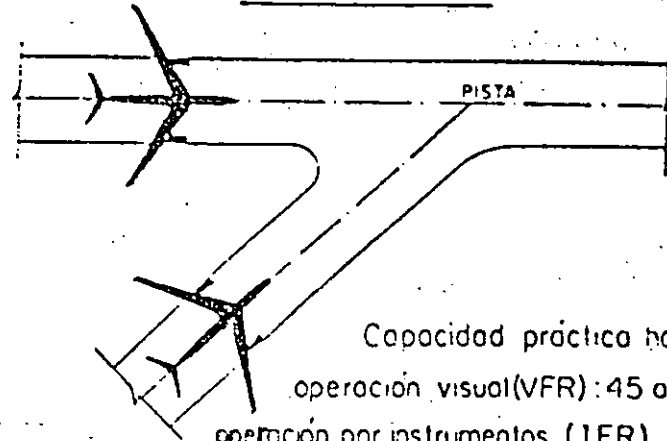
Capacidad máxima por carril:
2,000 automóviles/hora.
(a 50-60 km./hr.)



Capacidad máxima.-
Carril de adentro: 2,200 automóviles/hora.
Carril de afuera: 1,700 automóviles/hora.
(a 60 km/hr.)

Frecuencia del tránsito.

AEROPISTAS

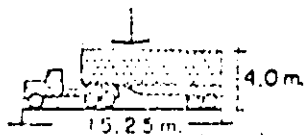


Capacidad práctica horaria -
operación visual (VFR): 45 a 99 op/hr
operación por instrumentos (IFR) 42 a -
53 op/hr.

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

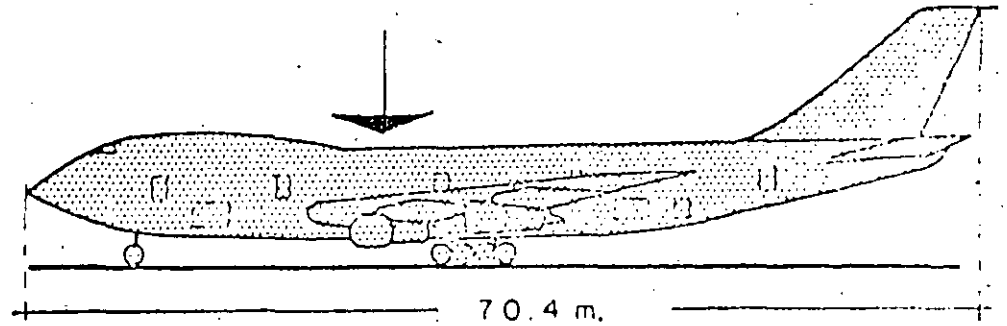
El valor menor es para
pistas que reciben una
mezcla de aviones en
que el 60% son
cuatrirreactores o aviones
mayores.

Peso total = 34 ton.



B - 7 4 7

Peso total = 374 ton



Numero de llantas Carga por rueda (max.)

16 principales _____ 1 800 kg.

2 direccionales _____ 2 500 kg.

Numero de llantas Carga por rueda (max.)

16 principales _____ 21,500 kg.

2 auxiliares _____ 15,000 kg.

51

50

INTENSIDAD DE LAS CARGAS

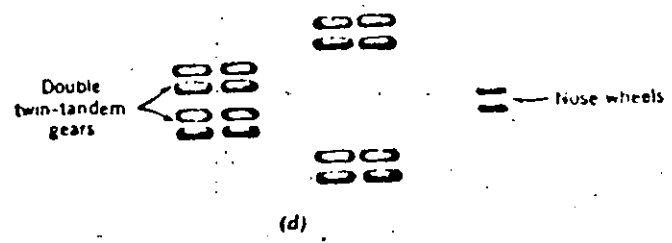
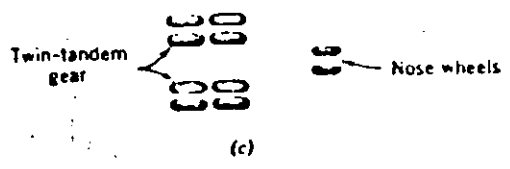
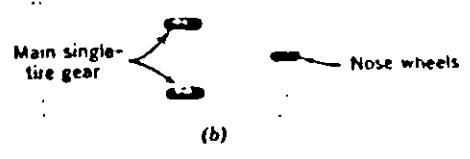
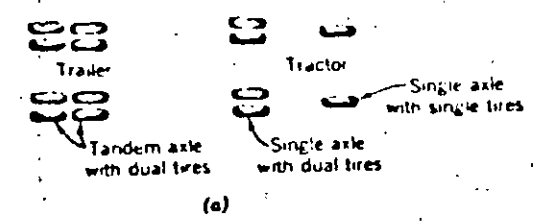
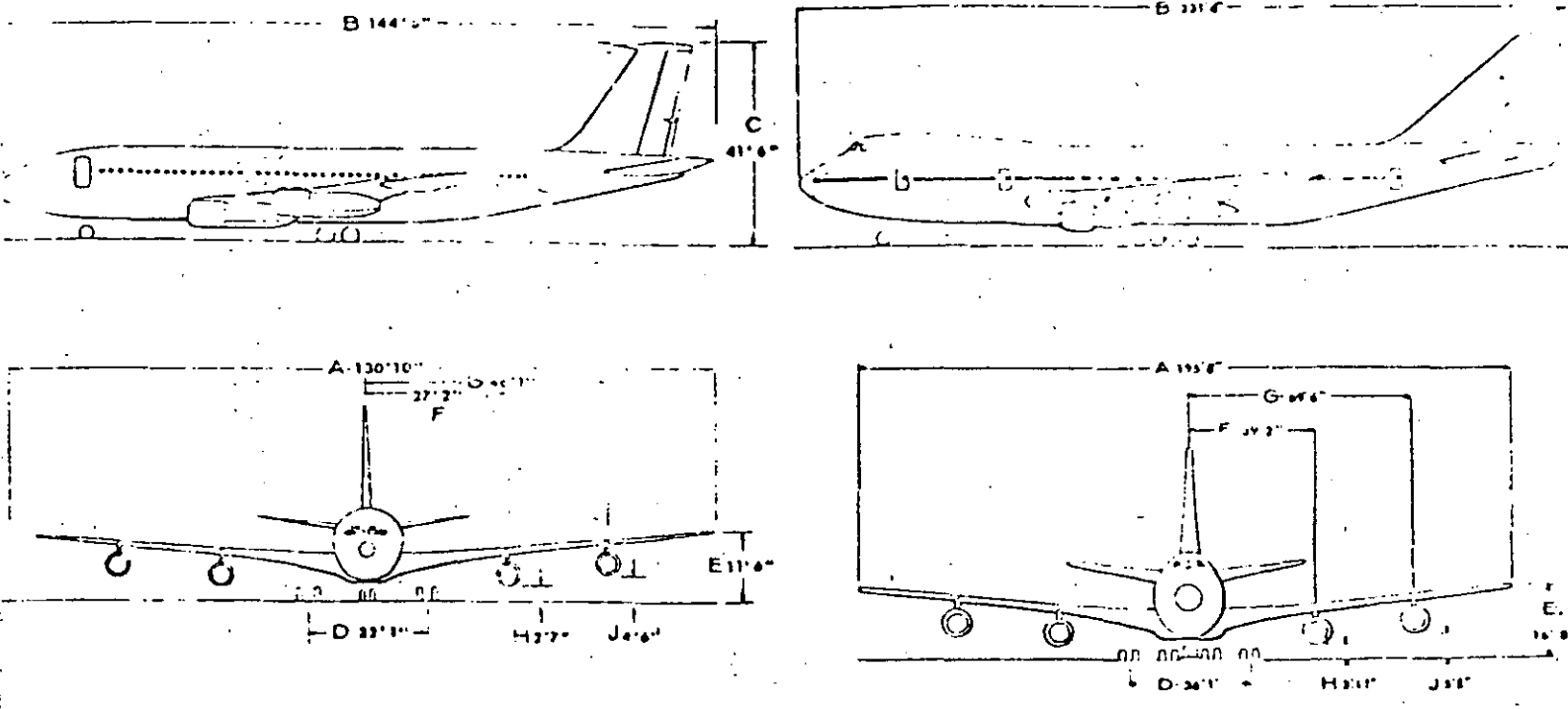
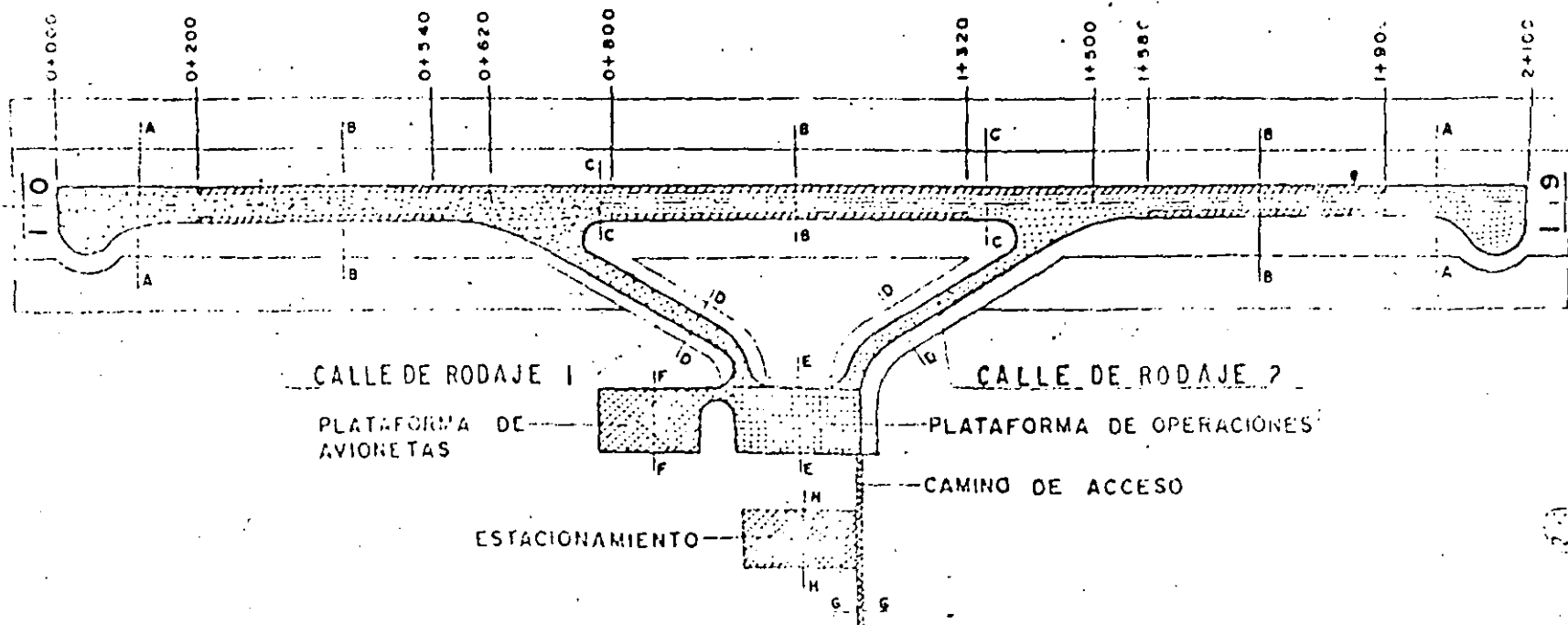


Figure 1.6. Plan view of several basic types of wheel configuration. (a) Single trailer-truck unit, (b) tricycle landing gear with single tires, (c) twin-tandem landing gear, (d) double twin-tandem gear. (Note: Not to scale.)

CROQUIS DE ZONIFICACION DE LOS PAVIMENTOS



22

41b PLANNING AND DESIGN OF AIRPORTS

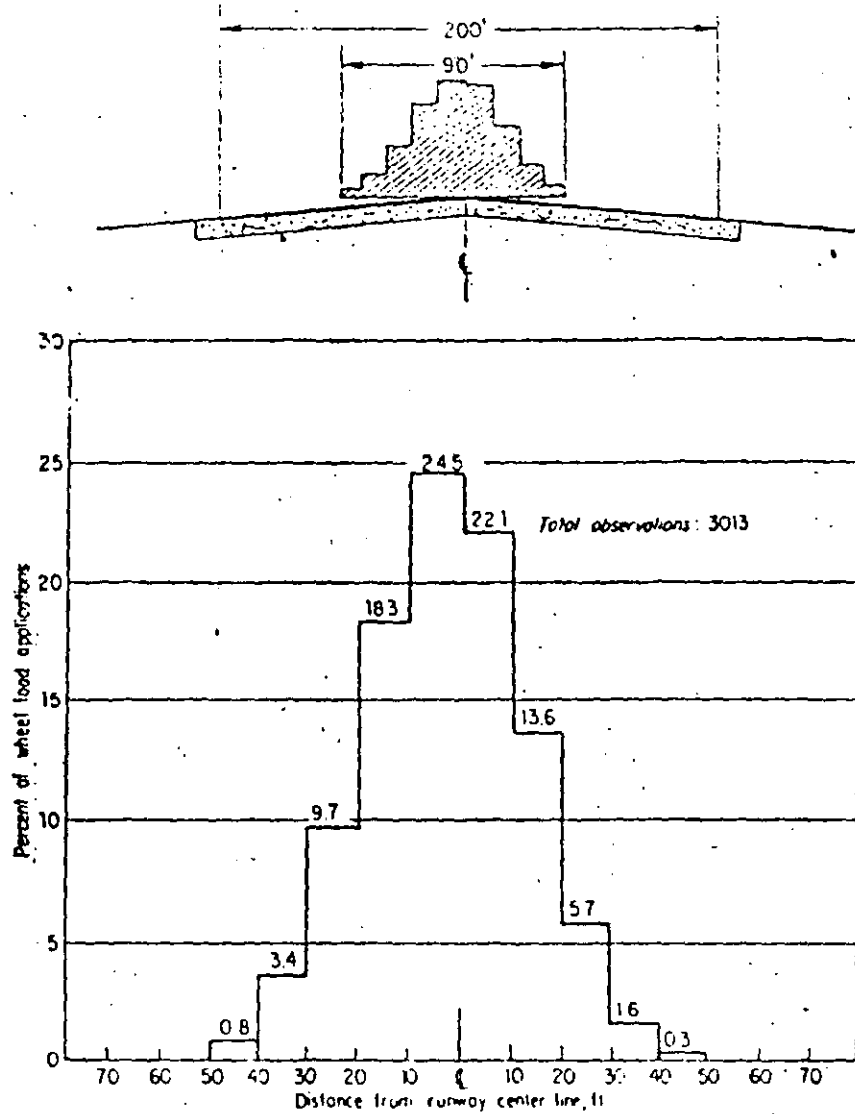
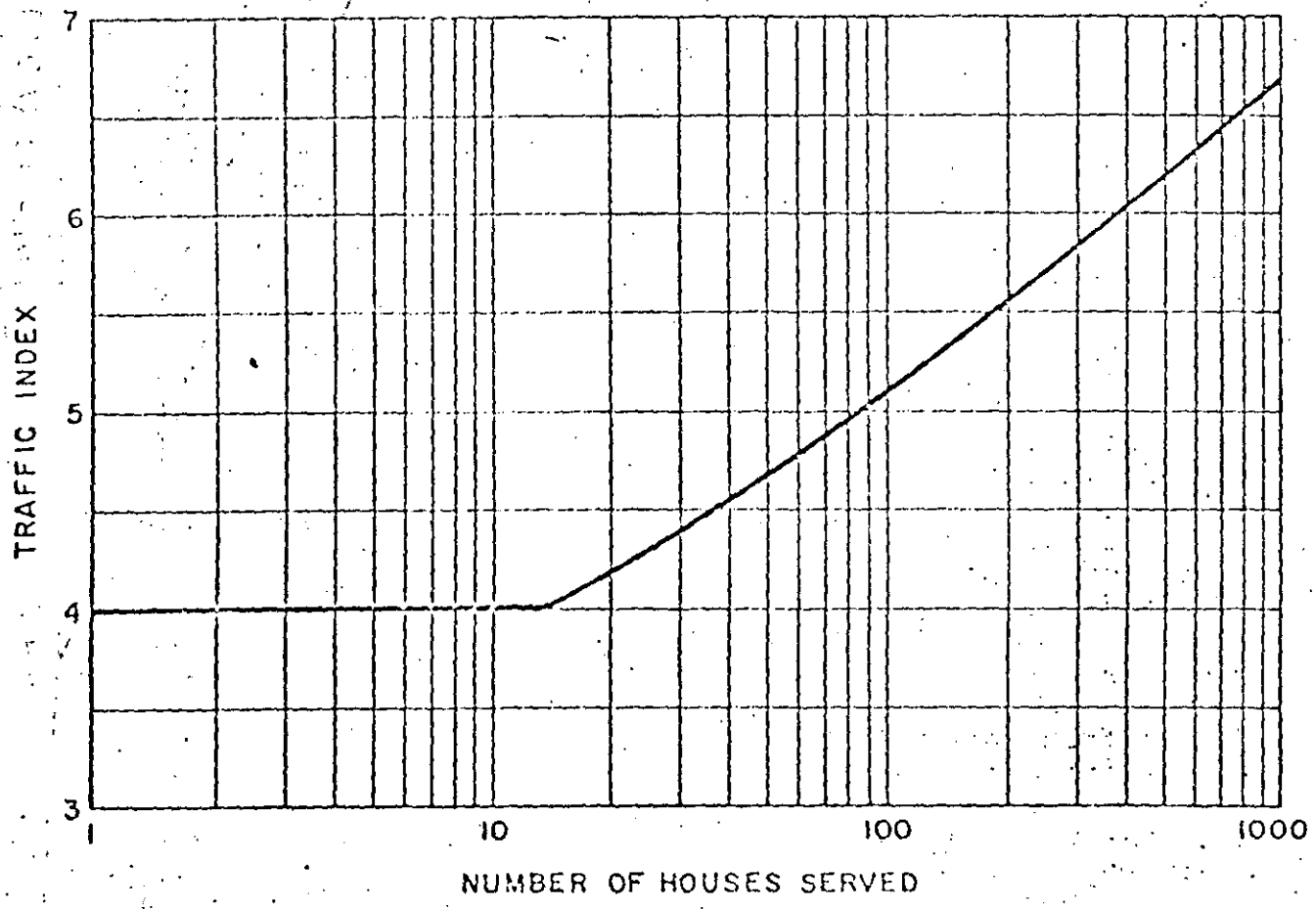


FIG. 12-51. Transverse Distribution of Wheel Load Applications—Average of All Observations at Los Angeles, Oakland, and San Francisco Airports (courtesy: R. Horonjeff and John Hugh Jones.)

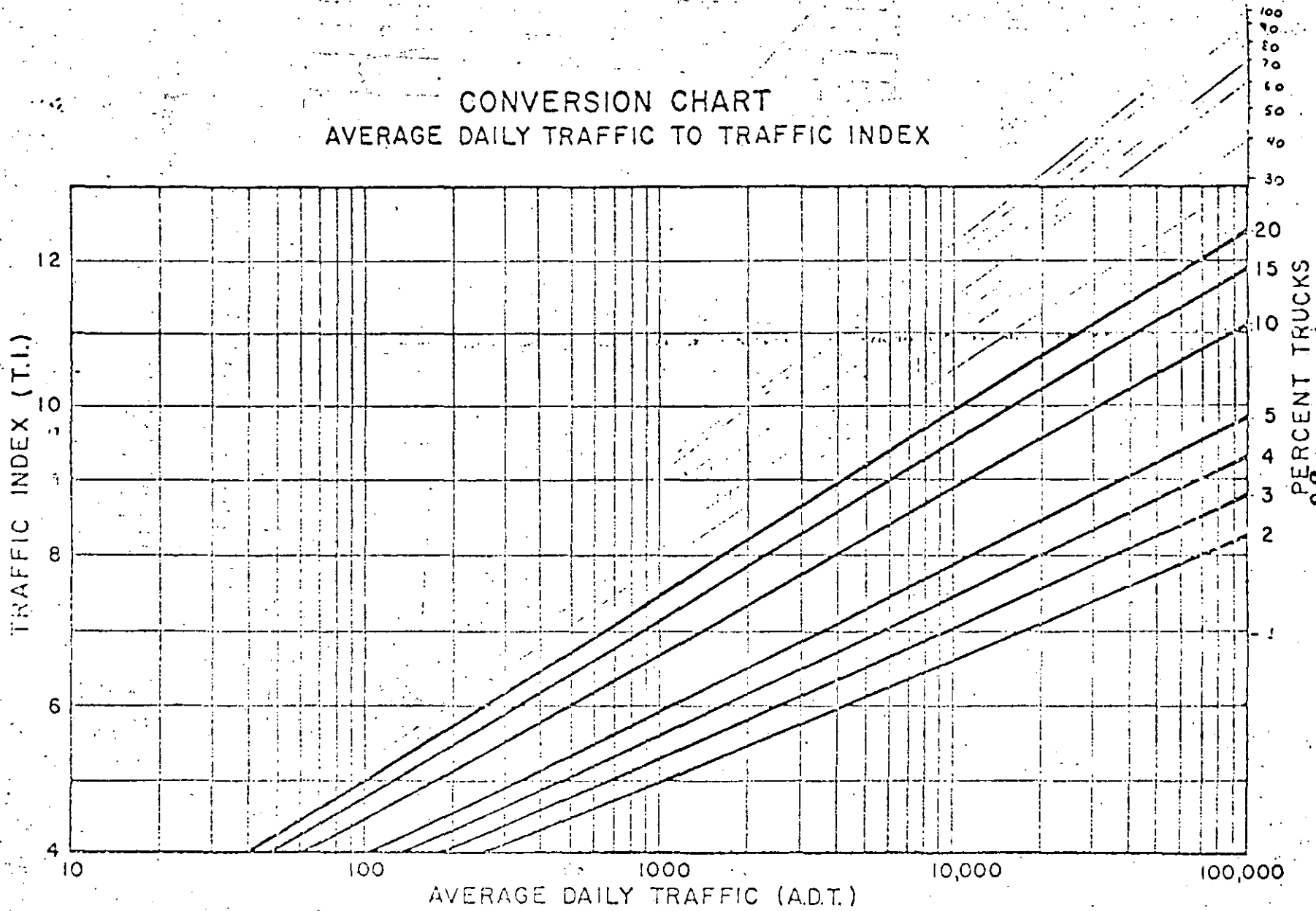
CHART FOR ESTIMATION OF TRAFFIC INDEX USING A HOUSE COUNT



Notes: For use only within subdivisions for residential and residential collector streets.

Chart is based on a 10-year design life.

CONVERSION CHART
AVERAGE DAILY TRAFFIC TO TRAFFIC INDEX



PERCENT TRUCKS



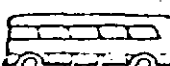
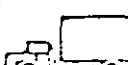

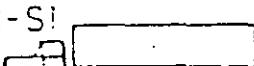
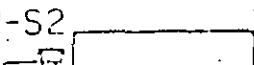
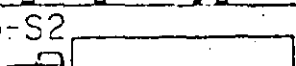
95

55

Tabla para cálculo del tránsito acumulado en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

Carretera San Luis Potosí - Trancoso Tramo Salinas - Trancoso Fecha Promedios 1964

Notas

TIPO DE VEHICULO	Número de vehículos en ambas direcciones	Coeficiente de distribución	Número de vehículos en el carril de proyecto	Coeficiente de vehículos cargados o vacíos	Número de vehículos cargados o vacíos por carril N, N'	Coeficientes de daño por tránsito, F, F'		Número de ejes equivalentes de 8.2 ton, N.F., N'F'	
						z=0 cm	z=15 cm	z=0 cm	z=15 cm
A _p 	123.64	0.5	61.82	C: 1.00 V: 0.00	61.82 0	0.005 0.005	0 0	0.31 0.31	0 0
A _c 	52.44	0.5	26.22	C: 0.30 V: 0.70	7.87 18.39	0.34 0.34	0.042 0.001	2.69 6.24	0.33 0.02
B 	35.22	0.5	17.61	C: 1.00 V: 0.00	17.61 0	2.0 2.0	1.150 0.640	35.22 0	20.22 0
C2 	99.90	0.5	49.95	C: 0.63 V: 0.37	31.47 18.48	0.88 0.88	0.465 0.027	27.69 16.26	14.63 0.439
C3 	26.40	0.5	13.20	C: 0.79 V: 0.21	10.43 2.77	0.88 0.88	0.675 0.044	9.18 2.44	6.20 0.12
T2-S1 	9.18	0.5	4.59	C: 0.79 V: 0.21	3.63 0.96	3.0 3.0	1.740 0.140	10.89 2.88	6.31 0.13
T2-S2 	17.80	0.5	8.90	C: 0.78 V: 0.22	6.94 1.96	4.0 4.0	1.570 0.210	27.76 7.76	10.90 0.41
T3-S2 	18.38	0.5	9.19	C: 0.79 V: 0.21	7.26 1.93	5.0 5.0	1.300 0.150	36.30 9.65	9.44 0.29
			Total	191.48		T ₀ , T ₀ ' : Tránsito equivalente inicial		175.57	69.47

NÚMERO DE CARILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %
2	50
4	40 - 50
6 o más	30 - 40

Años de servicio, n = 9 Tasa de crecimiento anual, r = 25 %

Coeficiente de acumulación del tránsito, C = 9200 (Fig A.10)

Tránsito acumulado, $\sum L_n = C I_0 = 1799244$ (z=0) $\sum L'_n = C I'_0 = 639124$ (z=15)

Cálculo del tránsito equivalente acumulado

57

(57)

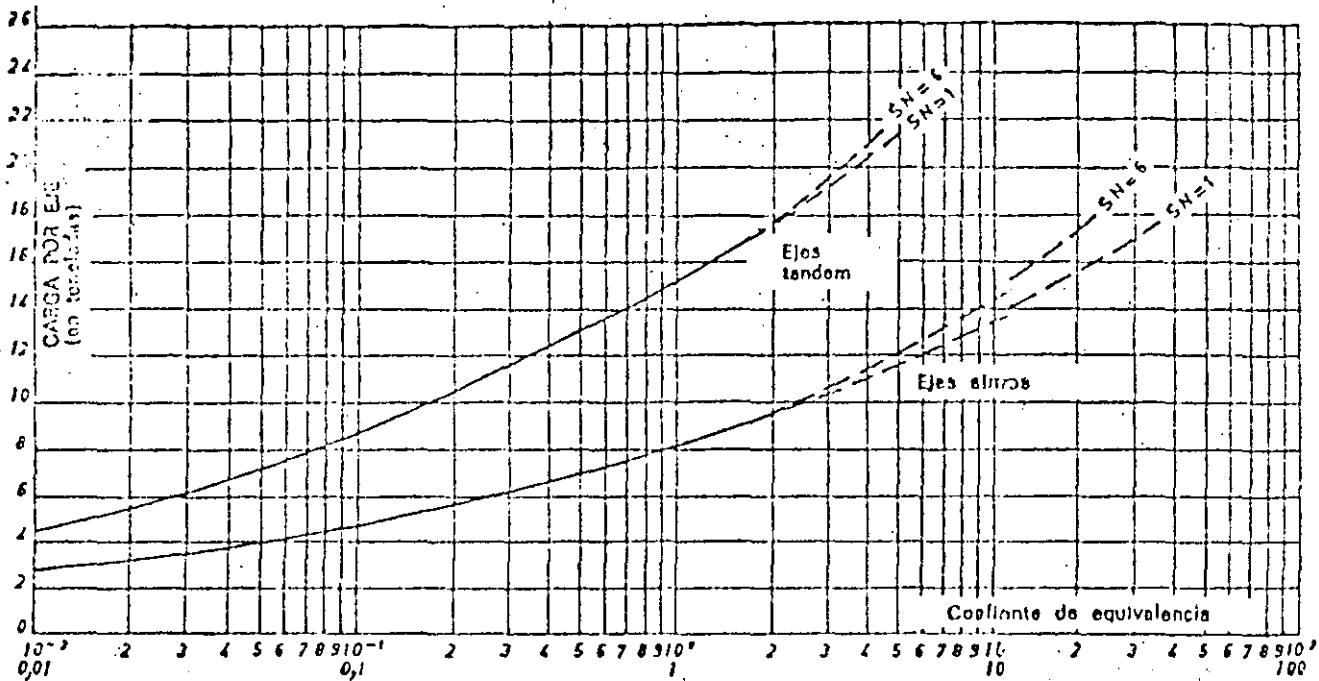


FIG. 35. Coeficiente de equivalencia (firmes flexibles).
Según Liddle (Bureau of Public Roads). Índice de viabilidad final 2,5

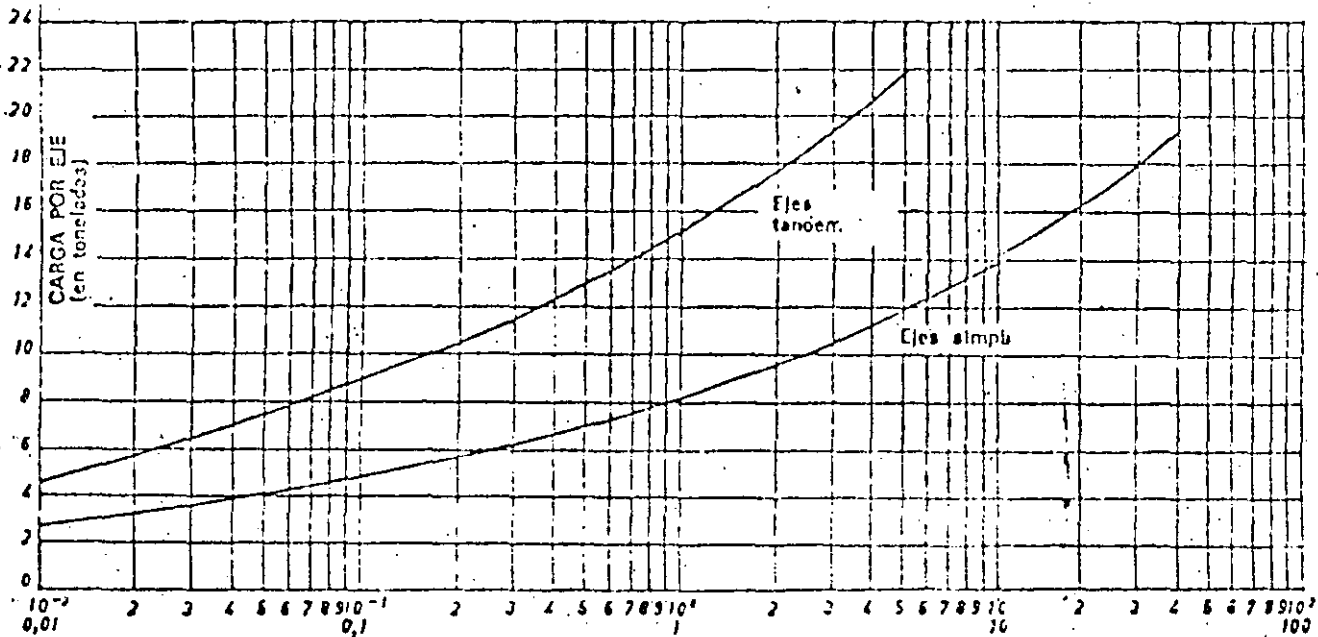


FIG. 36. Coeficiente de equivalencia (firmes flexibles).
Método de Liddle. Índice de viabilidad final : 2,0 a 2,5.

(58)

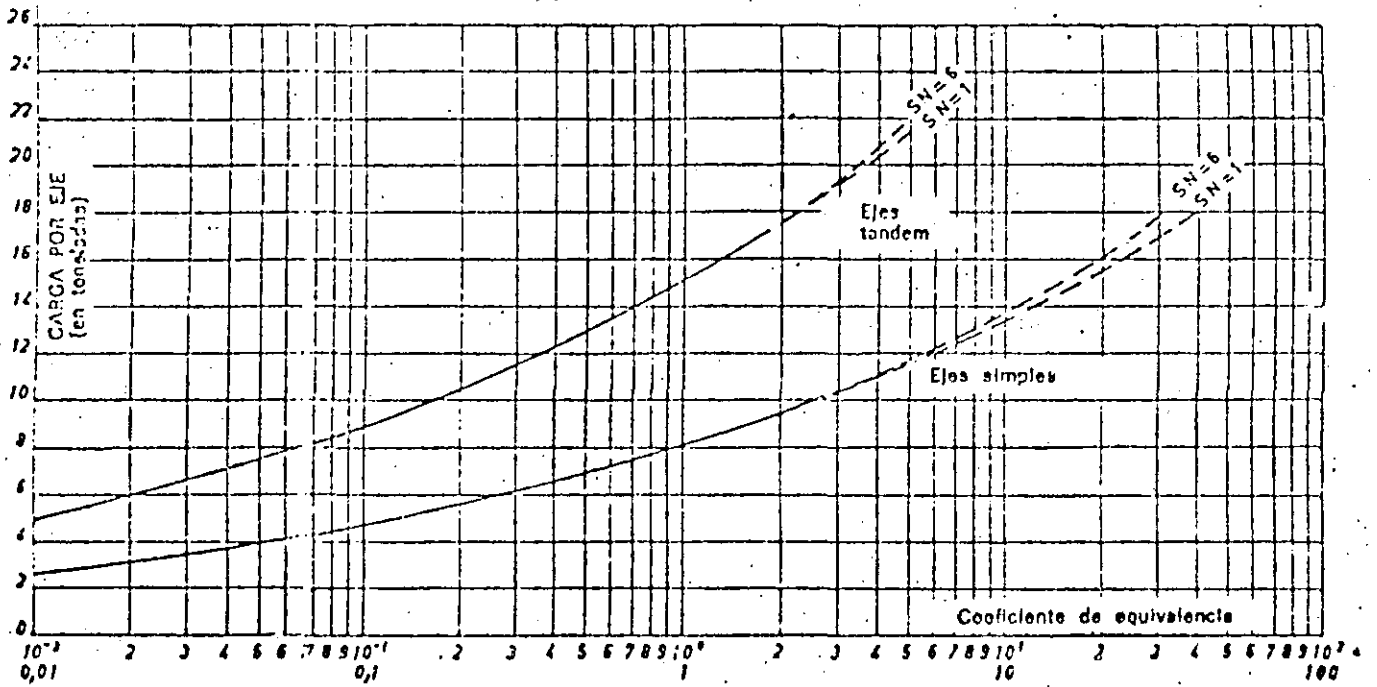


FIG. 34. Coeficiente de equivalencia (firmes flexibles).
 según Liddle (Bureau of Public Roads). Índice de viabilidad final: 2.0

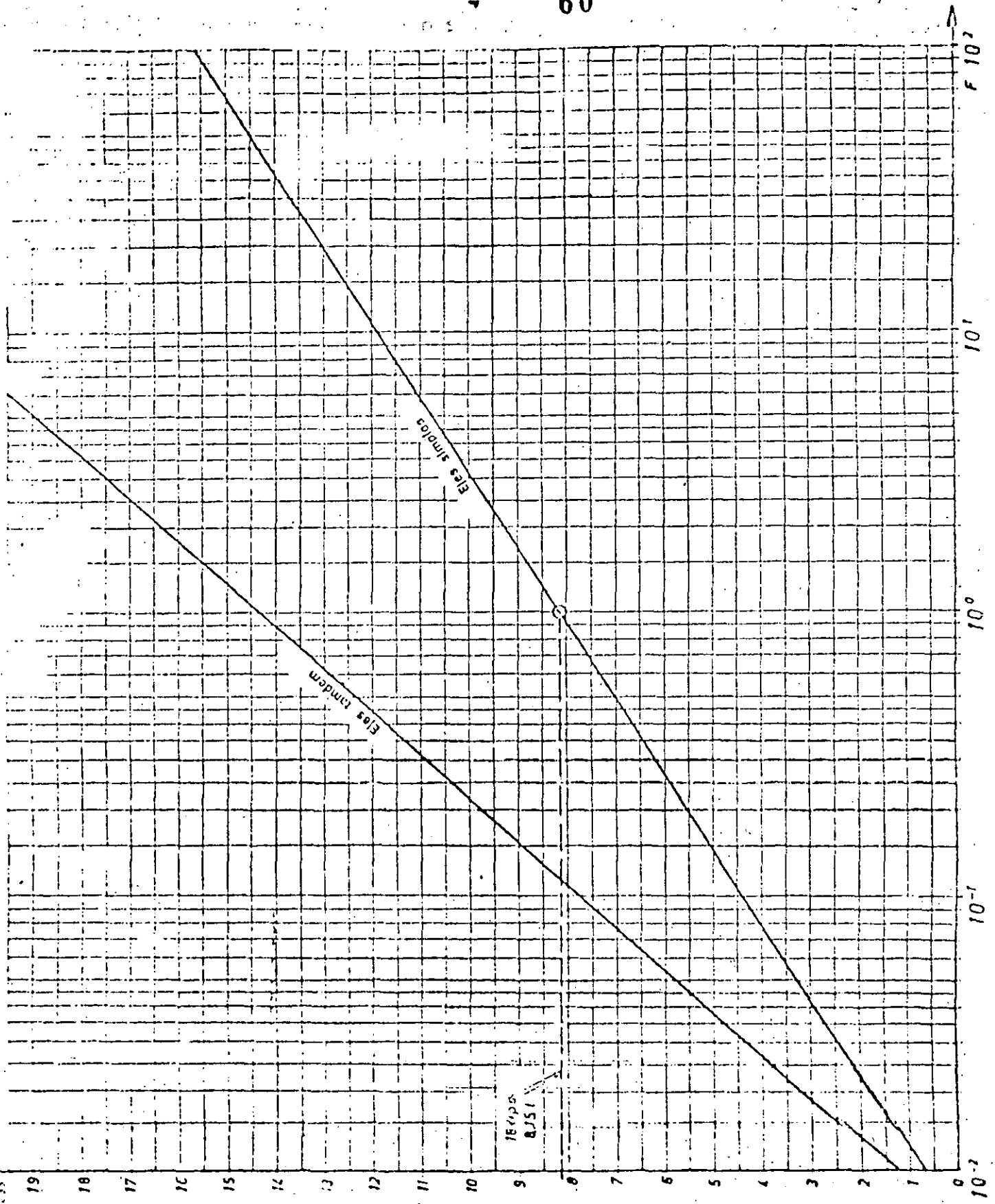


FIG. 26. Factor de equivalencia de cargas F.

No. de ejes	Constantes	Tránsito diario al inicio del período de diseño	Factores de incremento	EWL por Grupo de ejes
2	280	80	2.0	44,800
3	930	18	1.8	30,100
4	1,320	7	1.5	13,900
5	3,190	18	1.85	106,200
6	1,950	2	1.5	5,800

Promedio anual de repeticiones 200,800

Multiplicando por el período de diseño: (20 años)

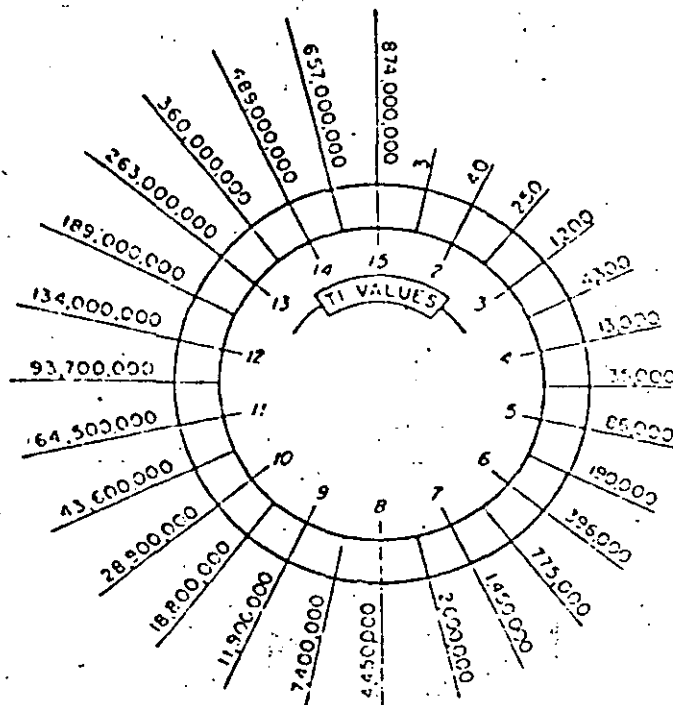
$$EWL = 20 \times 200800 = 4,016,000$$

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

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

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

CONVERSION CHART
EWL TO TRAFFIC INDEX



EWL VALUES

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

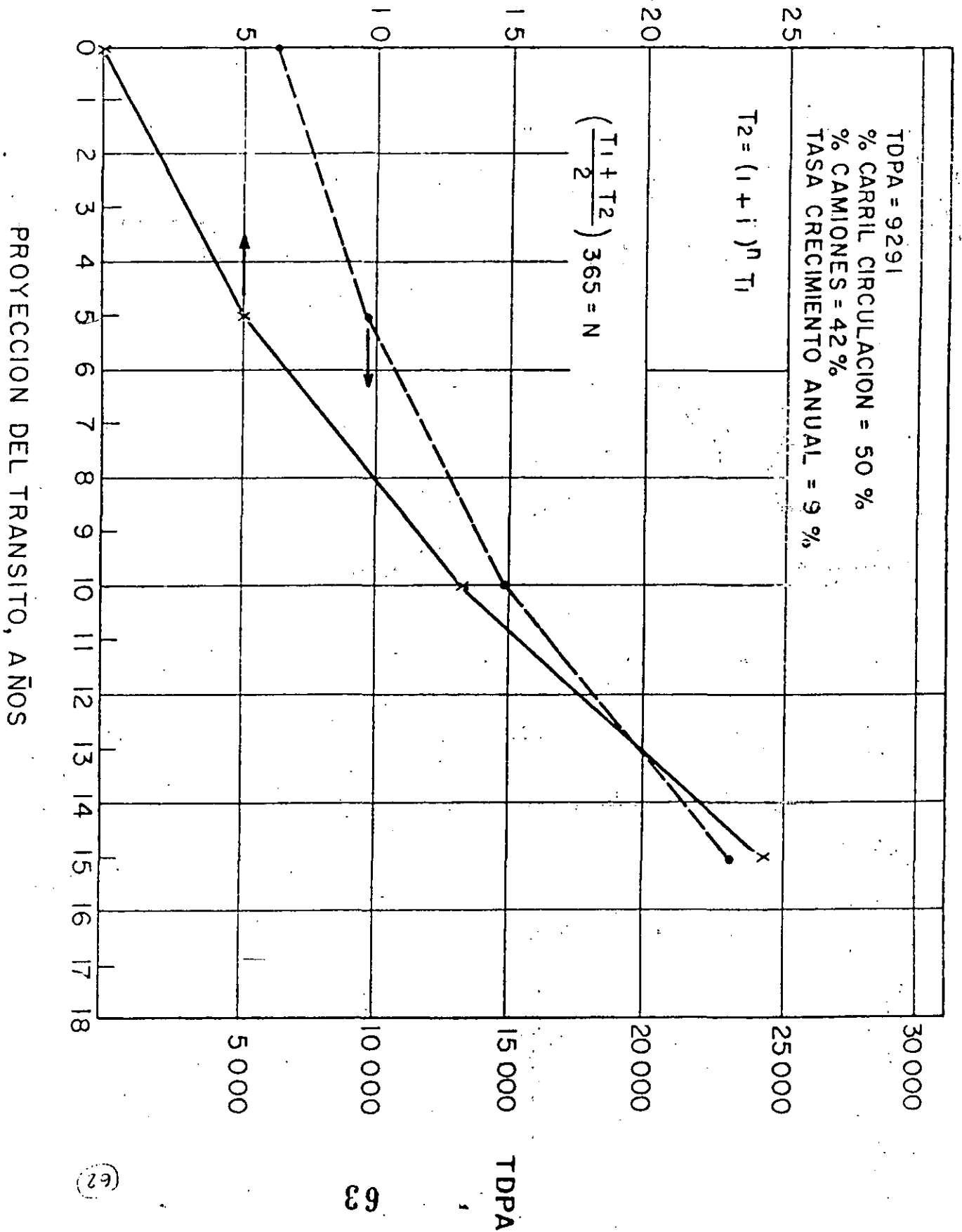
$$M = \frac{EAL \text{ o } (365)}{\log_e (1 + i)} \left[(1 + i)^n - 1 \right]$$

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

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	$38.7 \left(\frac{1.113 + 1.174}{2} \right) (365) = 16\ 152$
etc.		TOTAL 186 818

NUMERO ACUMULADO DE EJES EQUIVALENTES DE 80 KN
(MILLONES)



1.- FASES DEL PROYECTO

- ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS.
- NORMAS DE CALIDAD Y FUENTES DE APROVISIONA MIENTO DE MATERIALES.
- NORMAS DE CONSTRUCCION.
- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO.

1.- FASE DEL PROYECTO.

- ESTRUCTURACION Y DIMENSIONAMIENTO DE LAS DIFERENTES CAPAS (P. FLEX). DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA, TIPO Y UBICACION DE LAS JUNTAS (P. RIGIDOS)
- FIJACION DE LAS NORMAS DE CALIDAD Y DE LAS FUENTES DE APROVISIONAMIENTO DE MATERIALES.
- ESPECIFICACIONES GENERALES Y NORMAS DE CONSTRUCCION
- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO.

66

2.- QUE DEBEMOS HACER:

66

✓ 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 MATERIA

COMUNICACION DE LA COMISION

GENERAL (67)

REPRESENTACION DE LA COMISION DE LA UNIDAD

DE LA COMISION DE LA UNIDAD

DE LA COMISION DE LA UNIDAD

DE LA COMISION DE LA UNIDAD

DE LA COMISION DE LA UNIDAD

DE LA COMISION DE LA UNIDAD

DE LA COMISION DE LA UNIDAD

3.- QUE DEBEMOS TENER:

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

DATOS PARA EL PROYECTO

TRANSITO

- AERONAVE DE DISEÑO O TRANSITO EQUIVALENTE
- NUMERO DE APLICACIONES
- PESO TOTAL DE OPERACION
- CONFIGURACION DEL TREN DE ATERRIZAJE O NUMERO DE EJES
- PRESIONES DE INFLADO Y DE CONTACTO
- CANALIZACION DE TRANSITO

CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO Y DE LOS MATERIALES PARA PAVI-
MENTACION

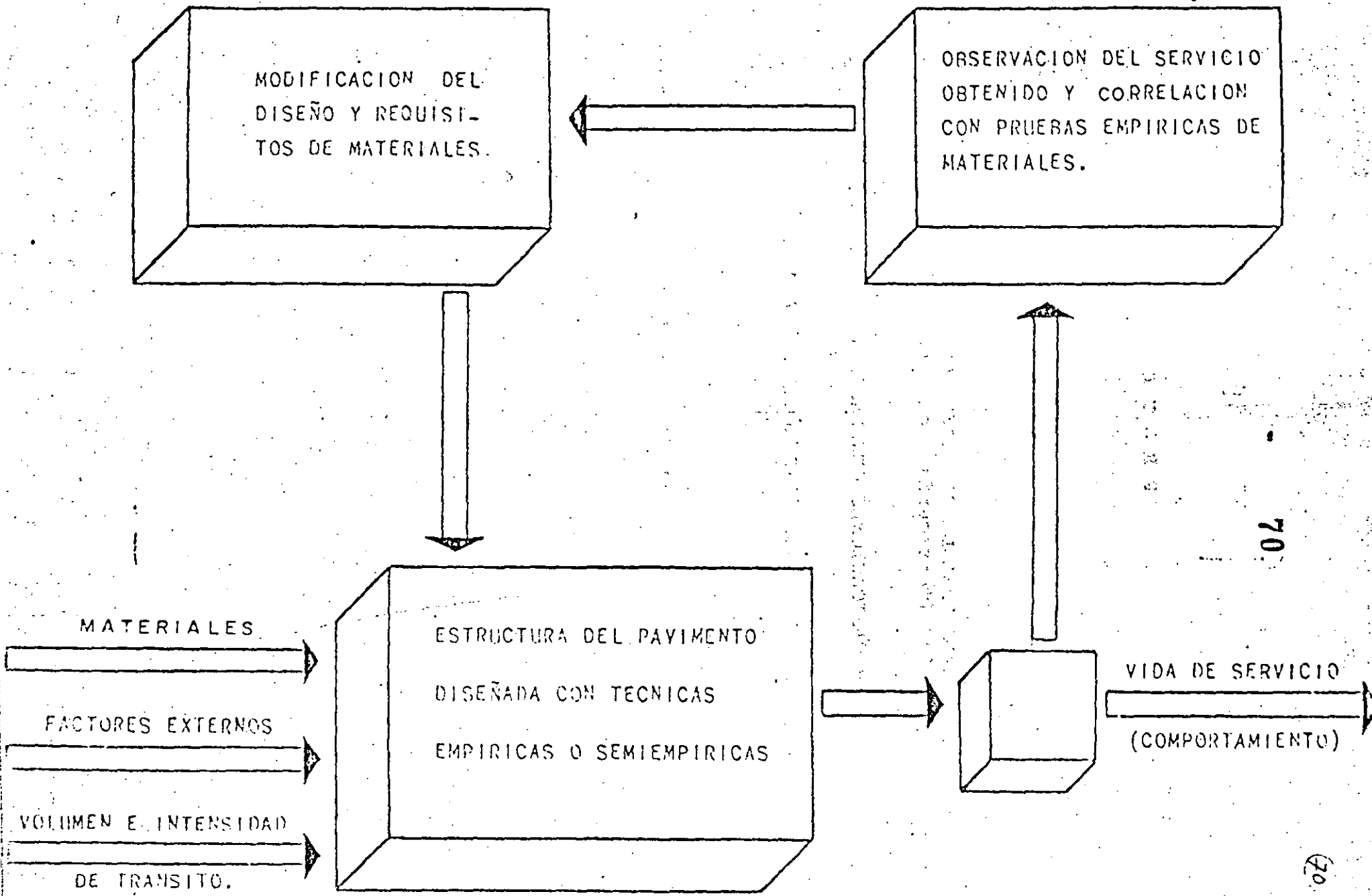
- PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS SUELOS
- CARACTERISTICAS Y POTENCIALIDAD DE MATERIALES EN LA ZONA

CARACTERISTICAS CLIMATOLOGICAS Y FACTORES AMBIENTALES

- VARIACION DE LA TEMPERATURA
- REGIMEN PLUVIOMETRICO
- DRENAJE Y SUBDRENAJE
- POSICION DEL NIVEL DE AGUAS FREATICAS
- TOPOGRAFIA

P R O Y E C T O

- 1.- DIMENSIONAMIENTO DE LA LOSA. TIPO Y UBICACION DE LAS JUNTAS.
- 2.- NORMAS PARA LA CONSTRUCCION PREVIA DEL APOYO AL PAVIMENTO. (Terracerías, capa subrasante, sub-base)
- 3.- ESPECIFICACIONES GENERALES Y NORMAS DE CONSTRUCCION
- 4.- TOLERANCIAS DE CONSTRUCCION Y ACABADO



70

(70)

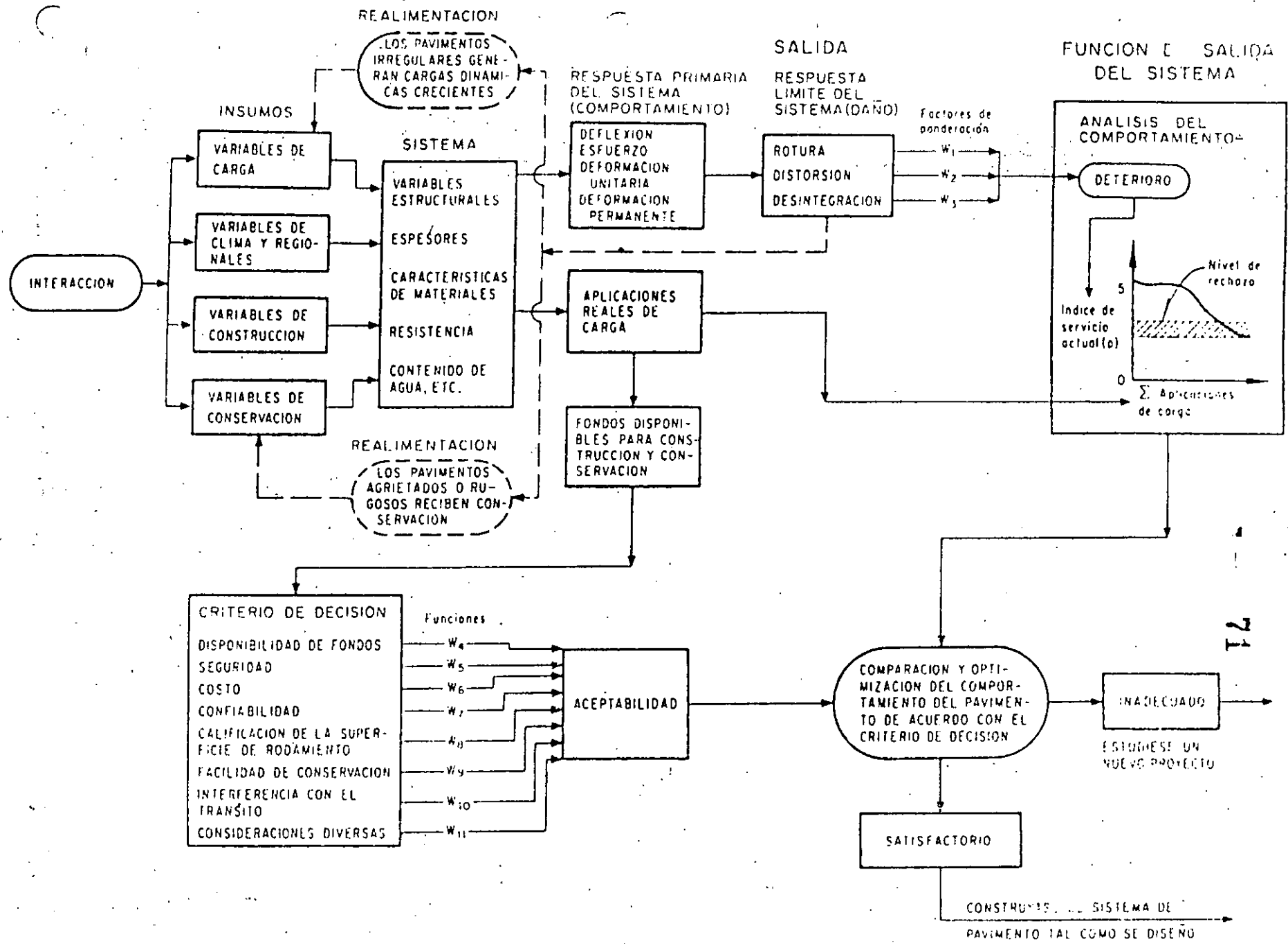


Fig 15. Sistema ideal de pavimento (de Finn et al, ref 40)



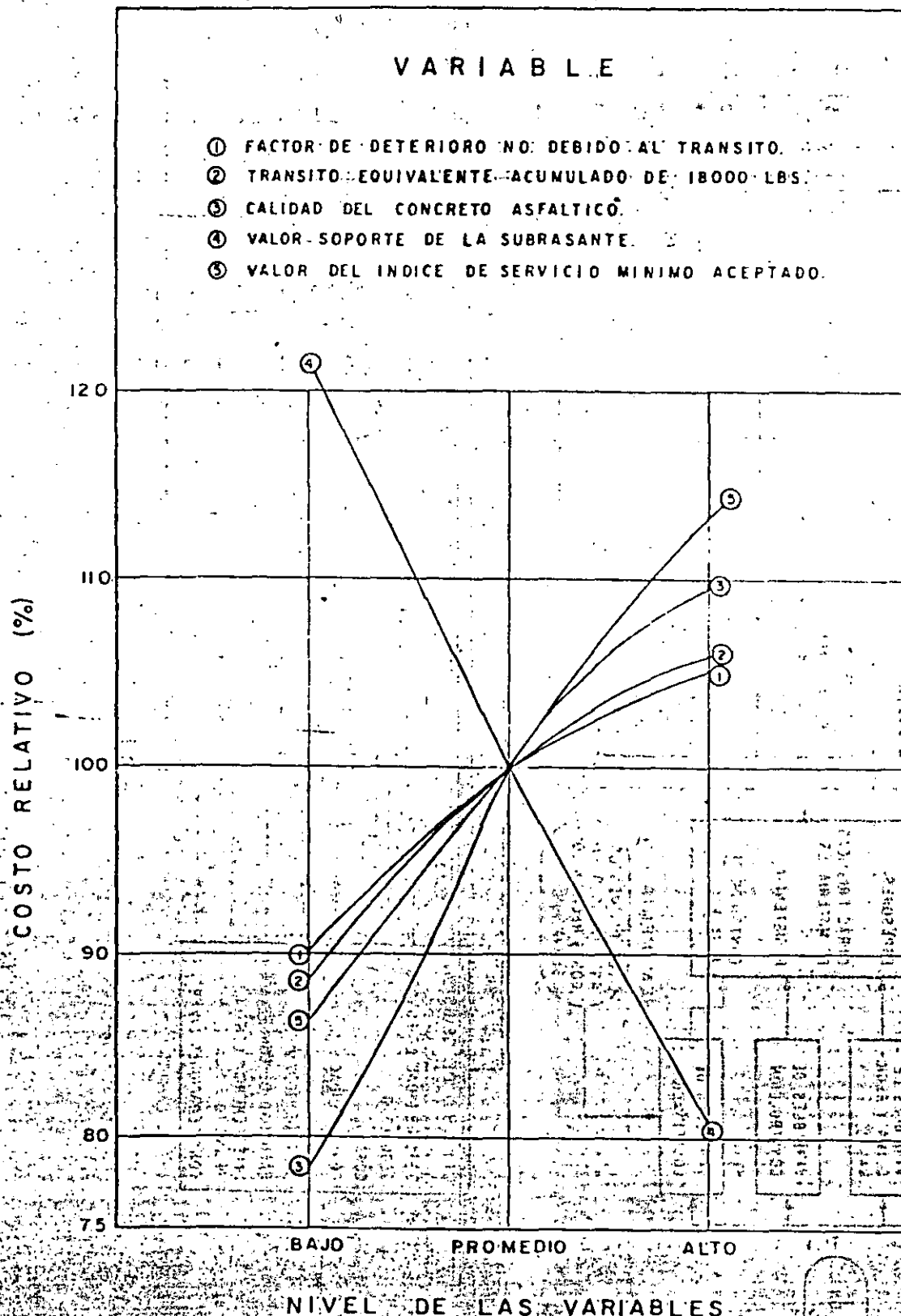


FIG. 2 COSTOS RELATIVOS VS NIVEL DE LAS VARIABLES (PAVIMENTOS FLEXIBLES)

TOLERANCIAS

2. e.

Pendiente transversal con respecto a la de proyecto
profundidad máxima de las depresiones observadas, -
determinadas colocando una regla metálica de tres -
metros de longitud, paralela y normalmente al eje

+ 0.50 %

1.5 cm

Espesores:

En el 85% como mínimo del número total de espesores
determinados:

$er \geq 0.90 e$

En el 15% como máximo del número total de espesores
determinados:

$0.8 e \geq er \geq 0.9 e$

En el 5% como máximo del número total de espesores -
determinados:

$0.7 e \geq er \geq 0.8 e$

3. Carpeta.

Pendiente transversal con respecto a la de proyecto
profundidad máxima de las depresiones observadas, -
determinadas colocando una regla metálica de tres -
metros de longitud paralela y normalmente al eje.

+ 0.25%

0.5 cm.

Espesores:

En el 90% como mínimo del número total de espesores
determinados.

0.5 cm.

En el 10% restante del número total de espesores

de (-0.5 cm)
a (-1.0 cm)

Coefficiente de fricción, determinado en condiciones
de pavimento mojado, con dispositivo Mu meter.

0.35

Indice de perfil, determinado con perfilógrafo lon-
gitudinal tipo California

20 pulg/milla

TOLERANCIAS

Pendiente transversal con respecto a la de proyecto	$\pm 0.50 \%$
Profundidad máxima de las depresiones observadas, - determinadas colocando una regla metálica de tres - metros de longitud, paralela y normalmente al eje	1.5 cm
Espeores:	
En el 85% como mínimo del número total de espeores determinados:	$er \geq 0.90 e$
En el 15% como máximo del número total de espeores determinados:	$0.8 e \geq er \geq 0.9$
En el 5% como máximo del número total de espeores - determinados:	$0.7 e \geq er \geq 0.8$
pendiente transversal con respecto a la de proyecto	$\pm 0.25\%$
Profundidad máxima de las depresiones observadas, - determinadas colocando una regla metálica de tres - metros de longitud paralela y normalmente al eje.	0.5 cm.
Espeores:	
En el 90% como mínimo del número total de espeores determinados.	0.5 cm.
En el 10% restante del número total de espeores	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 pulg/mill

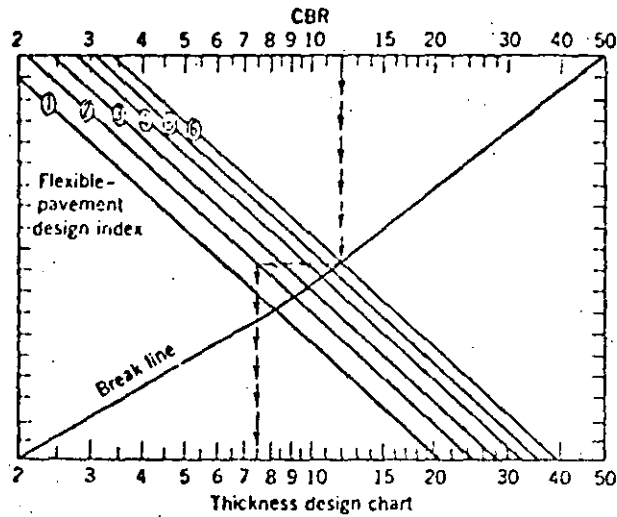


Figure 15.17. Thickness design chart. (From the National Crushed Stone Association and after U. S. Corps of Engineers TM 5-822.5.)

TABLE 15.12. Surfacing Thickness Recommendations

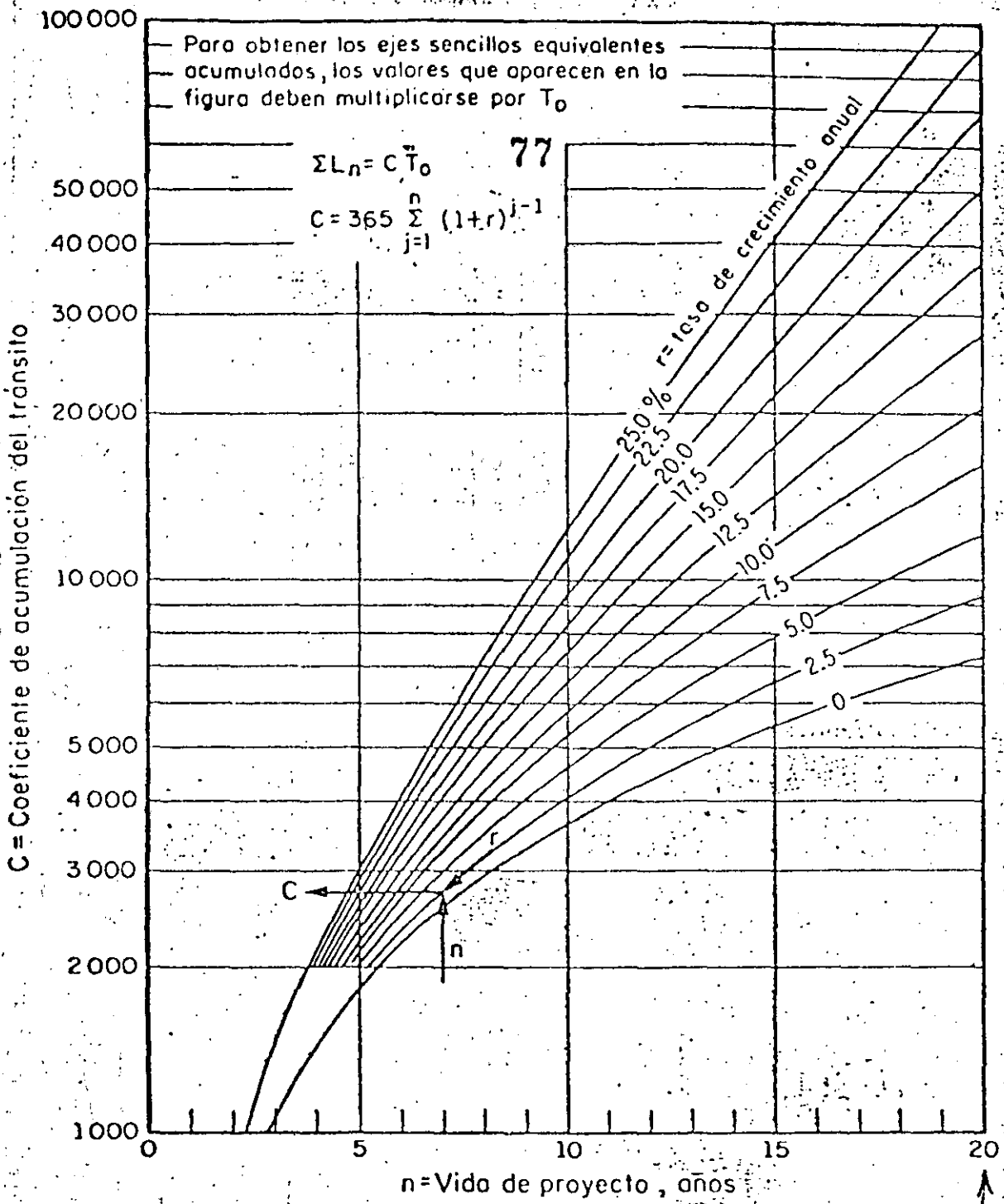
Traffic Intensity Category	Minimum Surfacing Required
DI-1	1 inch (use surface treatments)
DI-2	2 inches
DI-3	2.5 inches
DI-4	3 inches
DI-5	3.5 inches
DI-6	4 inches

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, 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

76



- ΣL_n tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton
- C coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r
- T_0 tránsito medio diario por carril en el primer año de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton
- $T_0 = \Sigma N_i F_i + \Sigma N'_i F'_i$
- N_i, N'_i promedio diario por carril de vehículos tipo i (cargados o descargados respectivamente), durante el primer año de servicio
- F_i, F'_i coeficiente de daño relativo producido por cada viaje del vehículo i (cargado o descargado, respectivamente), ejes equivalentes de 8.2 ton

Fig A.3. Gráfica para estimar el tránsito equivalente acumulado

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3) = (1) x (2)	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
		CARGADOS	VACIOS		CARPETA Y BASE Z: 0 (4)	SUB-BASE Y TERRACERIAS Z: 30 (5)	CARPETA Y BASE (6) = (3) x (4)	SUB-BASE Y TERRACERIAS (7) = (3) x (5)
A2	0.339	CARGADOS	1.0	0.339	0.004	0.000	0.001	0.000
		VACIOS	0.0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
A'2	0.144	CARGADOS	1.0	0.144	0.536	0.023	0.046	0.002
		VACIOS	0.4	0.058	0.536	0.000	0.031	0.000
B2	0.097	CARGADOS	0.8	0.078	2.000	1.589	0.156	0.124
		VACIOS	0.2	0.019	2.000	0.360	0.030	0.007
C2	0.274	CARGADOS	0.7	0.192	2.000	1.589	0.384	0.305
		VACIOS	0.3	0.082	2.000	0.018	0.164	0.001
C3	0.072	CARGADOS	0.9	0.065	3.000	1.178	0.195	0.077
		VACIOS	0.1	0.007	3.000	0.030	0.021	0.000
T2-S1	0.025	CARGADOS	0.7	0.018	3.000	3.072	0.054	0.055
		VACIOS	0.3	0.007	3.000	0.027	0.021	0.000
T2-S2	0.049	CARGADOS	0.9	0.044	4.000	2.661	0.176	0.117
		VACIOS	0.1	0.005	4.000	0.033	0.020	0.000
SUMAS	1.000	—	7.0	1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO (8)		1.307	0.688
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$ n = AÑOS DE SERVICIO = 9 T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = 7.5 % TOPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = 500 CD CARRIL PROYECTO = 0.5					TOPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO (9)		250	250
					C _T (10)		4463.89	4463.89
					ΣL (11) = (8) x (9) x (10)		1458578	767190

Fig 5. Ejemplo: cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)

87
(4)

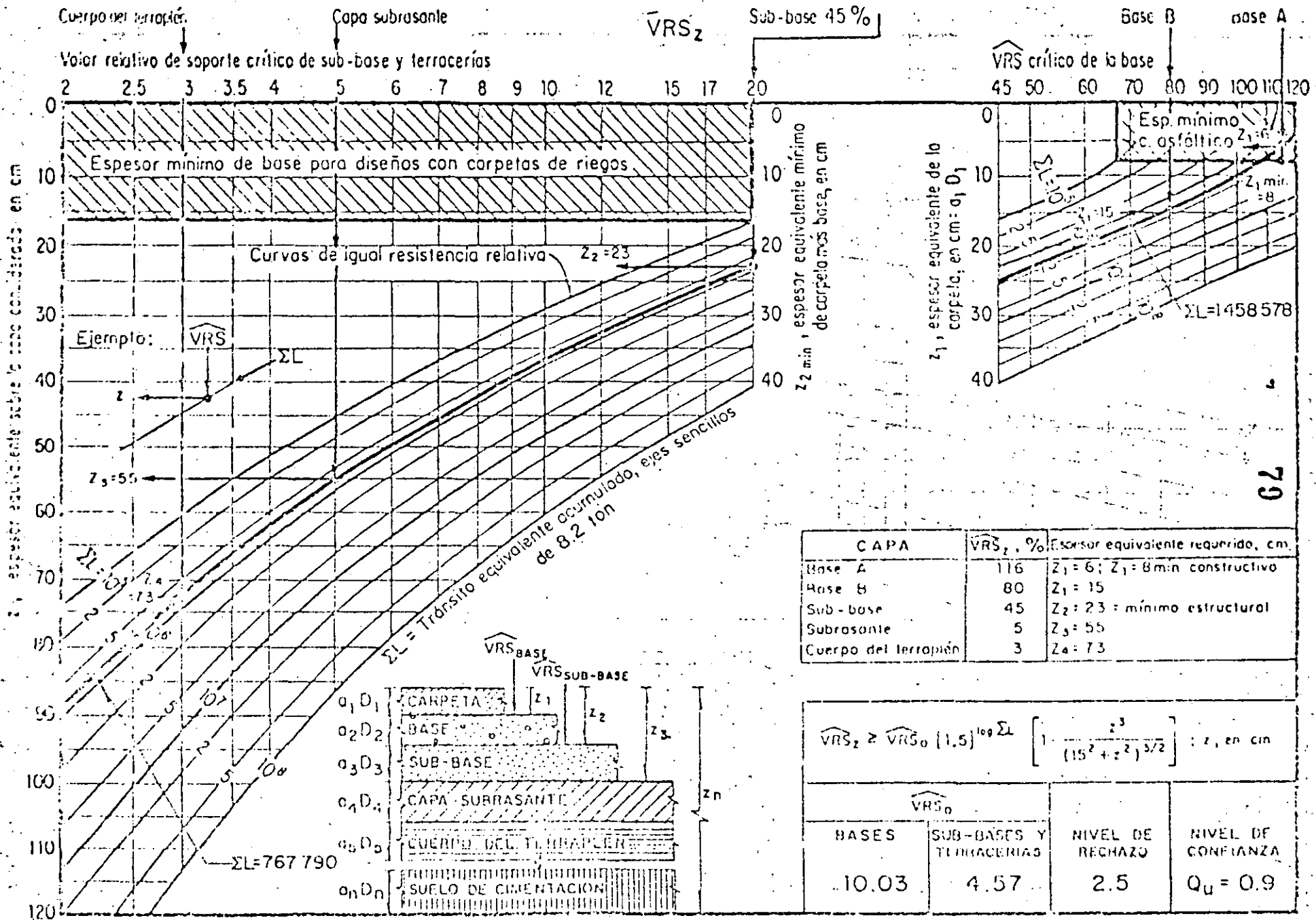


Fig. 6. Ejemplo: gráfica para diseño estructural de carreteras con pavimentos flexible.

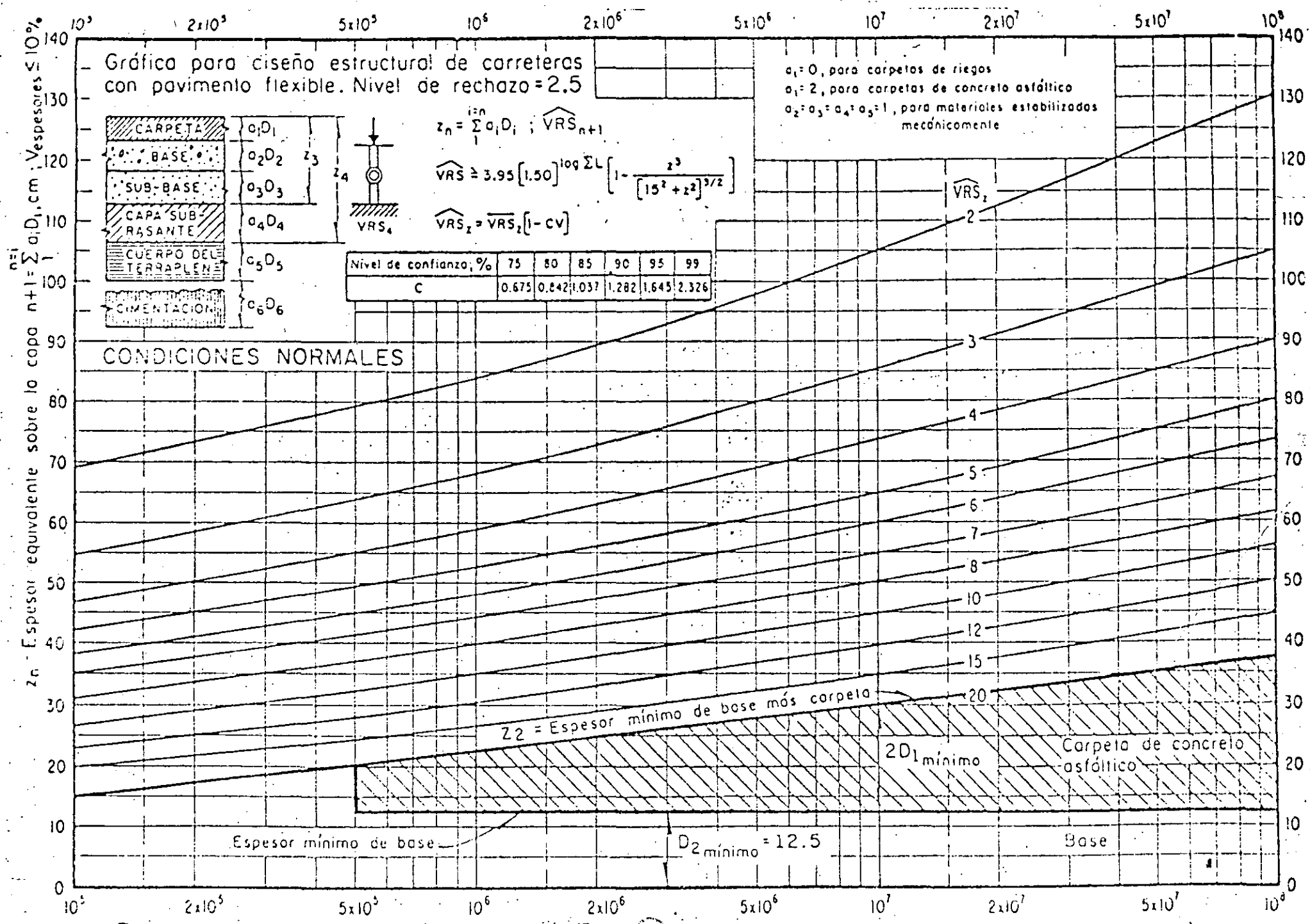
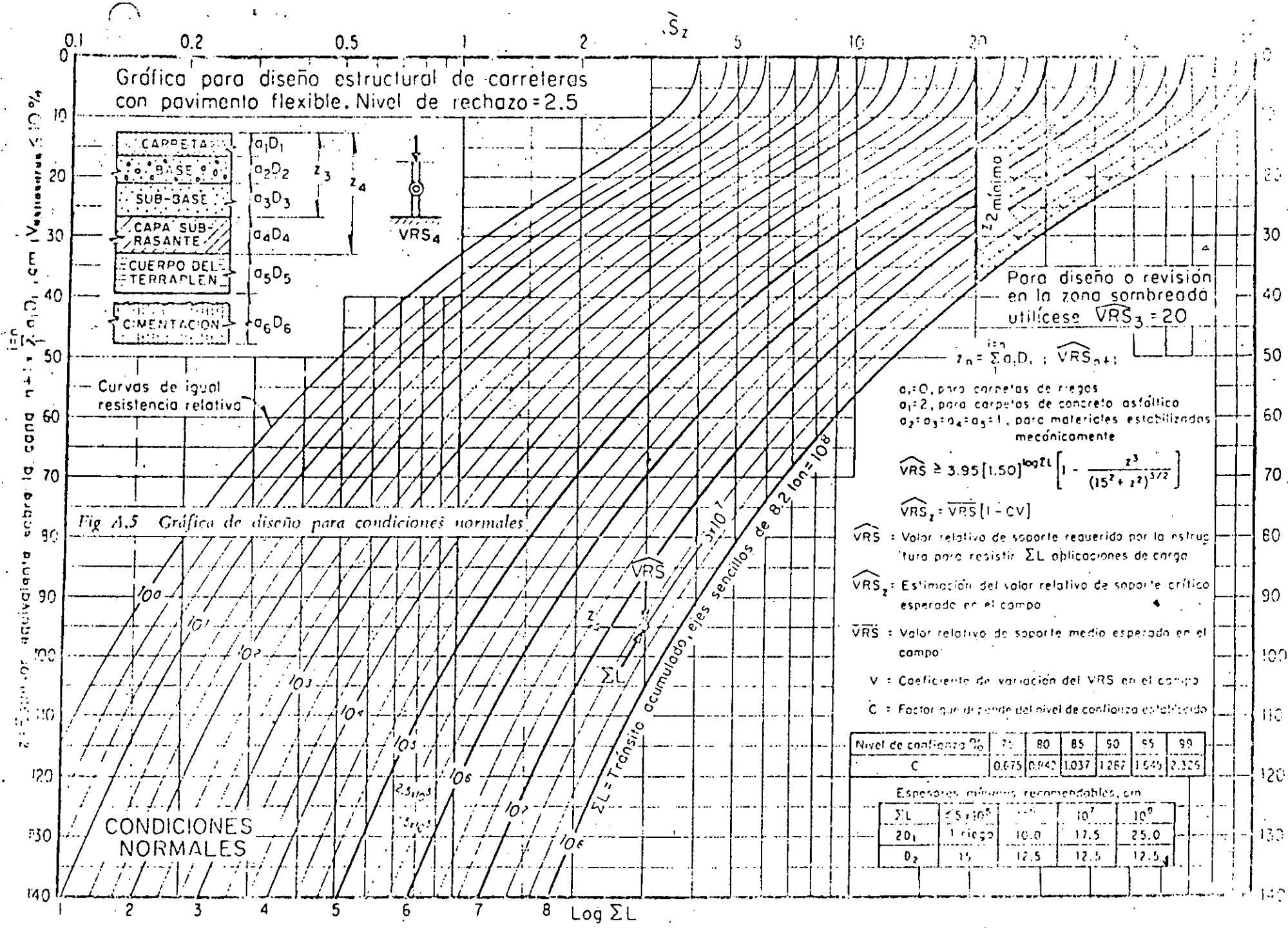


Fig A.6 Gráfica de diseño para condiciones normales

$\Sigma L = T$ (circulo) sito acumulado, ejes sencillos de 8.2 ton

08

14



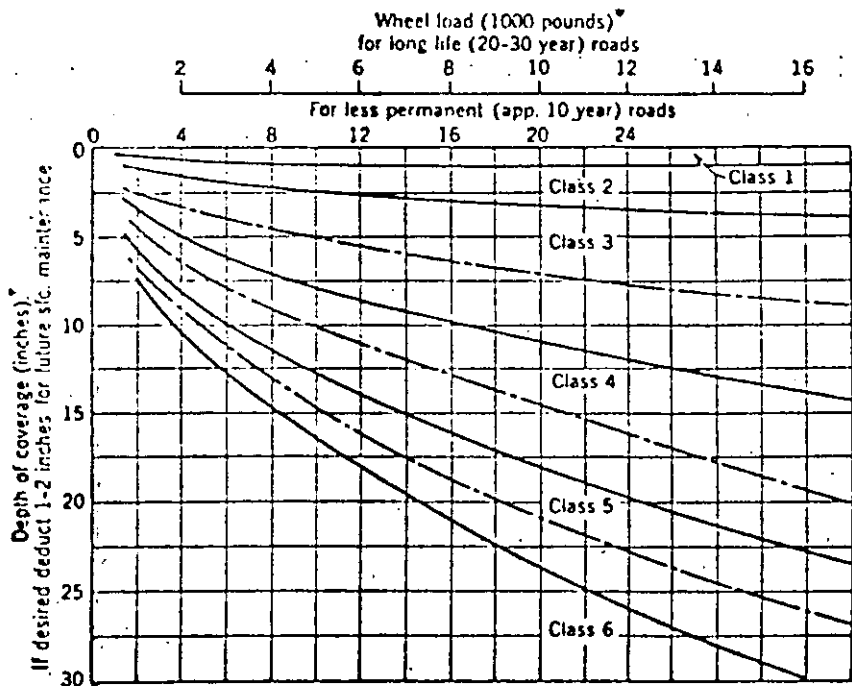


Figure 15.6. Pavement thickness. (From McDowell, Highway Research Board Research Report 16-B.)

* Average of ten heaviest wheel loads per average day.

† Depth of coverage consists of bituminous surfacing, bituminous surfacing plus base, or bituminous surfacing plus base plus subbase existing above material of known strength classification.

33

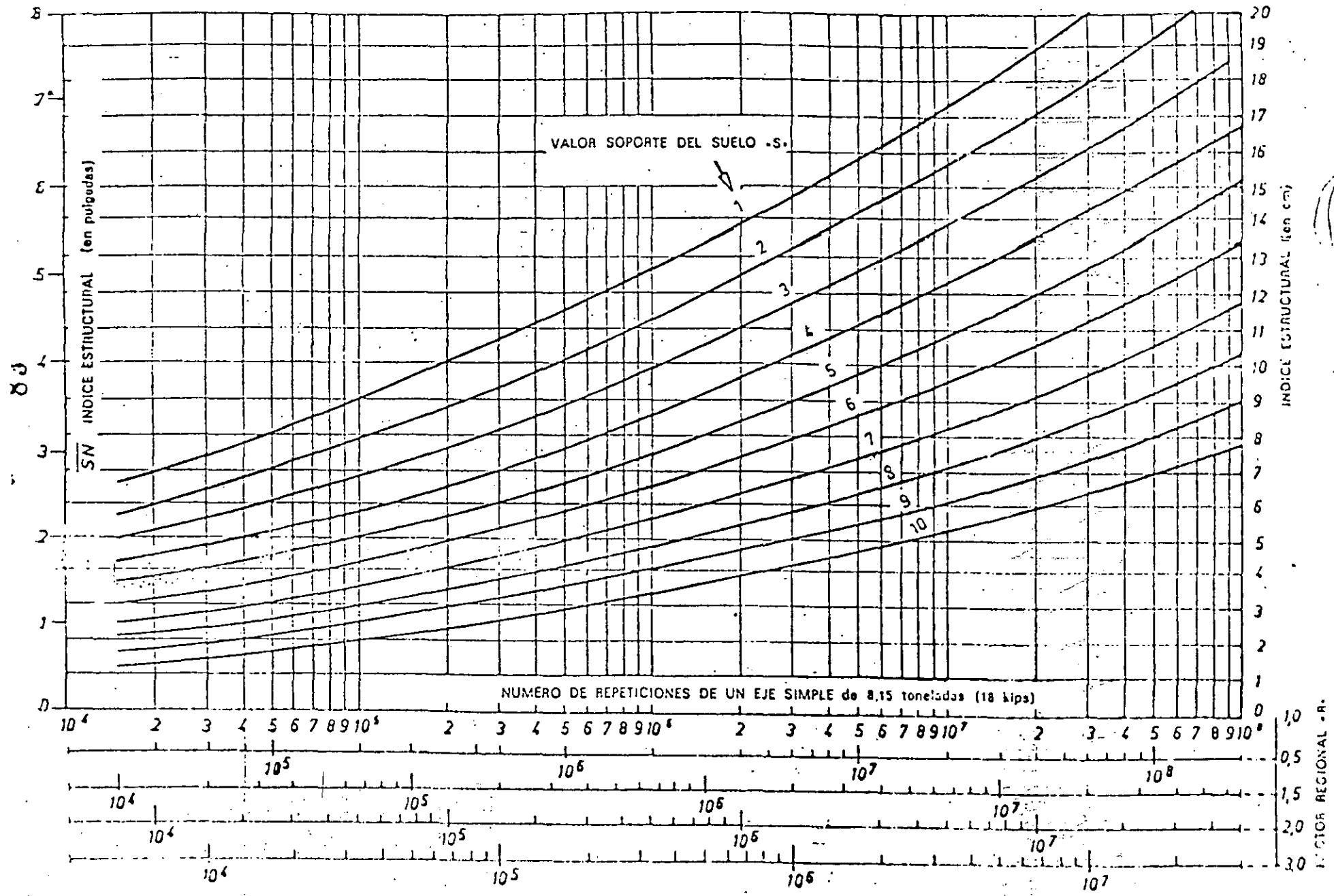
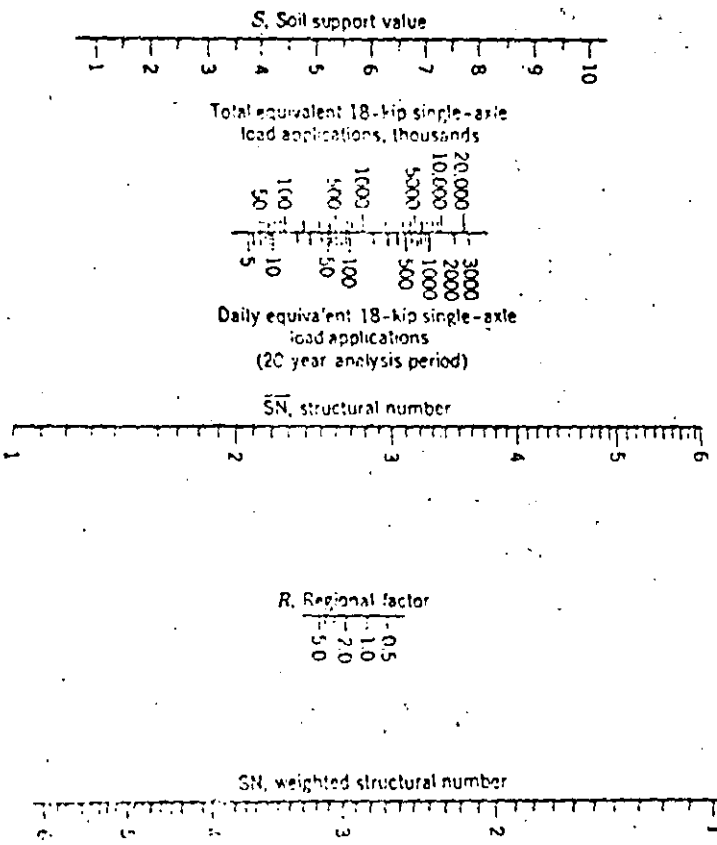


FIG. 36. Cálculo de fines flexibles. Método de Luedde Bureau of Public Roads. Índice de repetición final: 2.5

Design chart for flexible pavements, $F_1 = 2.5$



Design chart for flexible pavements, $F_1 = 2.0$

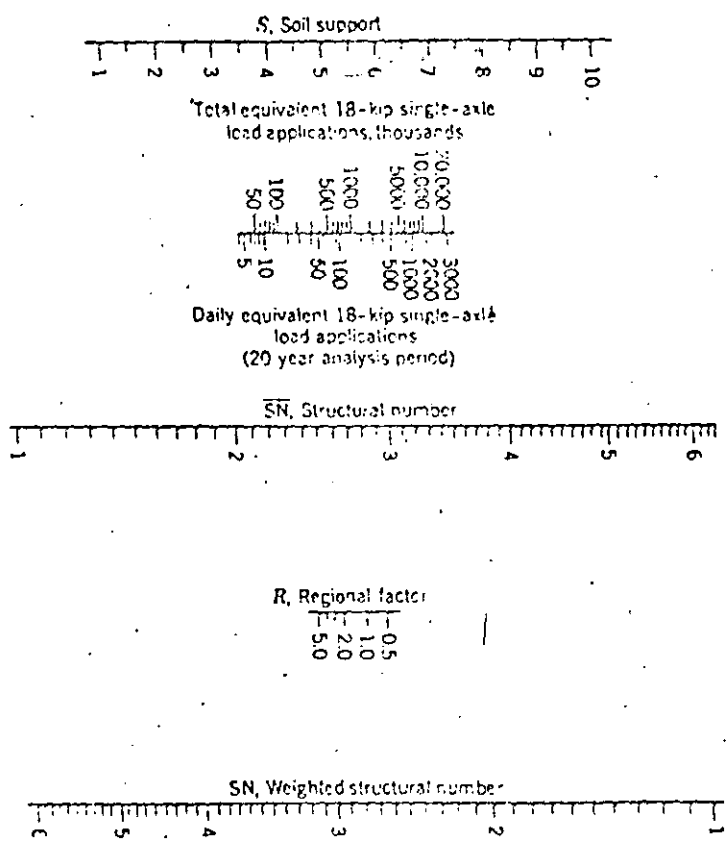
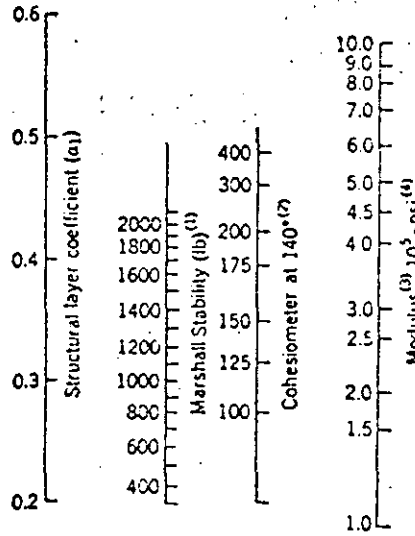
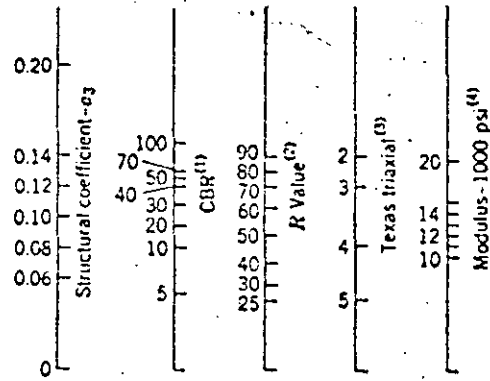


Figure 15.1. AASHO flexible-pavement design nomographs. (from AASHO Interim Guide, 1972.)



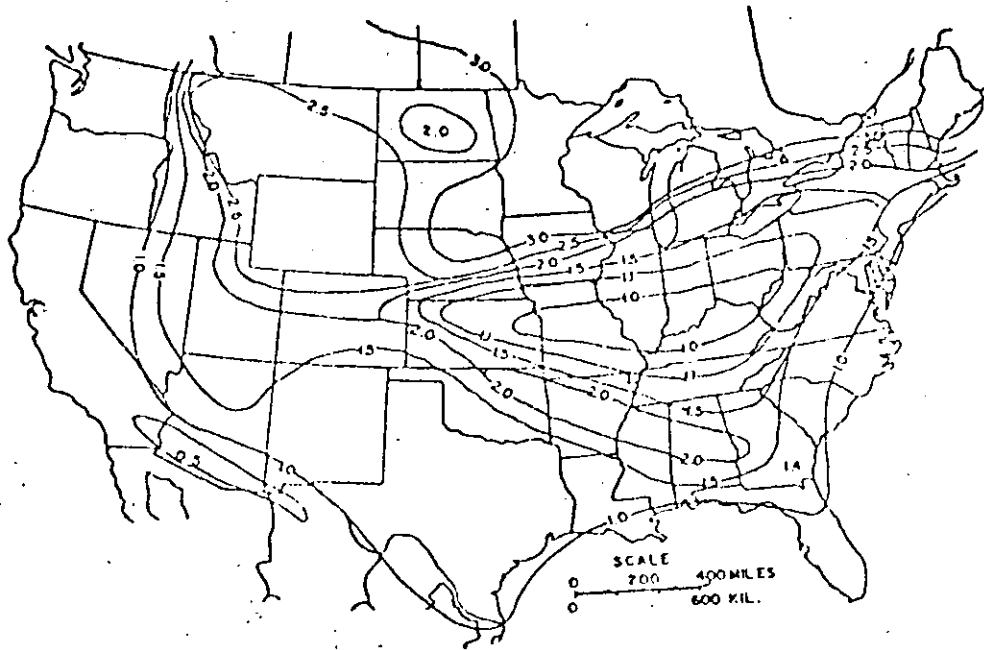
- (1) Scale derived by averaging correlations obtained from the Asphalt Institute, Illinois, Louisiana, New Mexico, and Wyoming.
- (2) Scale derived by averaging correlations obtained from California and Texas.
- (3) Scale derived on this project.
- (4) Modulus at 60°F

(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)



$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

TABLE 13.2. Structural Layer Coefficients Proposed by AASHO Committee on Design,* October 12, 1961

Pavement Component	Coefficient ^b
Surface course	
Roadmix (low stability)	0.20
Plantmix (high stability)	0.44*
Sand asphalt	0.40
Base course	
Sandy gravel	0.07 ^c
Crushed stone	0.14*
Cement-treated (no soil-cement)	
Compressive strength @ 7 days	
650 psi or more ^d	0.23*
400 psi to 650 psi	0.20
400 psi or less	0.15
Bituminous-treated	
Coarse-graded	0.34 ^c
Sand asphalt	0.30
Lime-treated	0.15-0.30
Subbase course	
Sandy gravel	0.11*
Sand or sandy clay	0.05-0.10

* Established from AASHO Road Test data.

^b From AASHO Interim Guide.

^c It is expected that each state will study these coefficients and make such changes as experience indicates necessary.

^d This value has been estimated from AASHO Road Test data, but not to the accuracy of those factors marked with an asterisk.

^e Compressive strength at 7 days.

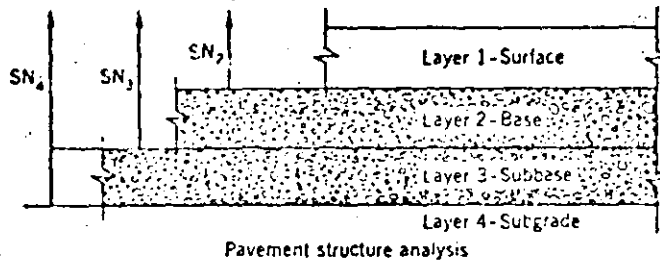


Figure 15.4. Alternate procedure for determining flexible-pavement layer thicknesses. (From AASHTO Interim Guide, 1972.)

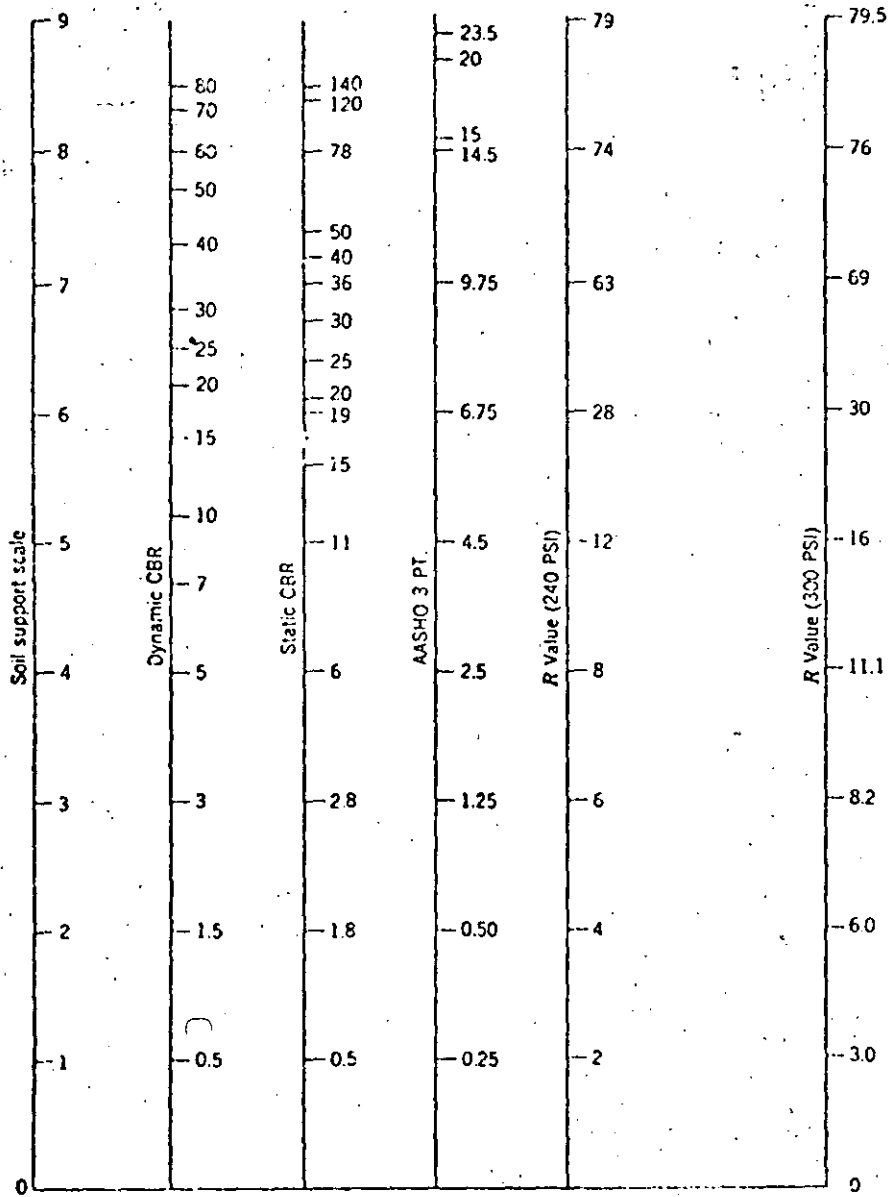


Figure 15.5. Soil support value correlations. (a) After Utah State Highway Department and (b) from Van Til et al., NCHRP 128.

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

TABLE 13.13. California Gravel Equivalents of Structural Layers In Feet

Actual Thickness of Layer (ft)	ASPHALT CONCRETE										Cement-treated Base		Aggre- gate Sub- base				
	Traffic Index (TI)										BTB and LTB	Class					
	5 and Below	5.5 6.0	6.5 7.0	7.5 8.0	8.5 9.0	9.5 10.0	10.5 11.0	11.5 12.0	12.5 13.0	13.5 14.0		A		B			
	Gravel Equivalent Factor (G_f)											G_f		G_f	G_f	G_f	
2.50	2.32	2.14	2.01	1.89	1.79	1.71	1.64	1.57	1.52	1.2	1.7	1.2	1.1	1.0			
0.10	0.25	0.23	0.21	0.20	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.15	0.12	—	—	—	—		
0.15	0.38	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	0.65	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	0.85	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	1.20	1.10	1.00
1.05												1.65	1.60	1.25	1.26	1.16	1.05

Notes:

BTB is bituminous-treated base.

LTB is lime-treated base.

For the design of road-mixed asphalt surfacing, use 0.8 of the gravel equivalent factors (G_f) shown above the asphalt concrete.

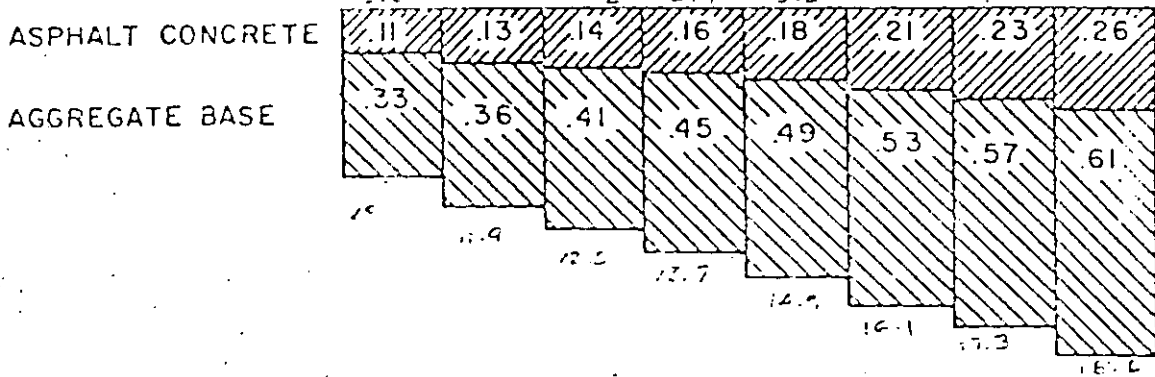
STRUCTURAL DESIGN CHART

109

AC-AB (78R) -AS (50R) 89

TRAFFIC INDEX — 4 4.5 5.0 5.5 6.0 6.5 7.0 7.5

THICKNESS IN FEET



AGGREGATE SUBBASE

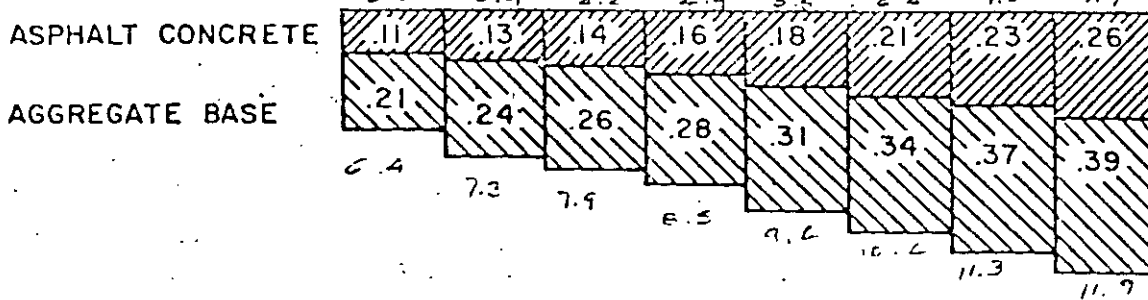
35	0.19	0.21	0.24	0.26	0.29	0.31	0.34	0.36
30	0.25	0.29	0.32	0.35	0.38	0.42	0.45	0.48
25	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60
20	0.38	0.43	0.48	0.53	0.58	0.62	0.67	0.72
15	0.45	0.50	0.56	0.62	0.67	0.73	0.78	0.84
10	0.51	0.58	0.64	0.70	0.77	0.83	0.90	0.96
5	0.58	0.65	0.72	0.79	0.86	0.94	1.00	1.08

↑ R-VALUE OF BASEMENT SOIL

AC-AB (78R) -AS (60R)

TRAFFIC INDEX — 4.0 4.5 5.0 5.5 6.0 6.5 7.0 7.5

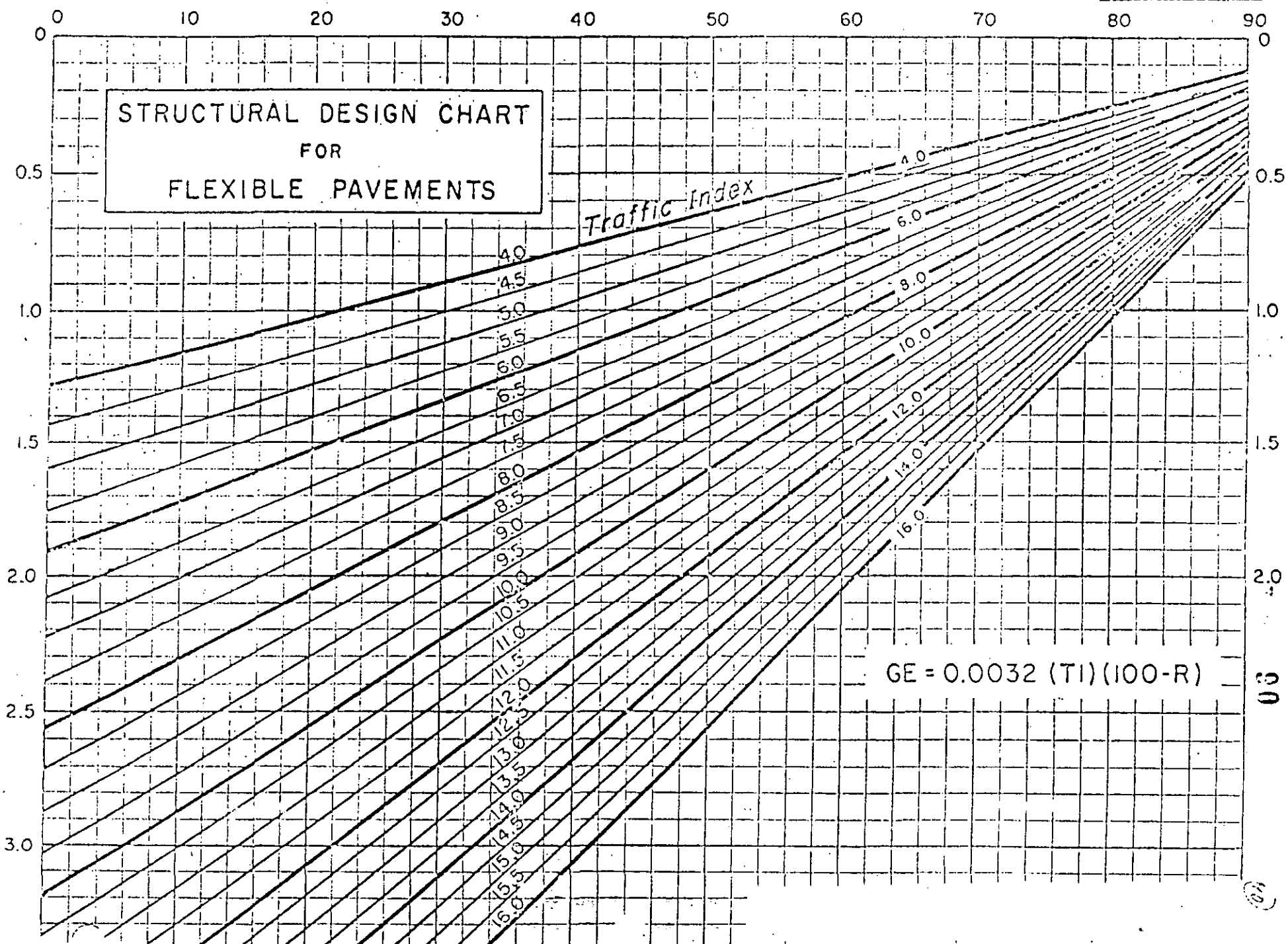
THICKNESS IN FEET



AGGREGATE SUBBASE

35	0.32	0.36	0.40	0.44	0.48	0.52	0.56	0.60
30	0.38	0.43	0.48	0.53	0.58	0.63	0.67	0.72
25	0.45	0.50	0.56	0.62	0.67	0.73	0.78	0.84
20	0.51	0.57	0.64	0.71	0.77	0.83	0.89	0.96
15	0.58	0.64	0.72	0.80	0.86	0.94	1.00	1.08
10	0.64	0.72	0.80	0.88	0.96	1.04	1.12	1.20
5	0.71	0.79	0.88	0.97	1.06	1.15	1.23	1.32

↑ R-VALUE OF BASEMENT SOIL

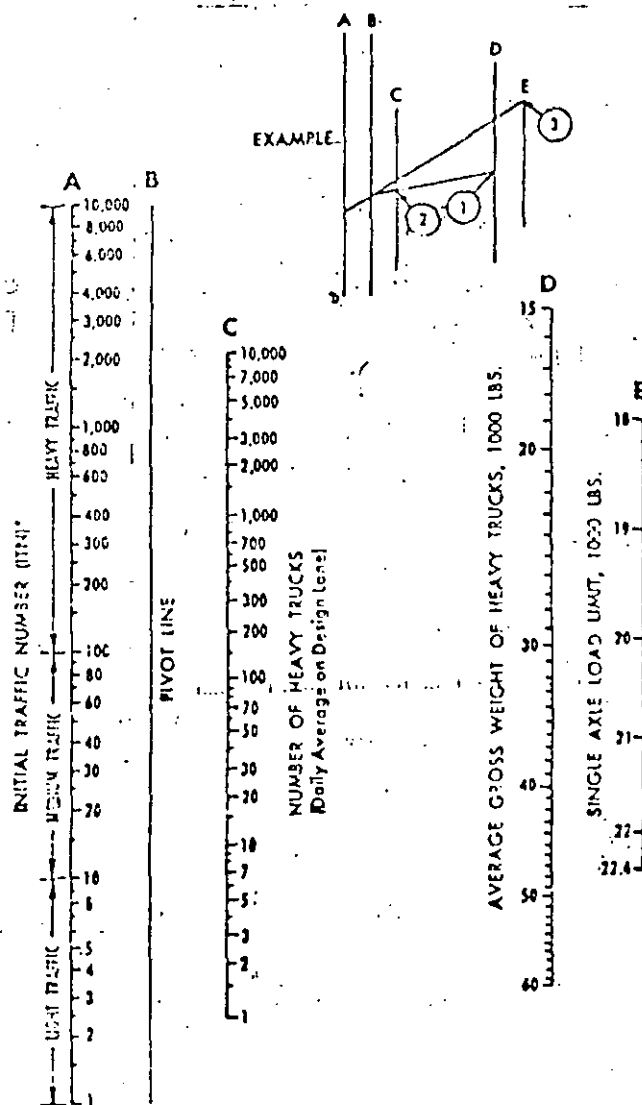


STRUCTURAL DESIGN CHART
FOR
FLEXIBLE PAVEMENTS

Traffic Index

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

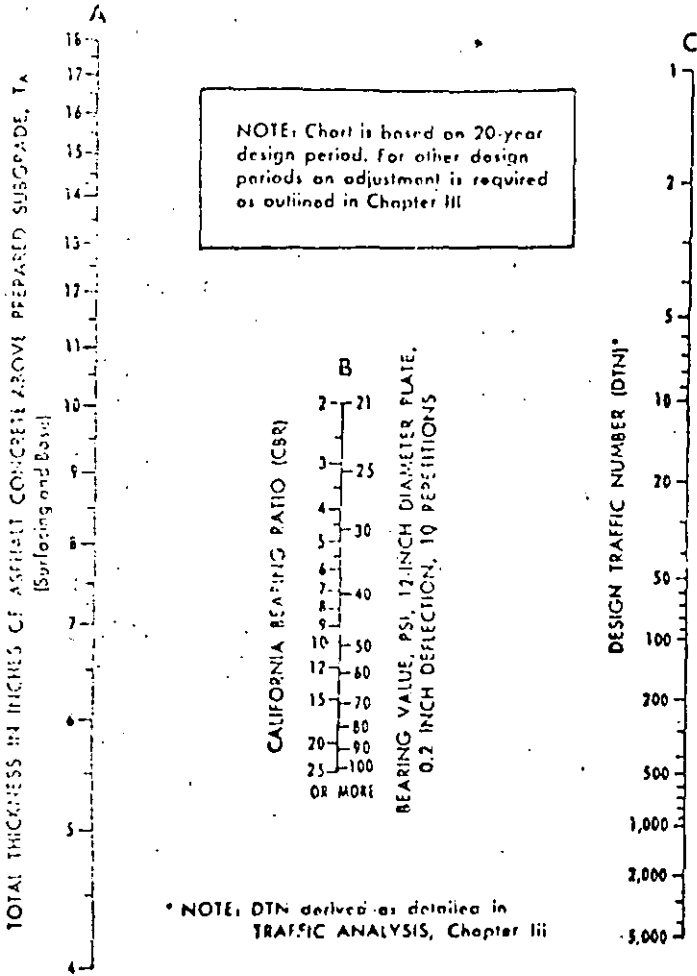




* ITN value may require correction when the IDI of automobiles and light trucks is relatively high. See Figure III. 2

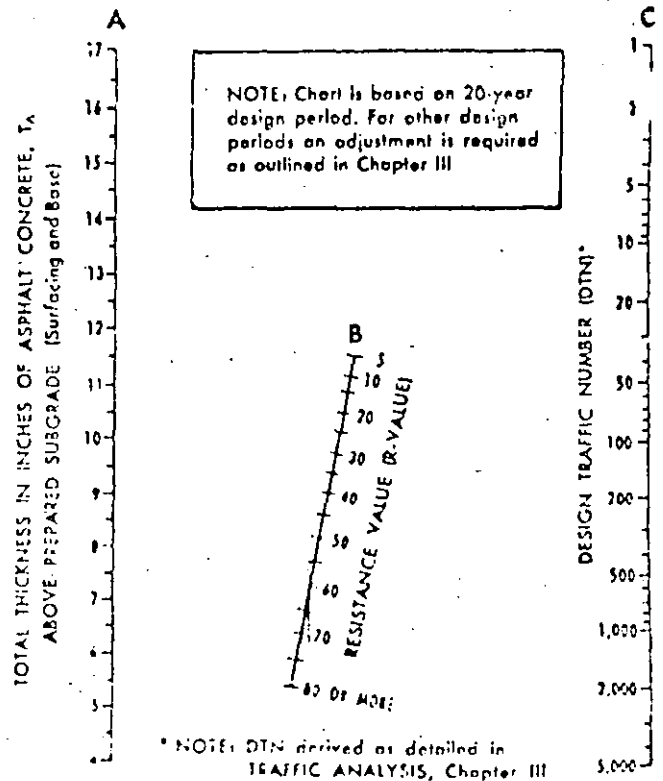
Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

Figure III-1—Traffic analysis chart



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 (Resistance Value)

(93)

TABLE 15.B. Surface Thickness Requirements*

Design DTN	Hot Mix-Sand Asphalt (in.)	Liquid/Emulsified Asphalts	
		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.

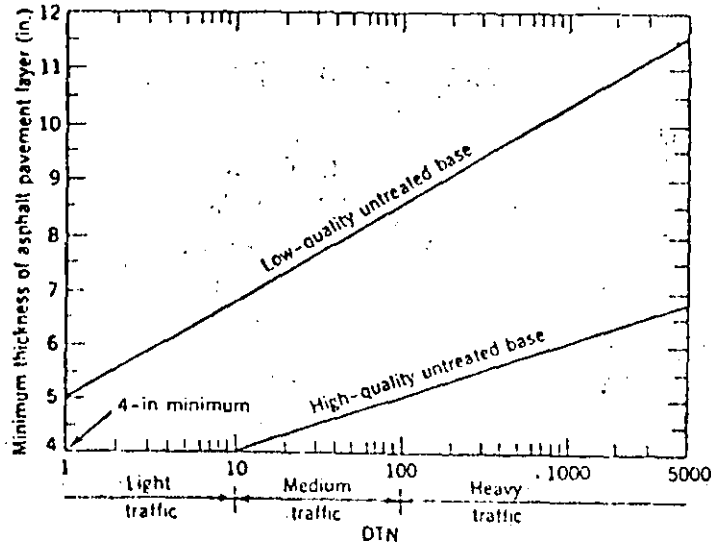


Figure 15.16: Recommended surface thickness for untreated base pavements. (From The Asphalt Institute.)

(94)

Categorías de tránsito		
Categorías de tráfico	Designación	Número acumulado de ejes equivalentes de 13 t (130 kN) en el carril y periodo de proyecto
T1	Pesado	$4 \cdot 10^6 - 10^7$
T2	Medio alto	$8 \cdot 10^5 - 4 \cdot 10^6$
T3	Medio bajo	$8 \cdot 10^4 - 8 \cdot 10^5$
T4	Ligero	$10^4 - 8 \cdot 10^4$

CATEGORIAS DE SUBRASANTE

- E1 CBR = 5 - 10
- E2 CBR = 10-20
- E3 CBR = 20 +

Fig. 3 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES
GRUPO A : SECCIONES CON BASE GRANULAR

6.1 IC

E 1	E 2	E 3				
			T1			
<p>A-211</p> <p>12 20 25</p>	<p>A-221</p> <p>12 20 15</p>	<p>A-231</p> <p>12 20</p>	T2			
<p>A-311</p> <p>8 20 20</p>	<p>A-312 DTS</p> <p>25 20</p>	<p>A-321</p> <p>8 20 15</p>	<p>A-322 DTS</p> <p>25 15</p>	<p>A-331</p> <p>8 20</p>	<p>A-332 DTS</p> <p>25 20</p>	T3
<p>A-411</p> <p>5 15 20</p>	<p>A-412 DTS</p> <p>20 20</p>	<p>A-421</p> <p>5 15 15</p>	<p>A-422 DTS</p> <p>20 15</p>	<p>A-431</p> <p>5 15</p>	<p>A-432 DTS</p> <p>20 20</p>	T4

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

Espesores en centímetros

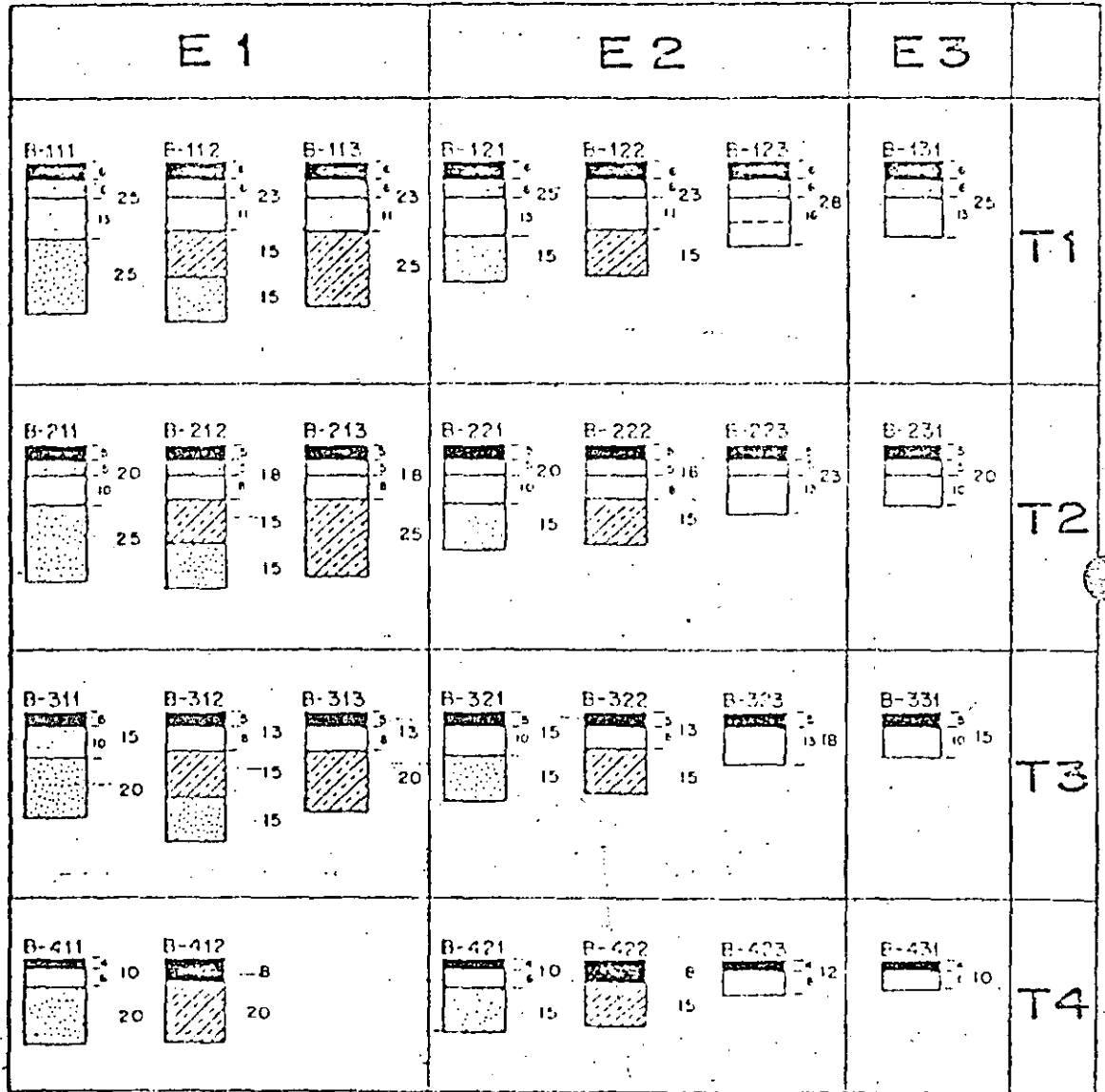
SIMBOLOGIA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)		DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL (3.3.5)	
	CAPA DE RODADURA		CAPA INTERMEDIA		FASE GRANULAR (3.3.9)
	SUBBASE GRANULAR (3.3.10)				

En las secciones con doble tratamiento superficial (DTS) la base será de m-orden 6.

Fig.4 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES

GRUPO B : SECCIONES CON BASE BITUMINOSA

6.1. IC



No están representados los riegos de imprimación, adhesivos y curado.

Espesores en centímetros.

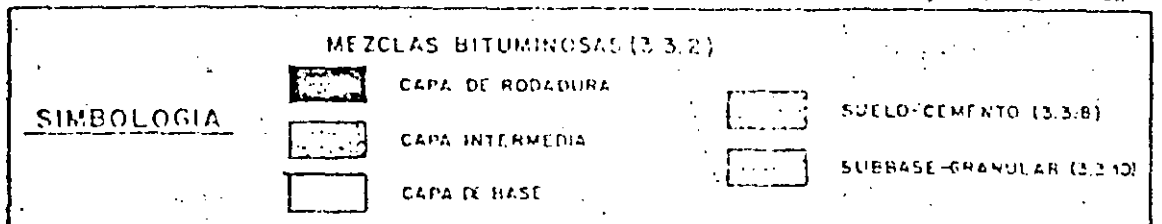


Fig.5 SECCIONES ESTRUCTURALES DE FIRMES FLEXIBLES
GRUPO C : SECCIONES CON BASE DE GRAVA-CEMENTO

6.1 IC

E 1			E 2		E 3		
<p>C-111</p>	<p>C-112</p>	<p>C-113</p>	<p>C-121</p>	<p>C-122</p>	<p>C-131</p>	<p>C-132</p>	T1
<p>C-211</p>	<p>C-212</p>	<p>C-221</p>	<p>C-222</p>	<p>C-231</p>			T2
<p>C-311</p>	<p>C-312</p>	<p>C-321</p>	<p>C-322</p>	<p>C-331</p>			T3
<p>C-411</p>	<p>C-412</p>	<p>C-421</p>	<p>C-422</p>	<p>C-431</p>	<p>C-432</p>	T4	

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

Espesores en centímetros

SIMBOLOGIA		MEZCLAS BITUMINOSAS (3.3.2)		GRAVA-CEMENTO (3.3.7)	
	CAPA DE RODADURA				
	CAPA INTERMEDIA				
					SUBBASE GRANULAR (3.3.10)

(*) Si la explanada está estabilizada con cemento en 15cm de profundidad se deberá suprimir la subbase, comenzando en este caso el espesor de la base a 20 cm.

(**) 15cm con explanada estabilizada con cemento.

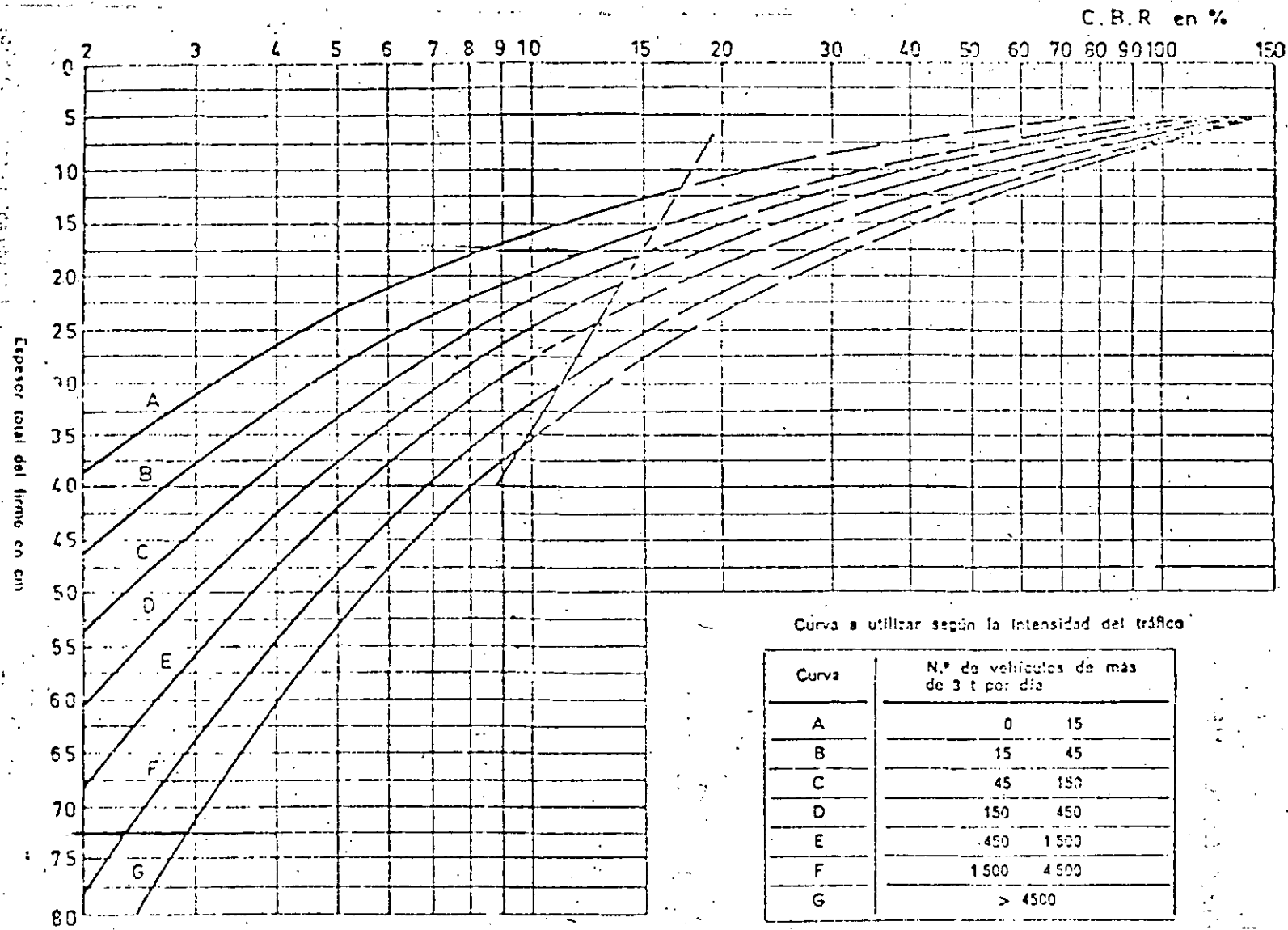
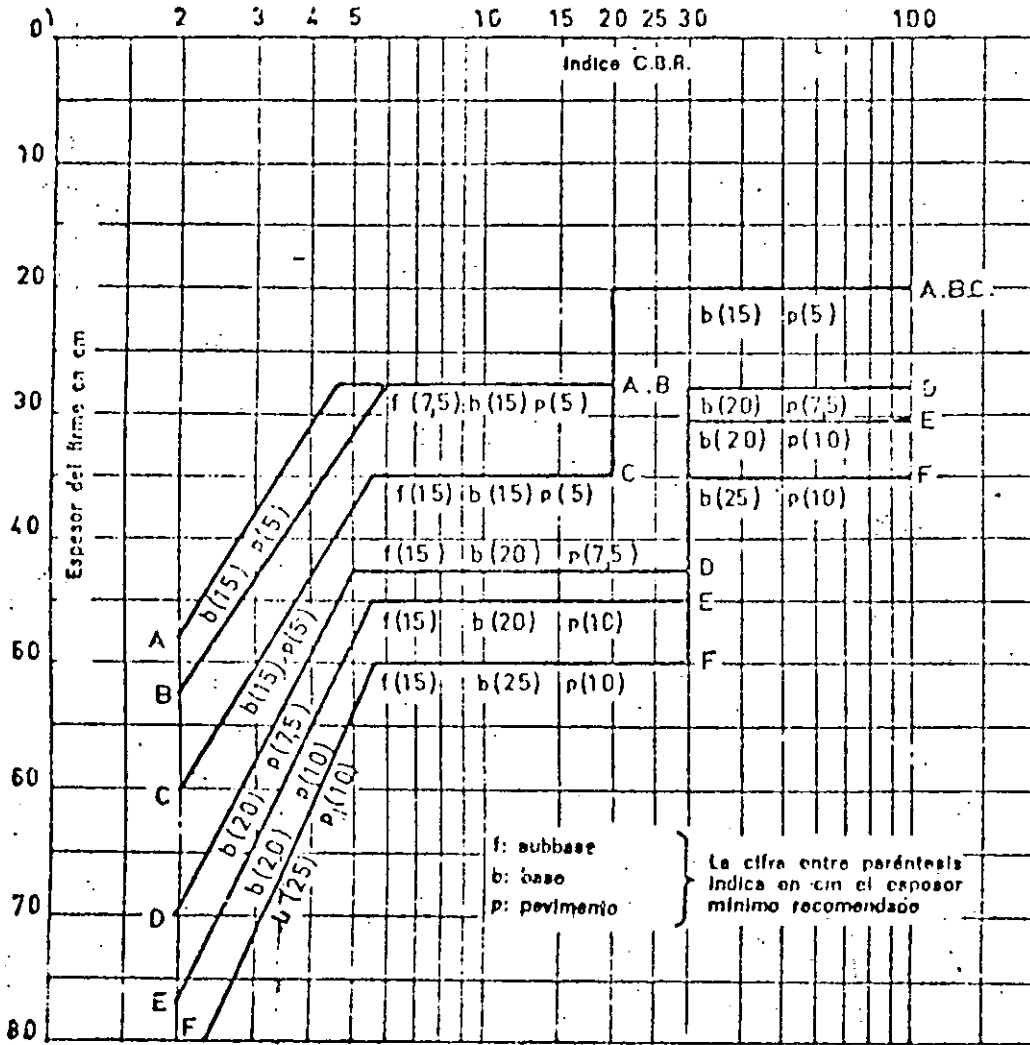


FIG. 12. Abaco del Road Research Laboratory



(98)



Línea	N.º de vehículos/día (para > 1.5 t) (durante 20 años)
A	0-45
B	45-150
C	150-450
D	450-1500
E	1500-4500
F	> 4500

FIG. 40. Abaco del Road Research Laboratory. (R. N. 29, 1966).

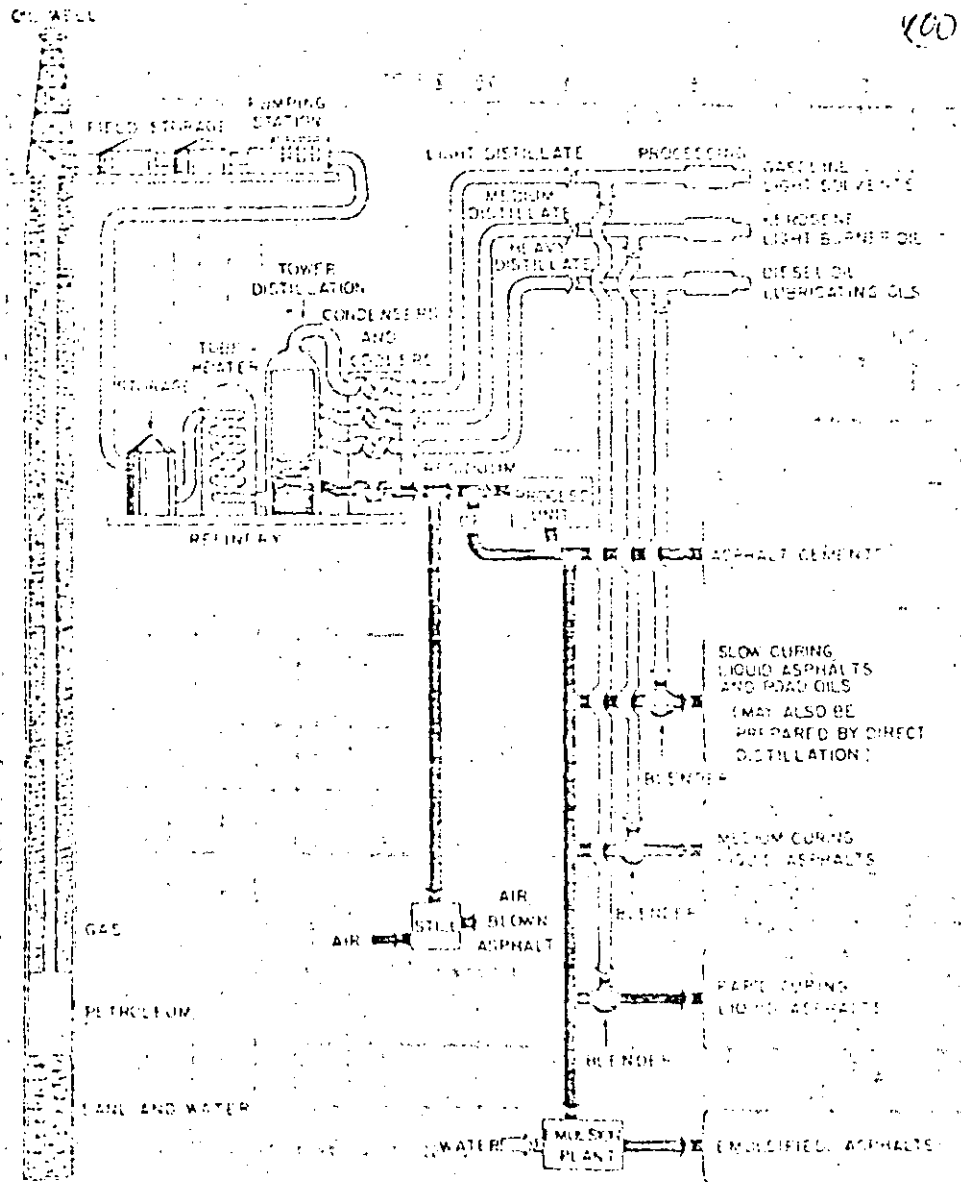


Fig. 16 C Petroleum asphalt flow chart. (Courtesy of The Asphalt Institute)

TIPOS DE LIGANTES

ALQUITRANES

ASFALTOS

CEMENTO ASFALTICO

ASFALTOS
REBAJADOS

ASFALTOS LIQUIDOS

EMULSIONES
ASFALTICAS

FR 0, 1, 2, 3, 4.

FM 0, 1, 2, 3, 4.

FL 0, 1, 2, 3, 4.

ANIONICAS

ROMPIMIENTO

RAPIDO

MEDIO

LENTO

CATIONICAS

ROMPIMIENTO

RAPIDO

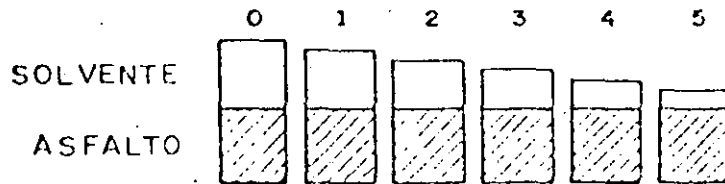
MEDIO

LENTO



102

ASFALTOS REBAJADOS
PROPORCION DE SOLVENTES



TIPO DE SOLVENTE

- | | |
|----------------------|---------------|
| FRAGUADO RAPIDO (FR) | NAFTA |
| FRAGUADO MEDIO (FM) | KEROSENA |
| FRAGUADO LENTO (FL) | ACEITE LIGERO |

TIPOS DE CARPETAS ASFALTICAS

- 1) DE RIEGOS (UNO O VARIOS)
- 2) MEZCLAS ELABORADAS EN FRIO
 - a) EN EL LUGAR, CON MOTOCONFORMADORA
 - b) EN PLANTA MOVIL
 - c) EN PLANTA ESTACIONARIA
- 3) MEZCLAS EN CALIENTE, ELABORADAS
EN PLANTA FIJA (CONCRETOS ASFALTICOS)

V. 4

PROPIEDADES DESEABLES DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS

- 1.- ESTABILIDAD
- 2.- DURABILIDAD
- 3.- FLEXIBILIDAD
- 4.- RESISTENCIA A LA FATIGA
- 5.- RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
- 6.- IMPERMEABILIDAD
- 7.- TRABAJABILIDAD.

(105)

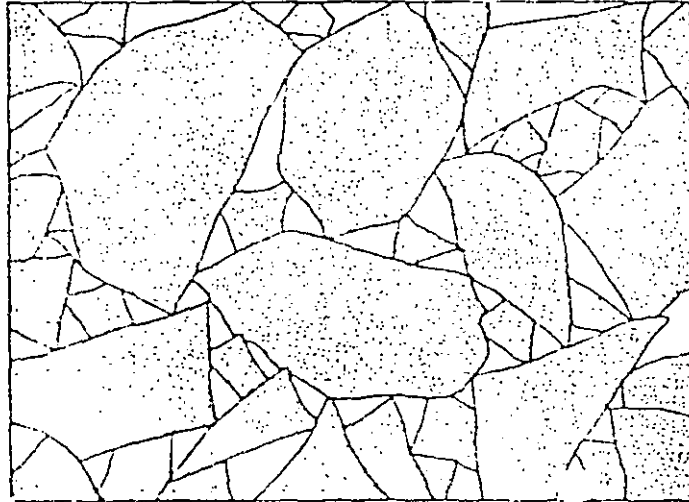


FIG. 4.1 - Esquema de la estructura formada por los áridos

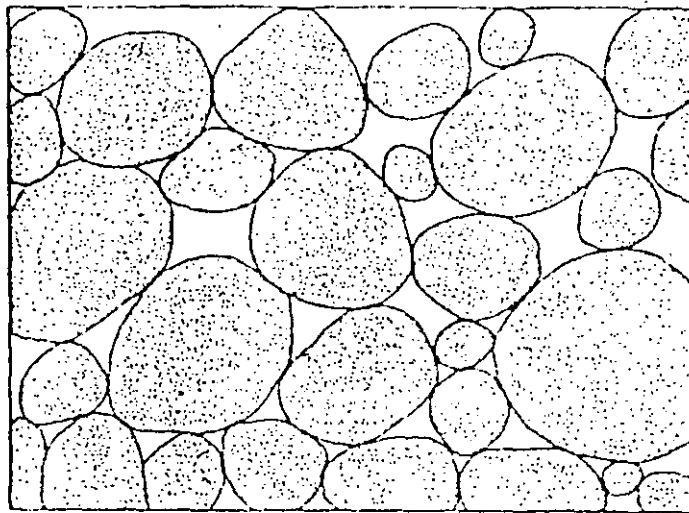
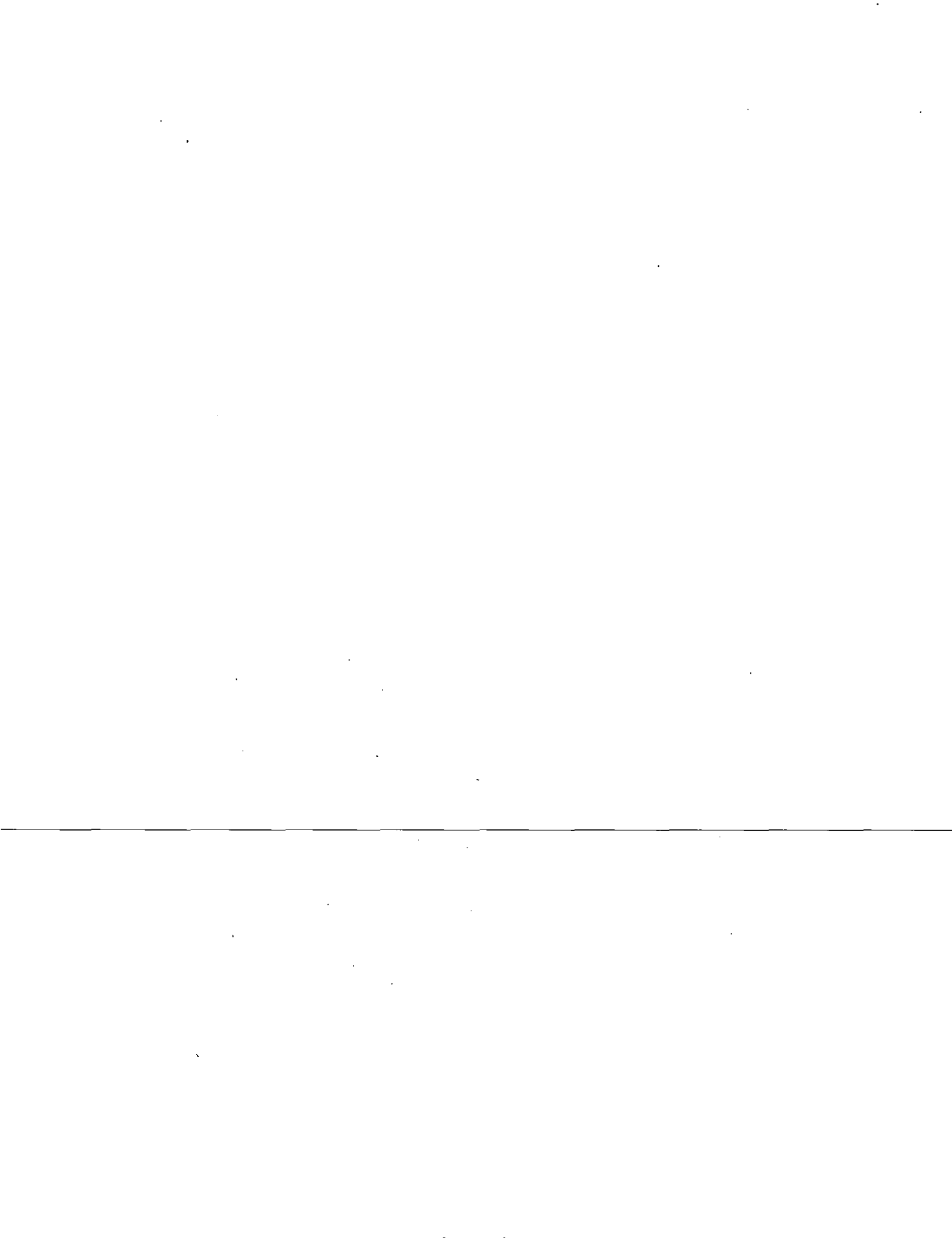


FIG. 4.2 - Esquema de la estructura formada por los áridos cuando estos son blandos.



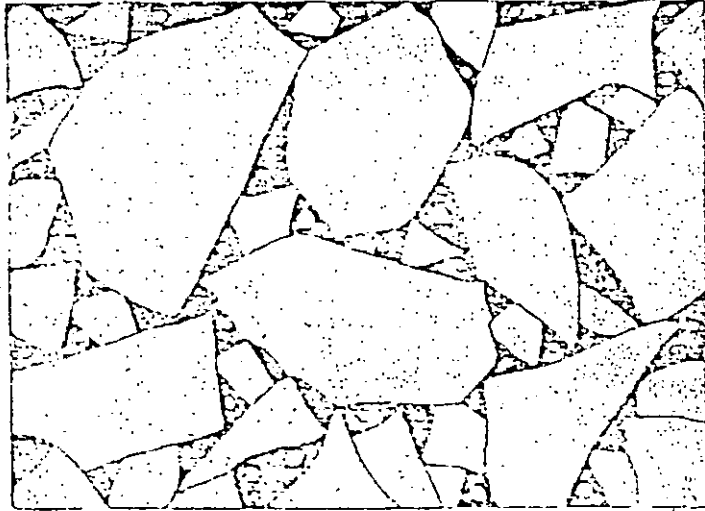
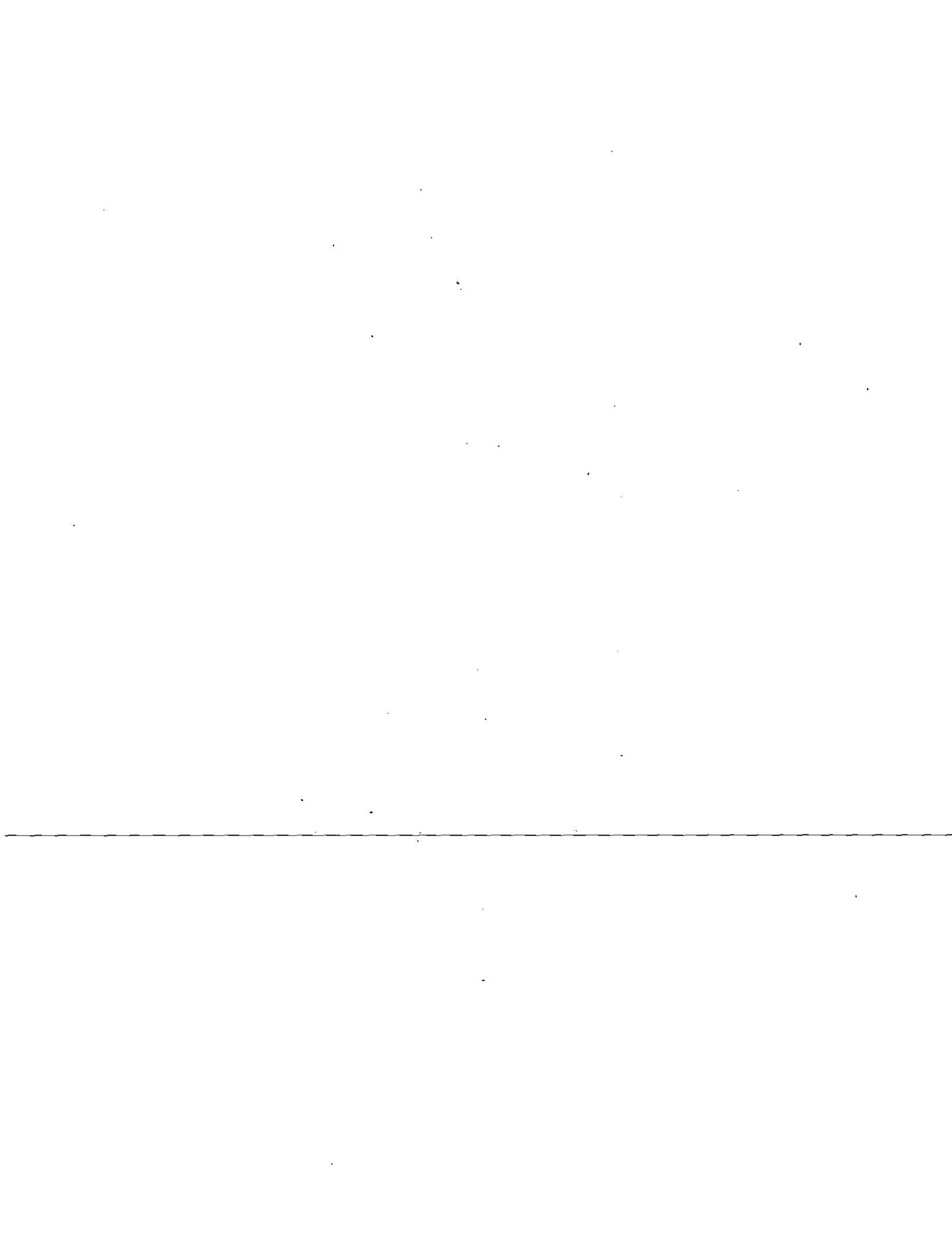


FIG. 4.3 Esquema de la estructura formada por los áridos y el ligante asfáltico.



FIG. 4.4 Esquema de una mezcla con exceso de ligante asfáltico.



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

SOP.

$$A = 0.060 a + 0.045 b + c d.$$

A = contenido de asfalto.

a = porcentaje de material retenido en la malla 110.

b = " " " " que pasa la malla 110 y se retiene en la 200.

c = " " " " que pasa la malla 200

d = factor que depende de las características de las agregados (0.15 a 0.35).

DUSIER.

$$100 S = 0.17 a + 0.33 b + 2.30 c + 12 d + 135 f$$

a = porcentaje de material mayor de 10 mm.

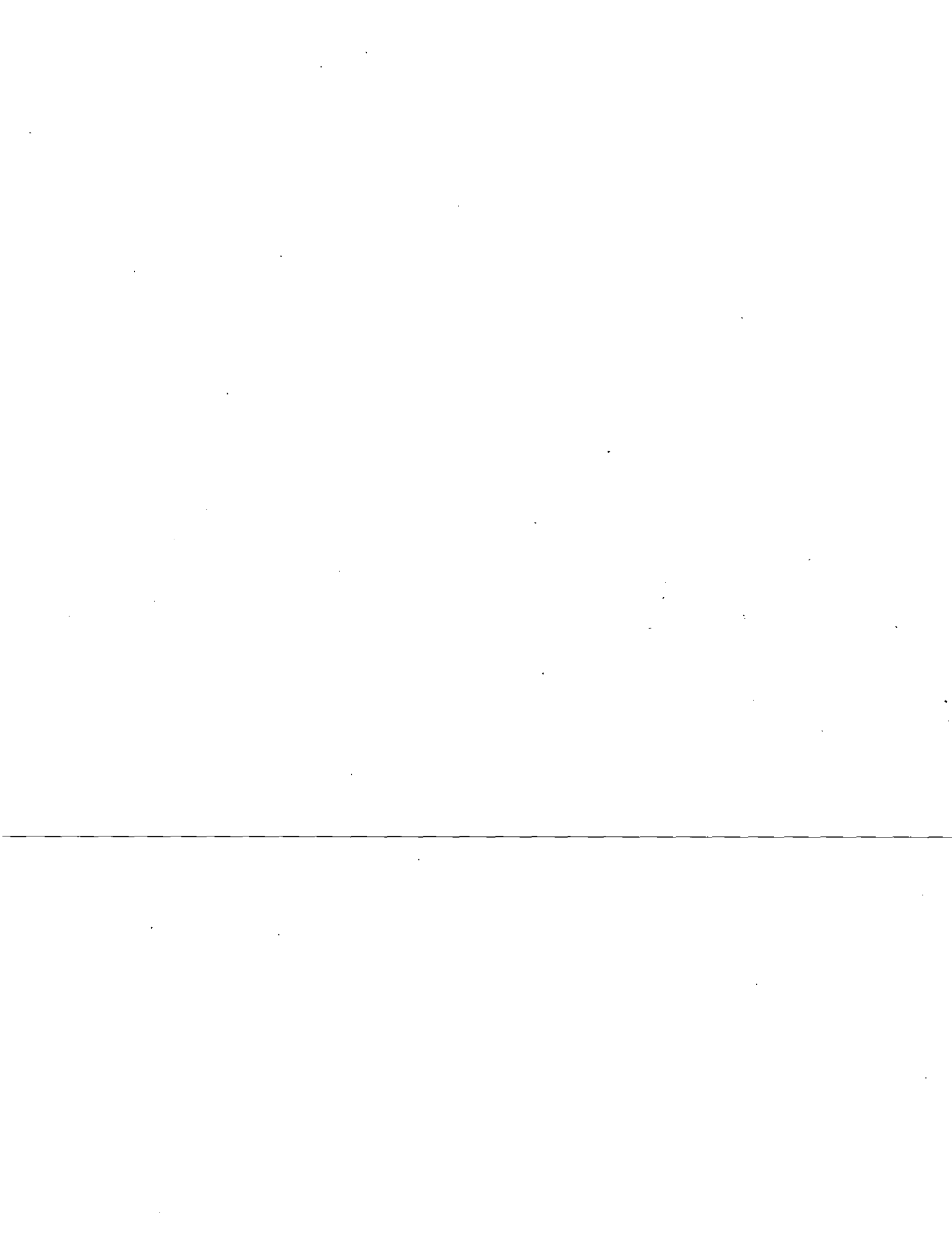
b = " " " " entre 5 y 10 mm.

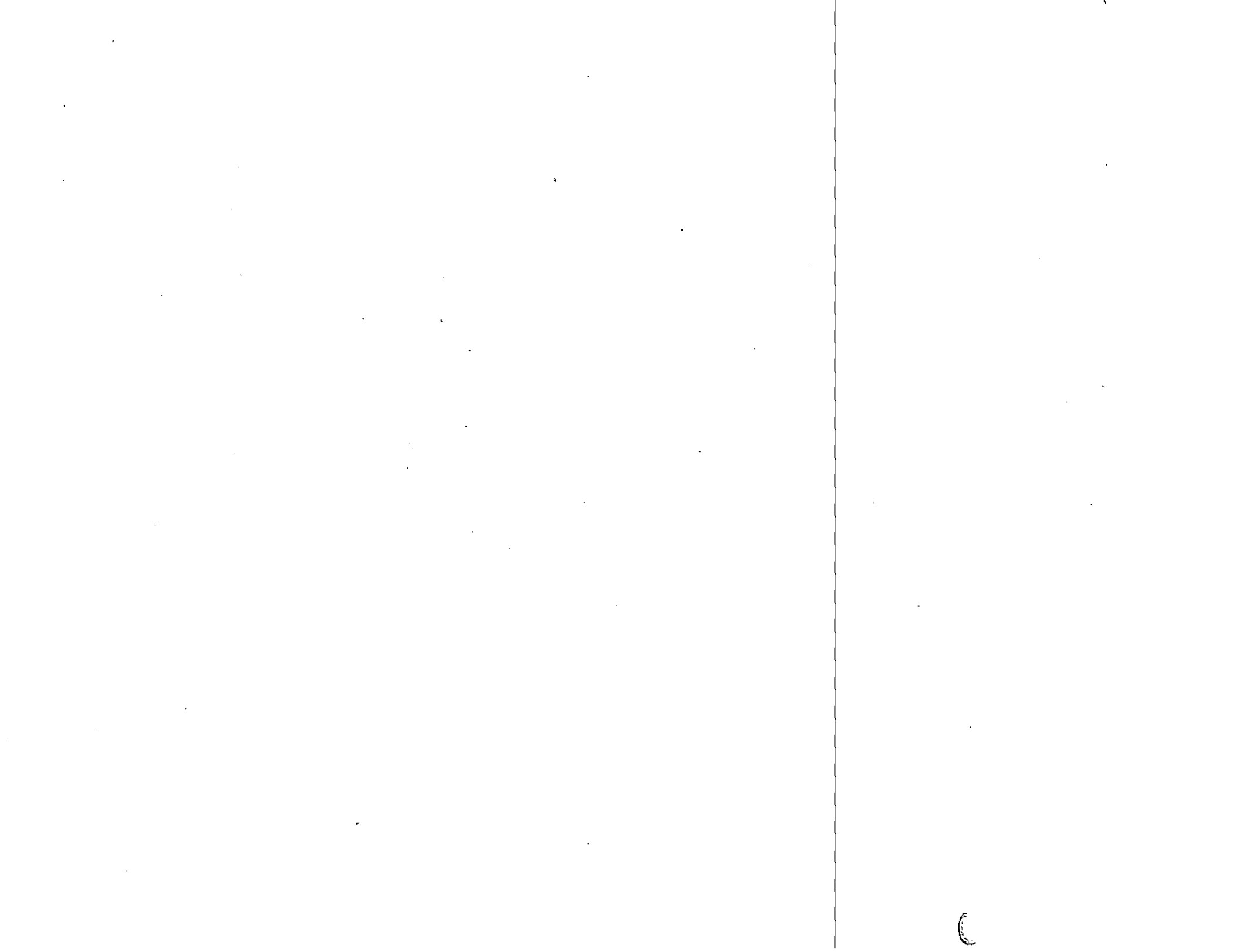
c = " " " " 0.3 y 5 mm

d = " " " " 0.08 y 0.3 mm.

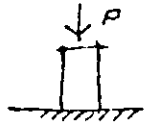
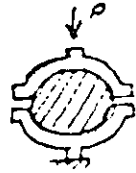
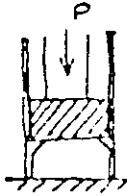
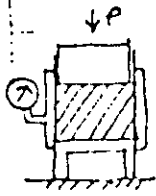
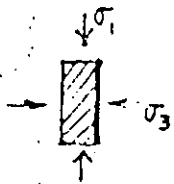
f = porcentaje de filler.

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

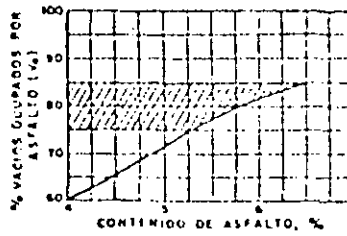
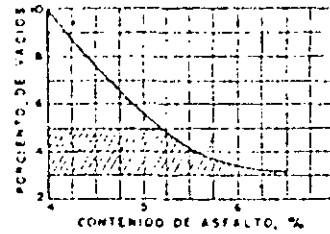
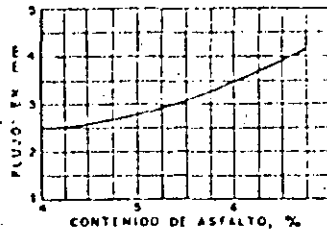
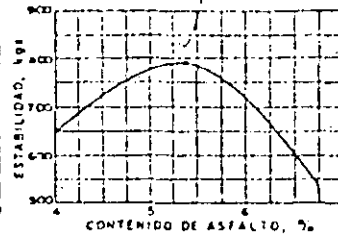
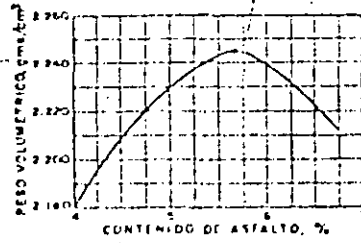




MÉTODOS DE DISEÑO DE MEZCLAS ASFÁLTICAS.

MÉTODO	CAMPO APLICACION ORIGINAL	TIPO DE COMPACTACION	DIMENSIONES DEL ESPUECIMO PARA PRUEBA		VEL. APPL. ESPUECIMO PARA PRUEBA	TEMPERATURA DE PRUEBA	FORMA EN QUE SE APLICAN LAS ESPUECIONES	FACTORES QUE INTERVIENEN PARA LA DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO
			d	h				
COMPRESION SIMPLE	MEZCLAS ASFÁLTICAS	ESTÁTICA y/o DINÁMICA	4" 5"	1.25"	LENTA	AMBIENTE		q_u vs cont. asf.
MARSHALL	CONCRETOS ASFÁLTICOS EN LEOPORISTAS	DINÁMICA	4"	2.5"	2"/min.	60°C		Estabilidad. Fluencia. Vol. vacíos mezcla. Vol. vacíos rellenos con asfalto.
HUBBARD FIELD.	SHEET ASPHALT CONCRETO ASFÁLTICO	ESTÁTICA	2" 6"	1" 3"	2.4"/min	60°C		Estabilidad Volumen de vacíos en la mezcla
HVEEM	MEZCLAS Y CONCRETOS ASFÁLTICOS.	AMASADO	4"	2.5"	0.05"/min	60°C		Estabilidad Cohesión Expansión
SMITH	CONCRETO ASFÁLTICO. INVESTIGACION.	ESTÁTICA	4"	8"	INCREMENTOS. 120.000/min	AMBIENTE		Cohesión ángulo fricción.

GRAFICAS OBTENIDAS
PRUEBA MARSHALL



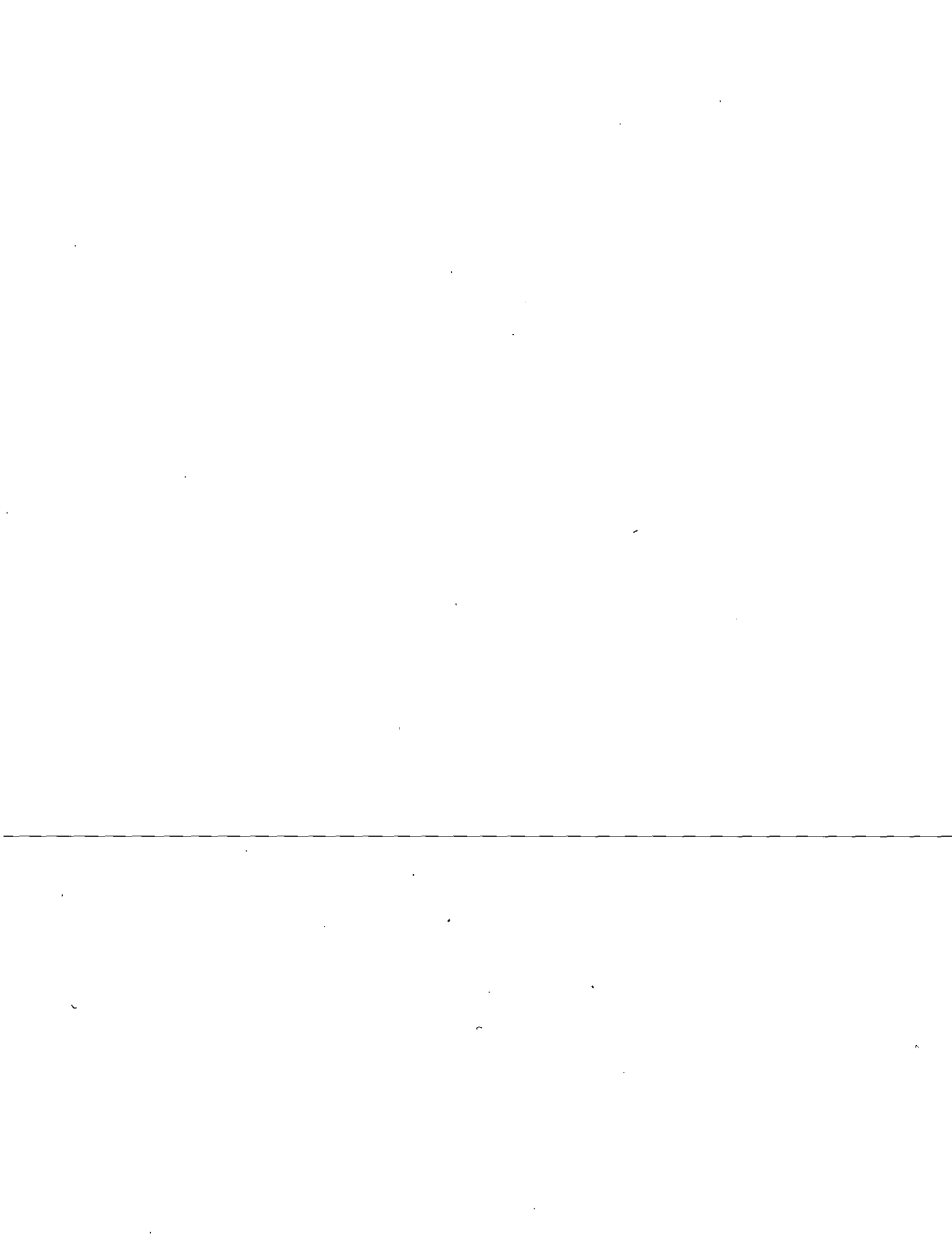


TABLE 15.12. Surfacing Thickness Recommendations

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

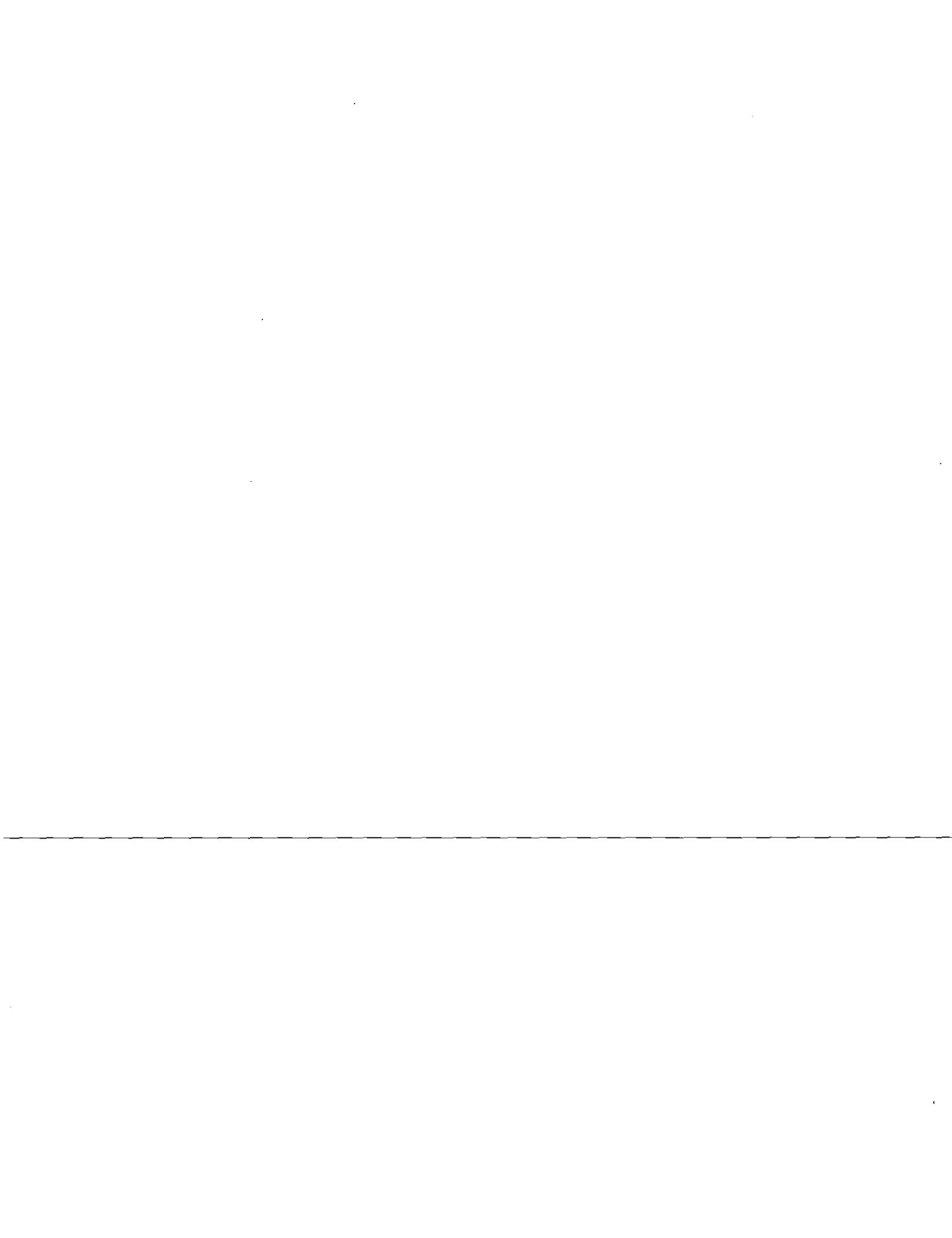
b. Suggested Surface Thickness

Total Equivalent 18-Kip Single-Axle Load Applications	When Tests Show Materials to be Specifications Grades* of Base Materials		
	Grade 1	Grade 2	Grade 3 ^b
14,000	ST	ST	ST
25,000	ST	ST	ST
38,000	ST	ST	ST
61,000	ST	ST	1½
100,000	ST	1½	2
150,000	ST	1½	2½
250,000	1½	2	3
400,000	1½	2½	3½
600,000	1½	2½	4
1,000,000	2	3	4½
1,500,000	2½	3½	5
2,500,000	3	4	5½
4,000,000	3½	4½	6
10,000,000	4½	5½	7

Not recommended for use except where availability of better base materials is very expensive.

* It is assumed that the material in question is no better than the grade shown.
^b Exclusive of cohesionless materials.

Notes: ST denotes surface treatments.
 Stage construction of surfacing permitted if traffic studies indicate slow development of axle load equivalencies.



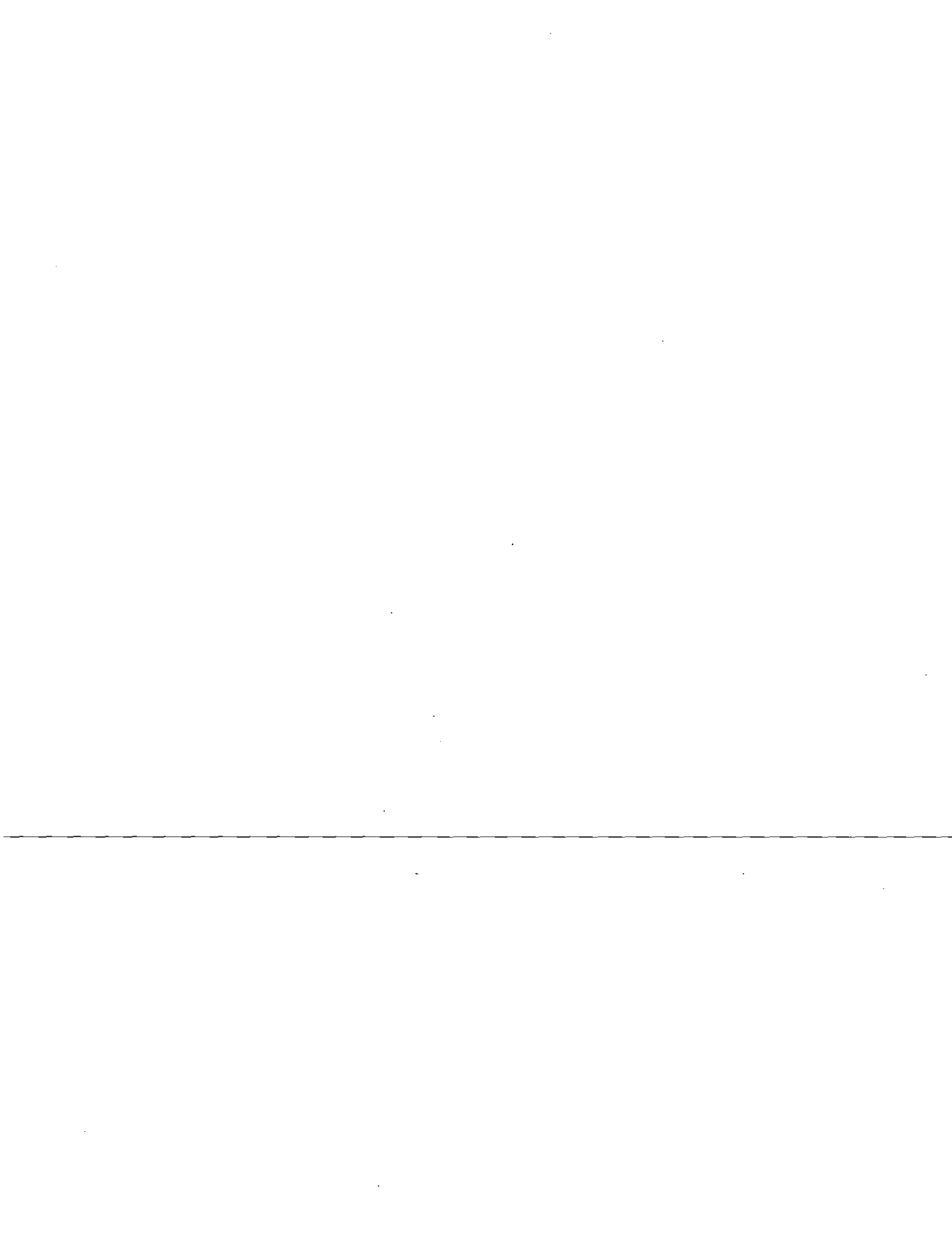
CARPETA ASFALTICA

AGREGADOS

GRANULOMETRIA
NATURALEZA DE LOS FINOS
DUREZA Y SANIDAD
FORMA Y TEXTURA DE PARTICULAS
ADHERENCIA CON ASFALTO

PRODUCTO ASFALTICO

CONSISTENCIA
DUCTILIDAD
SOLUBILIDAD
PRUEBA DE LA MANCHA
PRUEBA DE LA PELICULA DELGADA
ETC.

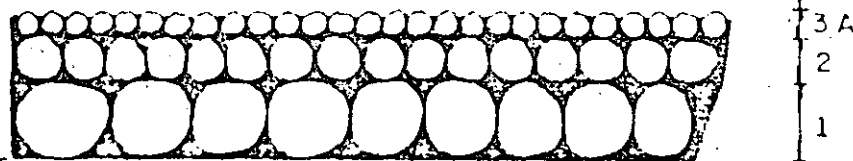


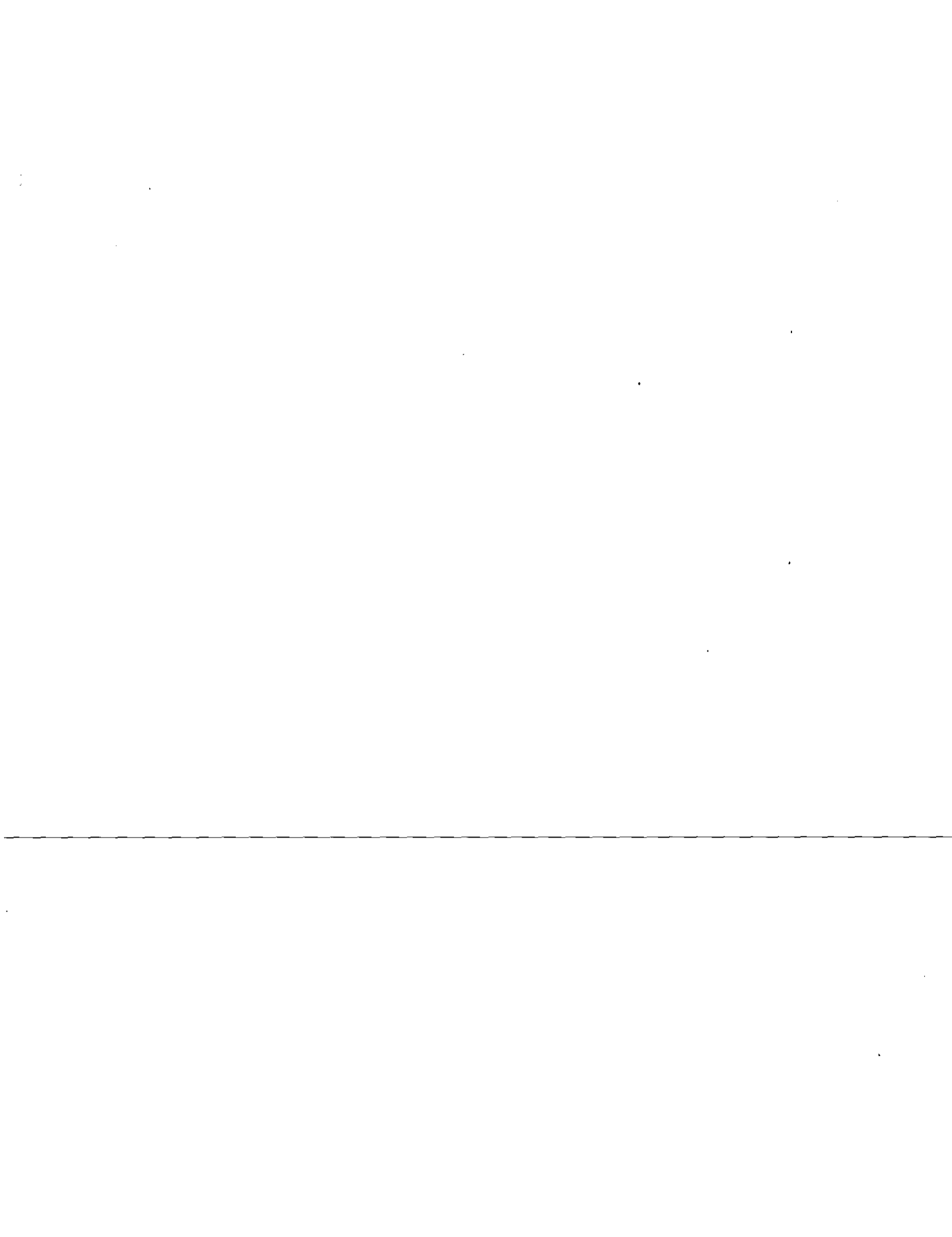
CARPETAS POR RIEGOS

TIPOS DE AGREGADOS

DENOMINACION	PASA POR	RETENIDO EN
1	1"	1/2"
2	1/2"	1/4"
3A	3/8"	Nº 8
3B	1/4"	Nº 8
3E	3/8"	Nº 4

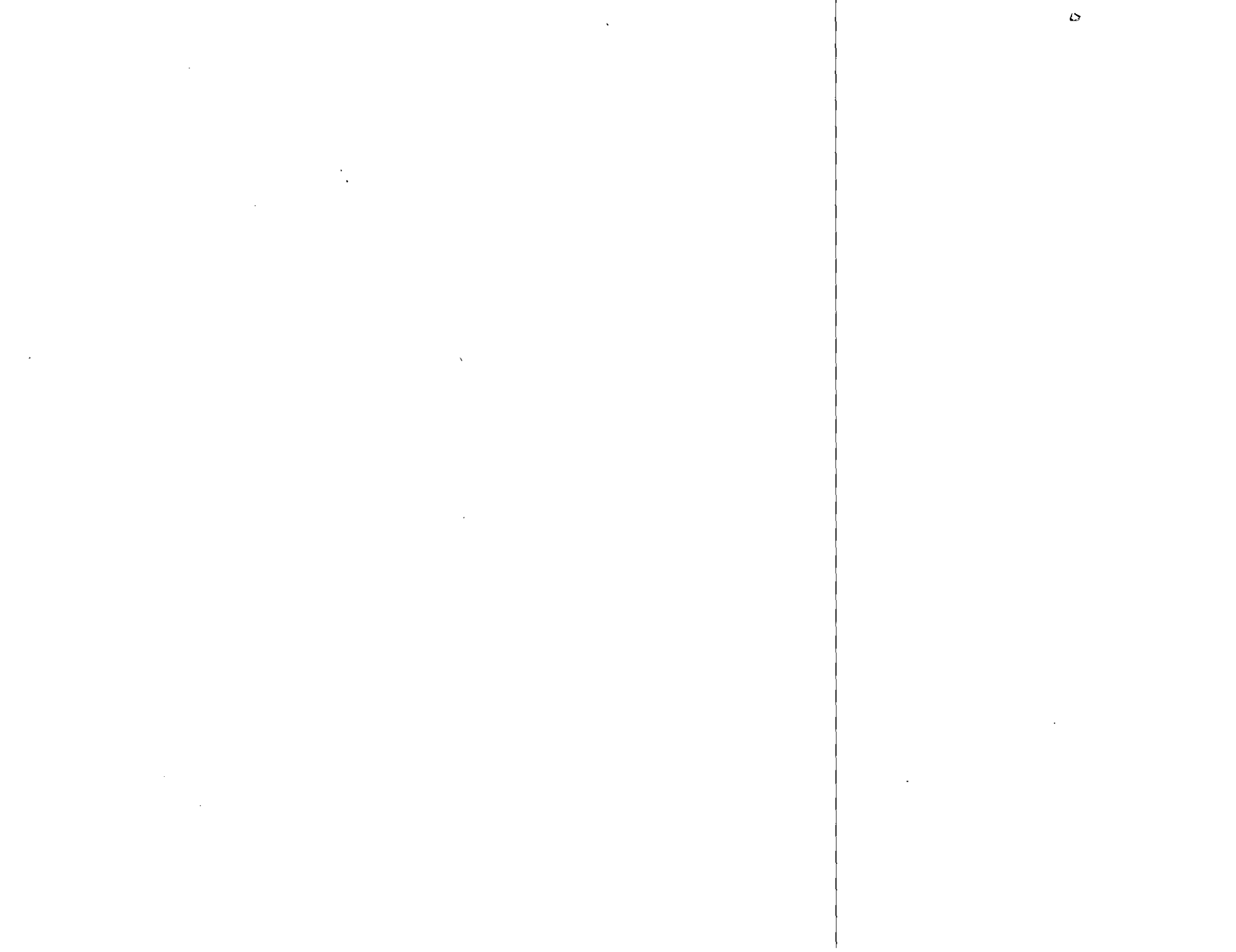
CARPETA DE TRES RIEGOS



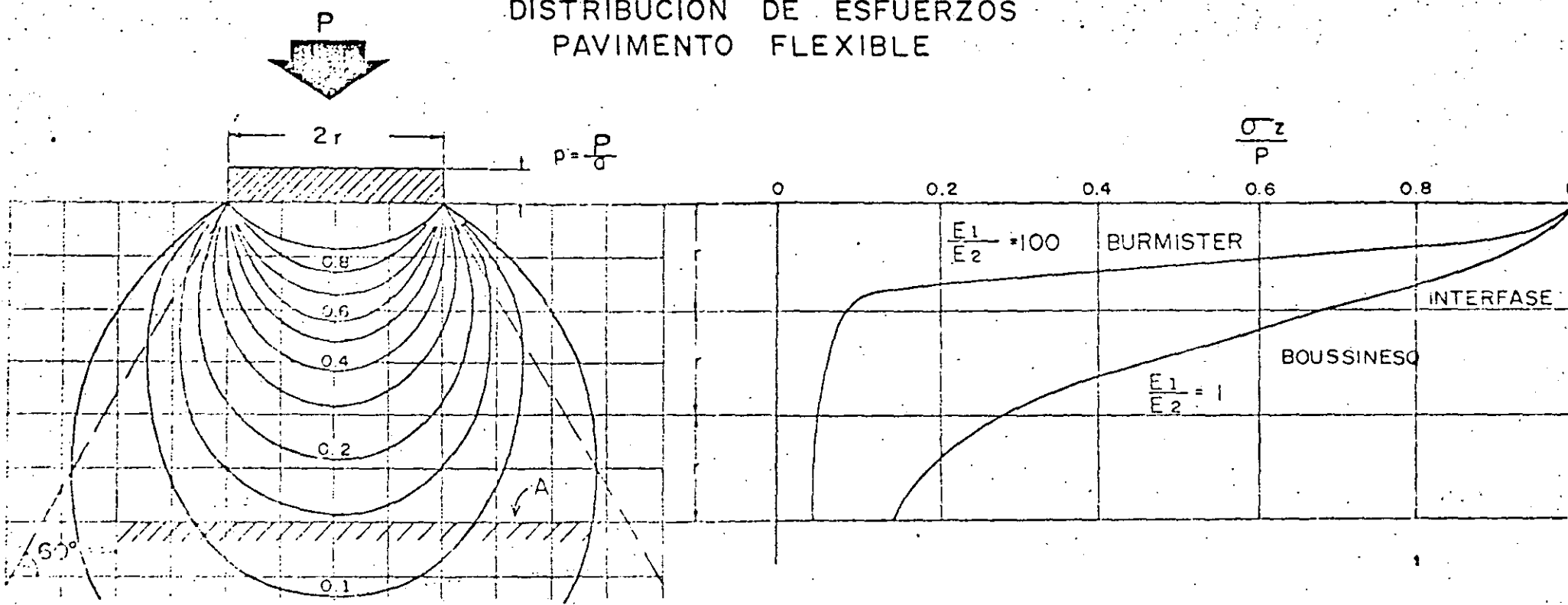


TIPO DE CONCRETO EMPLEADO EN LA CONSTRUCCION DE LOSAS

- 1 - CONCRETO SIMPLE (CON O SIN PASAJUNTAS)
- 2 - CONCRETO CON REFUERZO LIGERO (MALLAS DE CALIBRE DELGADO)
- 3 - CONCRETO CON REFUERZO CONTINUO
- 4 - CONCRETO PRESFORZADO
- 5 - CONCRETO FIBROSO

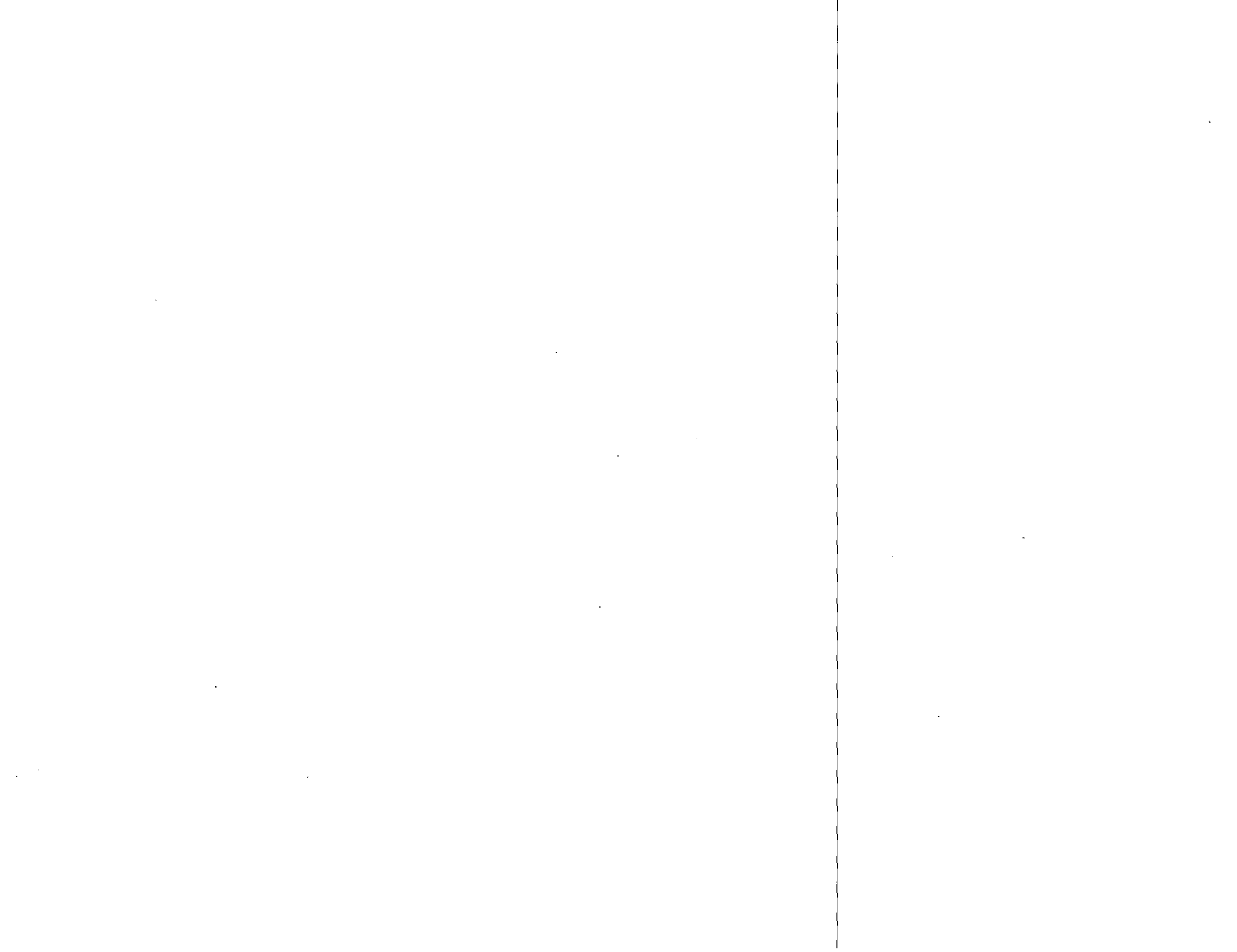


DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PAVIMENTO FLEXIBLE

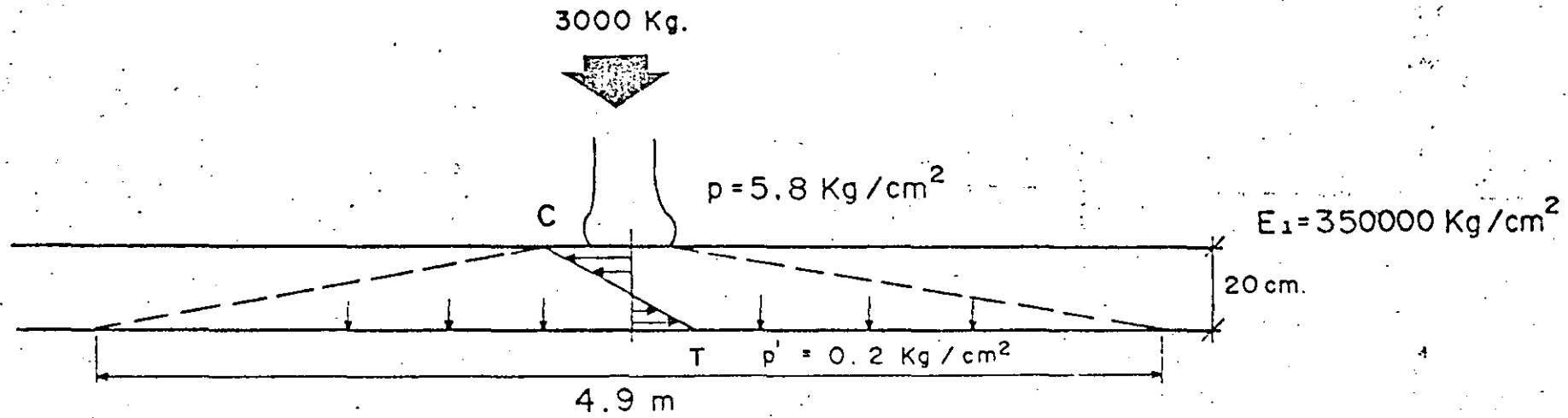


$$p' = \frac{P}{A}$$

$$p' = p \frac{a}{A}$$

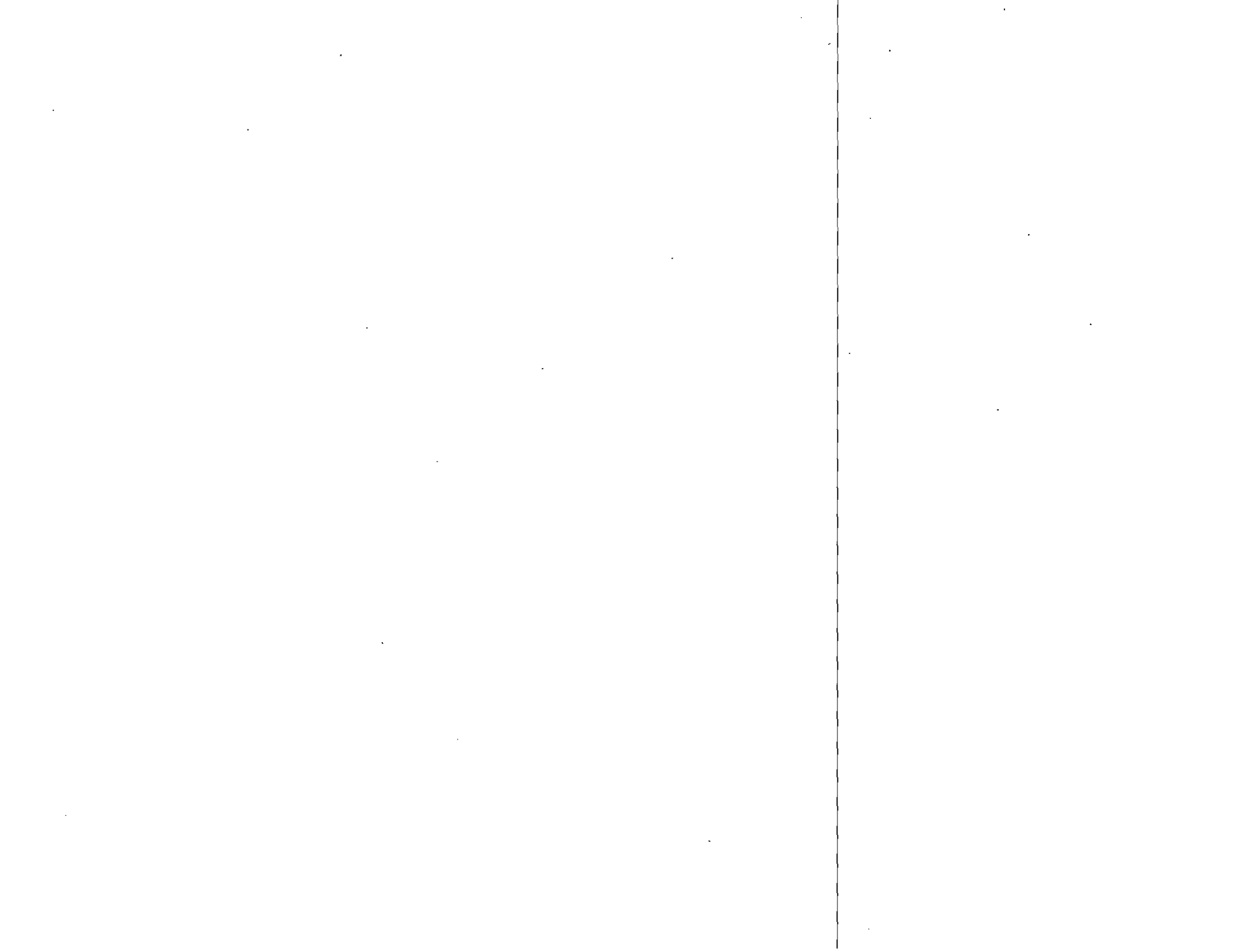


DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
PAVIMENTO RIGIDO



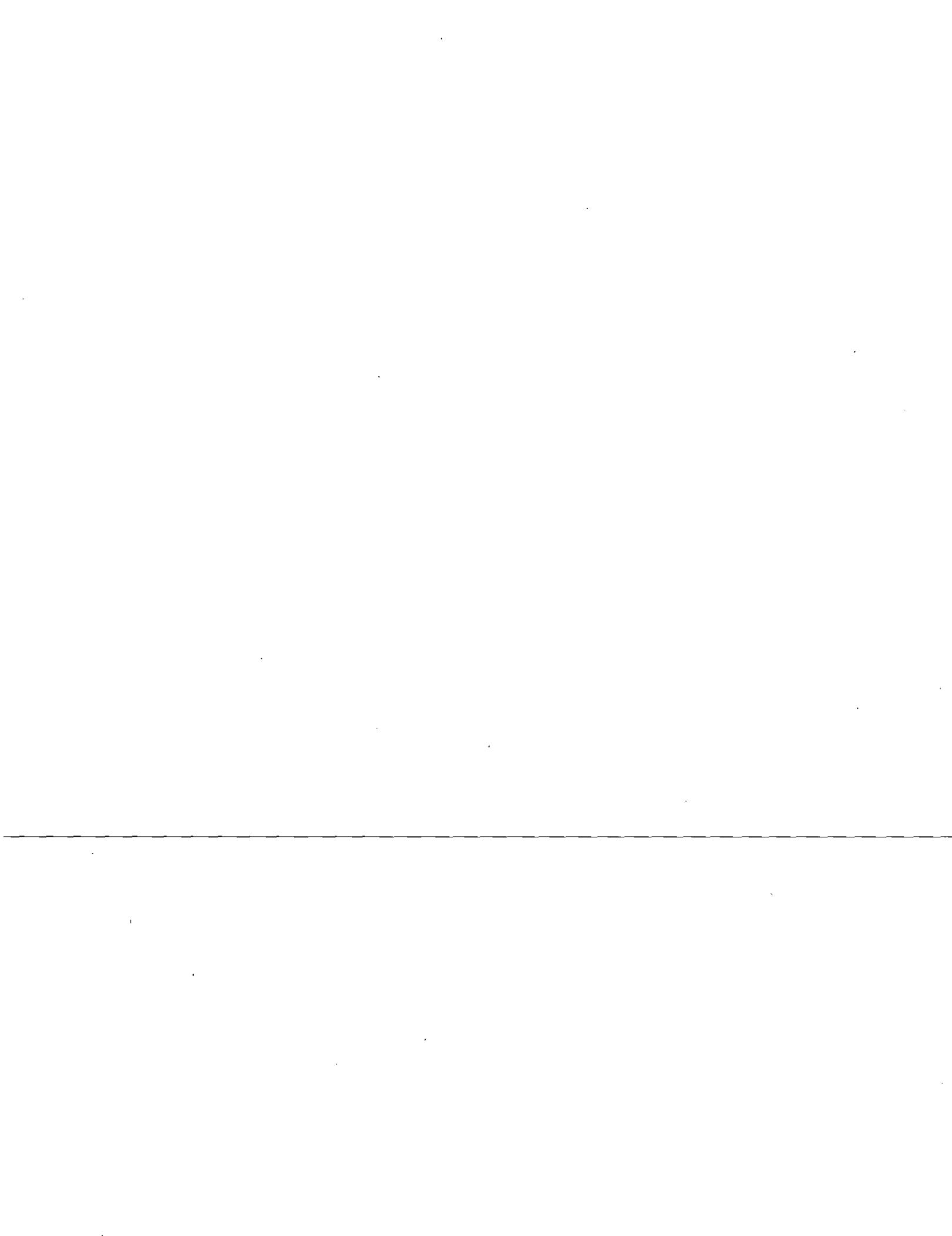
$$E_2 = 500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$300 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$



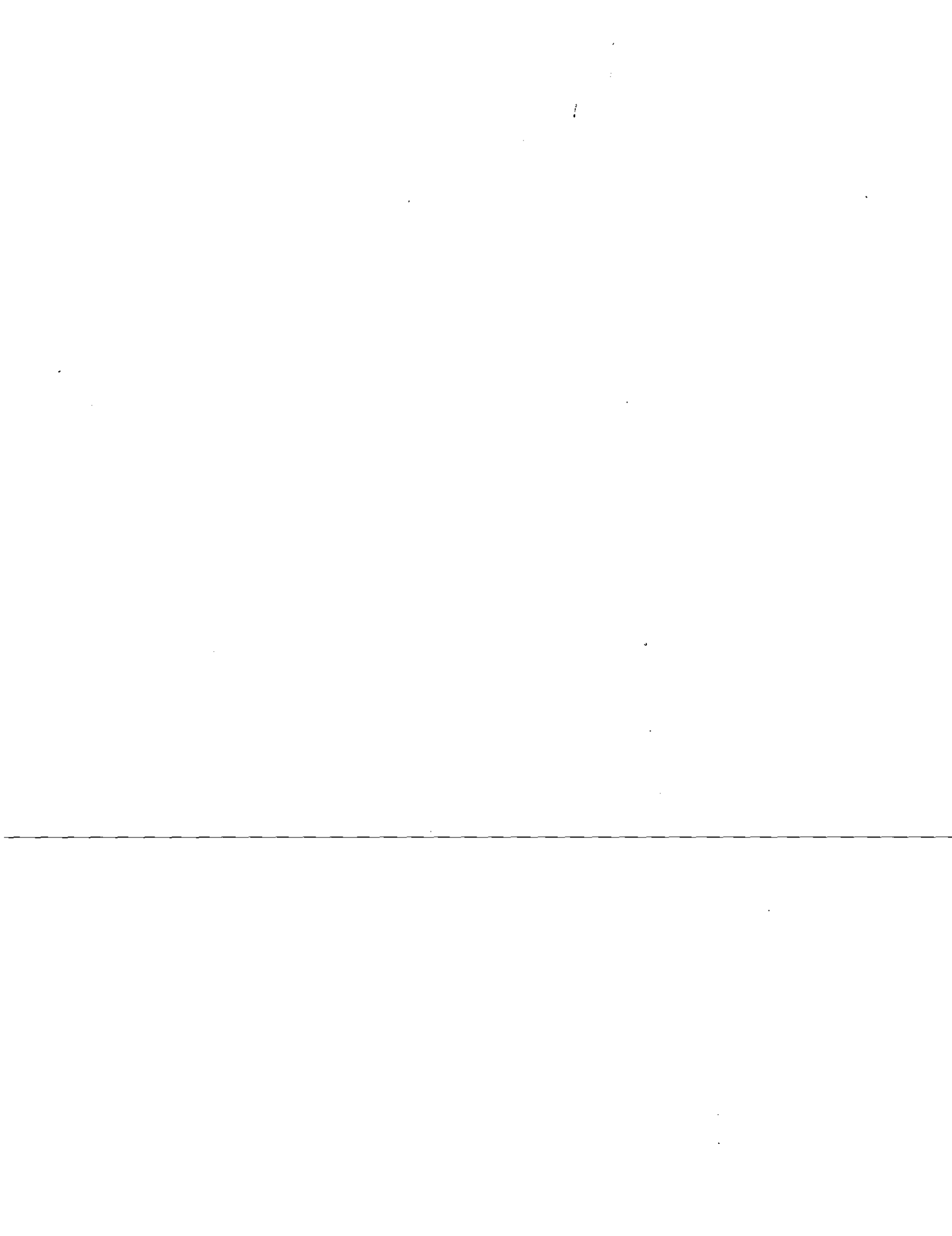
PRINCIPALES ACCIONES QUE AFECTAN LAS
LOSAS DE PAVIMENTO

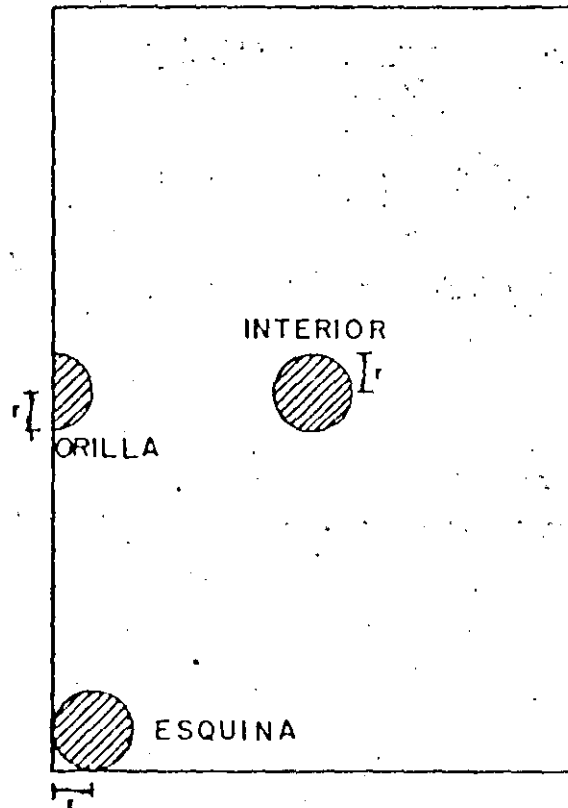
- TRANSITO
- VARIACIONES DE TEMPERATURA
- OTRAS (VARIACIONES EN EL CONTENIDO DEL AGUA DEL SUELO; CONTRAC
CION DEL CONCRETO DURANTE EL FRAGUADO, FENOMENO DE ---
"BOMBEO", HELADAS, ETC.).



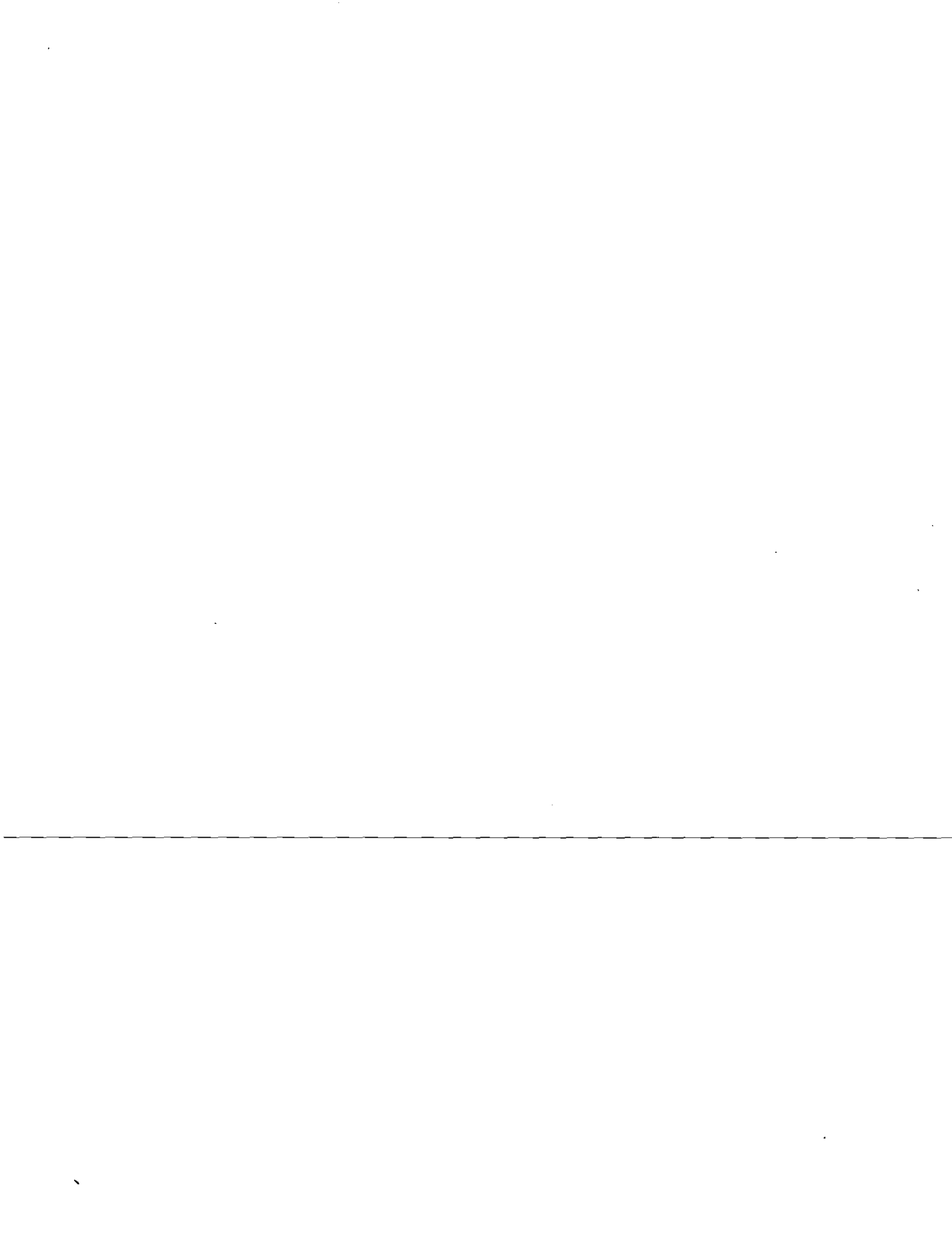
HIPOTESIS DE LA TEORIA DE WESTERGAARD

- 1.- LOSA HOMOGENEA, ELASTICA E ISOTROPA
- 2.- REACCION DEL APOYO VERTICAL Y PROPORCIONAL A LAS DEFLEXIONES,
(LIQUIDO DENSO).





LAS TRES POSICIONES DE LAS CARGAS
EN UNA LOSA DE CONCRETO



(120)

ECUACIONES DE WESTERGAARD

$$\sigma_i = 0.275(1+\mu) \frac{P}{h^2} \left[\log \left(\frac{Eh^3}{Kb^4} \right) - 54.54 \left(\frac{L}{c_1} \right)^2 c_2 \right]$$

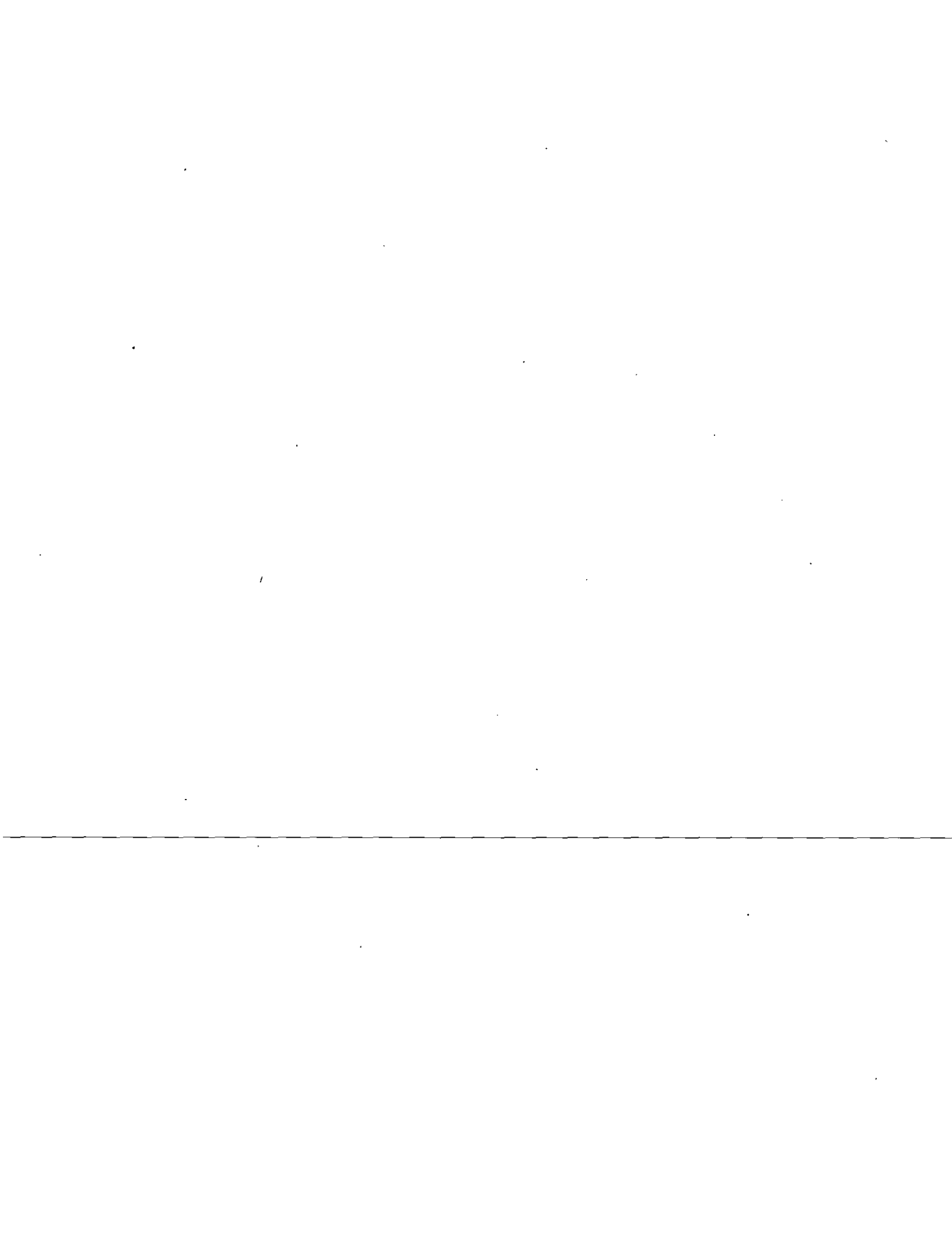
$$\sigma_\lambda = 0.31625 \frac{P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{L}{b} \right) + 1.0693 \right]$$

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

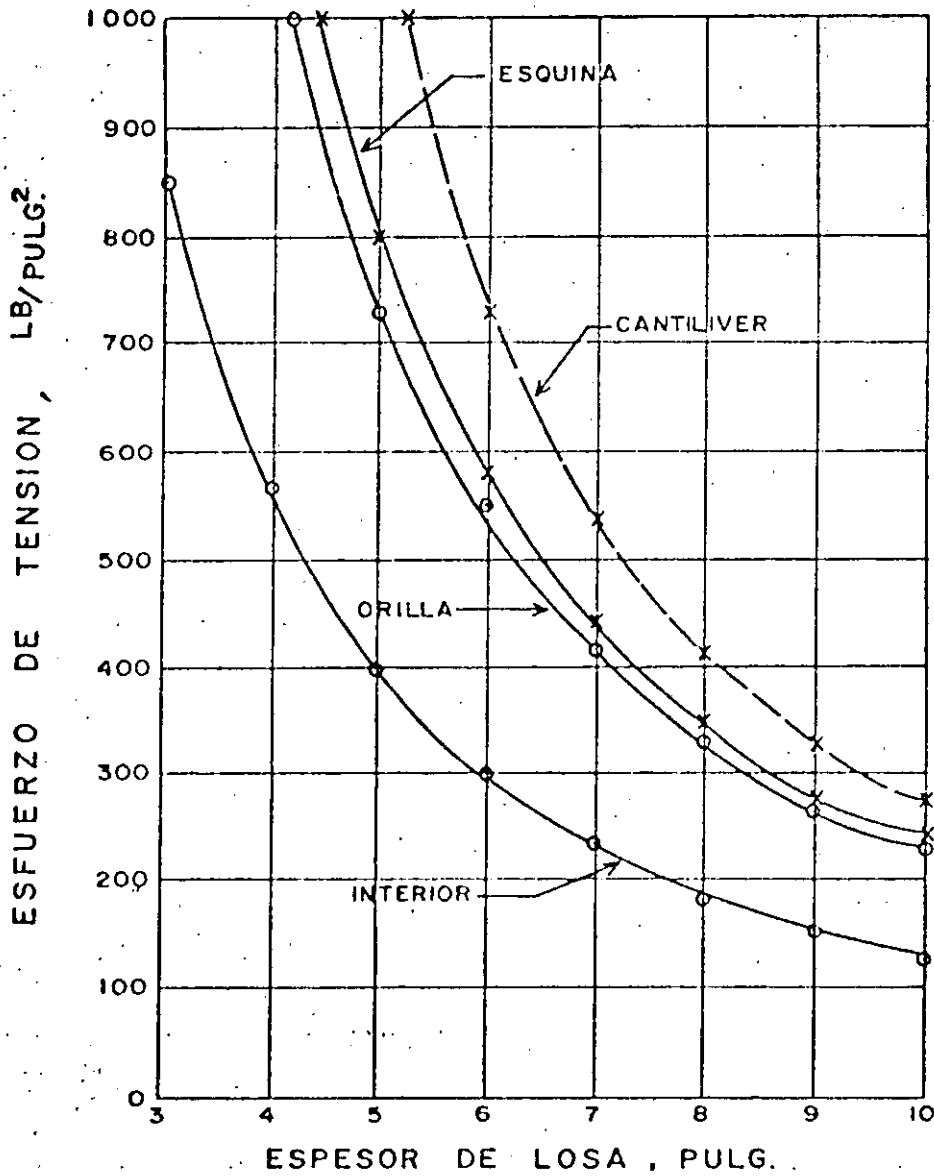
$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{L} \right)^{0.6} \right]$$

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

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



ESFUERZOS DE TENSION PRODUCIDOS
POR CARGAS



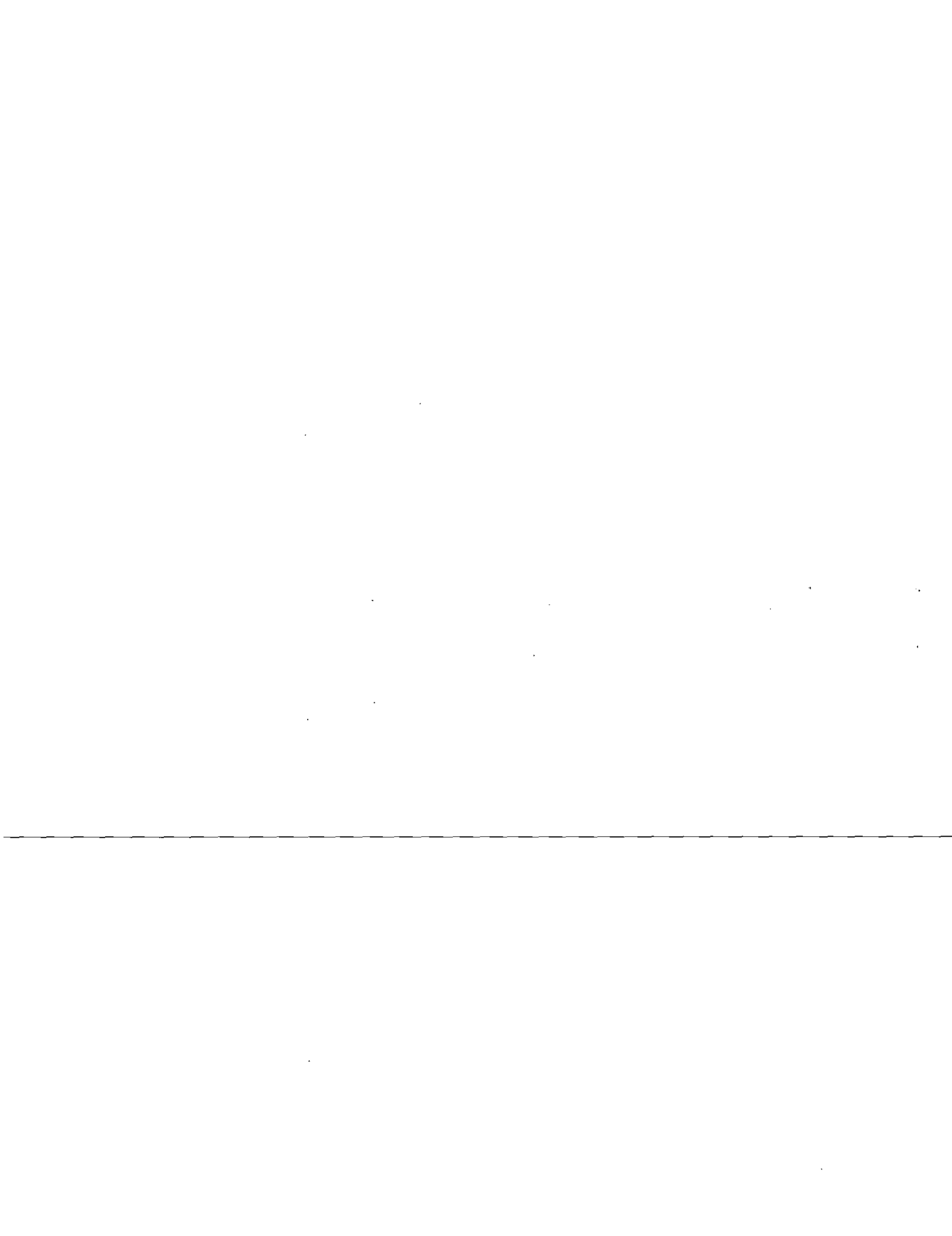
$P = 8960$ lb.

$K = 200$ lb/pulg³.

$E = 5 \times 10^6$ lb/pulg².

$\mu = 0.24$

presión inflado = 105 lb/pulg².



$$\text{Stress} = \frac{M}{I} = \frac{6M}{bh^2}$$

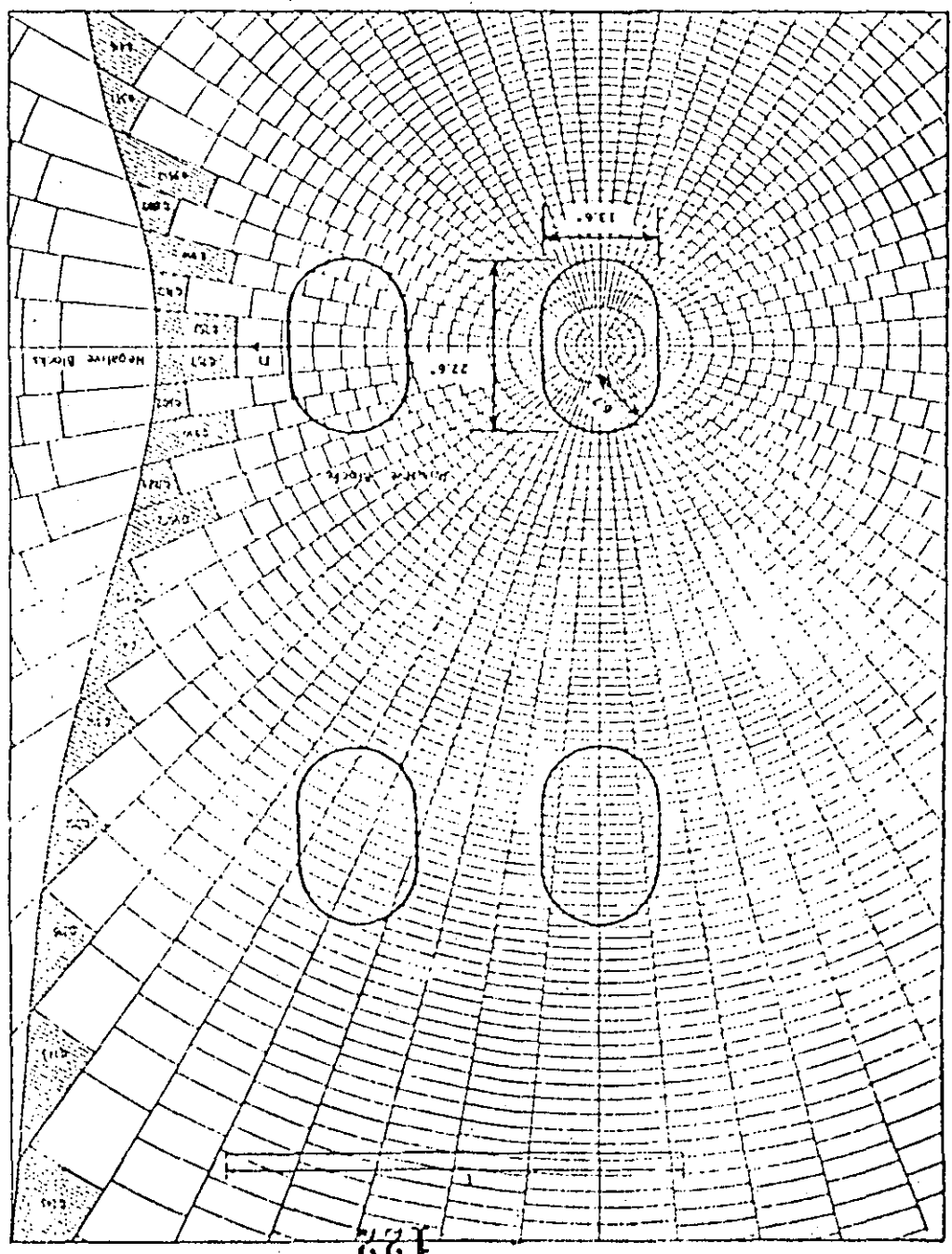
$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$$

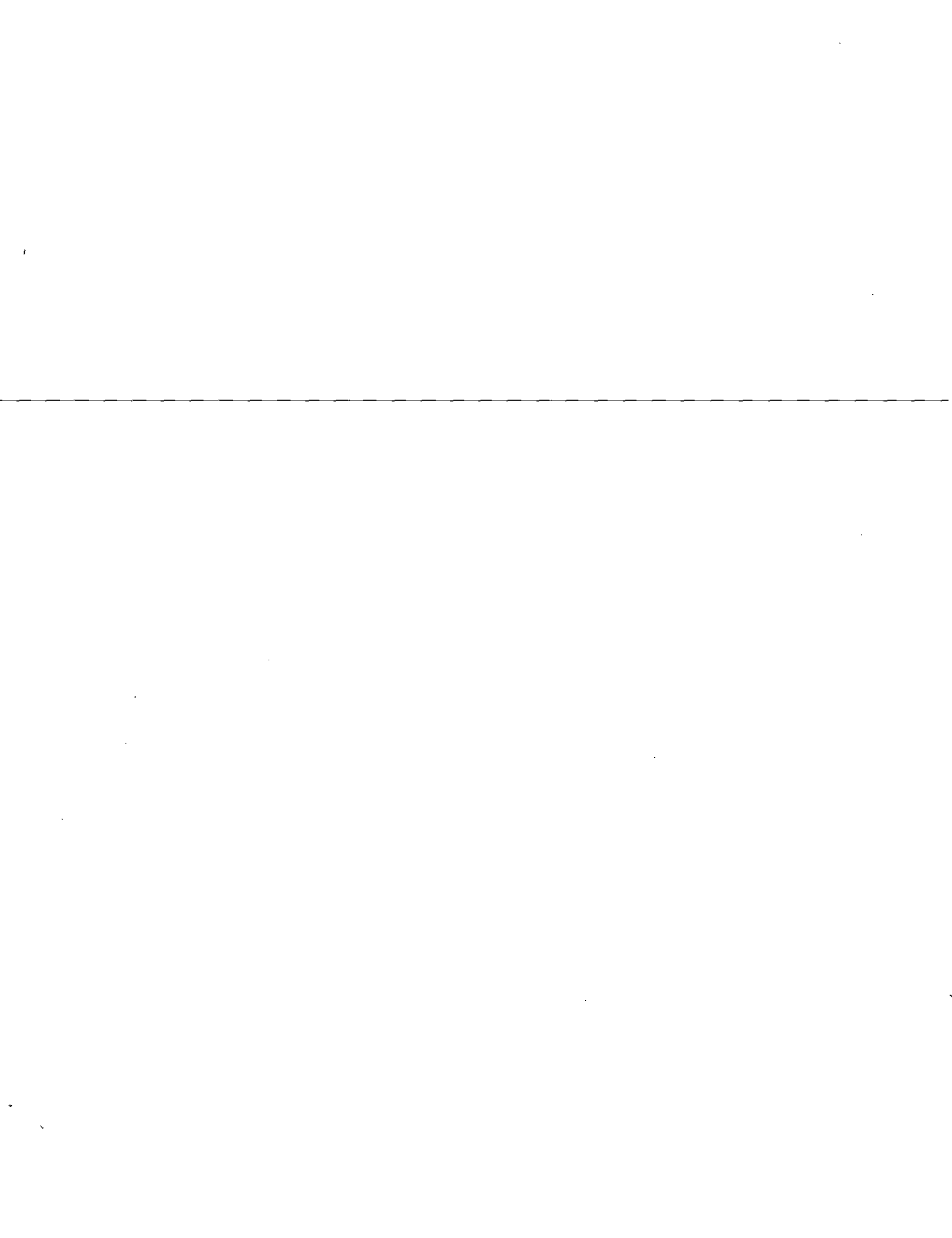
$$I = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$M = \frac{p_1 N}{10,000}$$

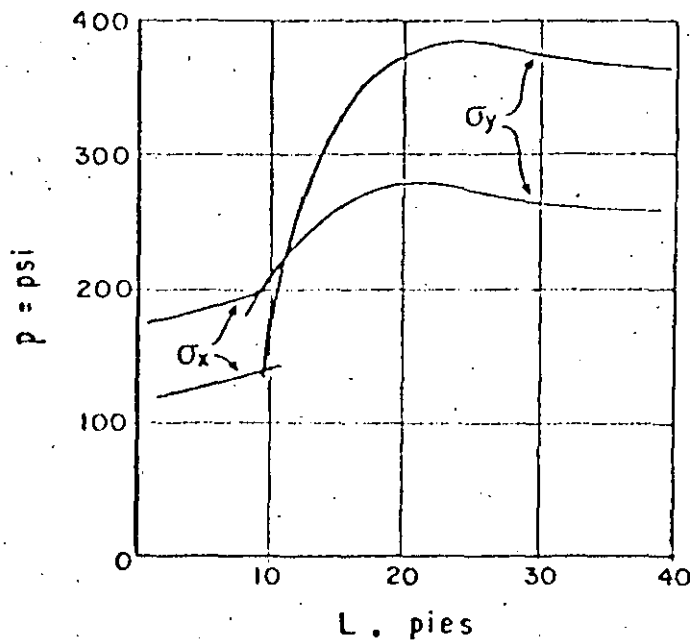
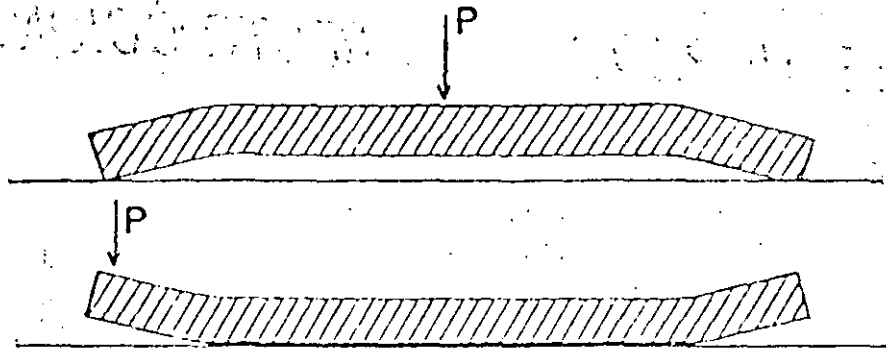
$$\Delta = \frac{D}{0.0005 p_1 N}$$

Figure 3.21. Influence chart for the moment M_x in a concrete pavement due to a load in the interior of the slab. (Subgrade assumed to be a dense liquid, Poisson's ratio for pavement assumed to be 0.15.)





ESFUERZOS POR ALABEO

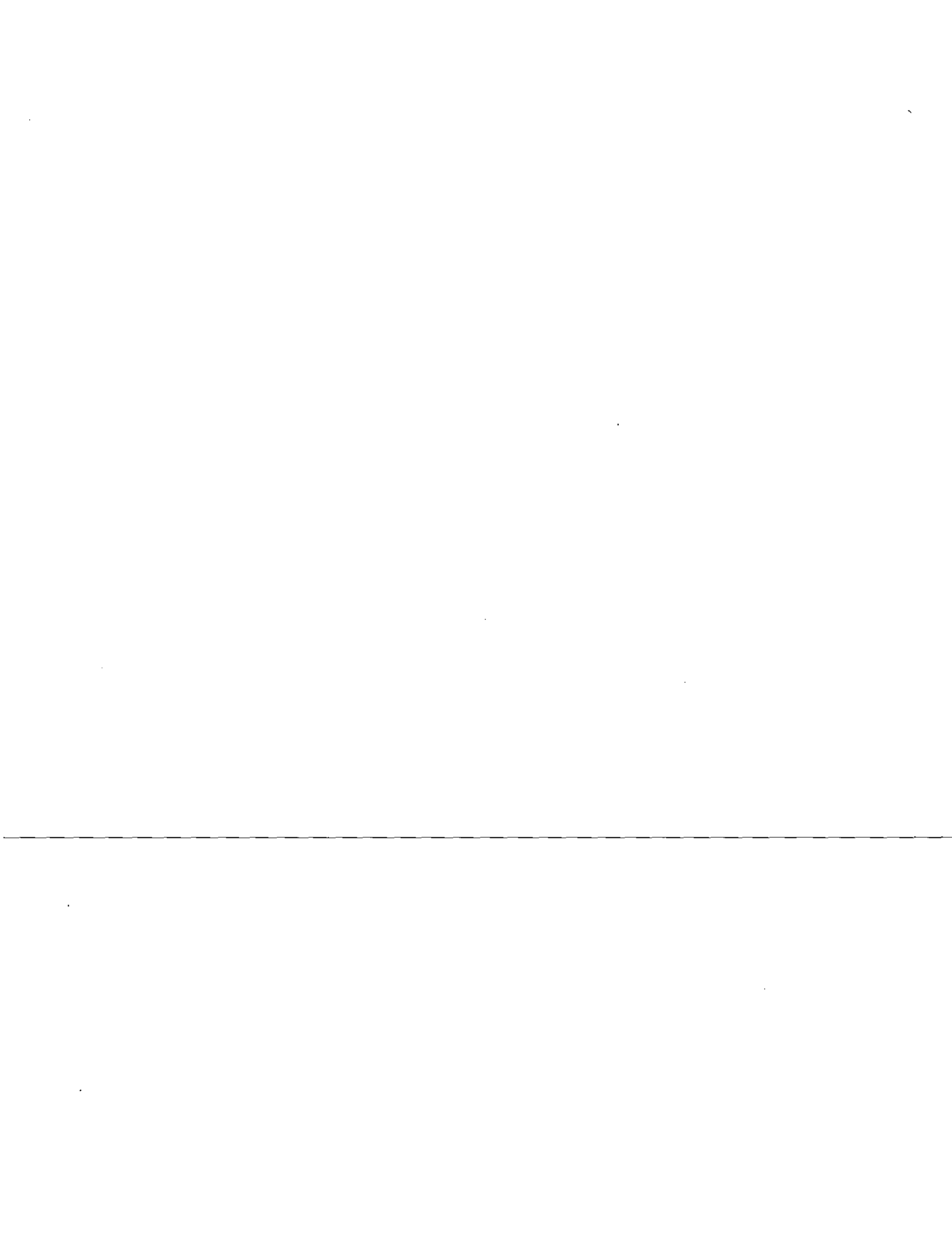


$$\sigma = \frac{E \epsilon_t \Delta t}{2} \left(\frac{C_1 + \mu C_2}{1 - \mu^2} \right)$$

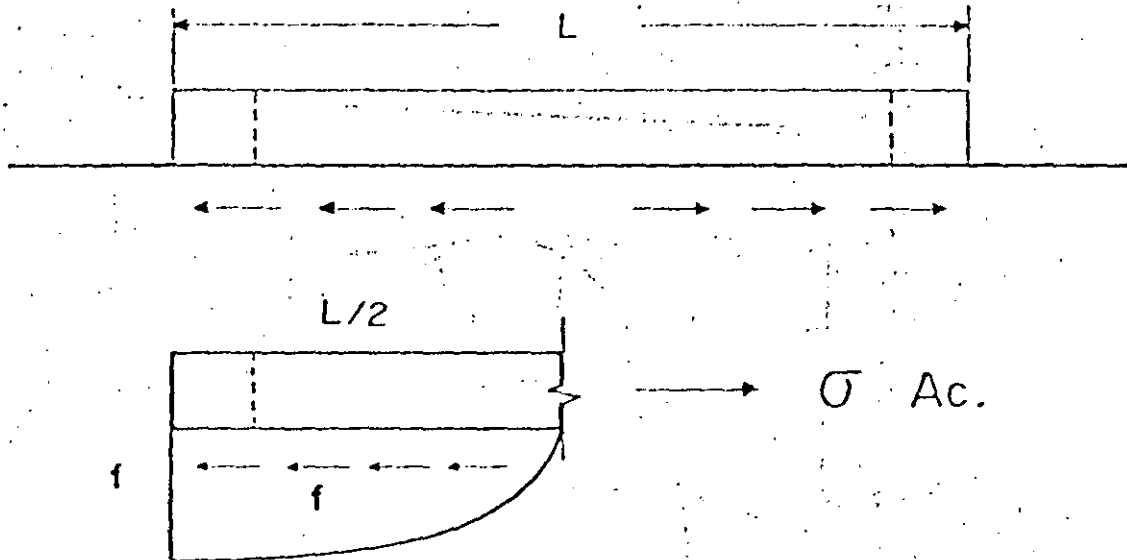
ϵ_t = Coef. de dilatación.

Δt = Diferencia de temperatura

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



ESFUERZOS POR RESTRICCIÓN.



$$\sigma A_c = \frac{W L f}{2 \times 12}$$

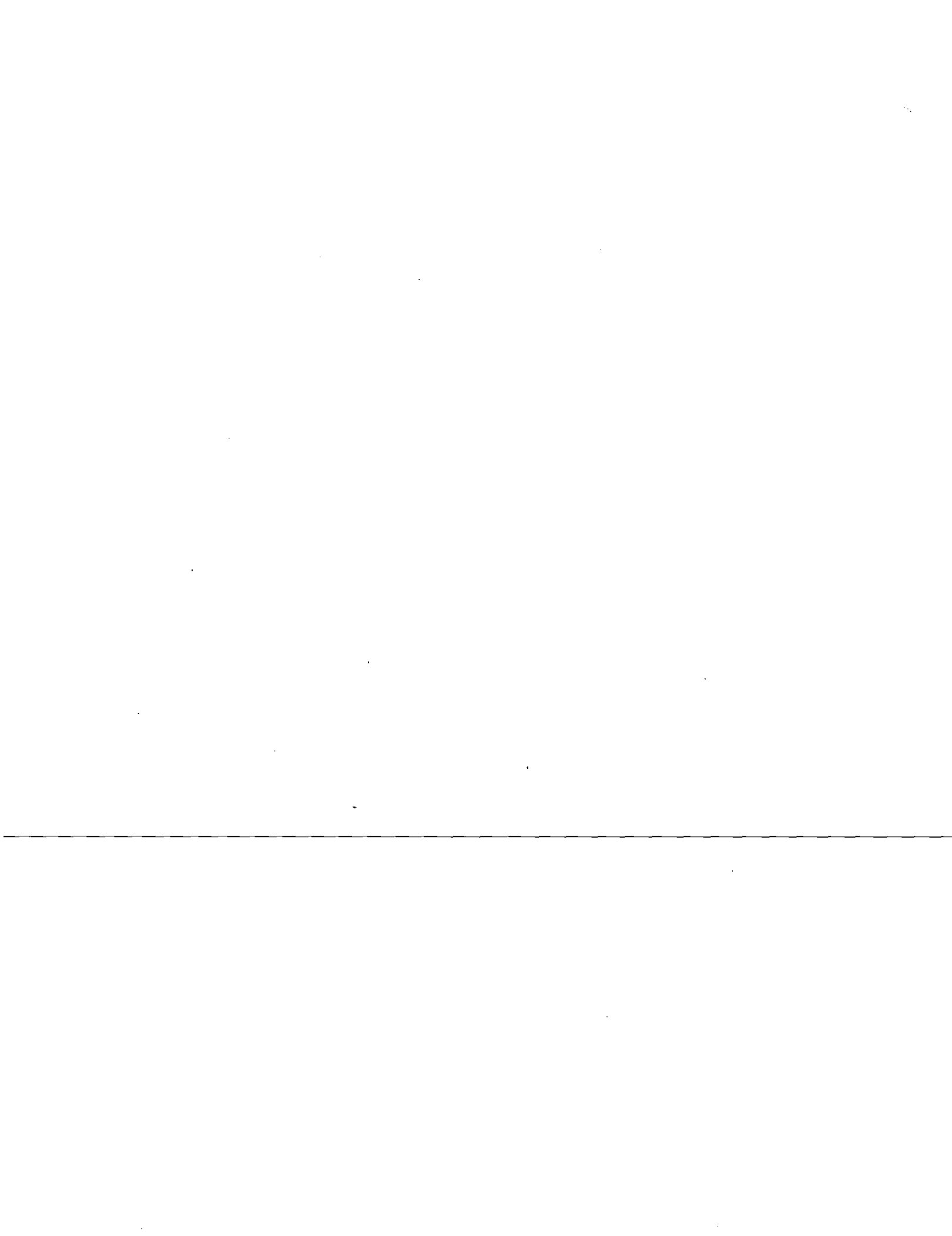
$$\therefore \sigma = \frac{W L f}{24 h}$$

W = Peso de la losa

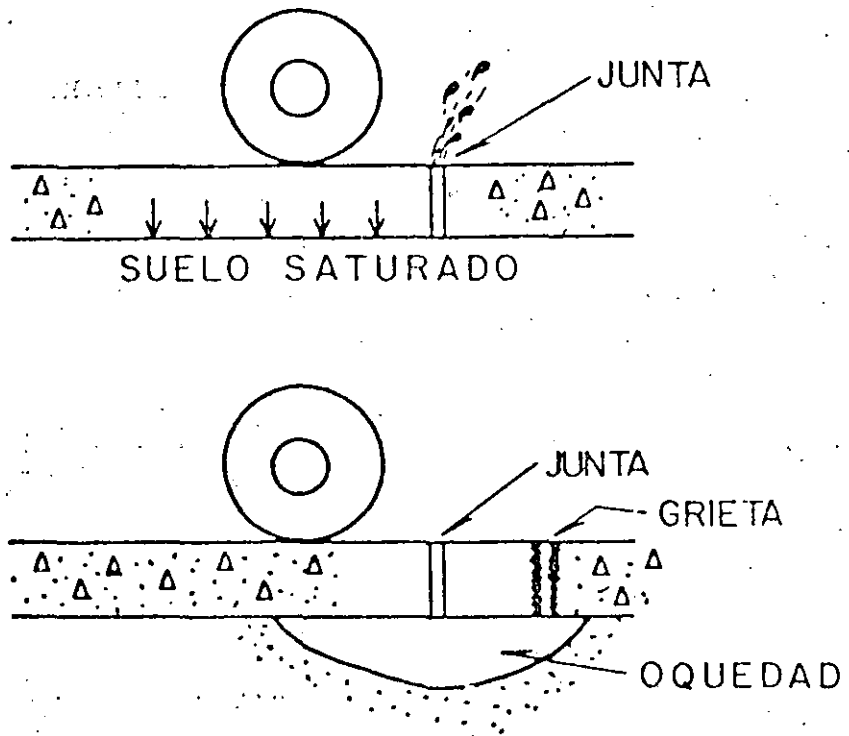
L = Longitud de la losa

f = Coeficiente de fricción

h = Espesor de la losa.



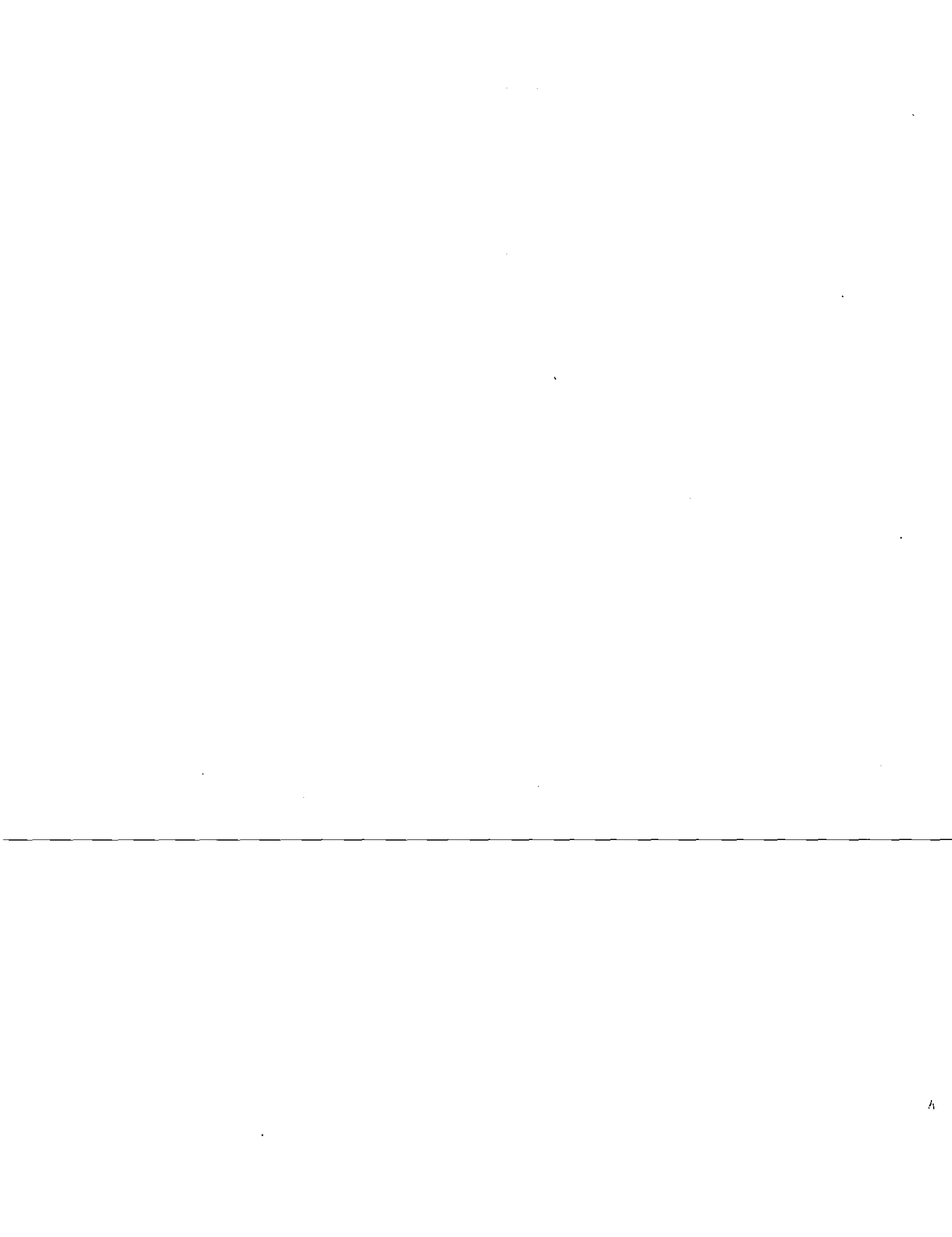
FENOMENO DE BOMBEO



¿ ES NECESARIO EL REFUERZO ?

NO, CUANDO HAY SOPORTE UNIFORME Y ESPACIAMIENTOS CORTOS ENTRE JUNTAS.

SI, CUANDO SE REQUIEREN ESPACIAMIENTOS GRANDES ENTRE JUNTAS, O CUANDO ESTAS SON INACEPTABLES FUNCIONALMENTE.



$$A_s = \frac{F L W l}{2 f_s}$$

A_s = ARCA DE ACERO, EN pulg² POR PIE DE ANCHO

E = DISTANCIA ENTRE JUNTAS, EN PIES

W = PESO DE LA LOSA, EN LIBRAS/pie²

F = COEFICIENTE DE FRICCIÓN EN LA SUBRASANTE

f_s = ESFUERZO DE TENSION DEL ACERO, psi.

WELDED WIRE FABRIC
 $f_y = 65,000$ PSI

STEEL BAR MAT
 $f_y = 60,000$ PSI

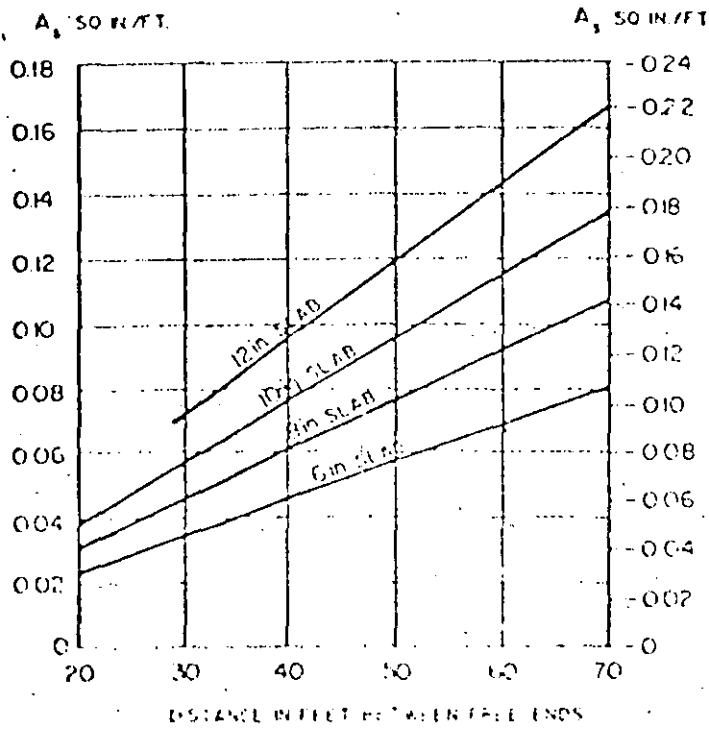


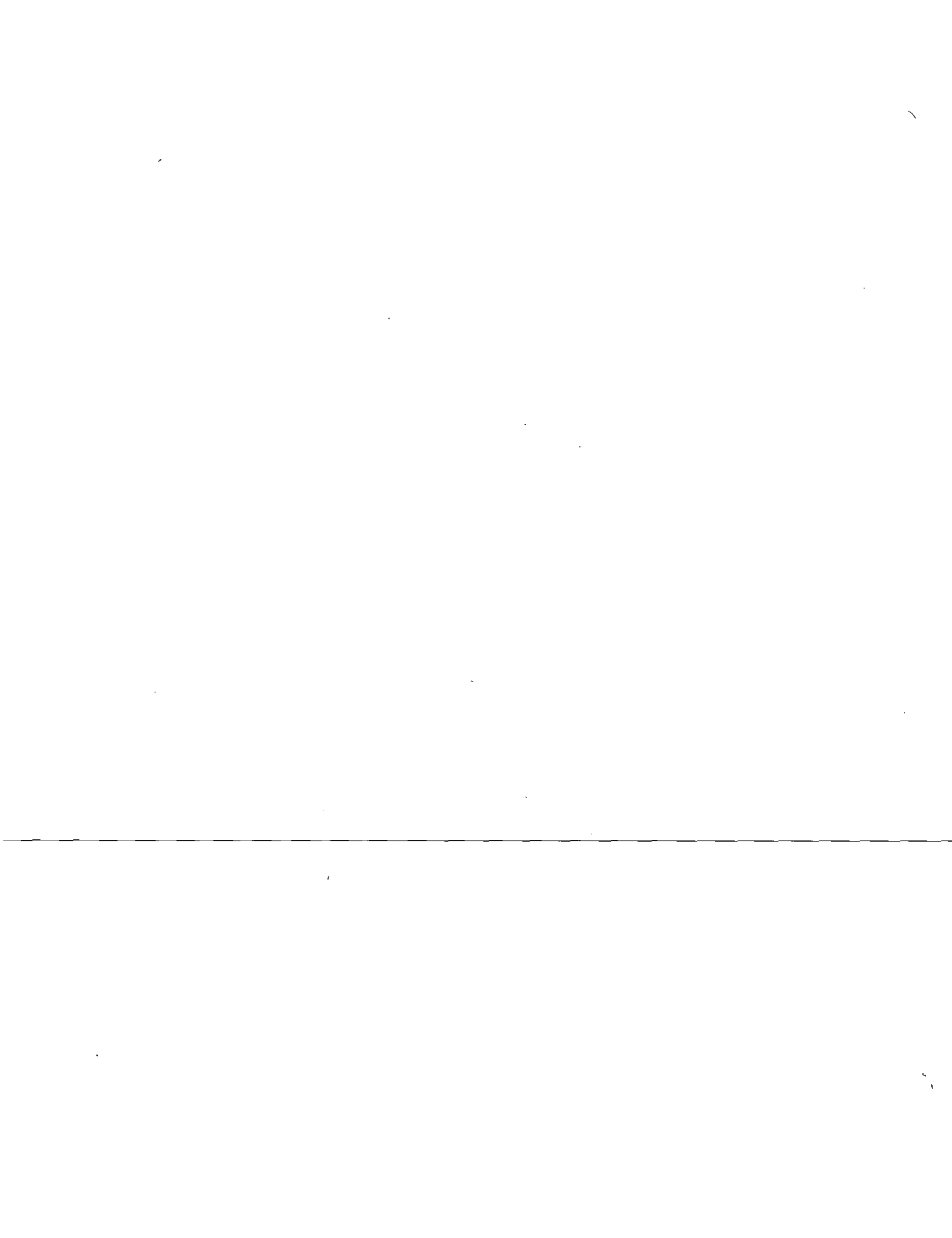
Fig. 15. Selection chart for distributed steel.



ESPACIAMIENTO DE JUNTAS DE CONTRACCION PARA
PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLE, NO REFORZADO.

128

TIPO DE AGREGADO	ESPACIAMIENTO (M)
GRANITO TRITURADO	7.5 - 9
CALIZA TRITURADA	6 - 9
CALIZA CON PEDERNAL TRITURADA	6 - 7.5
GRAVA SILICOSA	4.5 - 6
GRAVA MENOR QUE 3/4	4.5 - 6
REZAGA	4.5 - 6



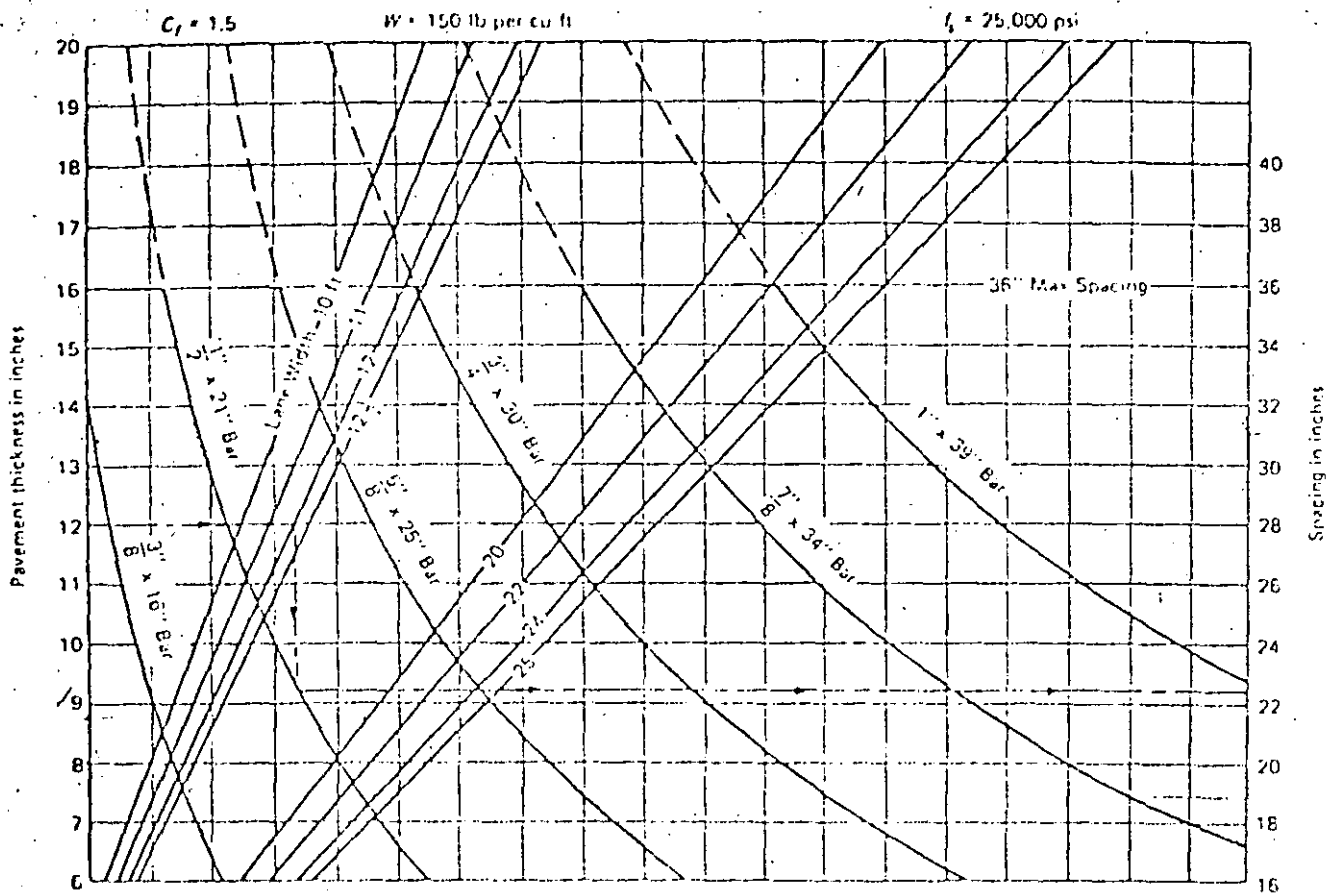
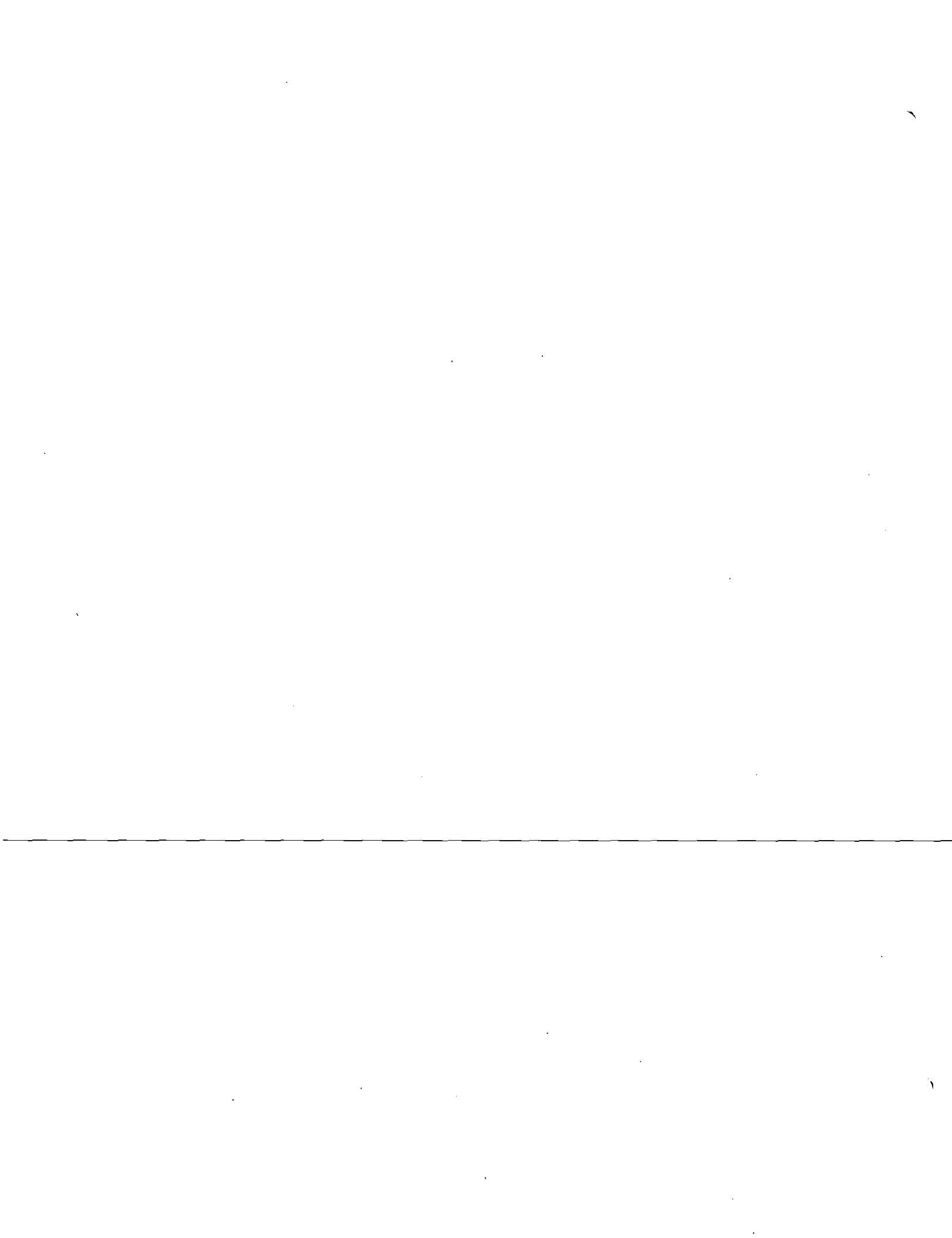


Fig. 22-22 Recommended tiebar dimensions and spacings.

TABLE 22-9 Recommended Size and Spacing of Dowel Bars

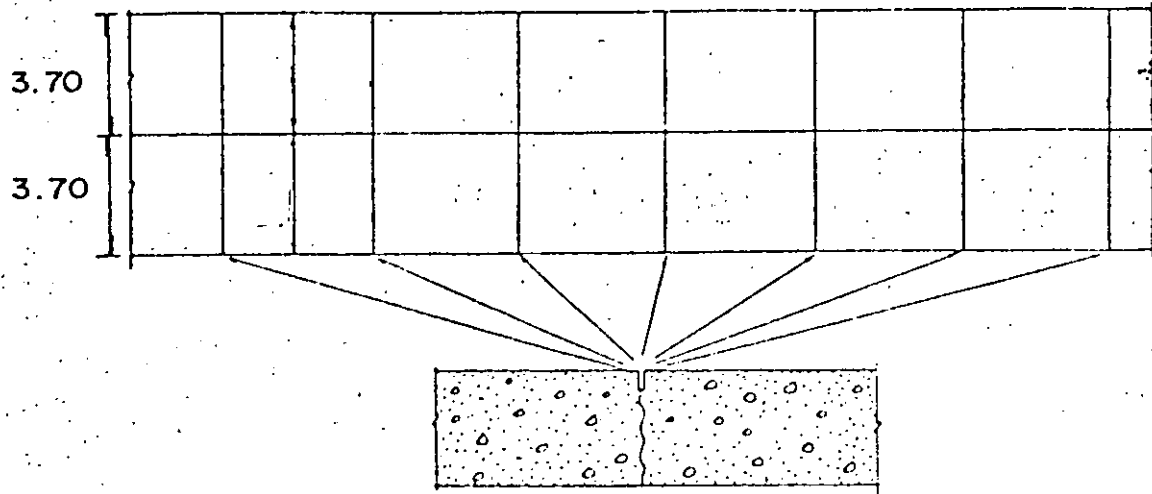
Slab Depth, in.	Dowel Diameter, in.	Total Dowel Length*, in.	Dowel Spacing, in c. to c.
5-6	3/4	16	12
7-8	1	18	12
9-11	1 1/4	18	12
12-16	1 3/4	20	15
17-20	2	22	18
21-25	2 1/2	24	18

* Allowance made for joint openings and random errors in positioning of dowels



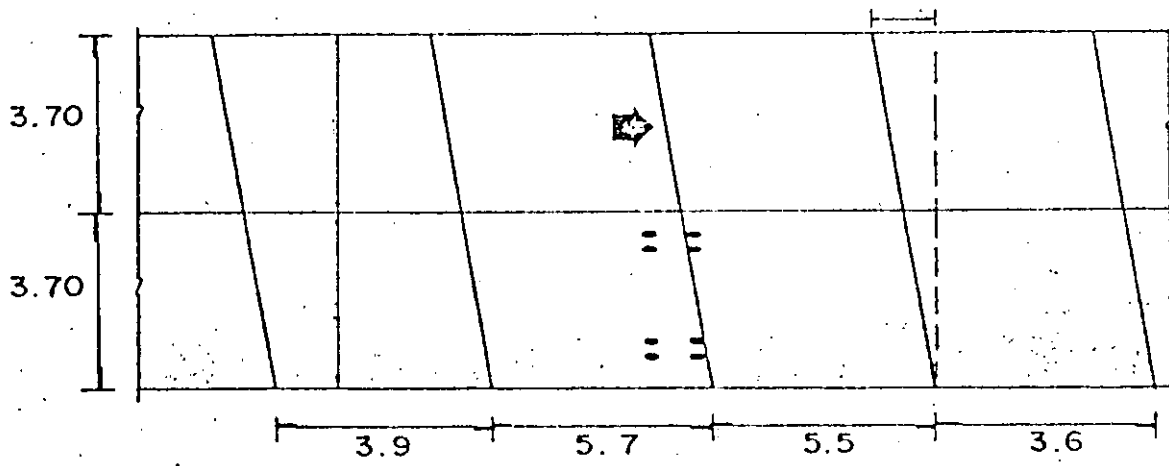
JUNTAS DE CONTRACCION

130

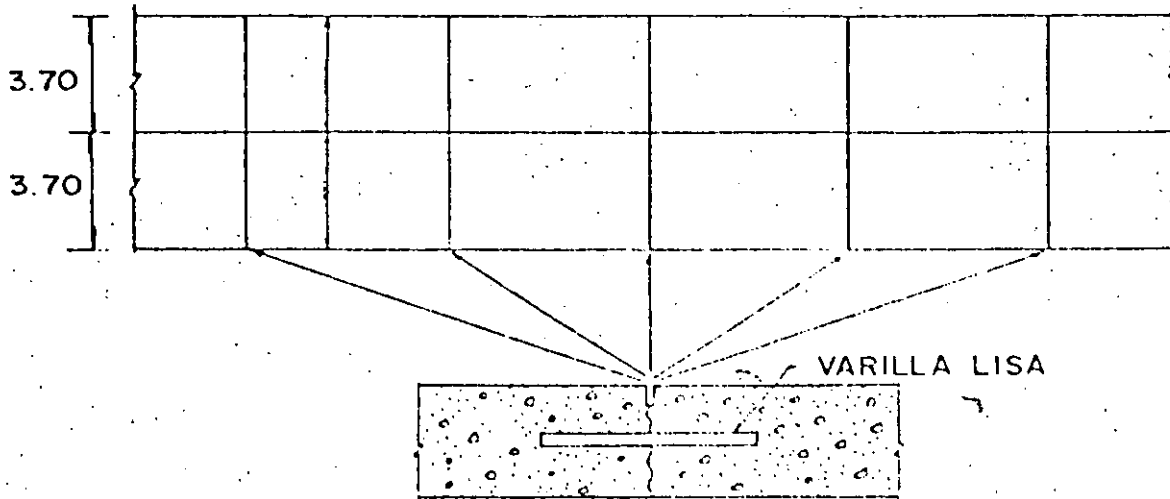


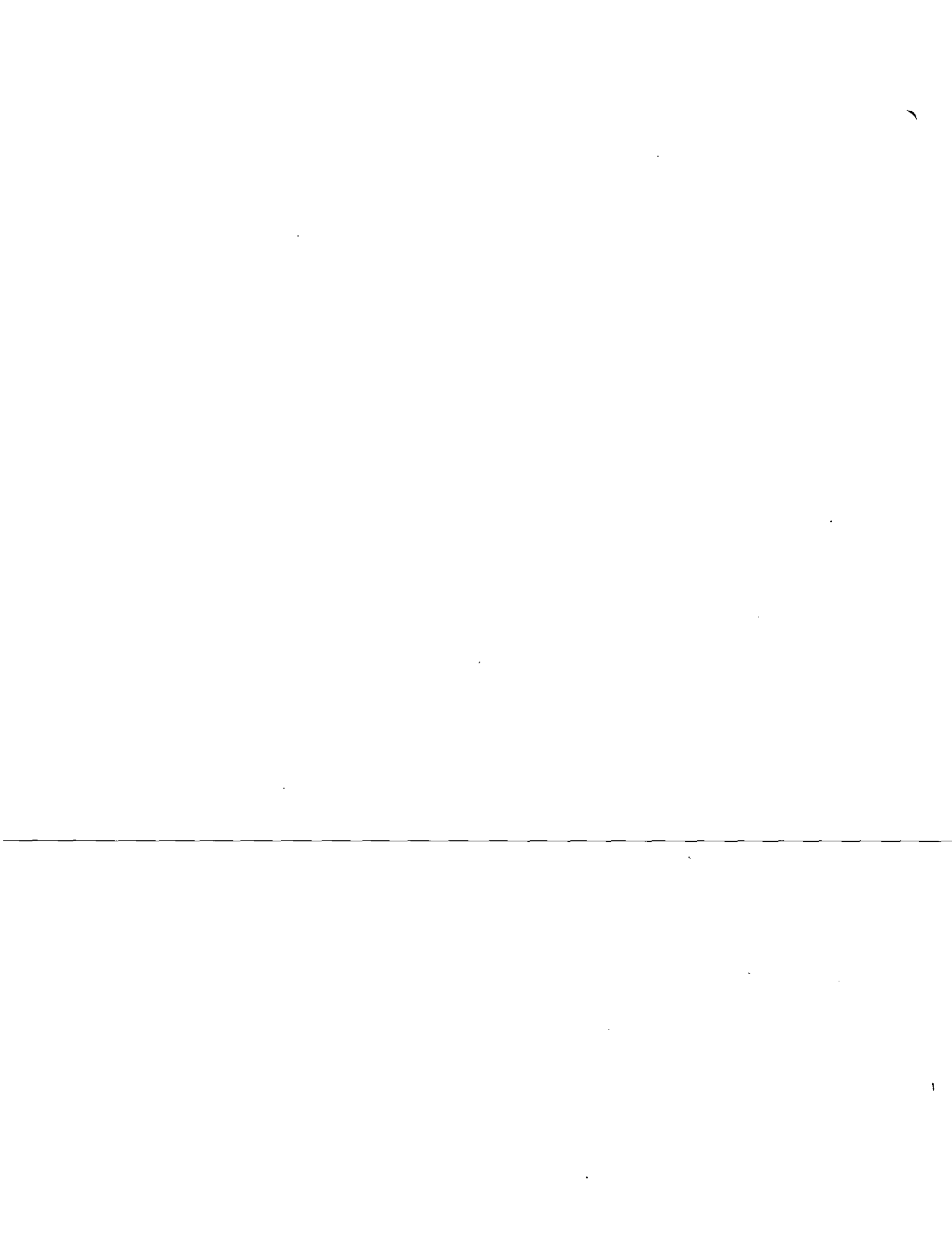
130

JUNTAS ESVAJADAS



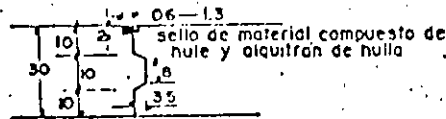
JUNTAS CON PASAJUNTA LISO



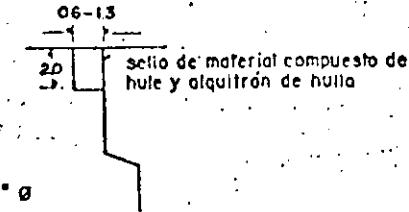
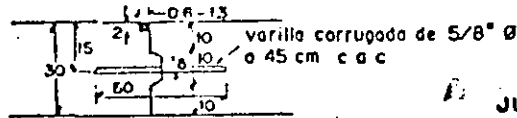


JUNTAS LONGITUDINALES

TIPO A



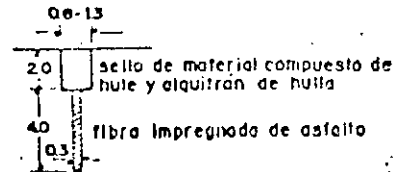
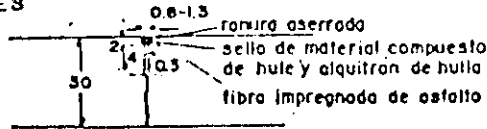
TIPO B



DETALLE DE LA JUNTA LONGITUDINAL

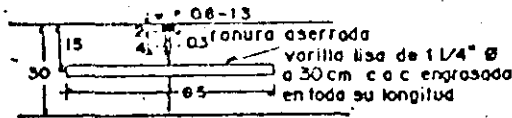
JUNTAS TRANSVERSALES

TIPO C



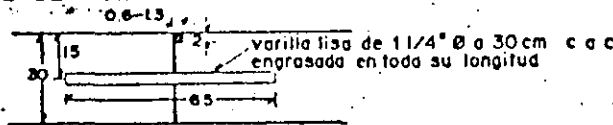
DETALLE DE LA JUNTA TRANSVERSAL

TIPO D



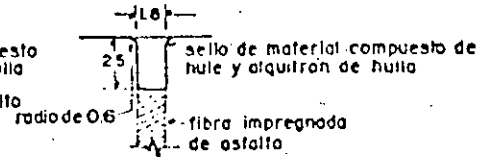
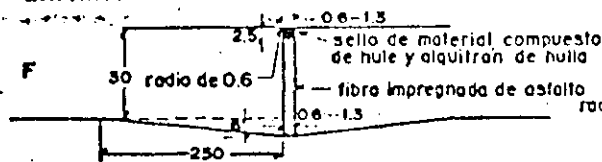
JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION

TIPO E

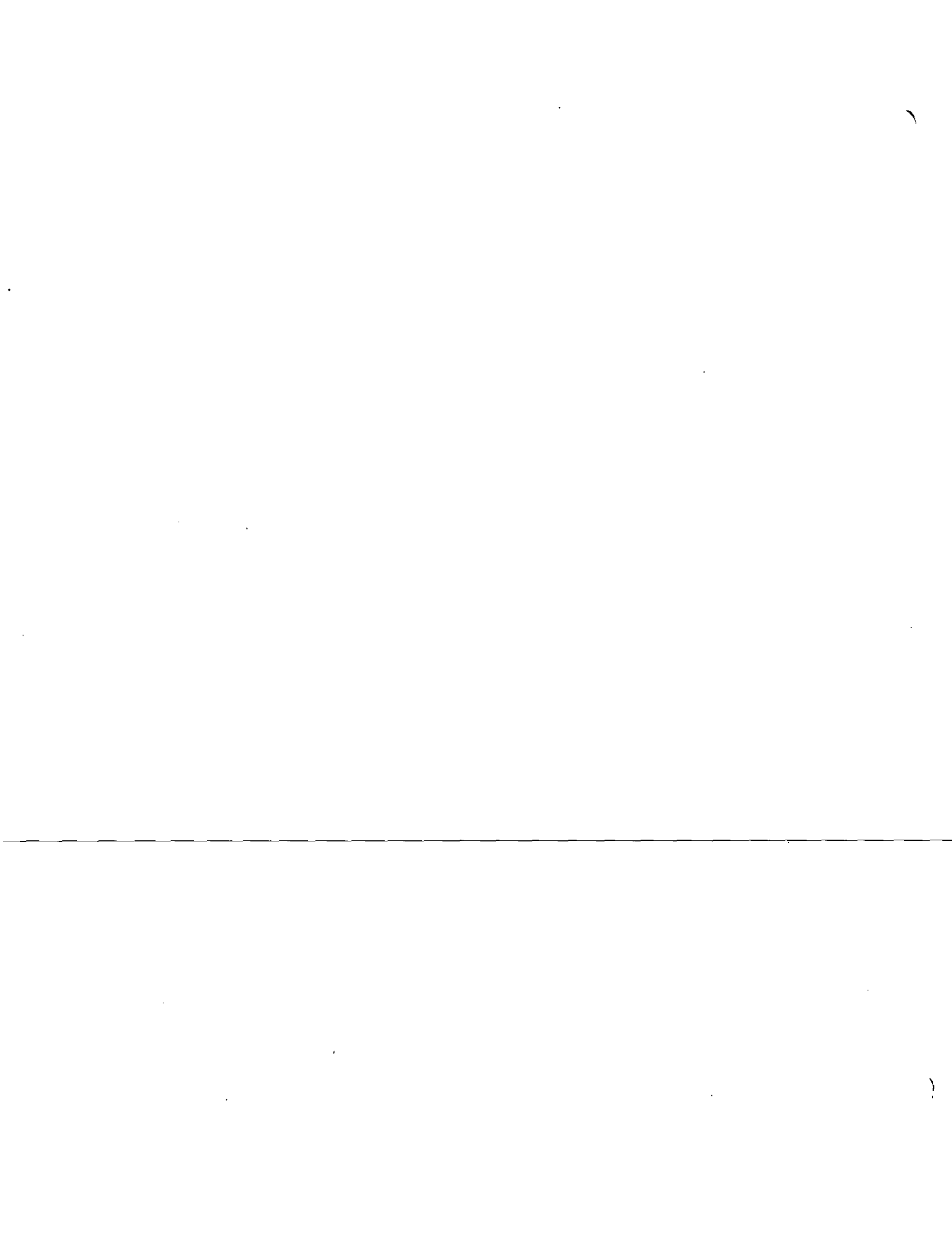


JUNTA DE EXPANSION

TIPO F



DETALLE DE LA JUNTA DE EXPANSION



(132)

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.

$M.R. \geq 45 \text{ kg/cm}^2$

El 20% restante no podrá tener

$M.R. < 41 \text{ kg/cm}^2$

Asimismo el promedio de las resistencias obtenidas en cuatro ensayos consecutivos deberá ser

$\geq 45 \text{ kg/cm}^2$

12.5.- Coefficiente de fricción.

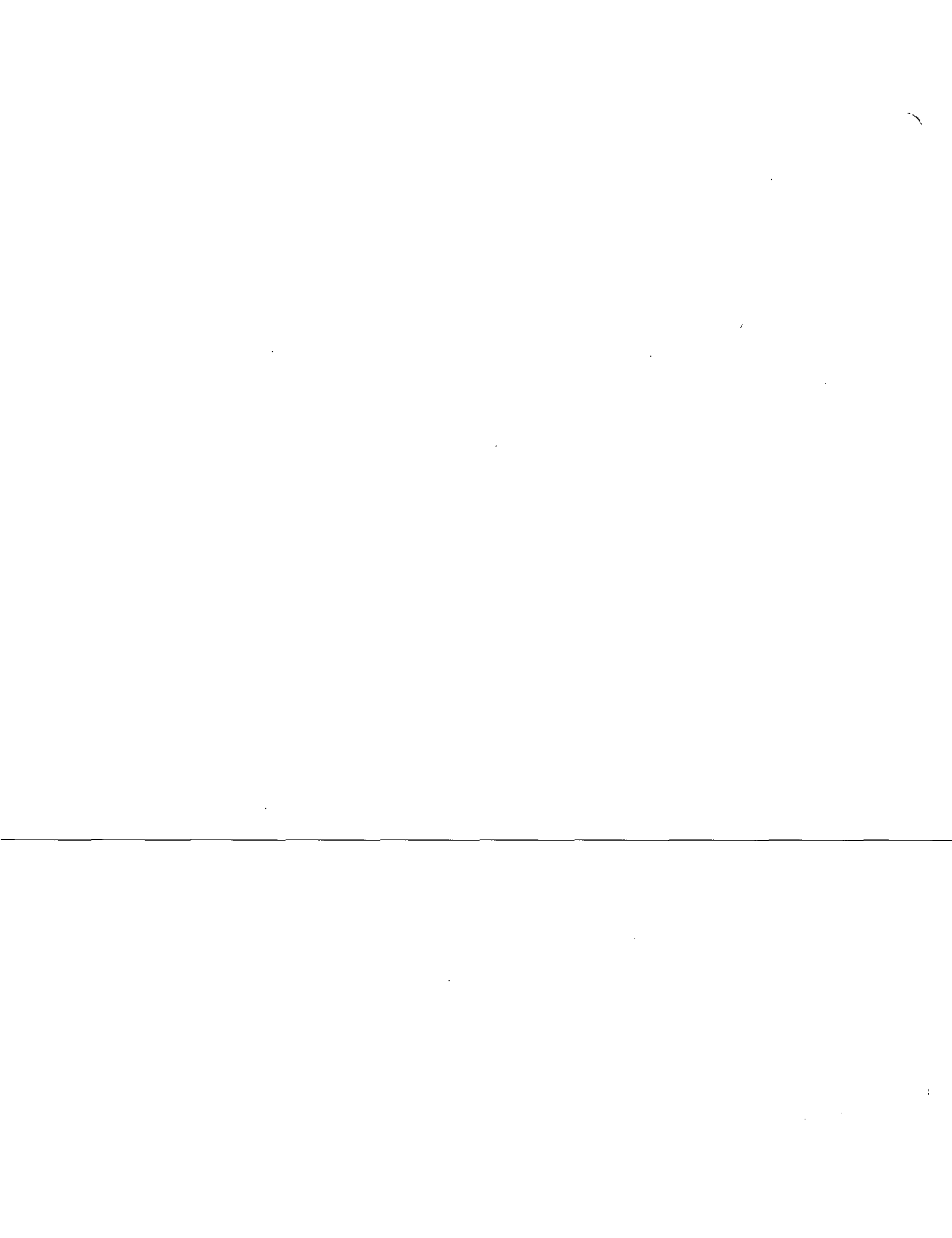
≥ 0.35

12.6.- Indice de Perfil

$< 20 \text{ pulg/mi}$
11

12.7.- Desviación máxima medida en perfilograma

0.3 pulgada



- R E F U E R Z O -

LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO SOBRE PAVIMENTO FLEXIBLE.

- Determinar el valor de K. módulo de reacción.

LOSAS DE CONCRETO HIDRAULICO SOBRE PAVIMENTO RIGIDO.

Trabajando conjuntamente

$$h_o^{1.4} = h_d^{1.4} - Ch^{1.4}$$

Trabajando separadamente

$$h_o^2 = h_d^2 - Ch^2$$

h_o = espesor refuerzo

h_d = losa normal

h = espesor de losa existente

C = 1, 0.75, 0.35, (estado del pavimento actual.).

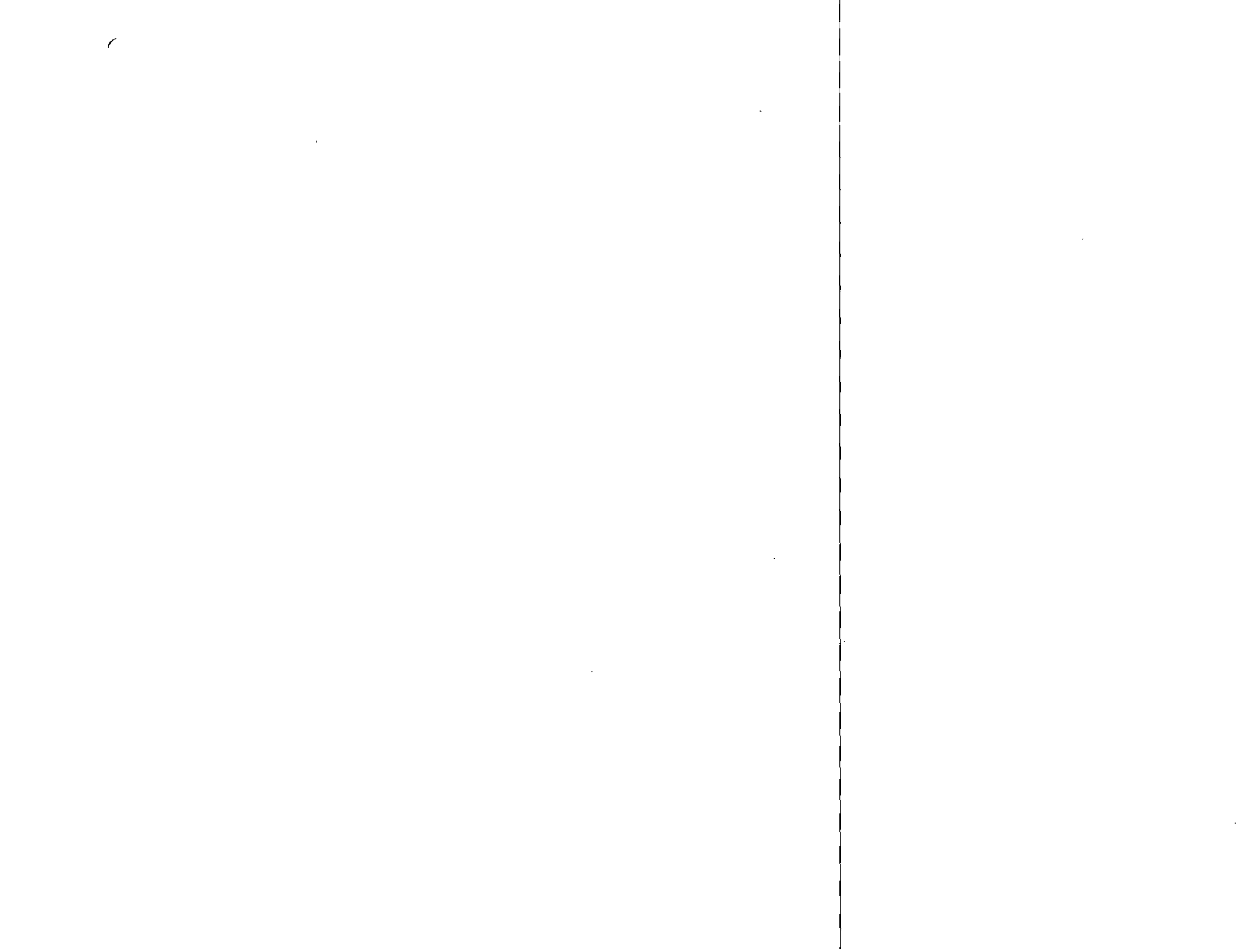
TABLE 20.4. Design Approaches by Overlay Category*

Overlay	Existing Pavement	System Behavior	Overlay Equation	Equation Number	Remarks
Flexible ^b	Flexible		$t_o = t_n - t_e$	20.3	Deflection criteria generally used for highways
Flexible	Composite ^c		$t_o = t_n - t_e$	20.4	Overlay thickness generally based on experience; for highways
Flexible	Rigid	Rigid	$t_o = 2.5 (Fh_n - h_e)$	20.5	Overlay thickness generally based on experience; for highways
Flexible	Rigid	Flexible ^d	$t_o = t_n - t_e$	20.6	
Rigid	Flexible		$h_o = h_n$	20.7	
Rigid	Rigid	Rigid (bond)	$h_o = h_n - h_e$	20.8	
Rigid	Rigid	Rigid (partial bond)	$h_o = \sqrt[4]{h_n^{1.6} - Ch_e^{1.6}}$	20.9	Used mostly for airports
Rigid	Rigid	Rigid (unbonded)	$h_o = \sqrt[3]{h_n^3 - Ch_e^3}$	20.10	Used mostly for airports
Rigid	Composite ^b	Flexible	$h_o = h_n$	20.11	

Notes: h = rigid-pavement thickness
 t = flexible-pavement thickness
 o = overlay-pavement thickness
 n = new pavement
 e = existing pavement

* After Witczak.

^b Flexible overlays may be all asphalt or asphalt plus base.^c Composite pavements are generally concrete base pavements with asphalt overlay.^d Flexible behavior brought about by crushing existing rigid pavement prior to applying the overlay.



(142)

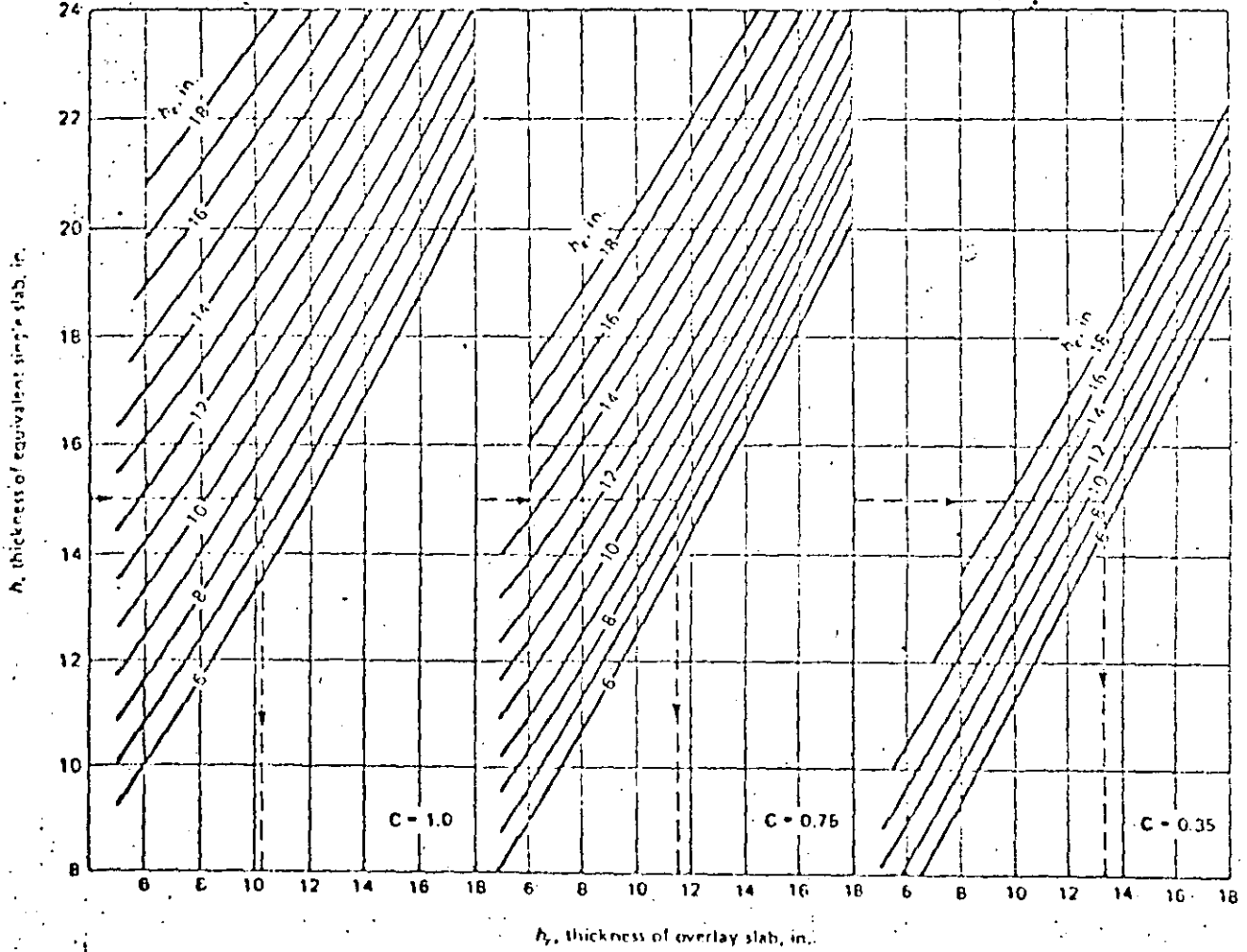
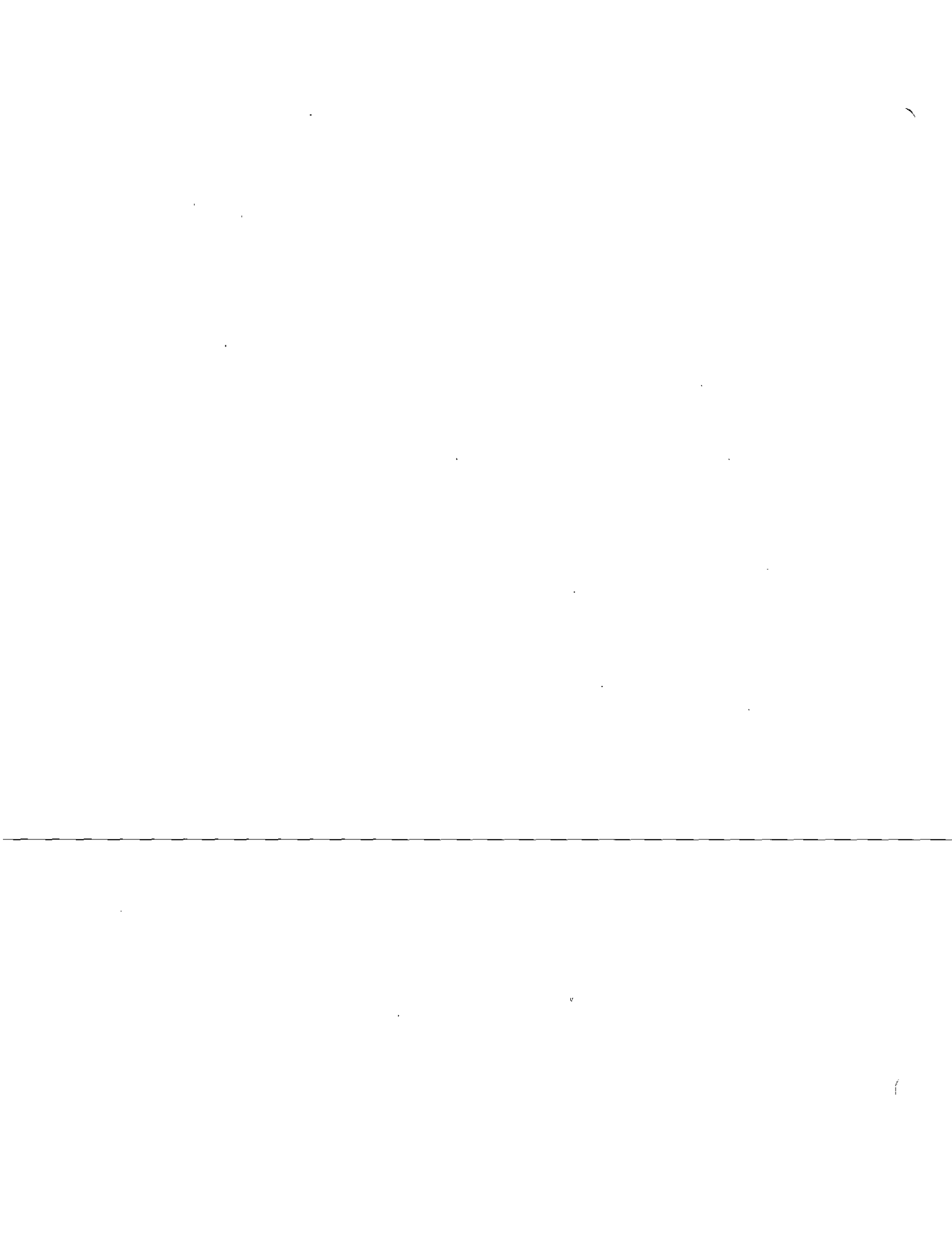


Fig. 22-23 Design chart for partially bonded overlays, $h_r = \sqrt[3]{h^{1.4} - Ch_e^{1.4}}$.



443

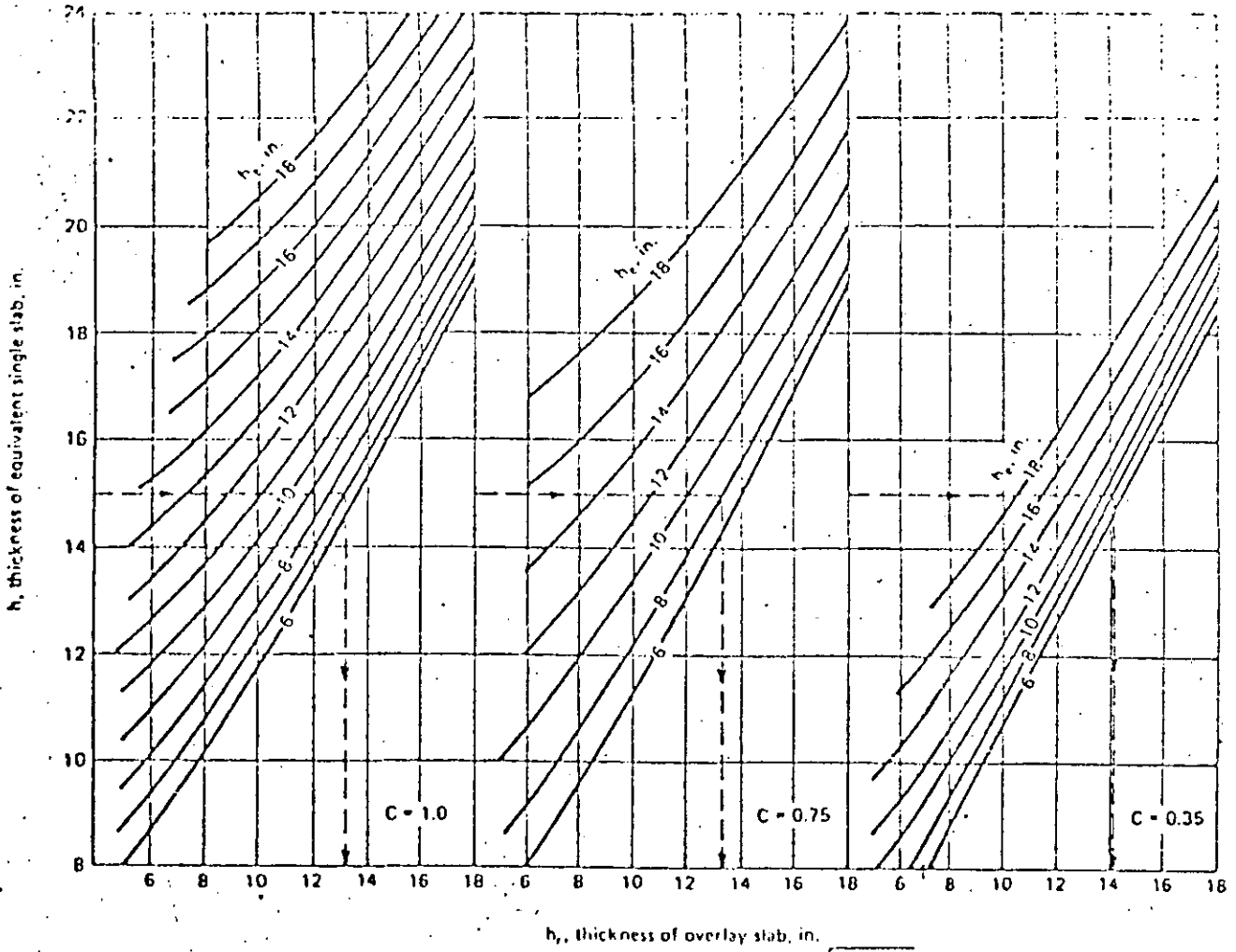
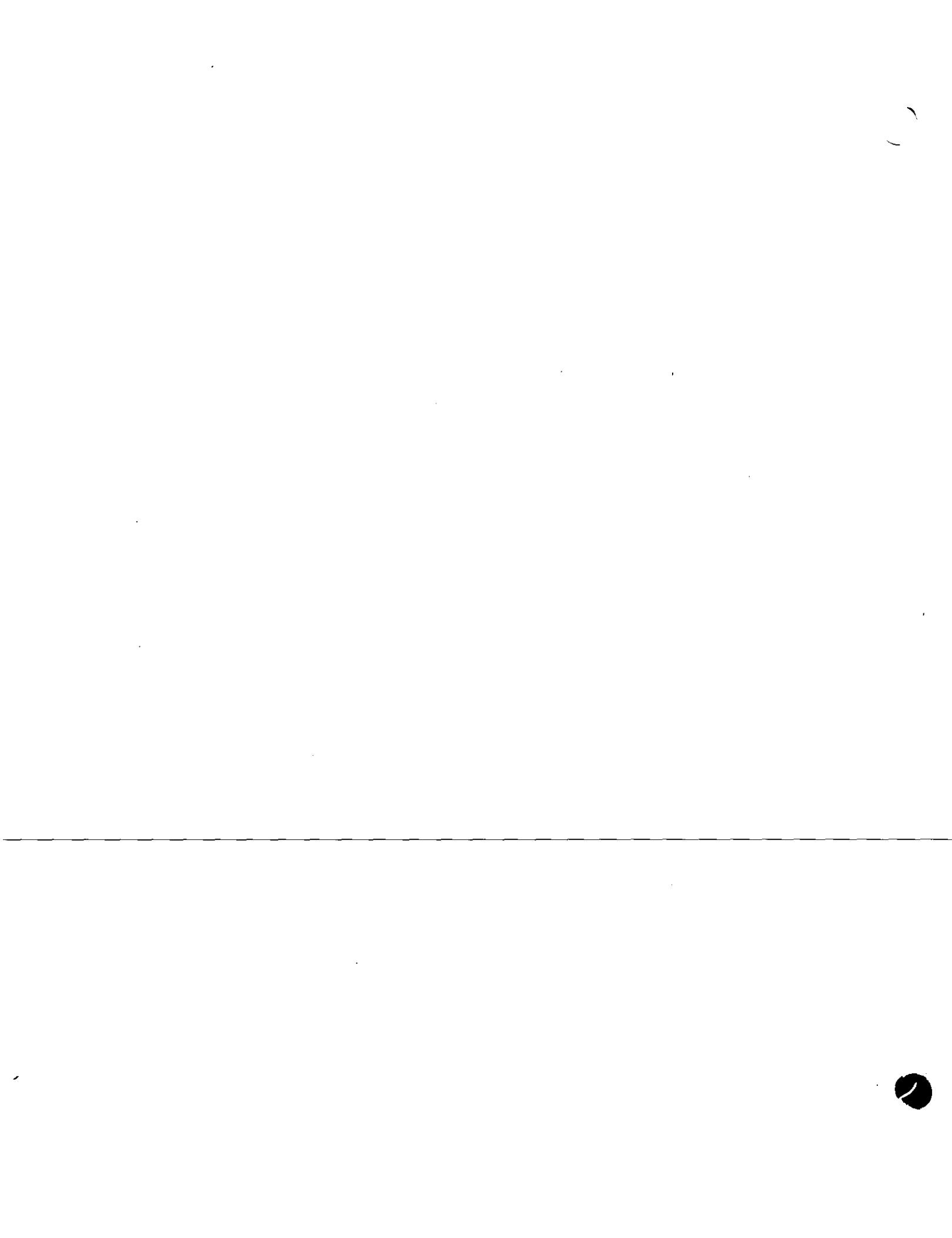
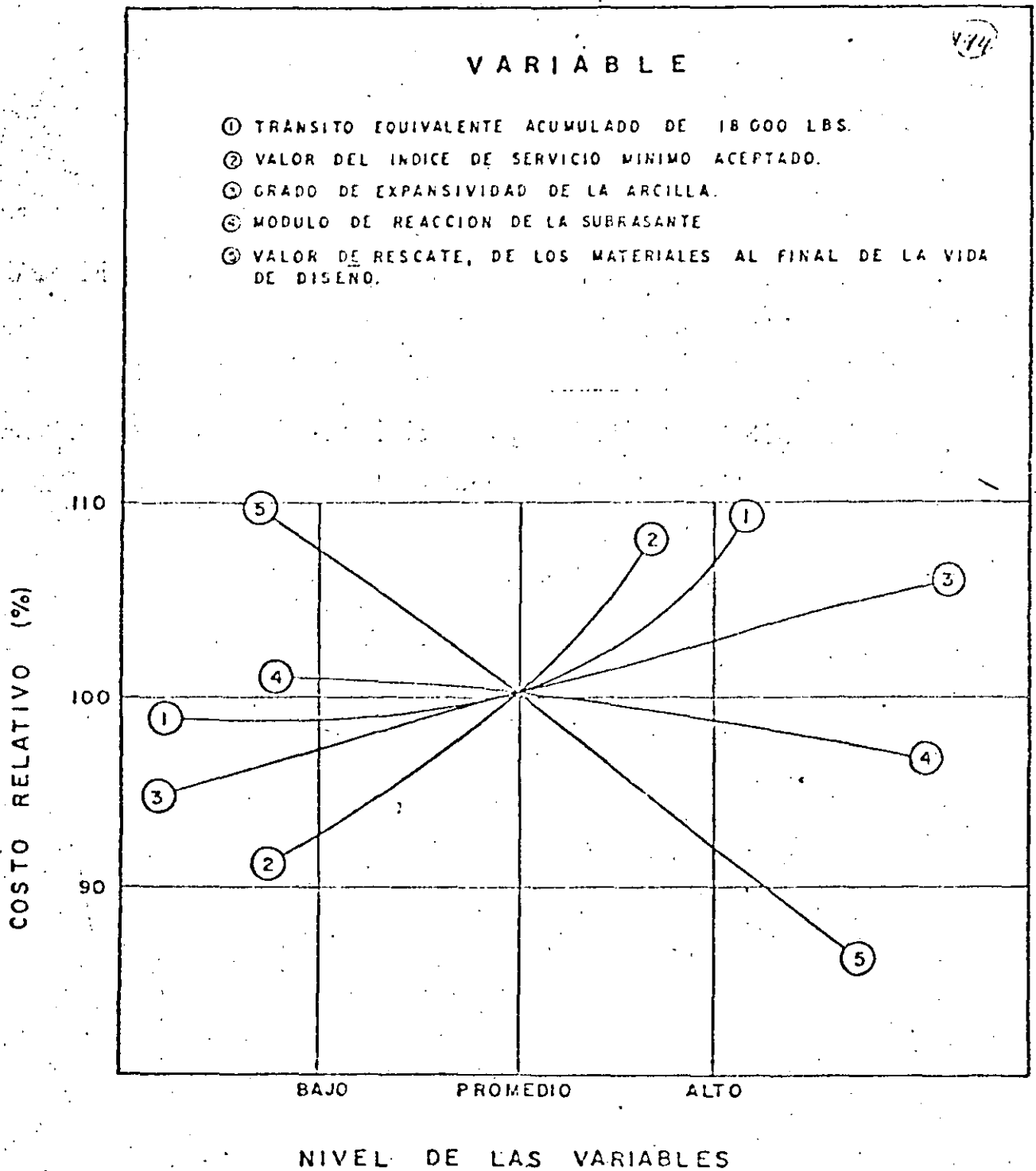
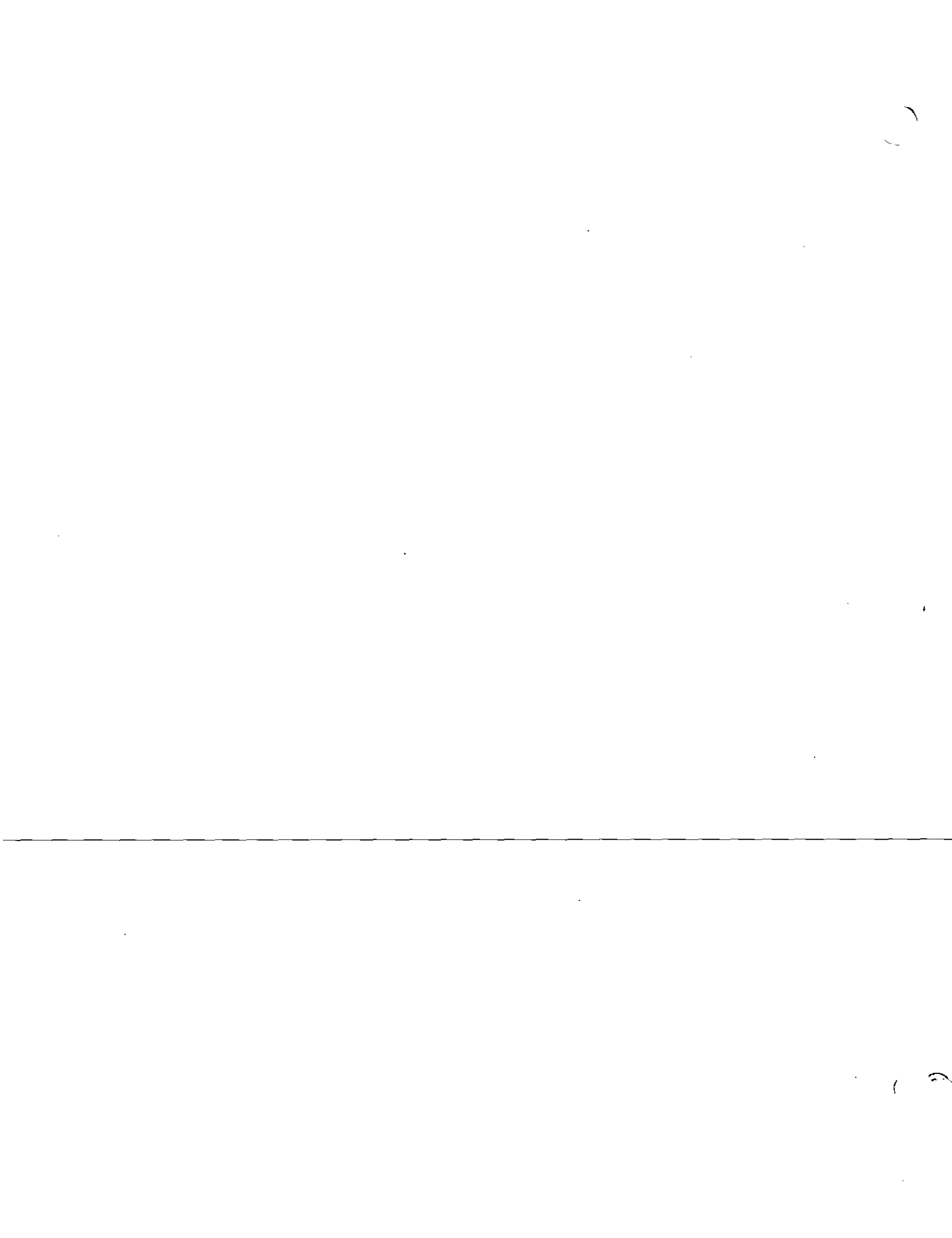


Fig. 22-24 Design chart for unbonded overlays, $h_o = \sqrt{h^2 - Ch_c^2}$.





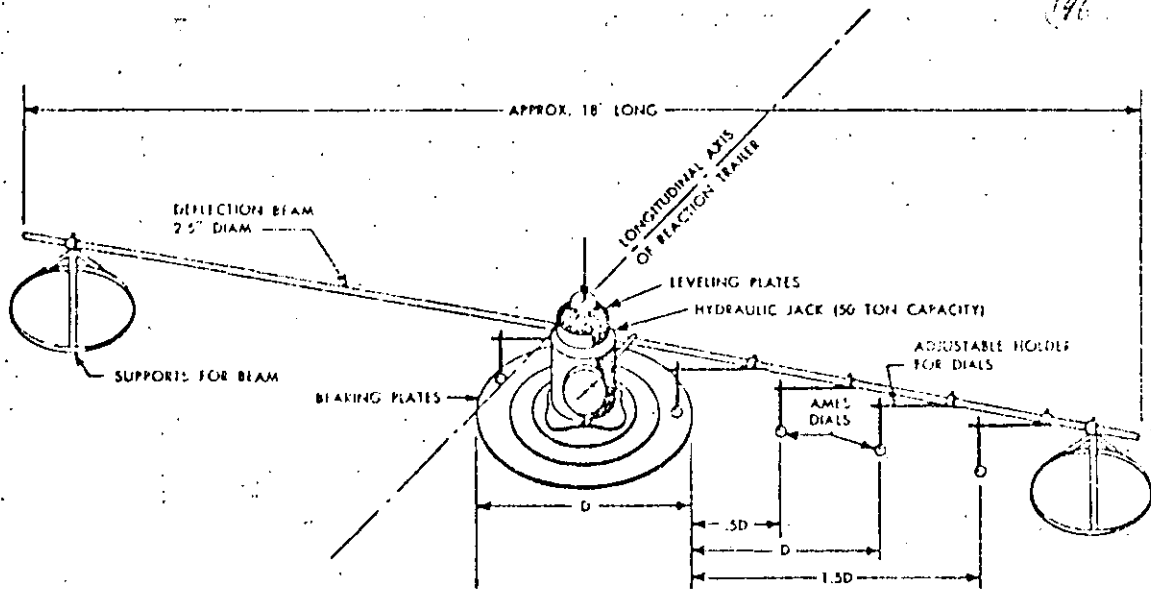
**COSTOS RELATIVOS VS NIVEL DE LAS VARIABLES
(PAVIMENTOS RIGIDOS)**



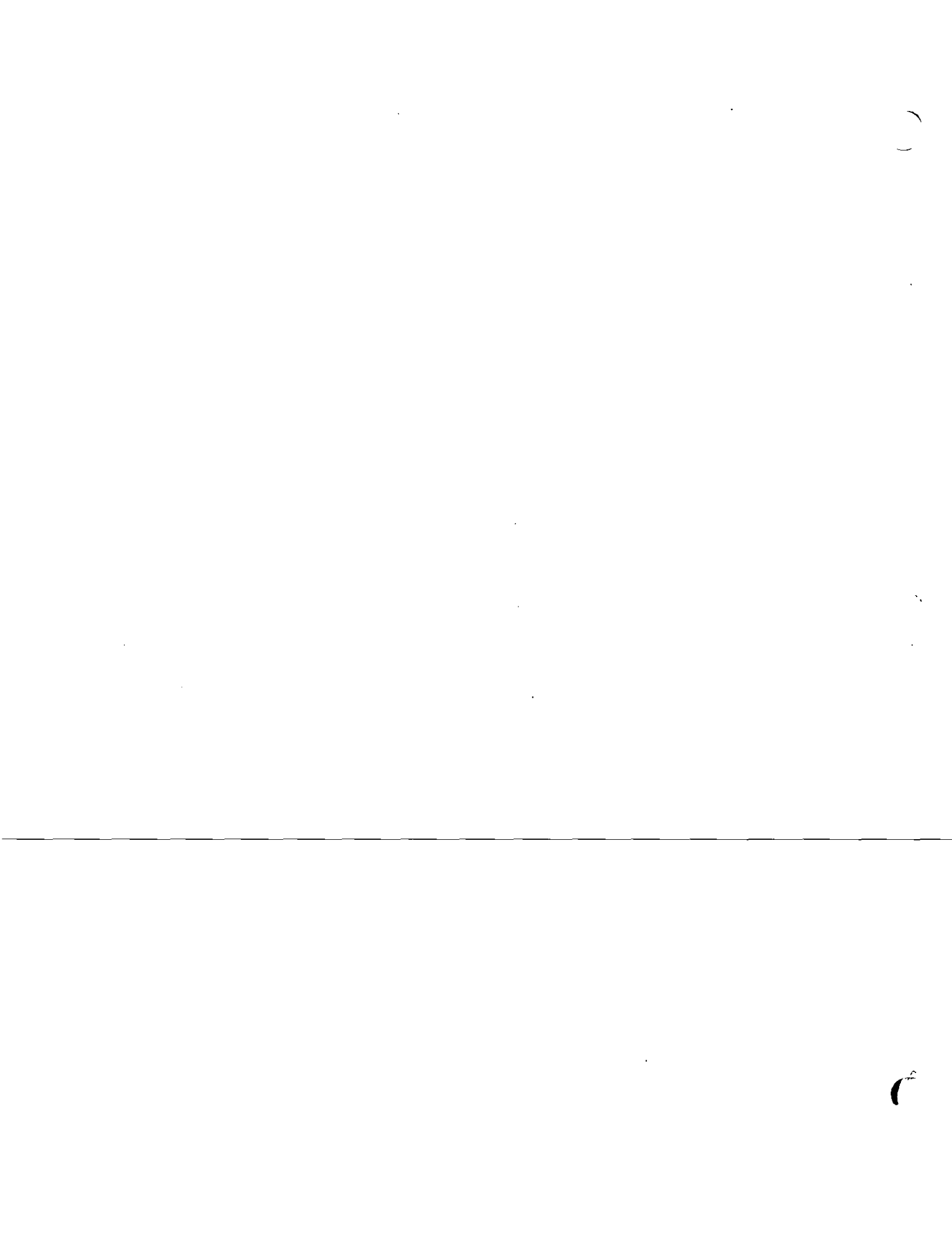
ASPECTOS DEL DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS

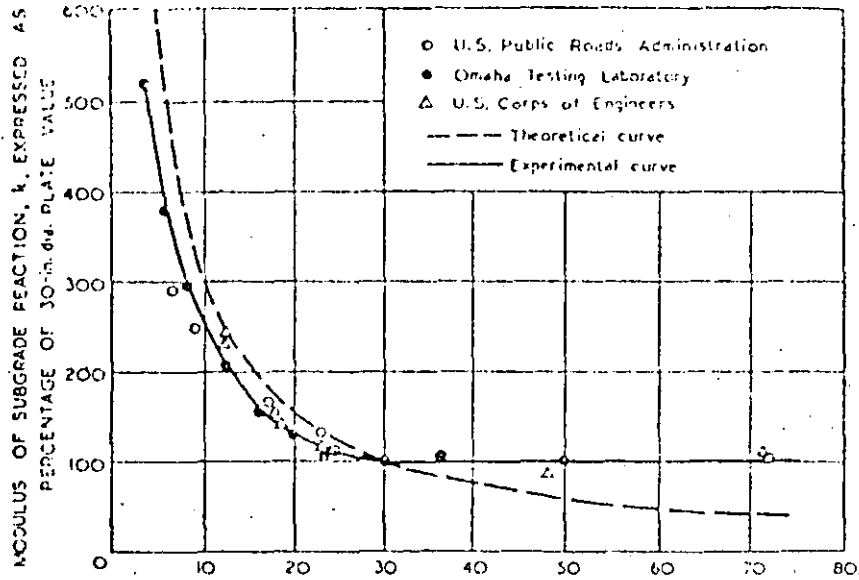
- 1.- CALIDAD DEL CONCRETO.- SELECCION DE MATERIALES Y SU PROPORCIONAMIENTO, PARA OBTENER RESISTENCIA Y DURABILIDAD ADECUADAS.
- 2.- DISEÑO DE SUBRASANTE Y SUBBASE.- TECNICAS DE PREPARACION Y CONSTRUCCION QUE ASEGUREN UN APOYO UNIFORME Y PERMANENTE -- PARA LAS LOSAS
- 3.- DISEÑO DE ESPESORES.- SE REQUIERE QUE LOS ESFUERZOS FLEXIONANTES PRODUCIDOS POR EL TRANSITO, NO SUPEREN EL LIMITE DE SEGURIDAD.
- 4.- DISEÑO DE JUNTAS.- DEFINICION DE LOS ESPACIAMIENTOS ENTRE JUNTAS, PARA REDUCIR LA FORMACION DE GRIETAS POR TEMPERATURA Y CONTRACCION





PRUEBA DE PLACA



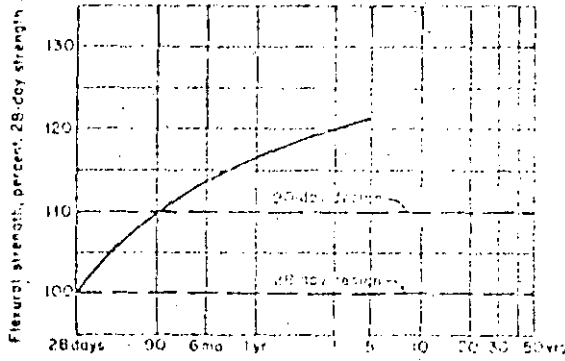
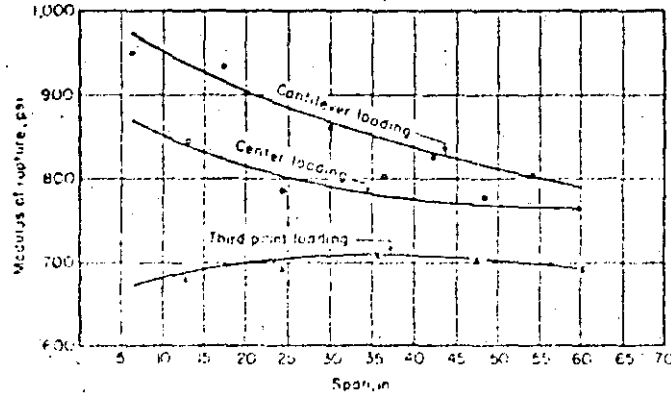


DIAMETRO, PLACA, PULG.

5

6

148



$$MR = f'_c \quad 8 \leq K \leq 10$$

$$DMR = MR_{90} \left(1 - \frac{CV}{100} \right) M$$

C

2

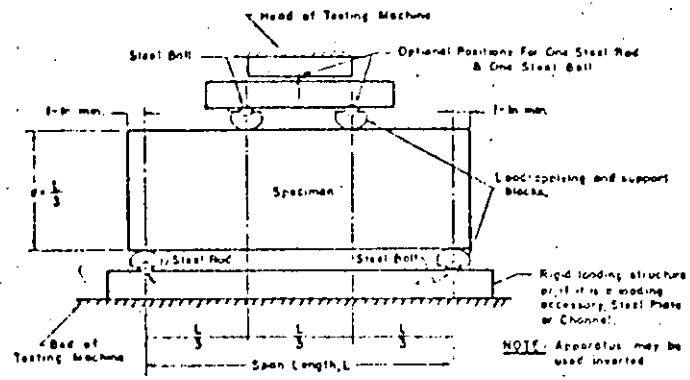
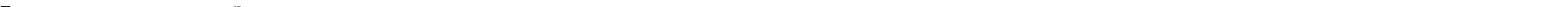


FIG. 1.—Diagrammatic View of a Suitable Apparatus for Flexure Test of Concrete by Third-Point Loading Method.

()

o

o



150

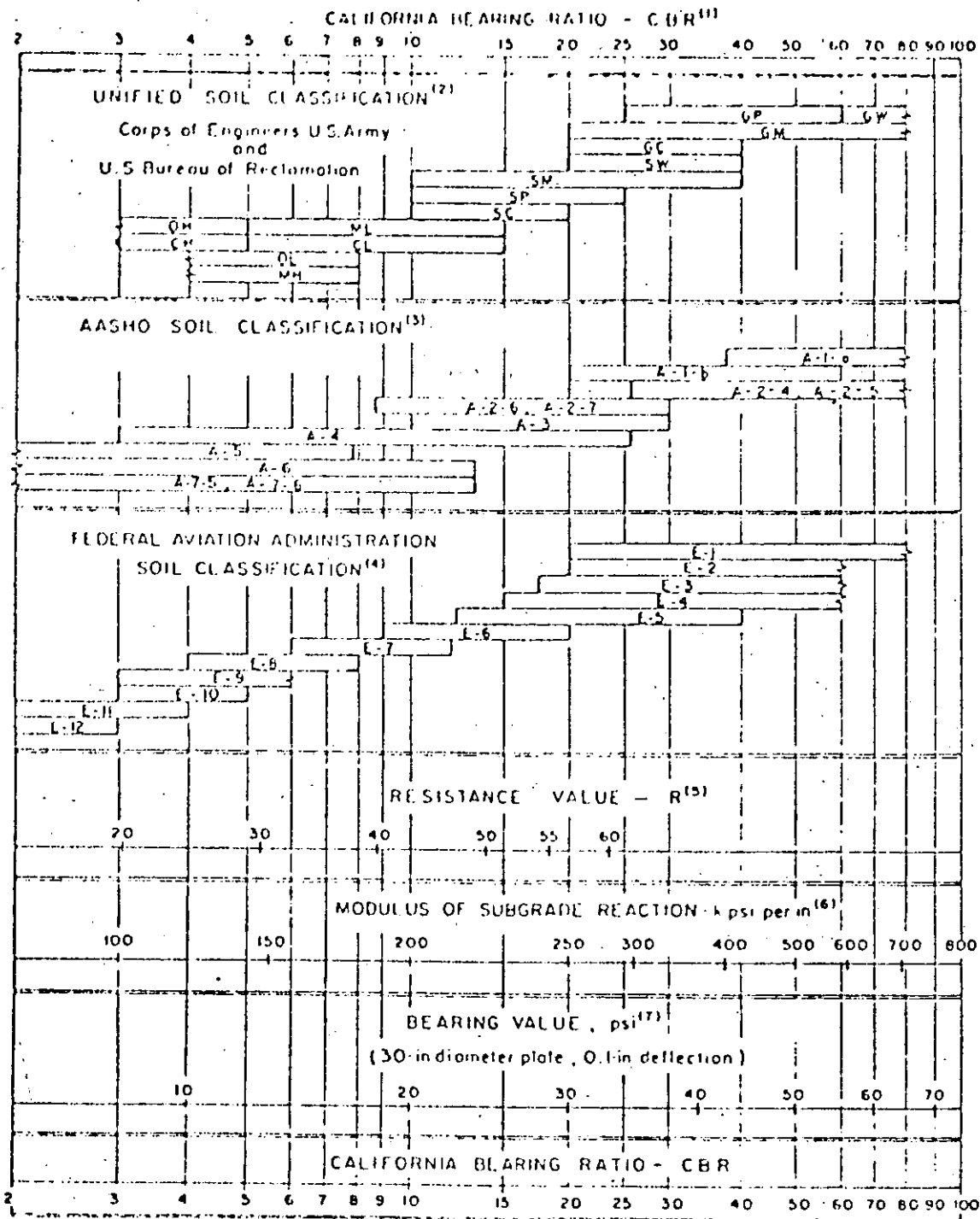


Fig. 22-1 Soil classification, resistance value, k-value, and bearing value vs. California bearing ratio.

(1) For the basic idea, see Porter, O. J., "Foundations for Flexible Pavements," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 22, 100-136, 1942.

(2) "Characteristics of Soil Groups Pertaining to Roads and Airfields," Appendix B, *The United Soil Classification System*, U.S. Army Corps of Engineers, Technical Memorandum 3 357, 1953.

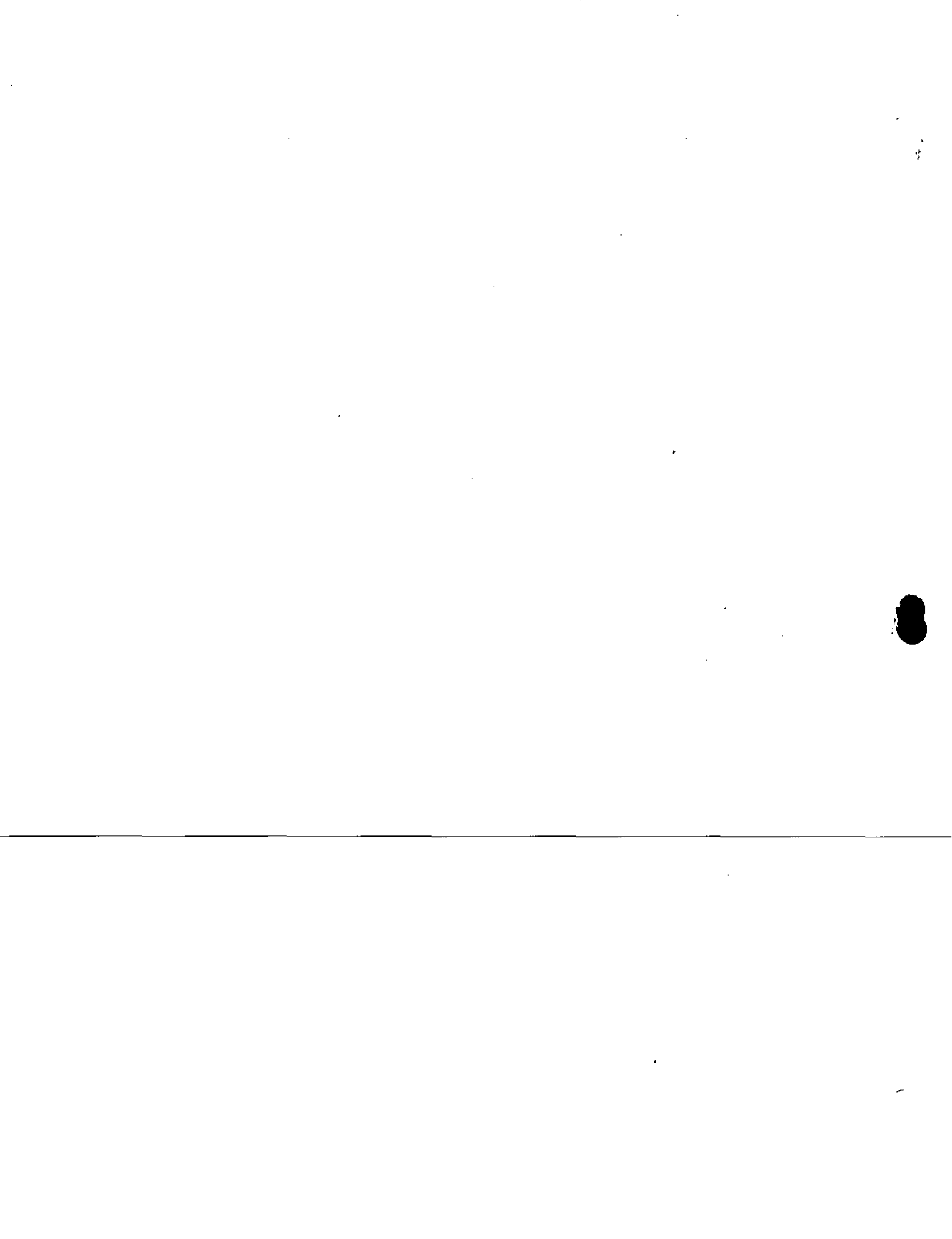
(3) "Classification of Highway Subgrade Materials," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-fifth Annual Meeting*, 25, 376-392, 1945.

(4) *Airport Paving*, U.S. Department of Commerce, Federal Aviation Agency, pp. 11-16, May, 1948. Estimated using values given in *FAA Design Manual for Airport Pavements*.

(5) Hveem, F. N., "A New Approach to Design of Flexible Pavements," *Engineering News-Record*, 141(2), 134-139, July 8, 1948. *R* is factor used in California Stabilometer-Method of Design.

(6) See Middlebrooks, T. A., and Bertram, G. E., "Soil Tests for Design of Runway Pavements," Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 22, 152, 1942. *k* is factor used in Westergaard's analysis for design of concrete pavement.

(7) See (6), page 184.



PREMISAS DE DISEÑO

(157)

1.- CARACTERIZACION DEL CONCRETO

$$MR_D = MR_{28} \left(1 - \frac{C.V.}{100} \right) M$$

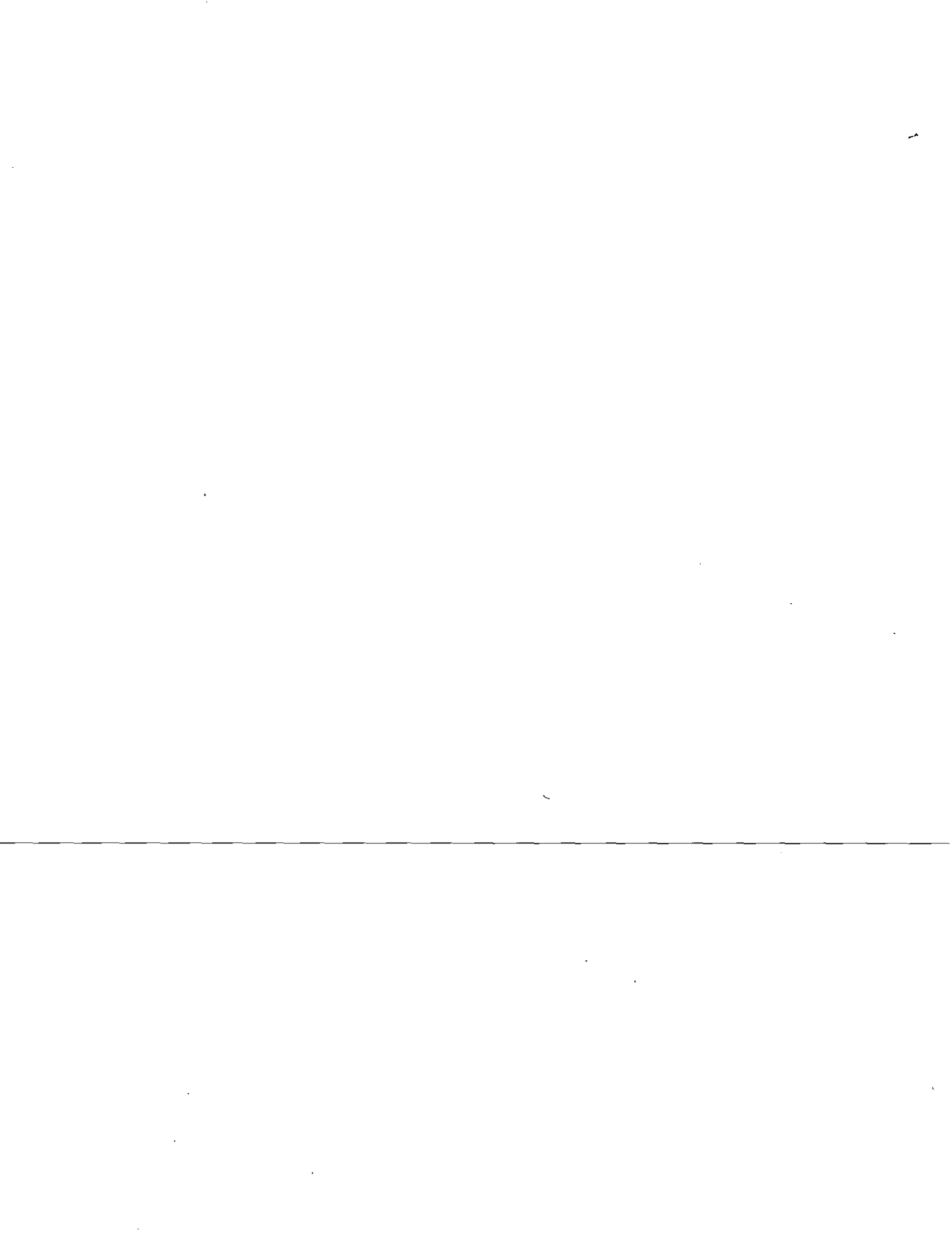
2.- CARACTERIZACION DEL APOYO DE LA LOSA

 K_D

3.- CARACTERIZACION DEL TRANSITO

- ATENDIENDO A LA CLASIFICACION DE CARGAS
- ATENDIENDO A UNA CARGA DE REFERENCIA (EQUIVALENTE)

4.- CARACTERIZACION DE ASPECTOS AMBIENTALES



2.- MODULO DE REACCION, K

2.- MODULO DE RUPTURA

$$MRD = MR_{90} \left(1 - \frac{CV}{100}\right) M.$$

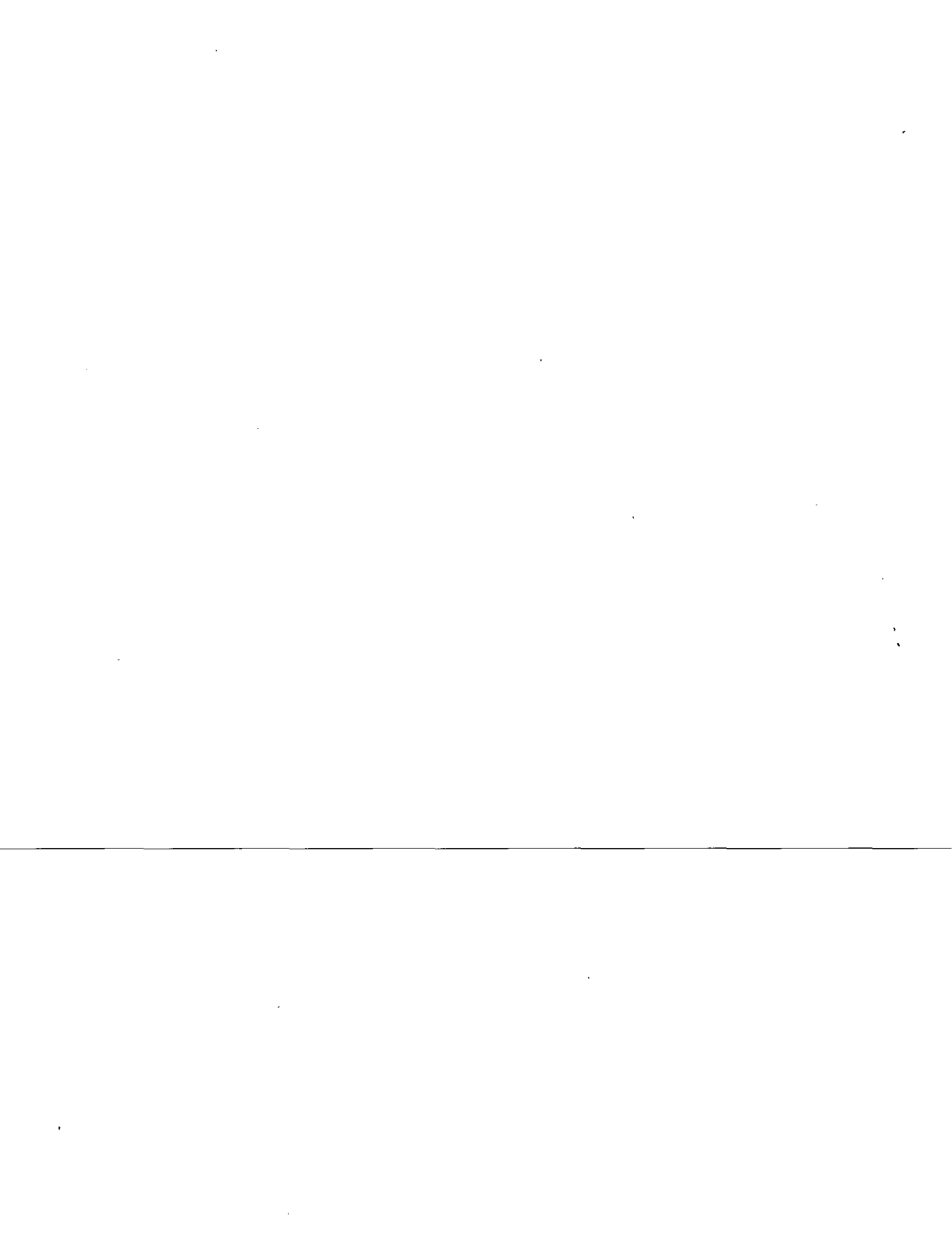
3.- FACTORES DE SEGURIDAD

1.7 a 2.0

Plataforma, rodajes
cabeceras, pisos --
hangares

1.4 a 1.7

Porción central de
pistas, salidas al-
ta velocidad.



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

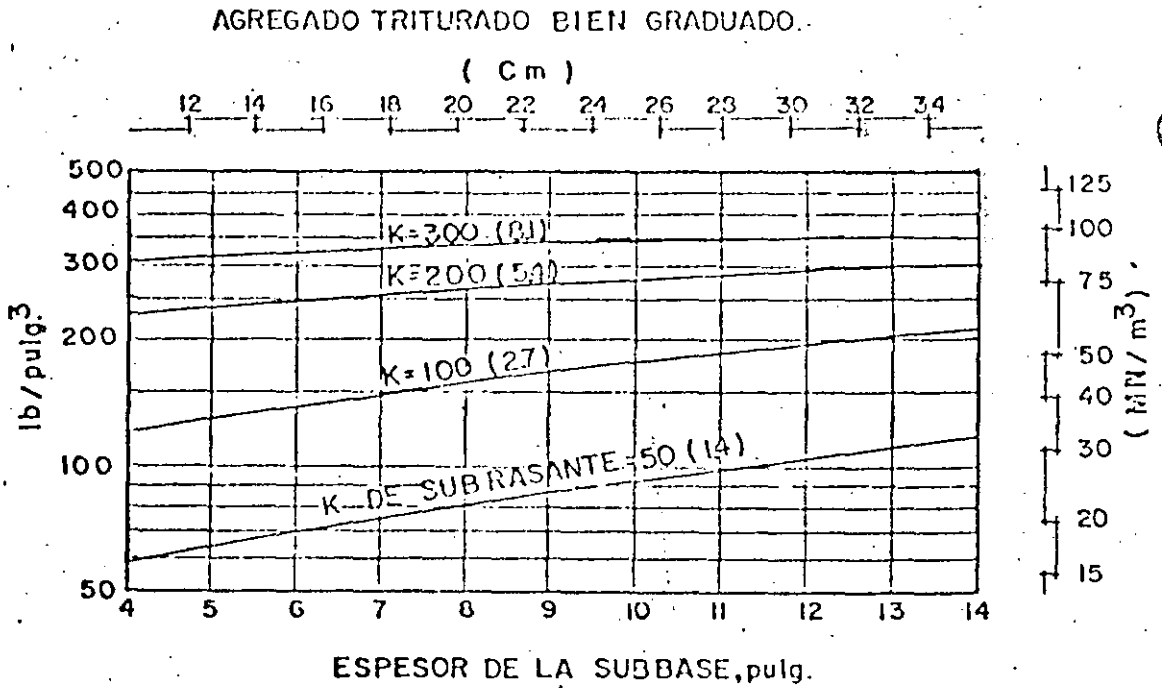
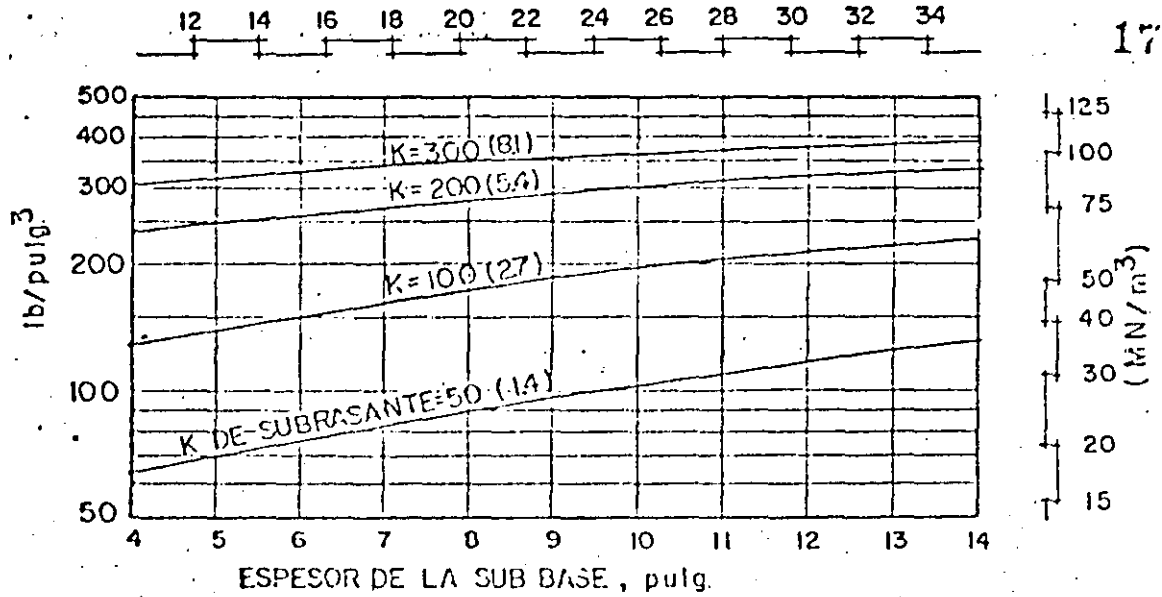
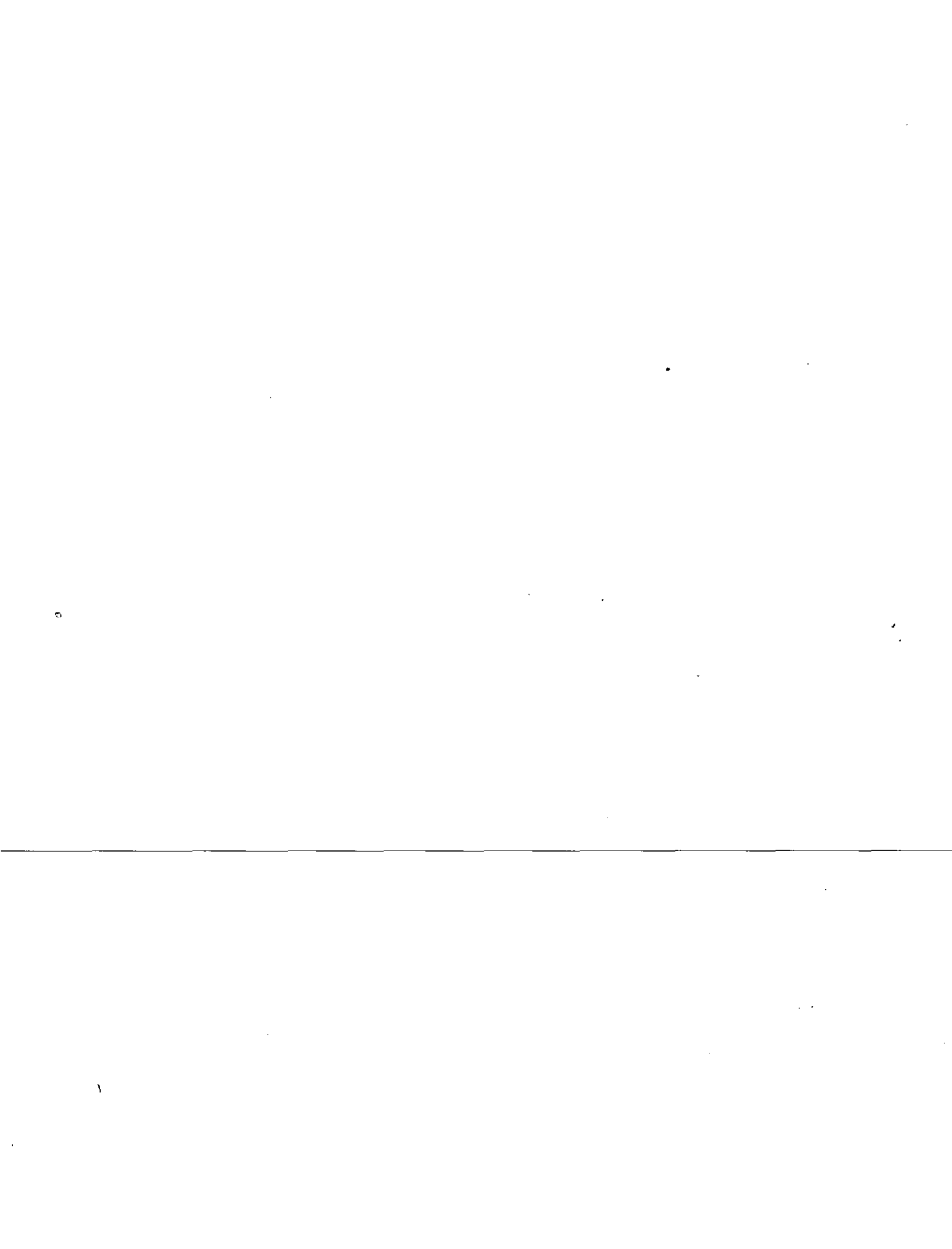


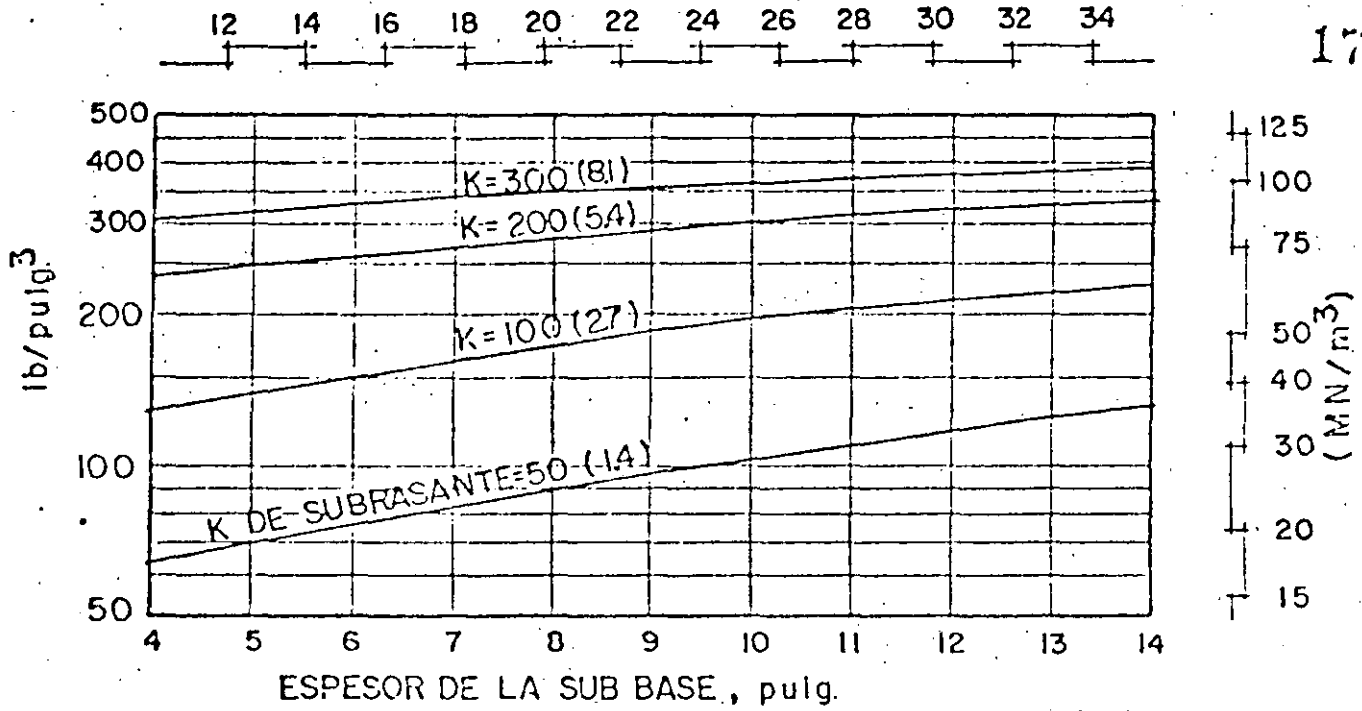
Fig. 5-2.1

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



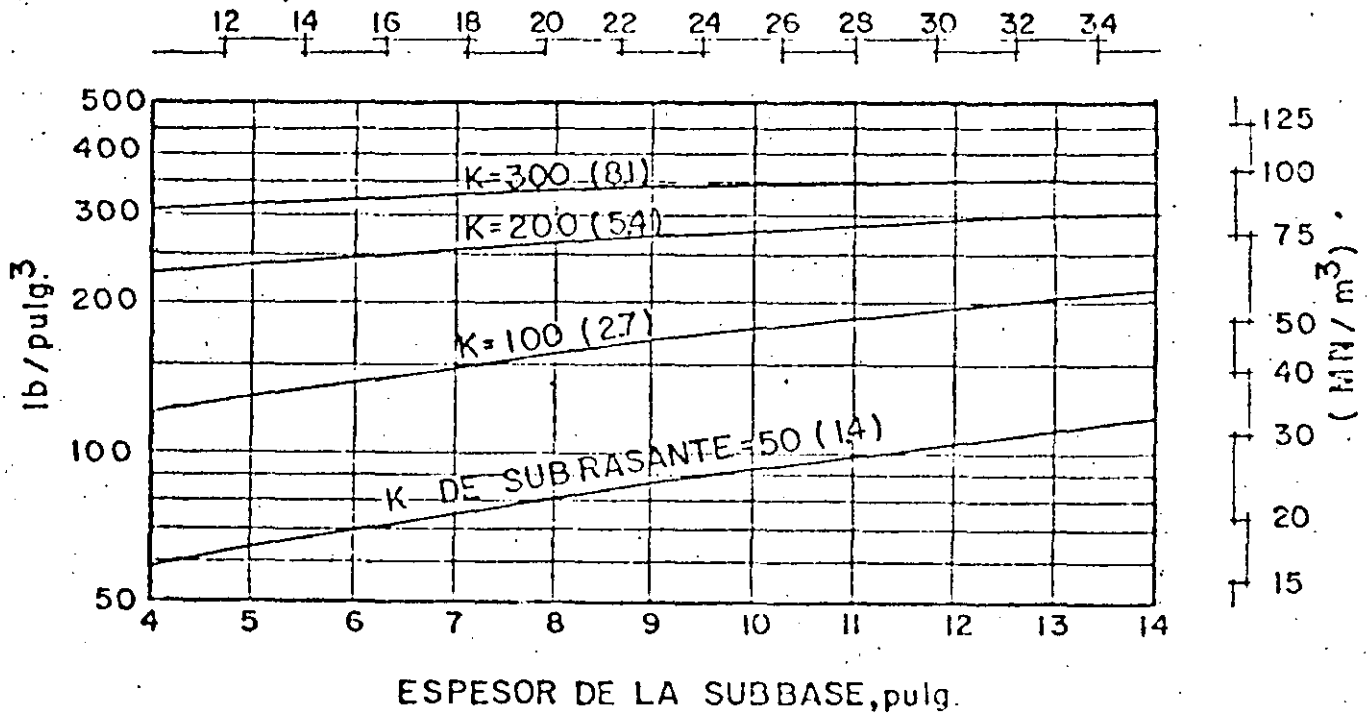
(cm) 147

172



AGREGADO TRITURADO BIEN GRADUADO.

(Cm)



GRAVA Y ARENA DE BANCO SIN CRIBAR

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

2.1

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

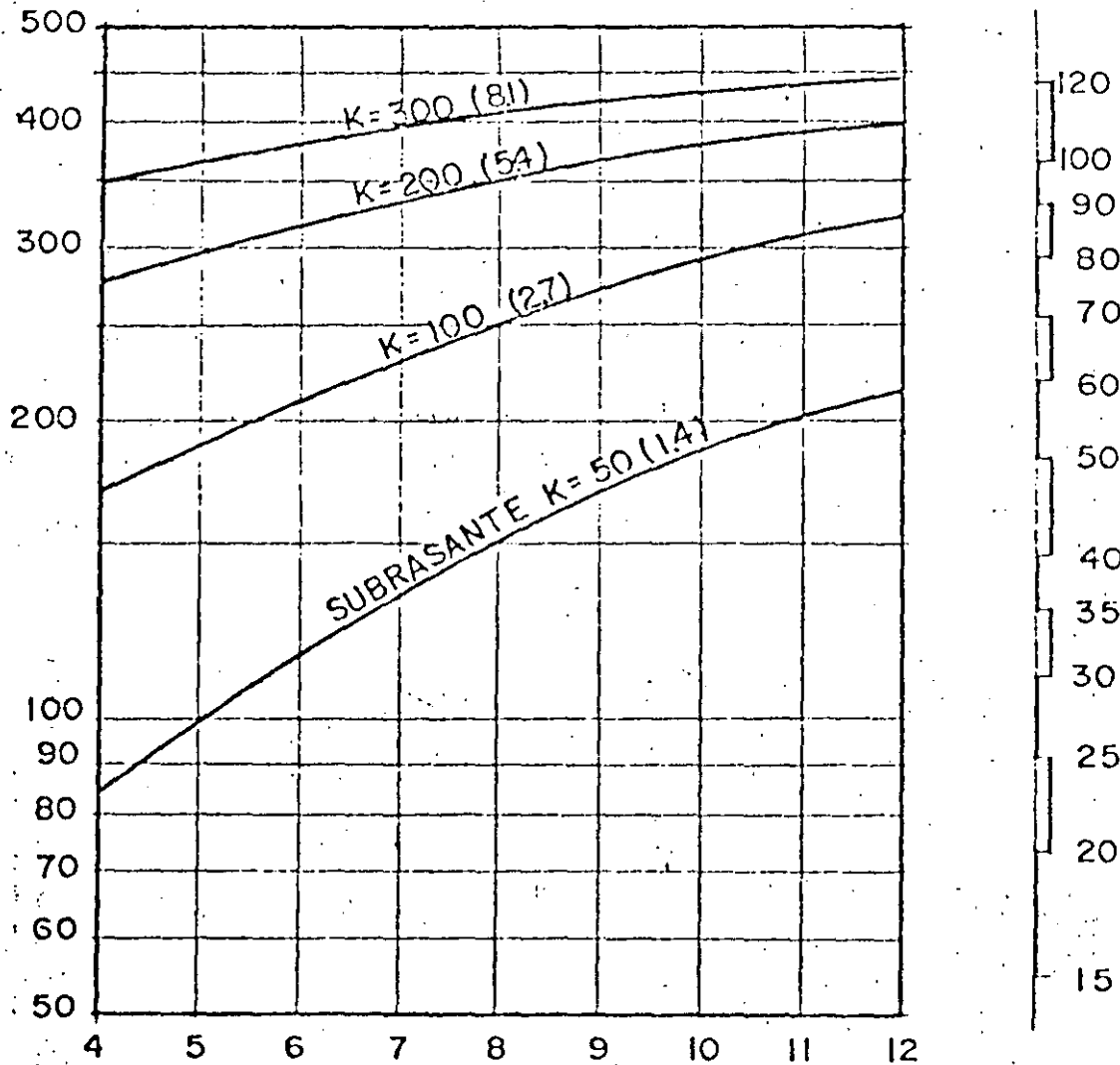


(FAA-1978)

(cm)

12 14 16 18 20 22 24 26 28 30

K EN LA PARTE SUPERIOR DE LA SUB-BASE , lb./pulg³



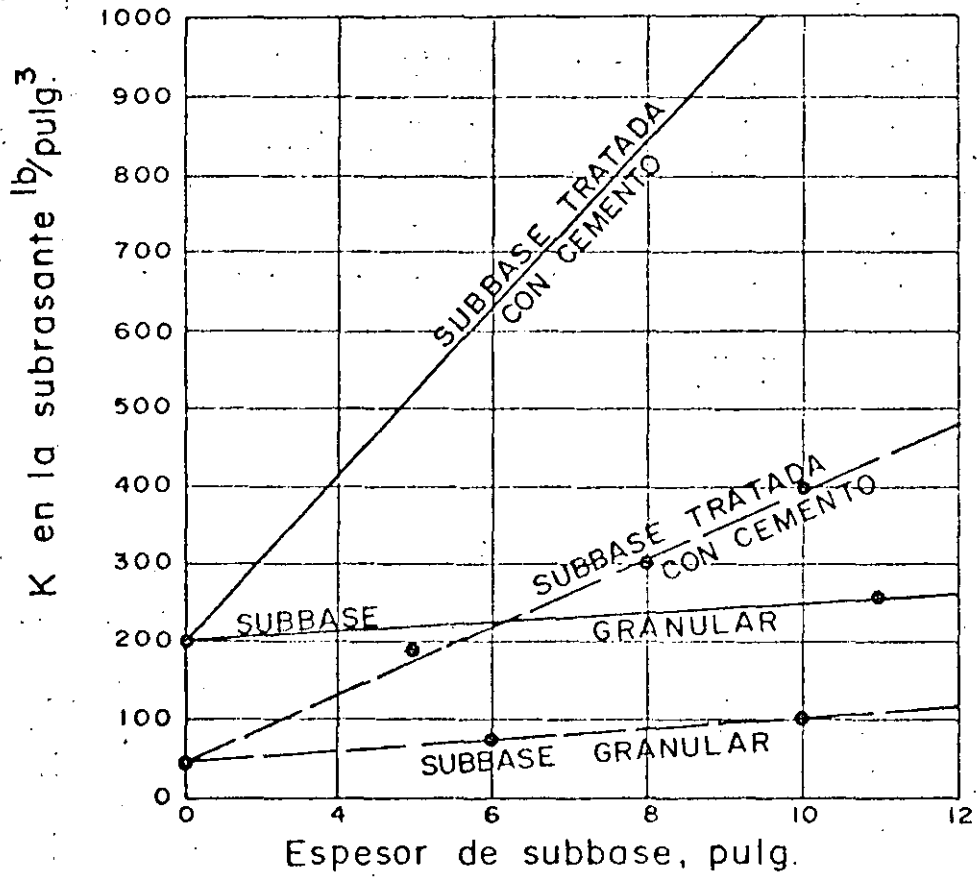
(MN/m³)

ESPEJOR DE LA SUB-BASE, pulg.

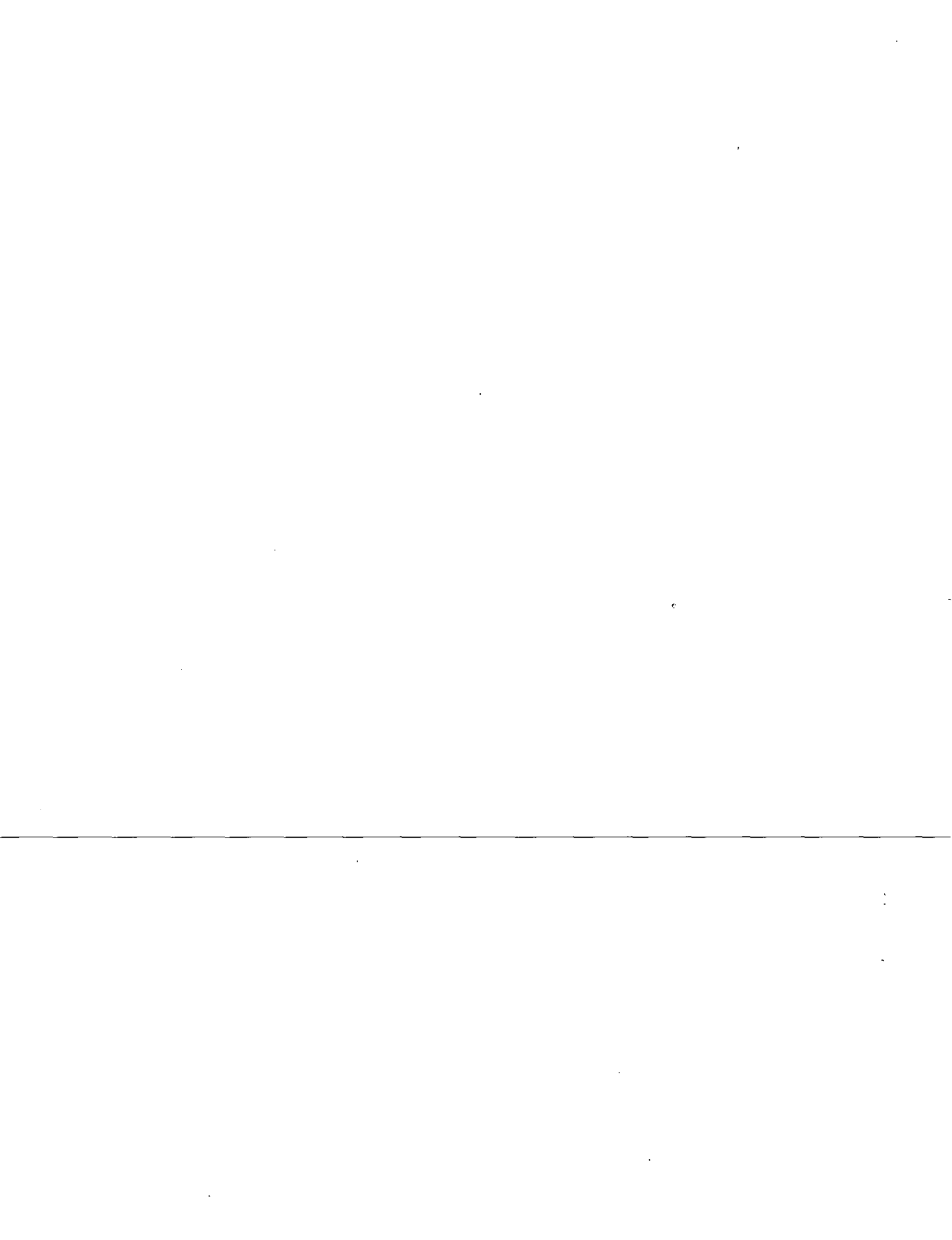
Fig. 5-2-2

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





INFLUENCIA DEL ESPESOR Y TIPO DE SUBBASE EN EL VALOR DE K.



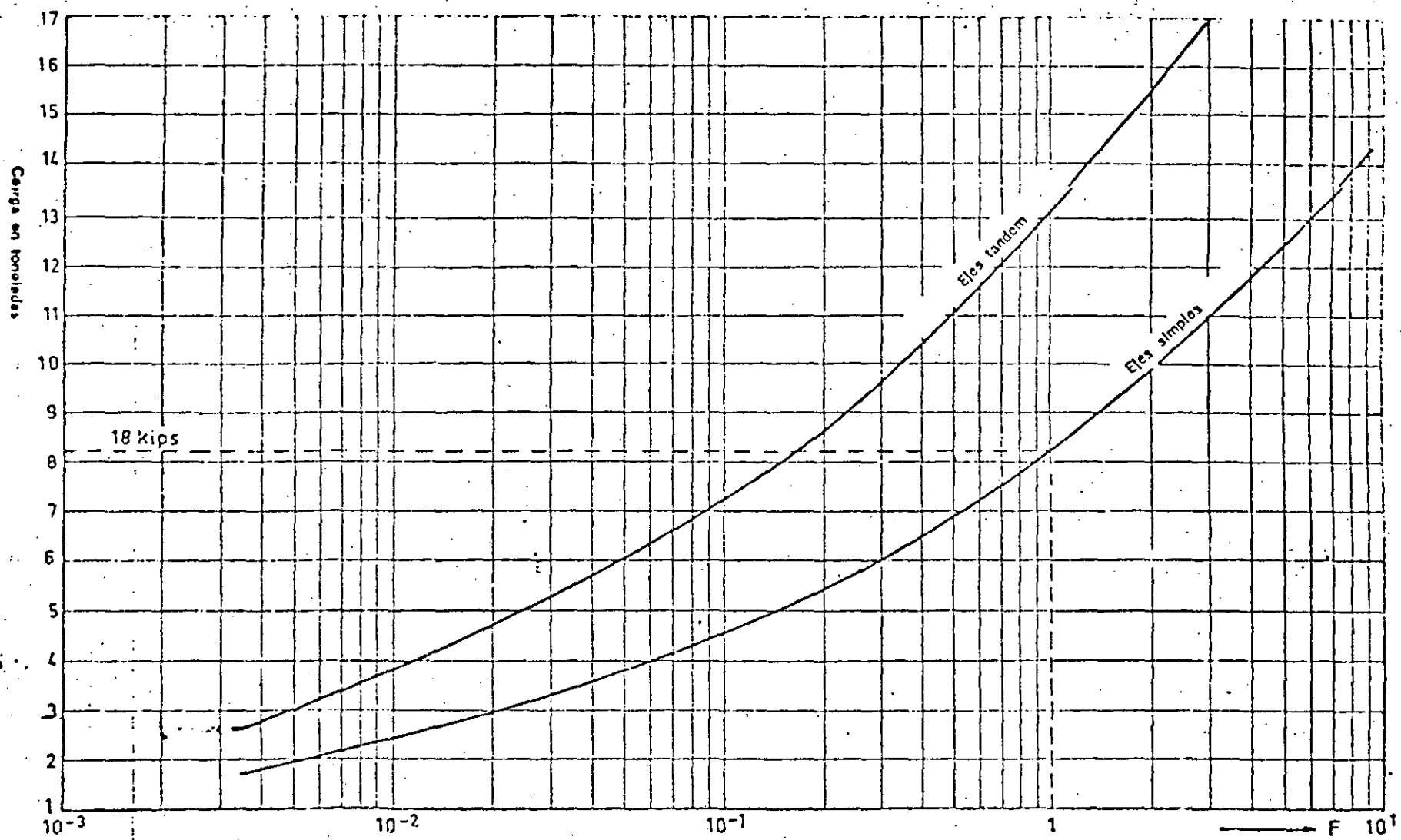
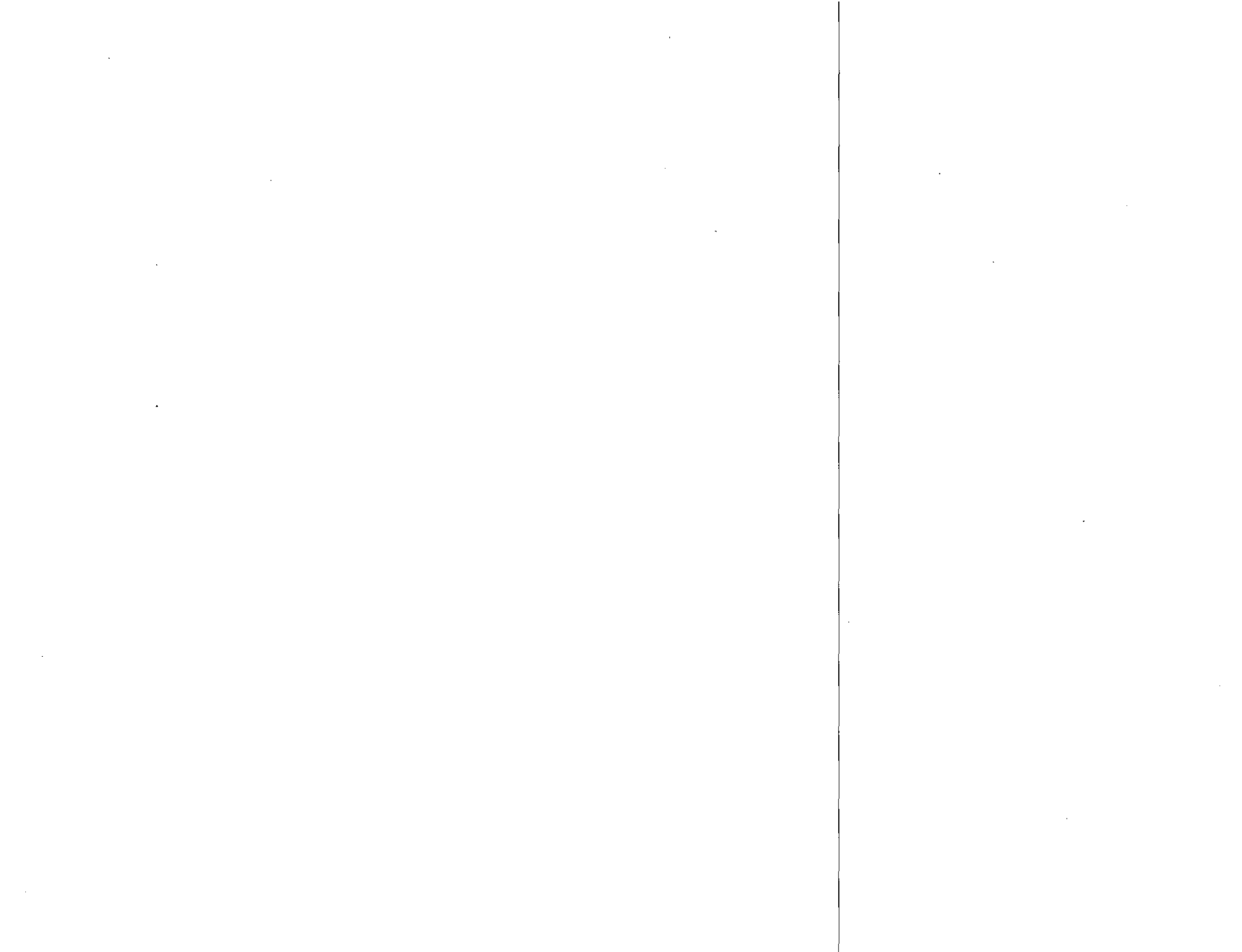


FIG. 33. Factores de equivalencia de cargas (firmas rígidos).

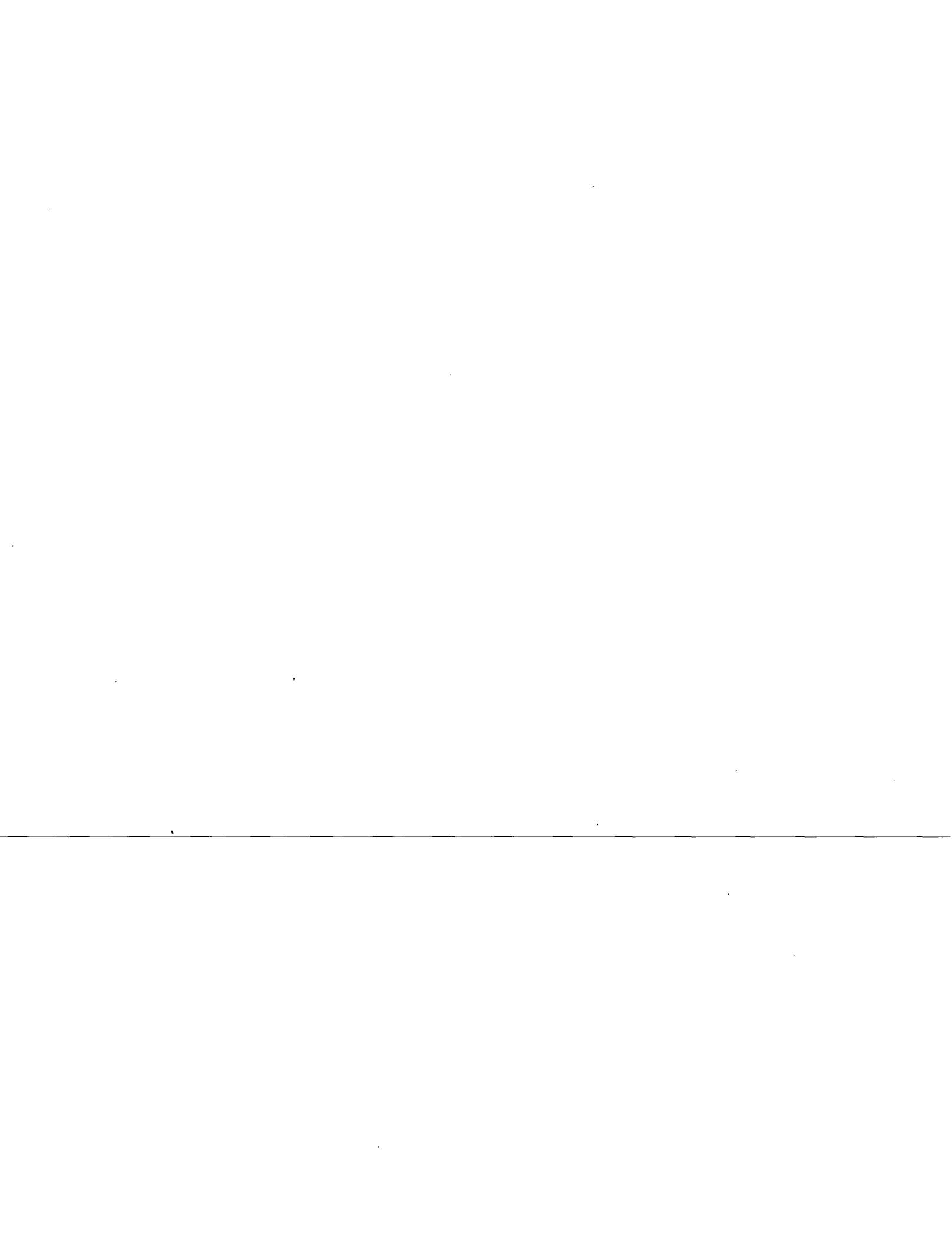
156



Relación de esfuerzos y N° de repeticiones de carga permisibles			
Relación de esfuerzos *	Repeticiones permisibles	Relación de esfuerzos	Repeticiones permisibles
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		

* Esfuerzo producido por la carga dividido entre el MR.

** Para relaciones de esfuerzos menores que 0.50 el número de repeticiones es ilimitado.



158

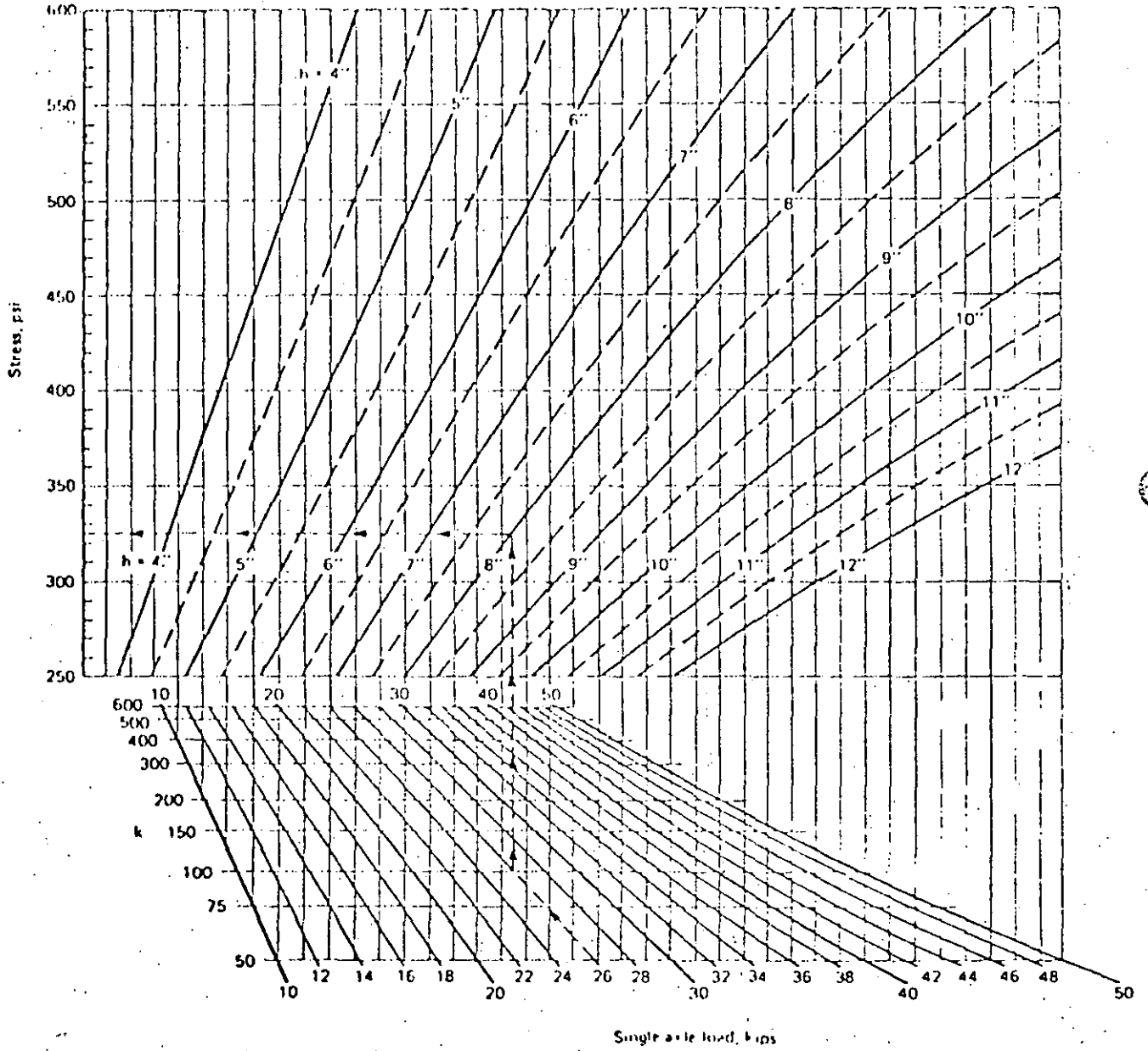


Fig. 22-2 Stress chart for single axle loads.

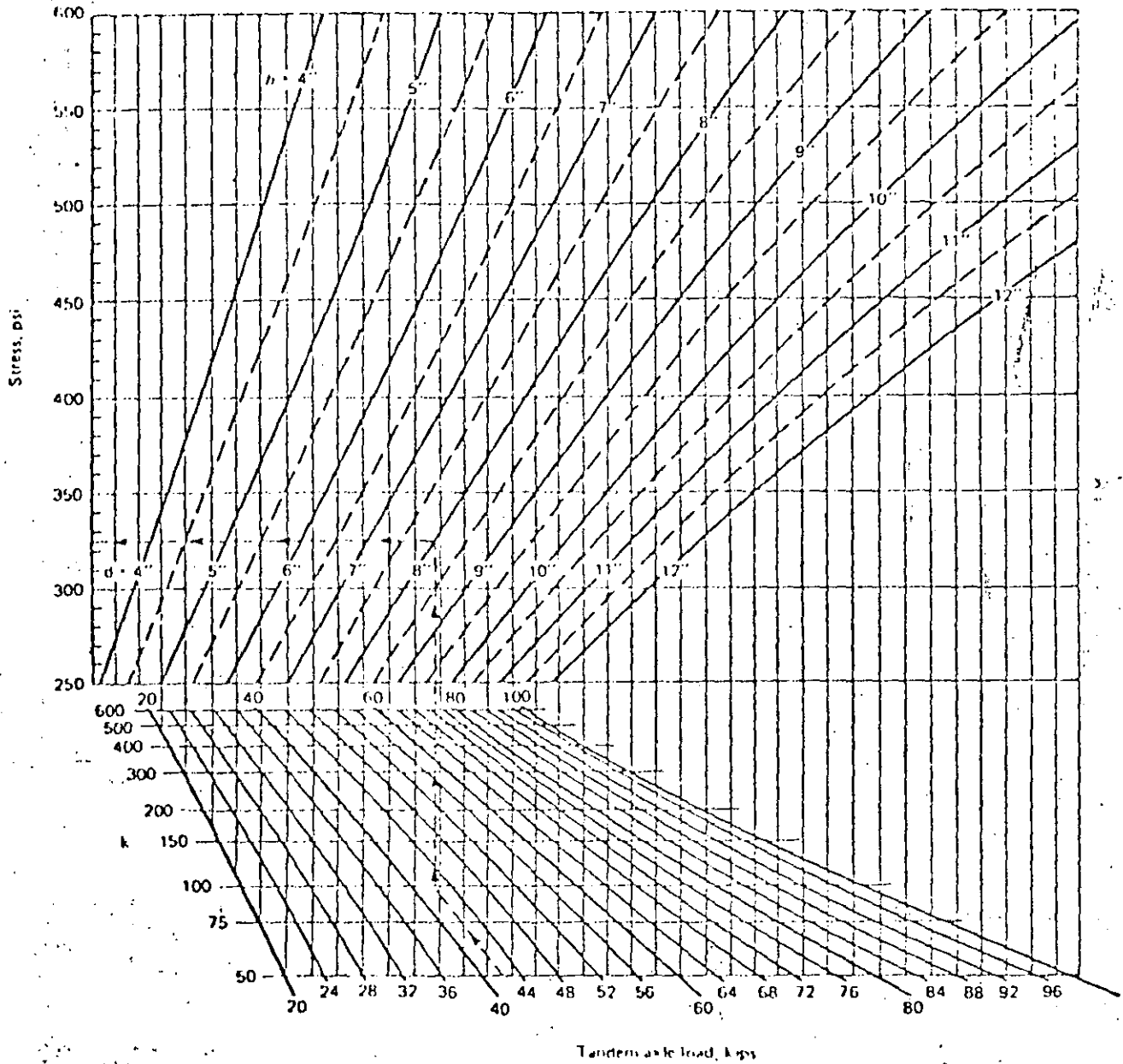


Fig. 22-3 Stress chart for tandem axle loads.

Datos:

Subrasante. K= 100 pci.

Factor seguridad (L.S.F.)=1.2

MR=700 psi.

Espesor de prueba = 8.5 pulg.

160

1	2	3	4	5	6	7
Cargas Eje Kips	Cargas Eje x 1.2 L.S.F. Kips	Esfuerzo psi	Relación Esfuerzos	Repeticiones Admisibles No.	Repeticiones Esperadas No.	Resistencia o Fatiga Usada %

Ejes sencillos

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	ilimitado	7,400	0
24	28.8	"	"	"	195,000	0
22	26.4	"	"	"	764,000	0
		[de Fig. 22-2]		[de Table 22-4]		[Col. 6 ÷ Col. 5 x 100]

Ejes tandem

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	ilimitado	179,790	0
42	50.4	"	"	"	"	0
40	48.0	"	"	"	"	0
		[de Fig. 22-3]		[de Table 22-4]		[Col. 6 ÷ Col. 5 x 100]

TOTAL 83

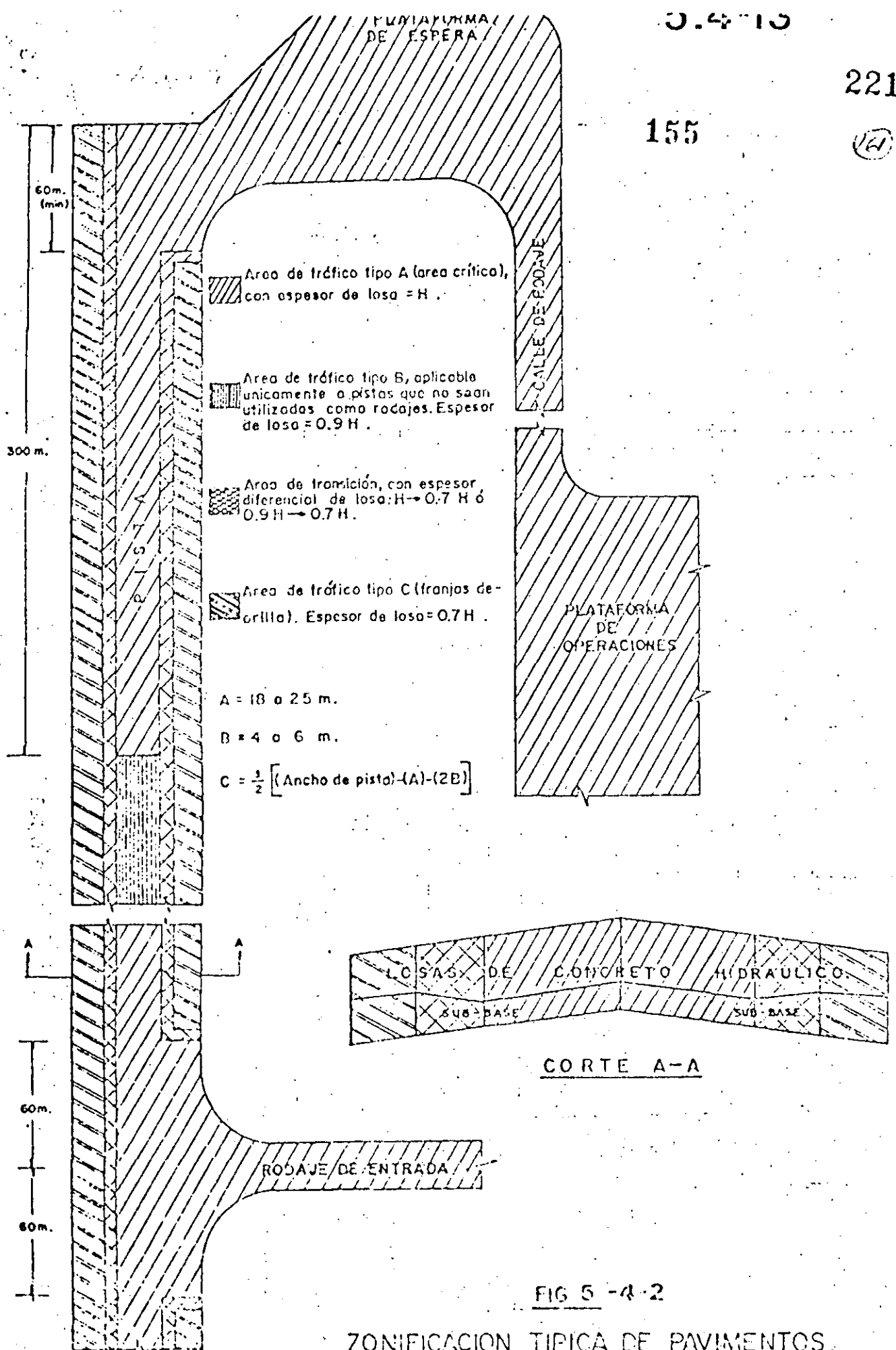
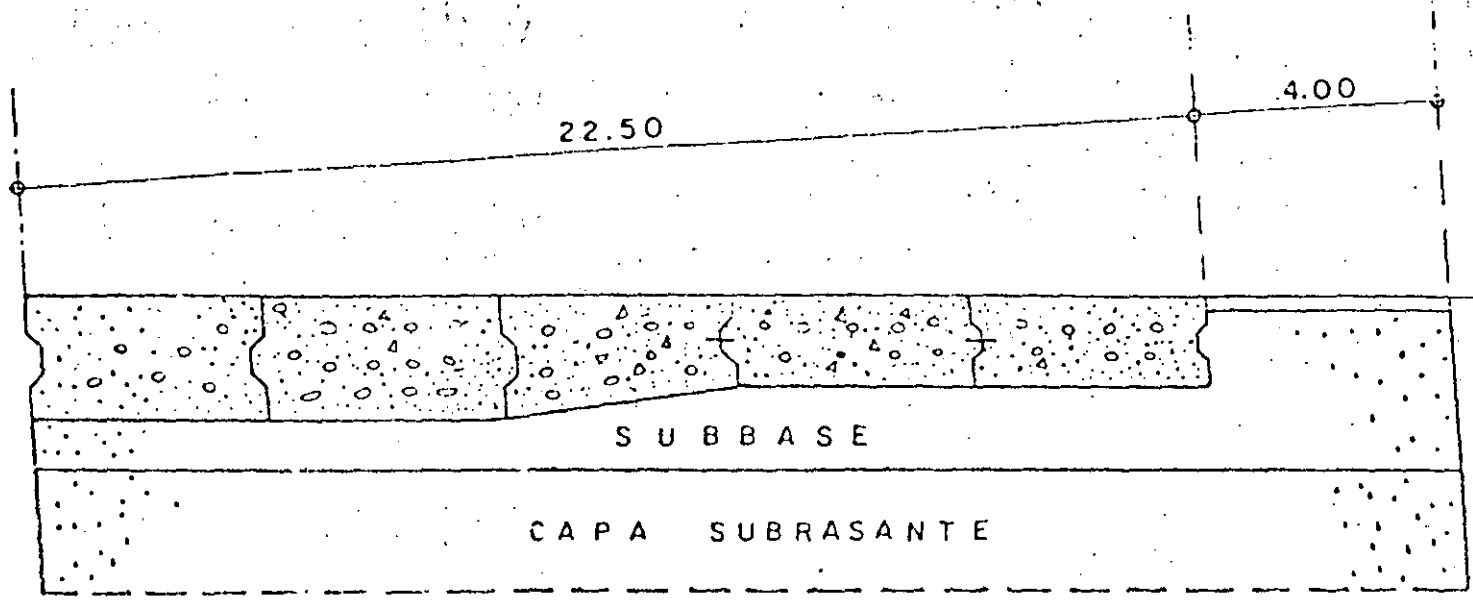


FIG 5 -4-2

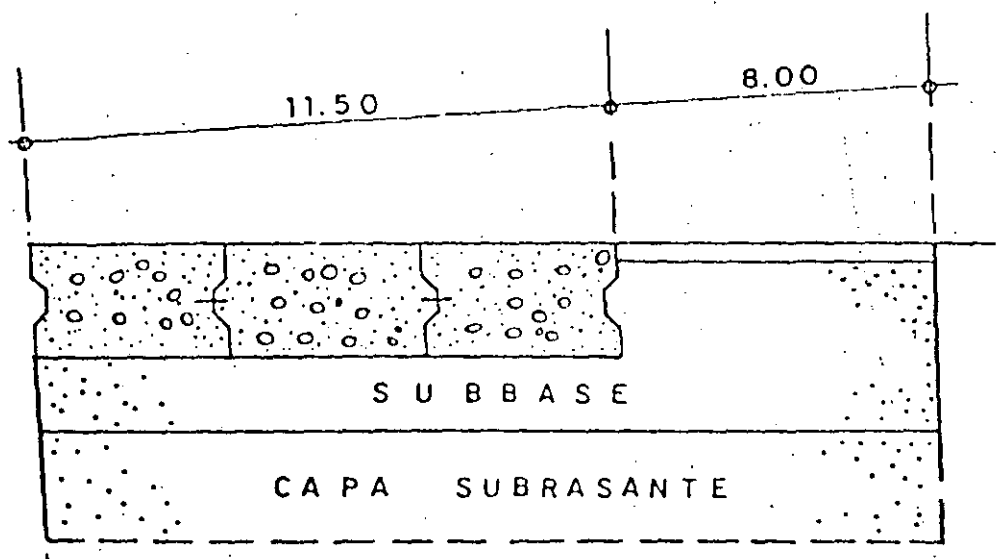
ZONIFICACION TIPICA DE PAVIMENTOS.

SECCIONES TÍPICAS DE PAVIMENTO RIGIDO EN AEROPUERTOS

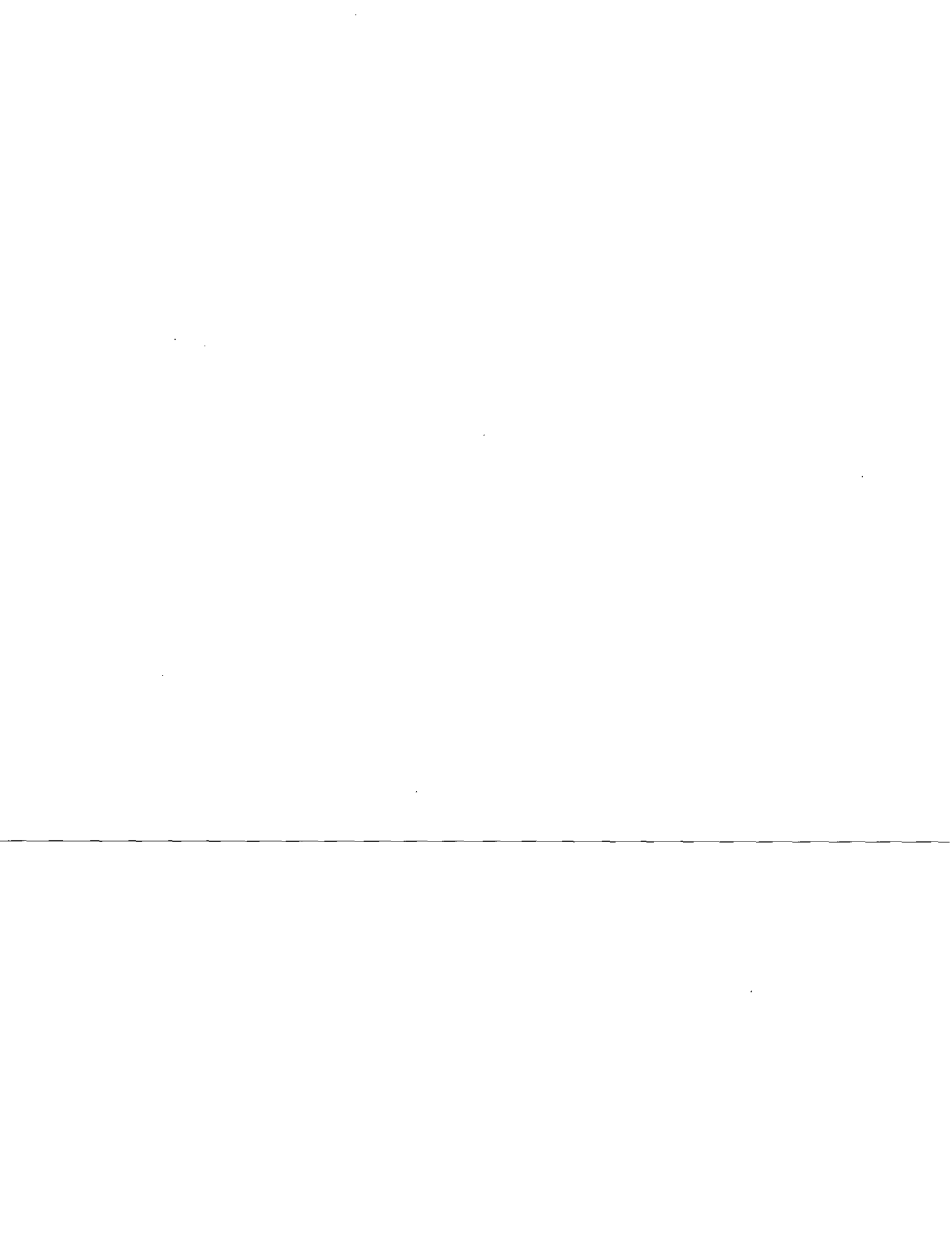
156

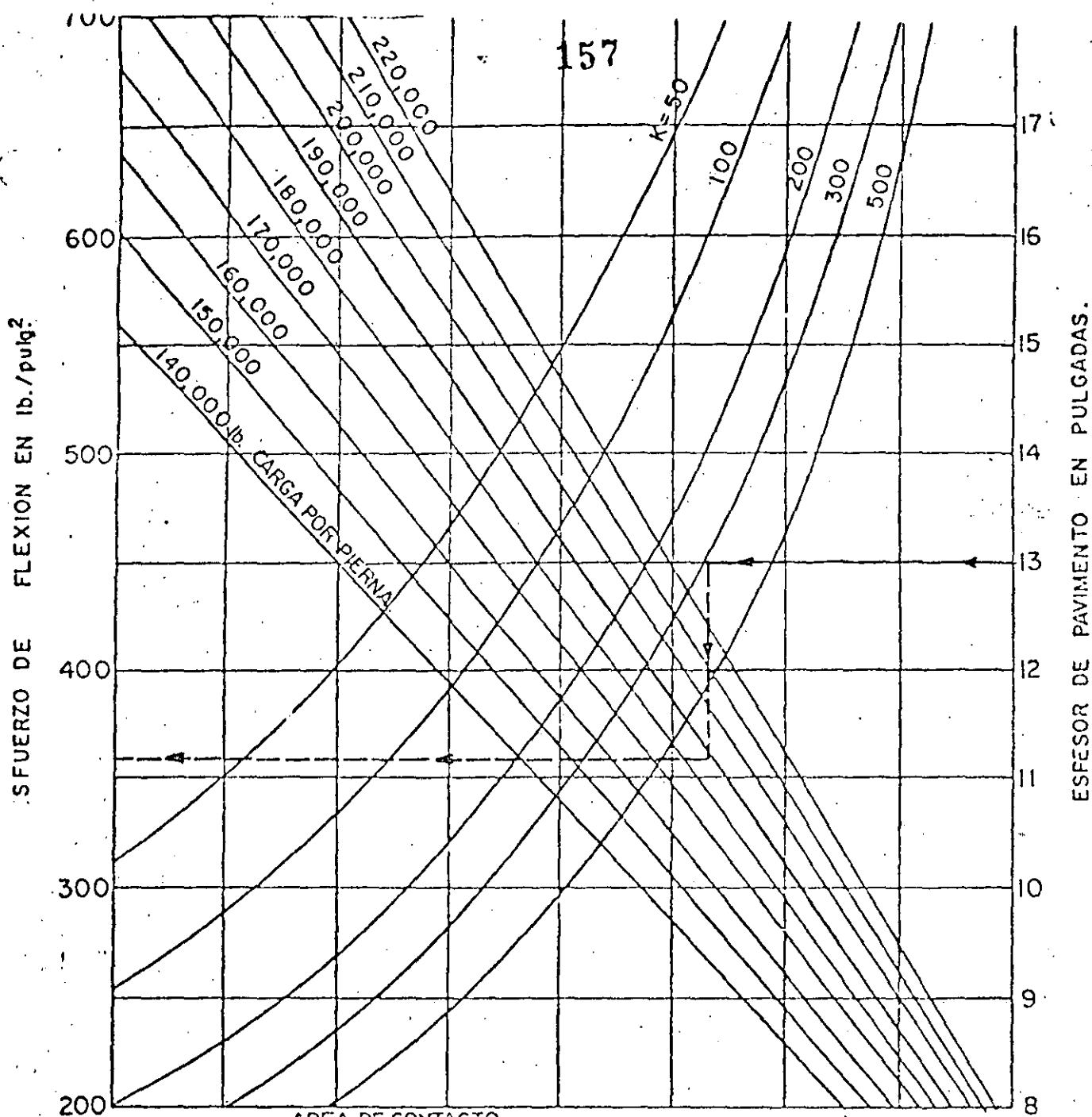


P I S T A



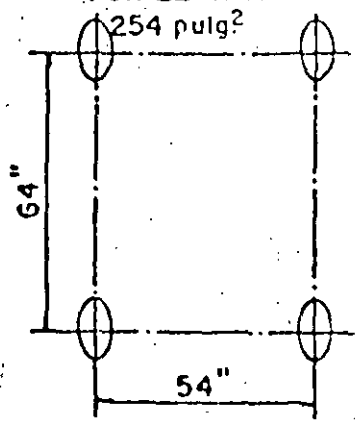
R O D A J E





168

AREA DE CONTACTO
POR LLANTA =
254 pulg²



McDONNELL-DOUGLAS DC-10
 CARTA DE DISEÑO ESPECIAL
 PARA
 PAVIMENTO DE CONCRETO HIDRAULICO DE
 AEROPUERTOS
 (BASADO EN EL PROGRAMA DE COMPUTADORA
 PDILB)
 TREN DE ATERRIZAJE PRINCIPAL EN DOBLE TANDEM
 Fig 5-1.11
 ASOCIACION DEL CEMENTO PORTLAND 1973

ING. FRANCISCO FERNANDO BARRERA SAAZ

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 e principios aquí establecidos.

EJEMPLO

AERONAVE	OPERACIONES (20 AÑOS) R	W, CARGA POR RUEDA
727 - 100	15 000	38 500
727 - 200	10 000	39 900
207 - 320 B	4 000	37 800
CV - 880	3 100	21 800
DC - 9 - 32	11 000	25 200
DC - 8 - 61	3 000	39 400

CONVERSION A DC - 8 - 61

$$727 - 100, \quad 0,60 \times 15000 = 9000; \quad \log R_1 = \log 9000 \left(\frac{38500}{39400} \right)^{\frac{1}{2}}; \quad R_1 = 8150$$

$$727 - 200, \quad 0,60 \times 10000 = 6000; \quad \log R_1 = \log 6000 \left(\frac{39900}{39400} \right)^{\frac{1}{2}}; \quad R_1 = 6270$$

$$707 - 320B, \quad 1 \times 4000 = 4000; \quad \log R_1 = \log 4000 \left(\frac{37800}{39400} \right)^{\frac{1}{2}}; \quad R_1 = 3380$$

$$CV 880, \quad 1 \times 3100 = 3100; \quad \log R_1 = \log 3100 \left(\frac{21800}{39400} \right)^{\frac{1}{2}}; \quad R_1 = 400$$

$$DC-9-32, \quad 0,60 \times 11000 = 6600; \quad \log R_1 = \log 6600 \left(\frac{25200}{39400} \right)^{\frac{1}{2}}; \quad R_1 = 1140$$

$$DC-8-61, \quad 1 \times 3000 = 3000; \quad R_1 = 3000$$

$$\text{TOTAL (20 años)} = 22540$$



$$\log R_1 = \log R_2 \left(\frac{W_2}{W_1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

FACTORES		
PARA CONVERTIR DE	A	MULTIPLIQUE R POR
RUEDA SENCILLA	RUEDA DOBLE	0.80
RUEDA SENCILLA	TANDEM DOBLE	0.50
RUEDA DOBLE	TANDEM DOBLE	0.60

FACTORES DE SEGURIDAD APLICABLES AL MÓDULO DE RUPTURA	
OPERACIONES EQUIVALENTES ANUALES DE LA AERONAVE CRÍTICA	FACTORES DE SEGURIDAD
1200 o MENOS	1.75
1200 - 3000	1.85
3000 - 6000	1.90
MÁS DE 6000	2.00

166

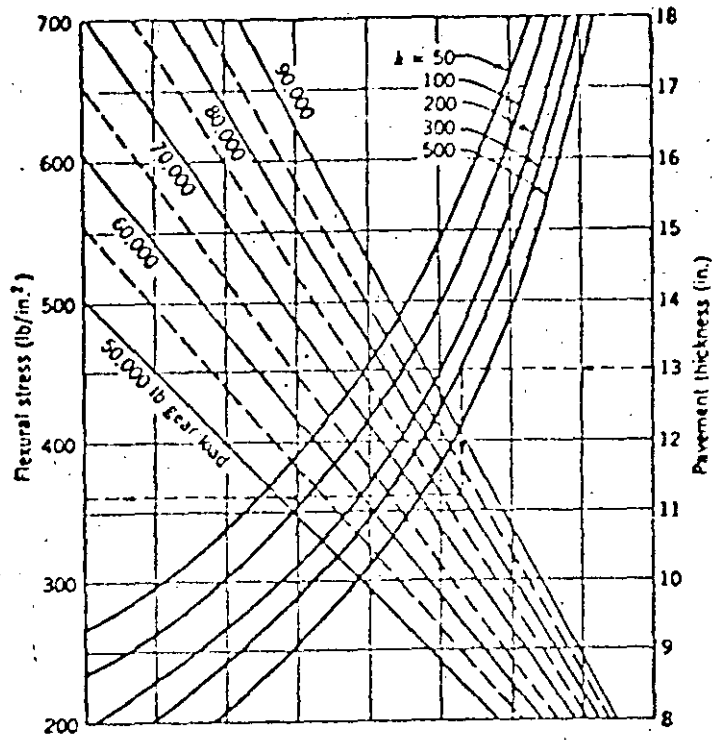


Figure 16.3. Rigid-pavement design curves for Boeing 727, dual wheels, 34 inches c-c. (From Portland Cement Association).

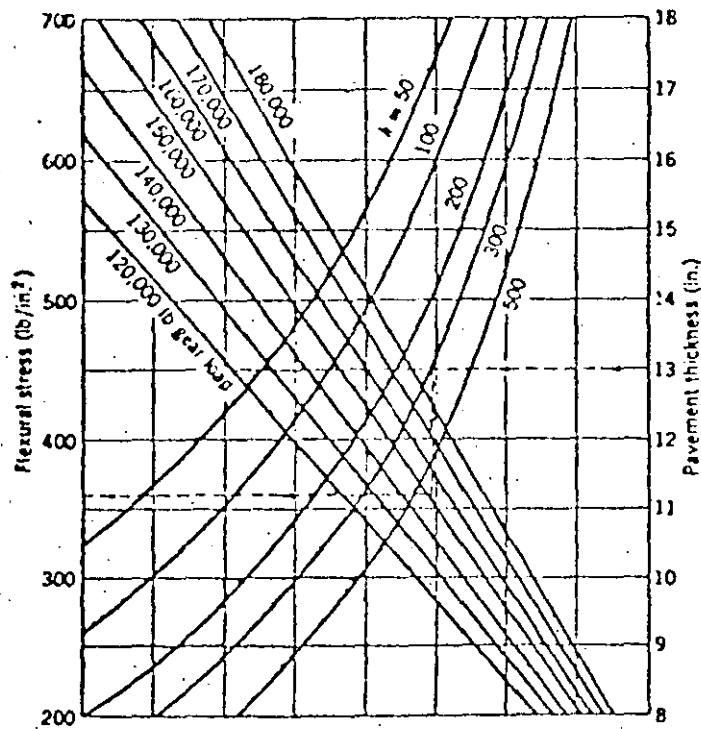


Figure 16.4. Rigid-pavement design curves for Boeing 707, dual-tandem gear, 34.6 inches X 56 inches. (From Portland Cement Association.)



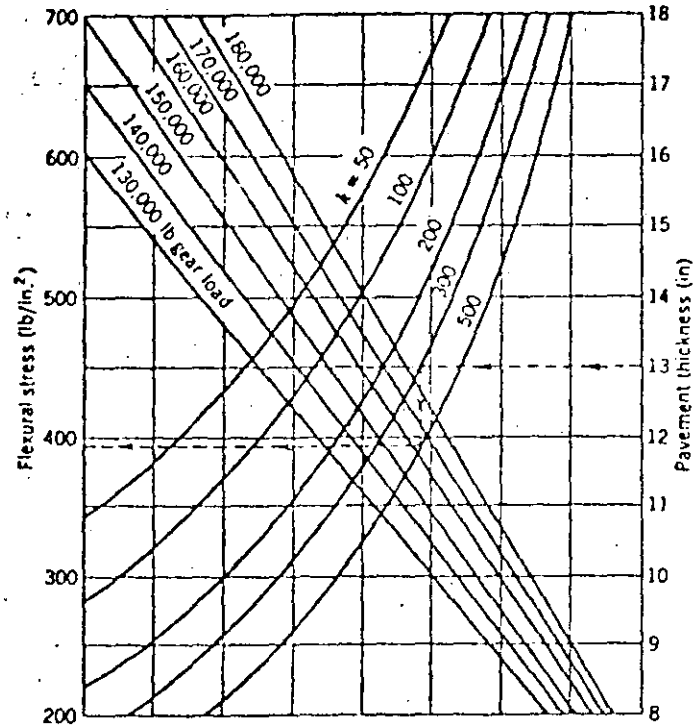


Figure 16.5. Rigid-pavement design curves for DC-8, twin tandem gear, 52 inches X 55 inches. (From Portland Cement Association.)

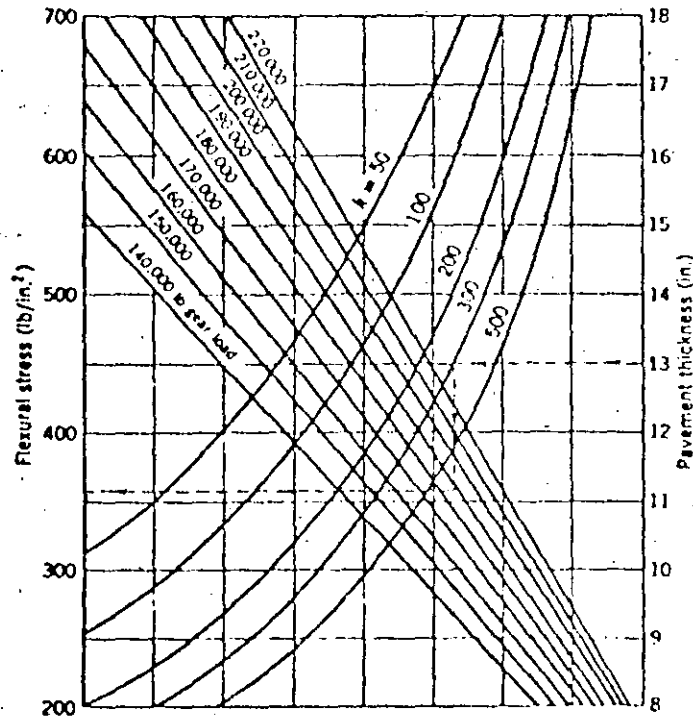
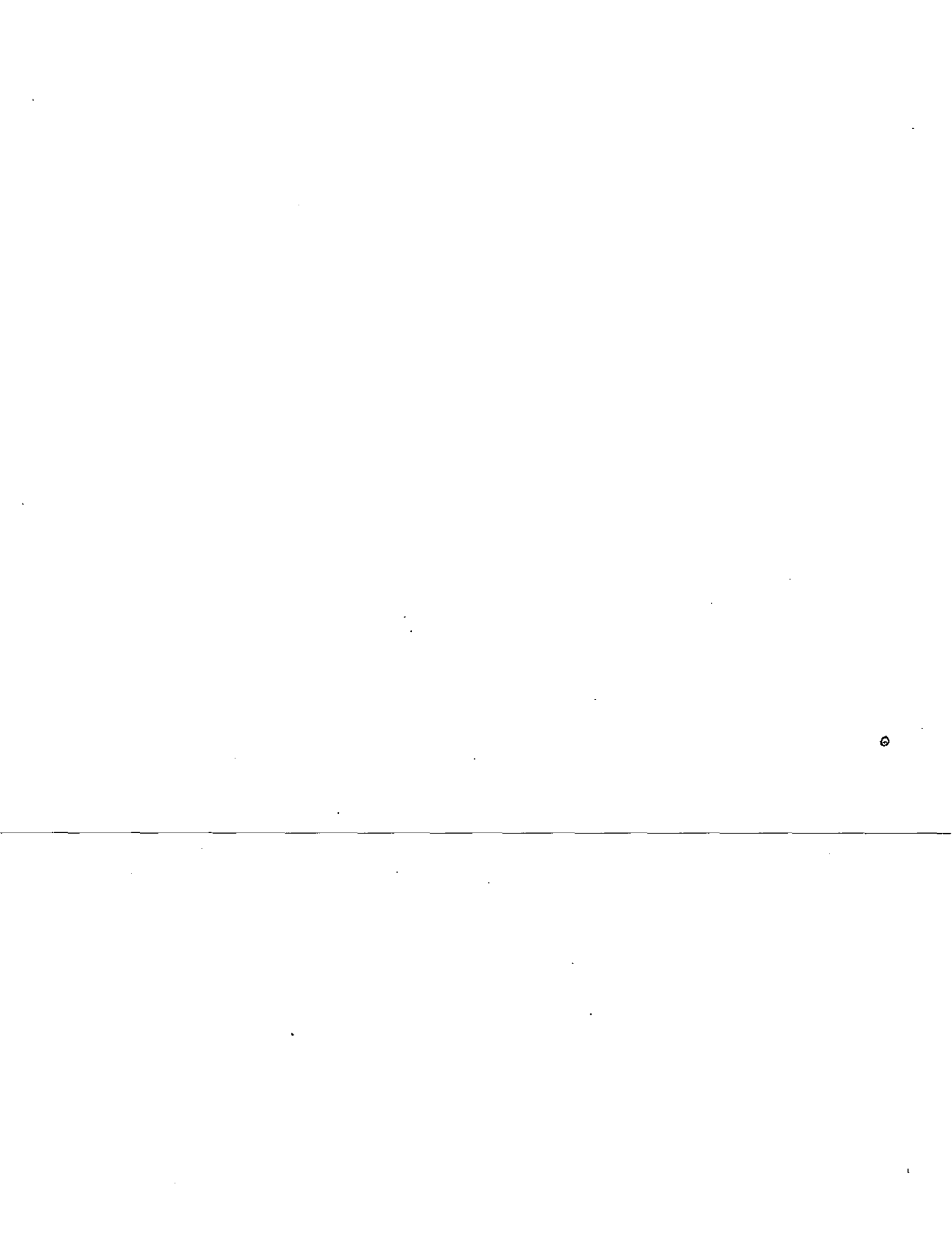


Figure 16.6. Rigid-pavement design curves for DC-10, dual tandem gear, 54 inches X 64 inches. (From Portland Cement Association.)



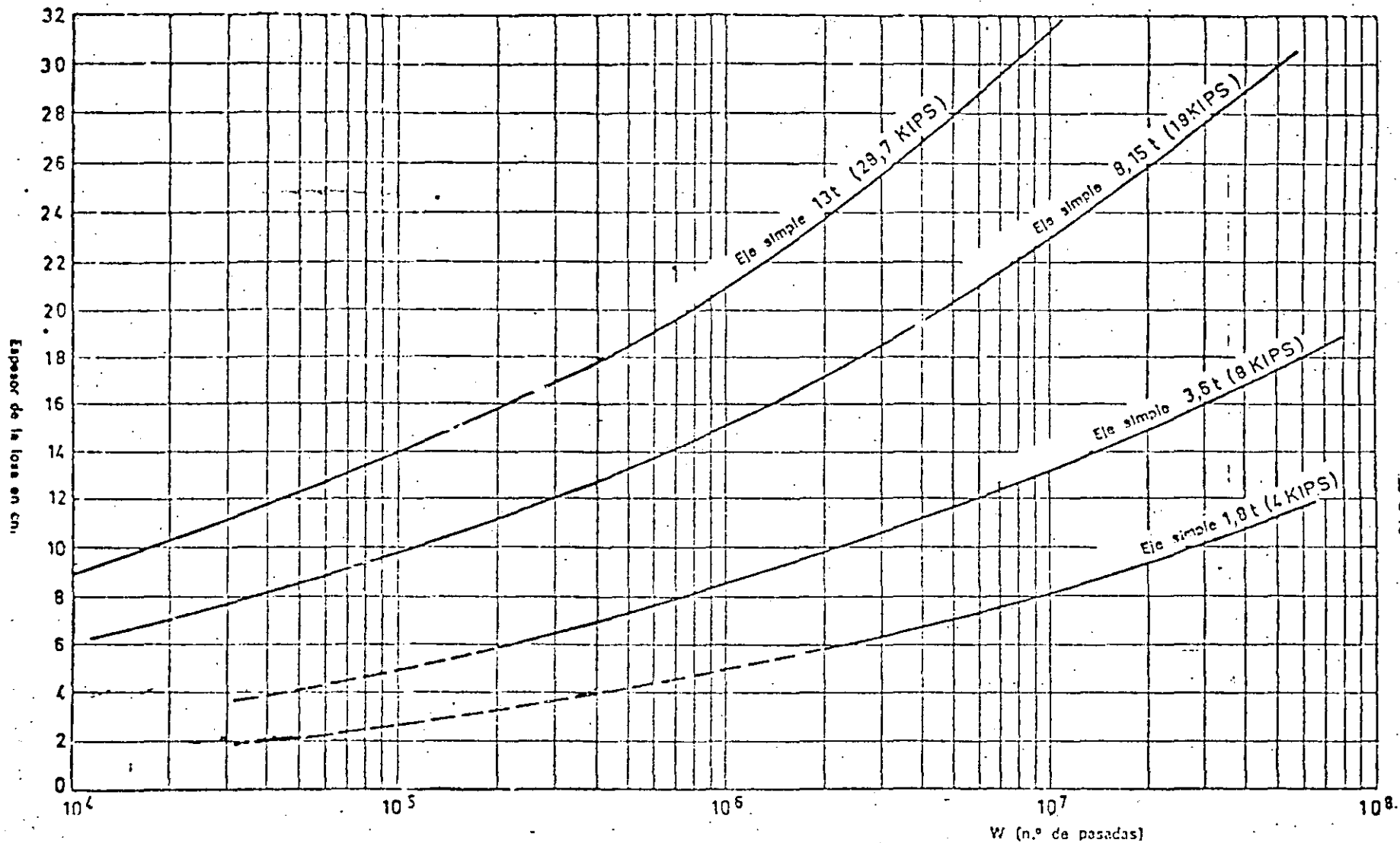
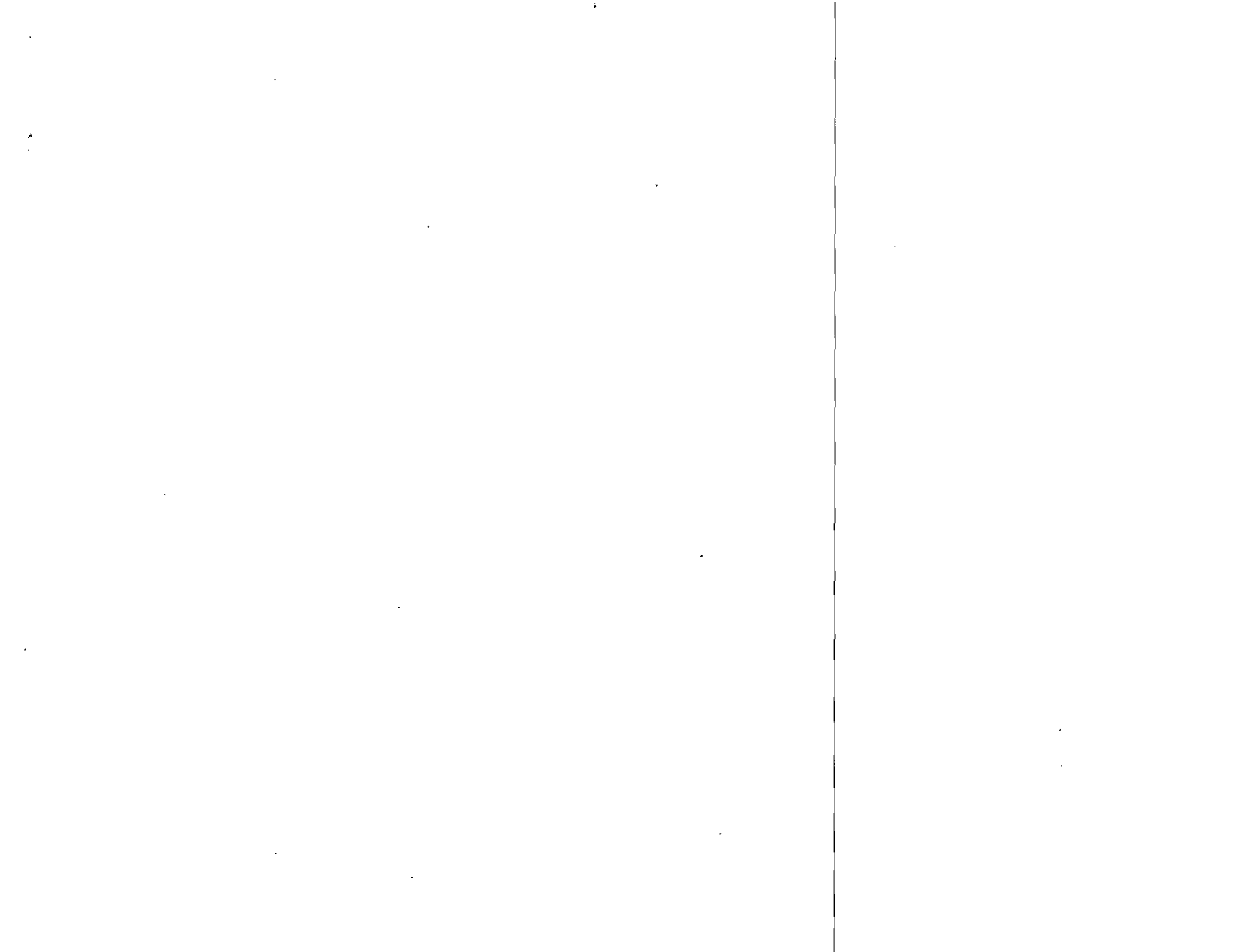


FIG. 32. Cálculo del espesor de la losa de un firme rígido.



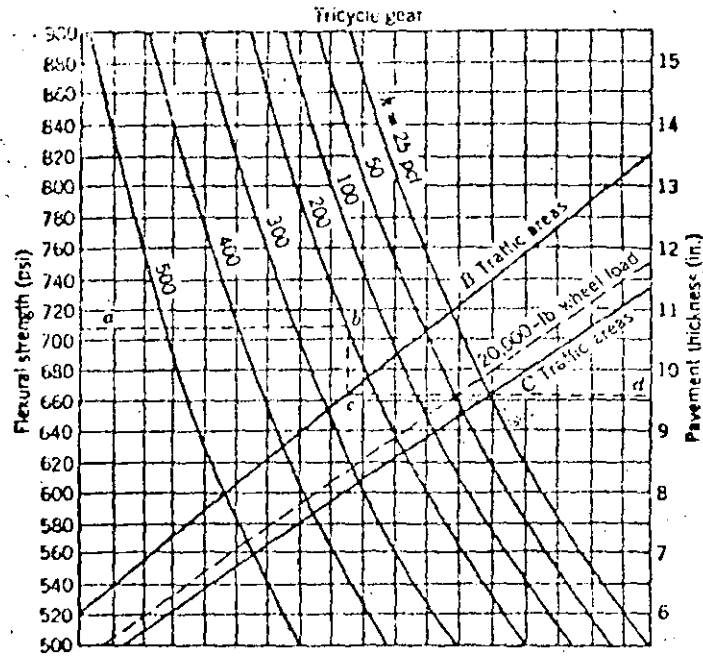
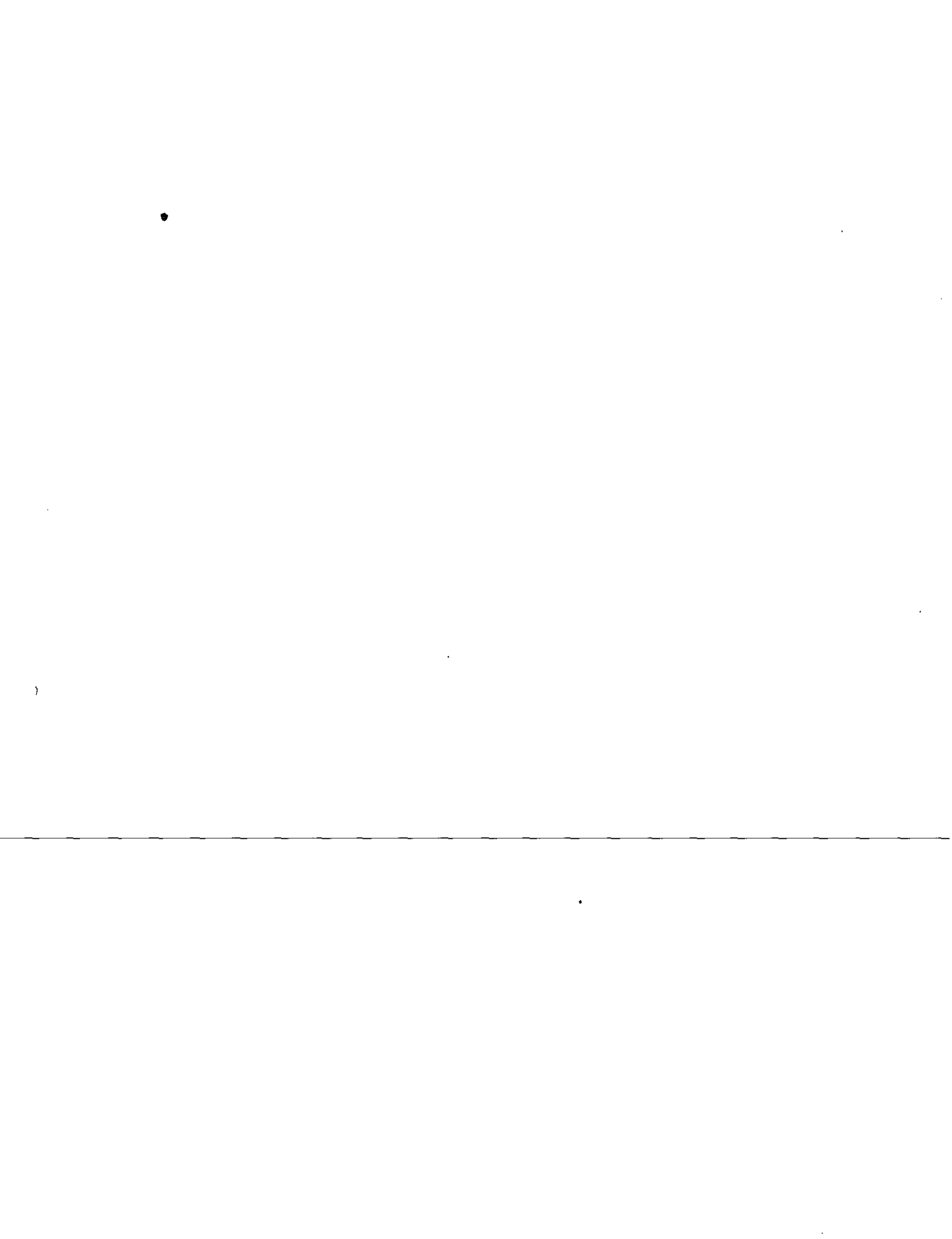


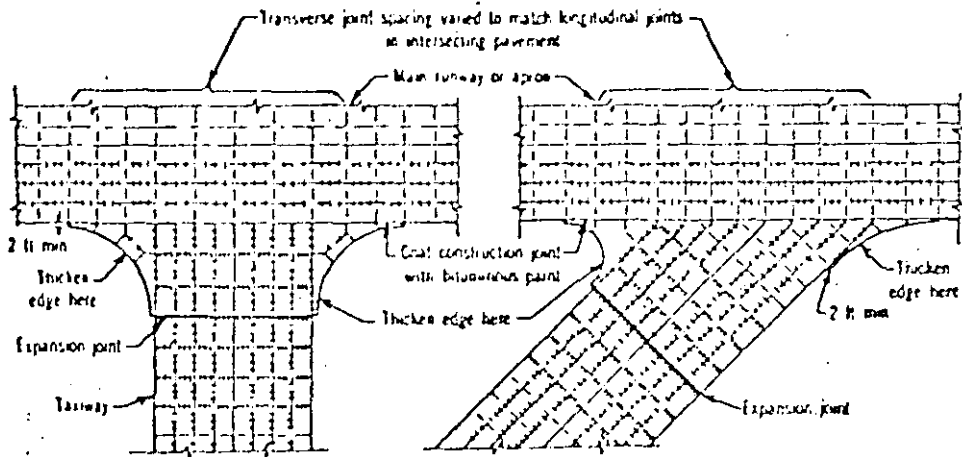
Figure 16.8. Rigid-pavement design curves for light load. (From Corps of Engineers, TM5-824-3.)



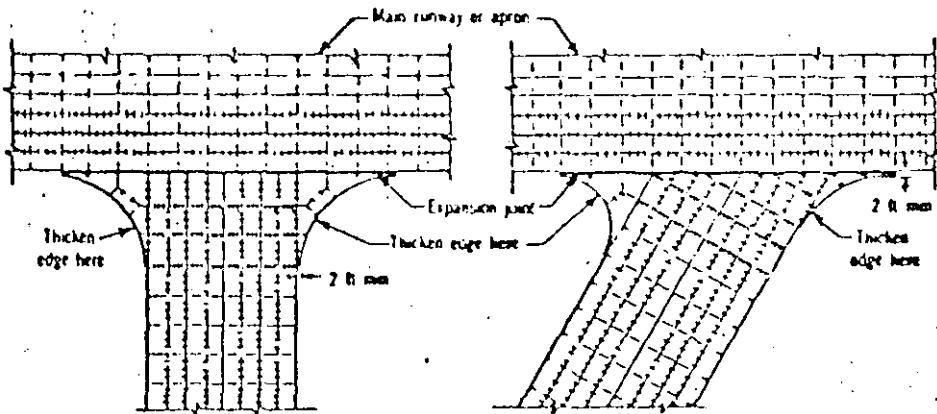
JOINTING AT INTERSECTIONS

16.20 would be disastrous, since the dowels would bind when the concrete of the runway moved.

Use of Reinforcement. Throughout this book reference has been made to three basic slab types (a) plain concrete with short slabs, (b) simply reinforced slabs with relatively long slabs wherein temperature steel and dowels are used, and (c) continuously reinforced concrete pavements.



Layouts Employing United Keyed Construction Joint at Intersection



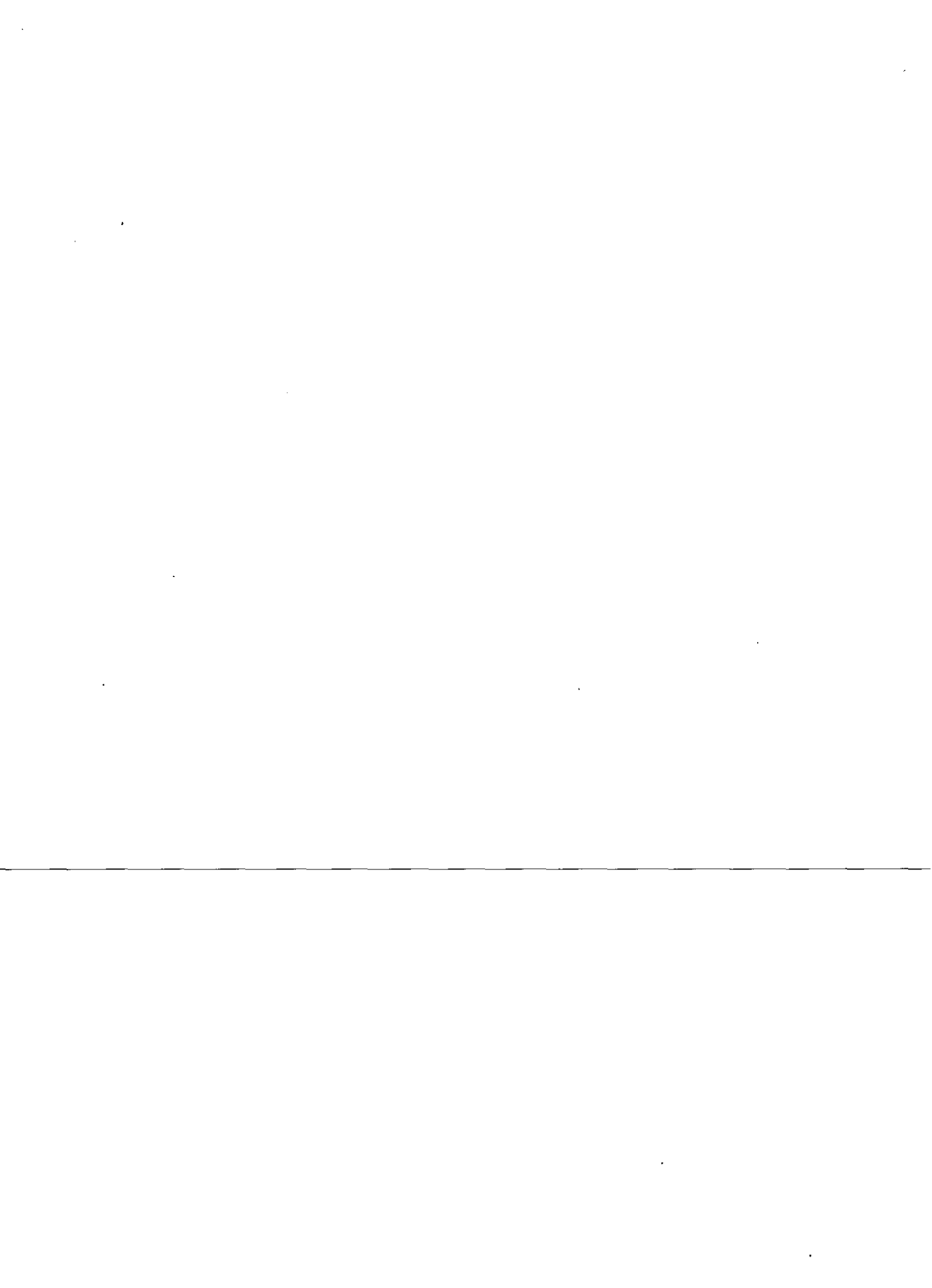
Layouts Employing Undowled Thickened-Edge Expansion Joint at Intersection

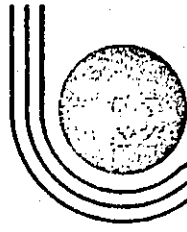
Longitudinal joints bed within 37.5 feet of free pavement edges
 Unreinforced pavements - transverse joints dowelled on each side of expansion joint (reinforced pavements - all transverse joints dowelled).

Legend

- Keyed longitudinal construction joint
- ==== Keyed longitudinal construction joint with tiebars
- Longitudinal center joint
- ==== Longitudinal center joint with tiebars
- - - Transverse contraction joint
- ==== Transverse contraction joint with dowels
- ==== Transverse expansion joint with dowels
- Thickened-edge expansion joint at intersection.

Figure 16.20. Joint layout at intersections. (From Portland Cement Association.)





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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

TIPOS DE PAVIMENTOS RIGIDOS

M. EN C. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

AGOSTO, 1983

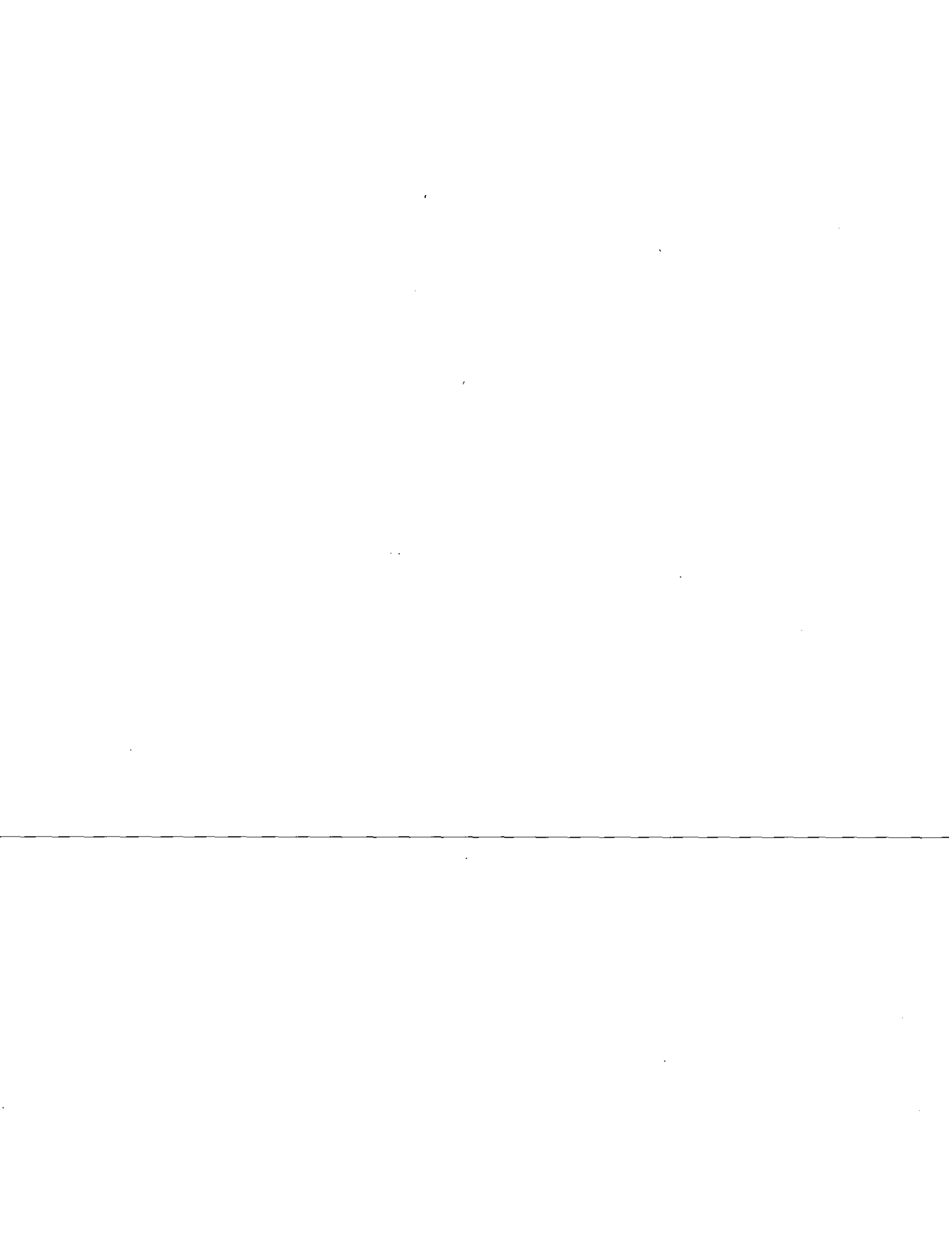
17
1

)



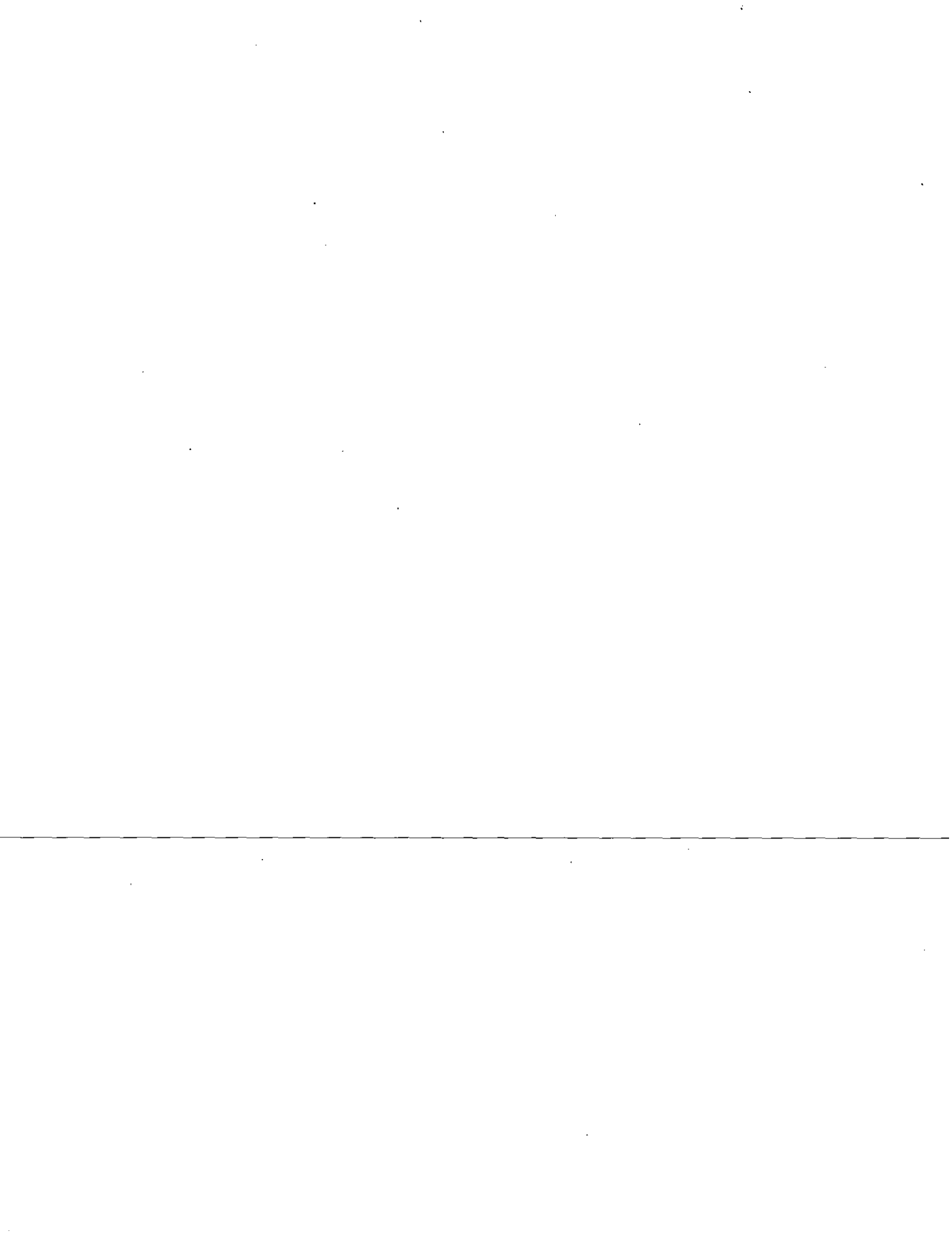
Tipos de PAVIMENTOS RIGIDOS

SIGLAS	NOMBRE	CARACTERISTICAS
JCP	Pavimento de Concreto con Juntas.	(Caminos, Avenidas, estacionamientos, Aeropuertos). -Espaciamiento de Juntas = 4.5 a 7.5 metros -No utiliza refuerzo -Espesores usuales = 20 a 30 cm (Carreteras) 30 a 56 cm (Aeropuertos) -Colado siempre por losa
JRCP	Pavimento de Concreto Reforzado con juntas.	(Caminos, Avenidas) -Espaciamiento de Juntas = 9 a 36 metros -Porcentaje de refuerzo: 0.05 a 0.2% 3-10 lb/s.y. -Espesores : 20 a 30 cm
CRCP	Pavimento de Concreto Reforzado en forma continua sin juntas.	(Caminos, Aeropuertos) -No hay juntas transversales, excepto construcción longitudinal. -Refuerzo = 0.5% al 0.7% 18 - 21 lb/s.y. -Espesores = 15 a 23 cm
PCP	Pavimento de Concreto Preforzado.	(Aeropuertos) - Solo utiliza juntas de expansión -Refuerzo = 0.5 al 1.0% -Espesores = 12 a 23 cm.



Tipos de PAVIMENTOS RIGIDOS

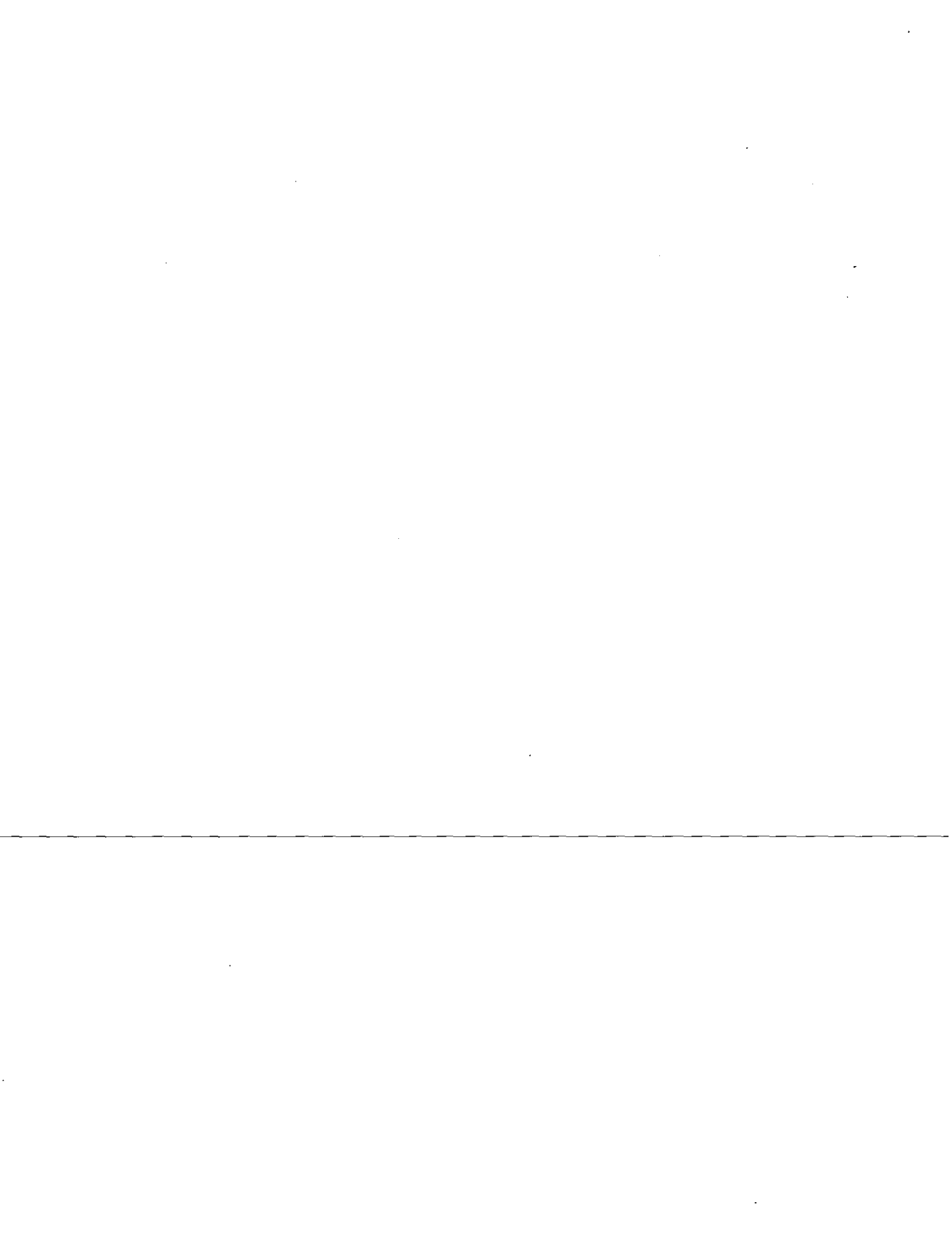
SIGLAS	NOMBRE	CARACTERISTICAS
JCP	Pavimento de Concreto con Juntas.	(Caminos, Avenidas, estacionamientos, Aeropuertos). -Espaciamiento de Juntas = 4.5 a 7.5 metros -No utiliza refuerzo -Espesores usuales = 20 a 30 cm - (Carreteras) 30 a 56 cm - (Aeropuertos) -Colado siempre por losa
JRCP	Pavimento de Concreto Reforzado con juntas.	(Caminos, Avenidas) -Espaciamiento de Juntas = 9 a 36 metros -Porcentaje de refuerzo: 0.05 a 0.2 3-10 lb/s. -Espesores : 20 a 30 cm
CRCP	Pavimento de Concreto Reforzado en forma continua sin juntas.	(Caminos, Aeropuertos) -No hay juntas transversales, excepto construcción longitudinal. -Refuerzo = 0.5% al 0.7% 18 - 21 lb/s.y. -Espesores = 15 a 23 cm
PCP	Pavimento de Concreto Preforzado.	(Aeropuertos) - Solo utiliza juntas de expansión -Refuerzo = 0.5 al 1.0% -Espesores = 12 a 23 cm.



- 1.0- ESFUERZOS : Flexión — compresión — tensión
- 2.0- Relaciones ESFUERZO - DEFORMACION (Módulo de elasticidad)
- 3.0 Cambios de volumen : encogimiento, expansión y contracción
- 4.0 Condiciones al tiempo de colado
- 5.0 Durabilidad
- 6.0 Fricción entre losa y sub-base
- 7.0 Calidad y espesor de la sub- base
- 8.0 Tratamiento final { Juntas { magnitud del movimiento
transfereencia de cargas
anclaje en extremos . 17'

VARIABLES COMUNES :

- tráfico,
- cargas
- fuerzas tangenciales (aceleración, frenaje, torsión en curvas, etc.)
- factor regional
- nivel freático
- controles en construcción
- costos
- calidad de materiales empleados
- interés por financiamiento
- etc.



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

$$a_1 = \sqrt{2} \times a$$

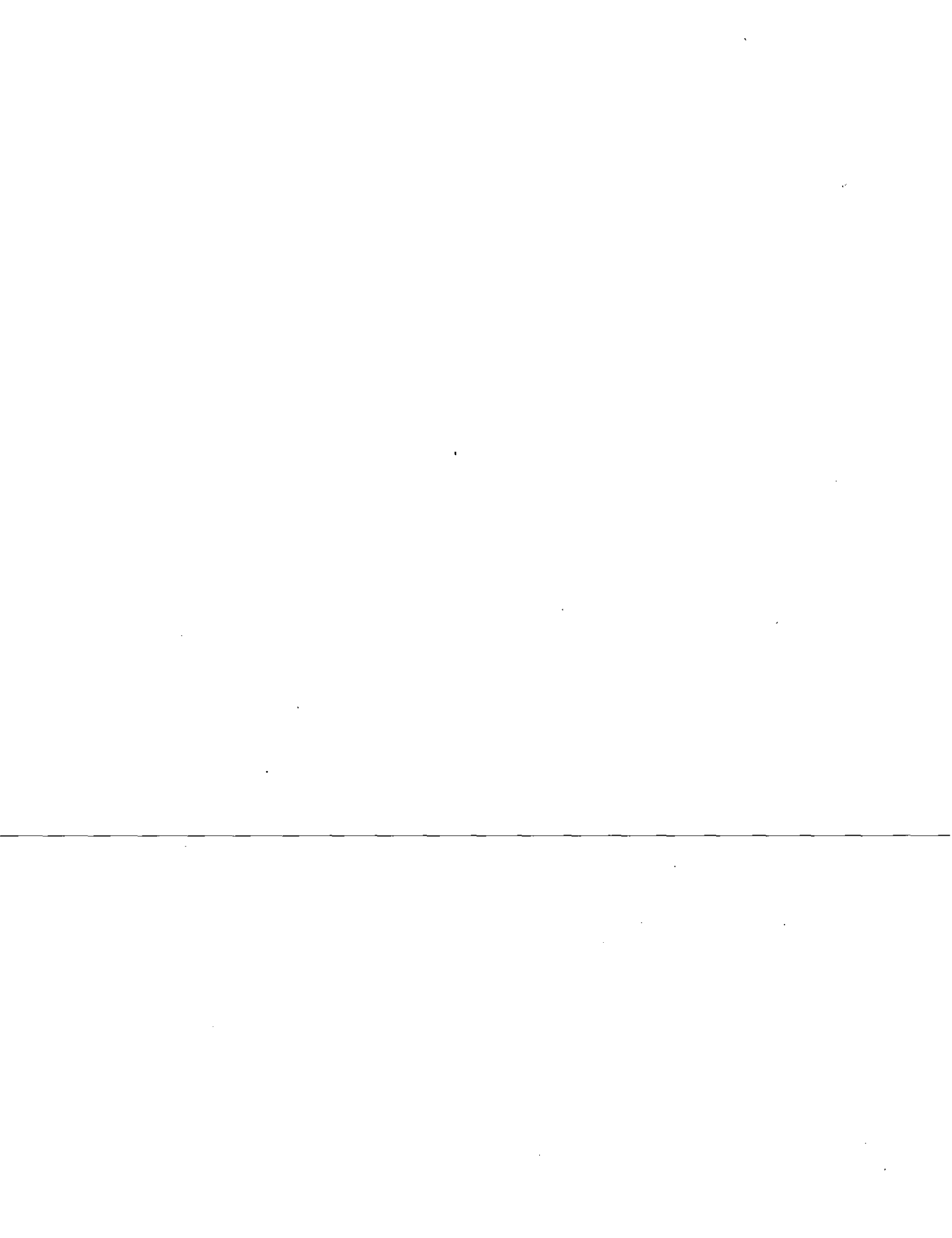
area del radio de contacto

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

- donde :
- l = radio de rigidez relativa (in)
 - E = módulo de Elasticidad del pavimento (psi)
 - h = espesor del pavimento (in)
 - μ = relación de Poisson del pavimento
 - K = módulo de reacción del terreno (pci)

Valores del Radio de Rigidez Relativa

$(\mu = 0.15 \quad E = 4,000,000 \text{ psi})$						
h (in.)	$l = 50$	$l = 100$	$l = 200$	$l = 300$	$l = 400$	$l = 500$
9.0	47.22	39.71	33.39	30.17	28.08	26.55
9.5	49.17	41.35	34.77	31.42	29.24	27.65
10.0	51.10	42.97	36.14	32.65	30.39	28.74
10.5	53.01	44.57	37.48	33.87	31.52	29.81
11.0	54.89	46.16	38.81	35.07	32.64	30.87
11.5	56.75	47.72	40.13	36.26	33.74	31.91
12.0	58.59	49.27	41.43	37.44	34.84	32.95
12.5	60.41	50.80	42.72	38.60	35.92	33.97
13.0	62.22	52.32	43.99	39.75	36.99	34.99
14.0	65.77	55.31	46.51	42.02	39.11	36.99
15.0	69.27	58.25	48.93	44.26	41.19	38.95
16.0	72.70	61.13	51.41	46.45	43.23	40.88
17.0	76.08	63.98	53.80	48.61	45.24	42.78
18.0	79.41	66.78	56.16	50.74	47.22	44.66
19.0	82.70	69.54	58.48	52.84	49.17	46.51
20.0	85.95	72.27	60.77	54.92	51.10	48.33
21.0	89.15	74.97	63.04	56.96	53.01	50.13
22.0	92.31	77.63	65.28	58.93	54.89	51.91
23.0	95.44	80.26	67.49	60.98	56.75	53.67
24.0	98.54	82.86	69.63	62.96	58.59	55.41

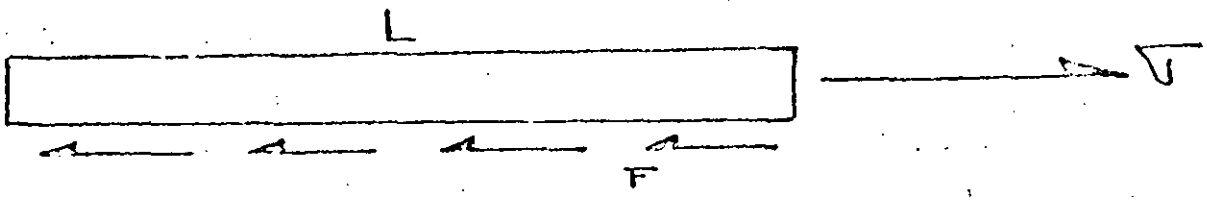


ESFUERZOS POR FRICCIÓN:

5

$$\sigma_c = \frac{W L f}{24 h}$$

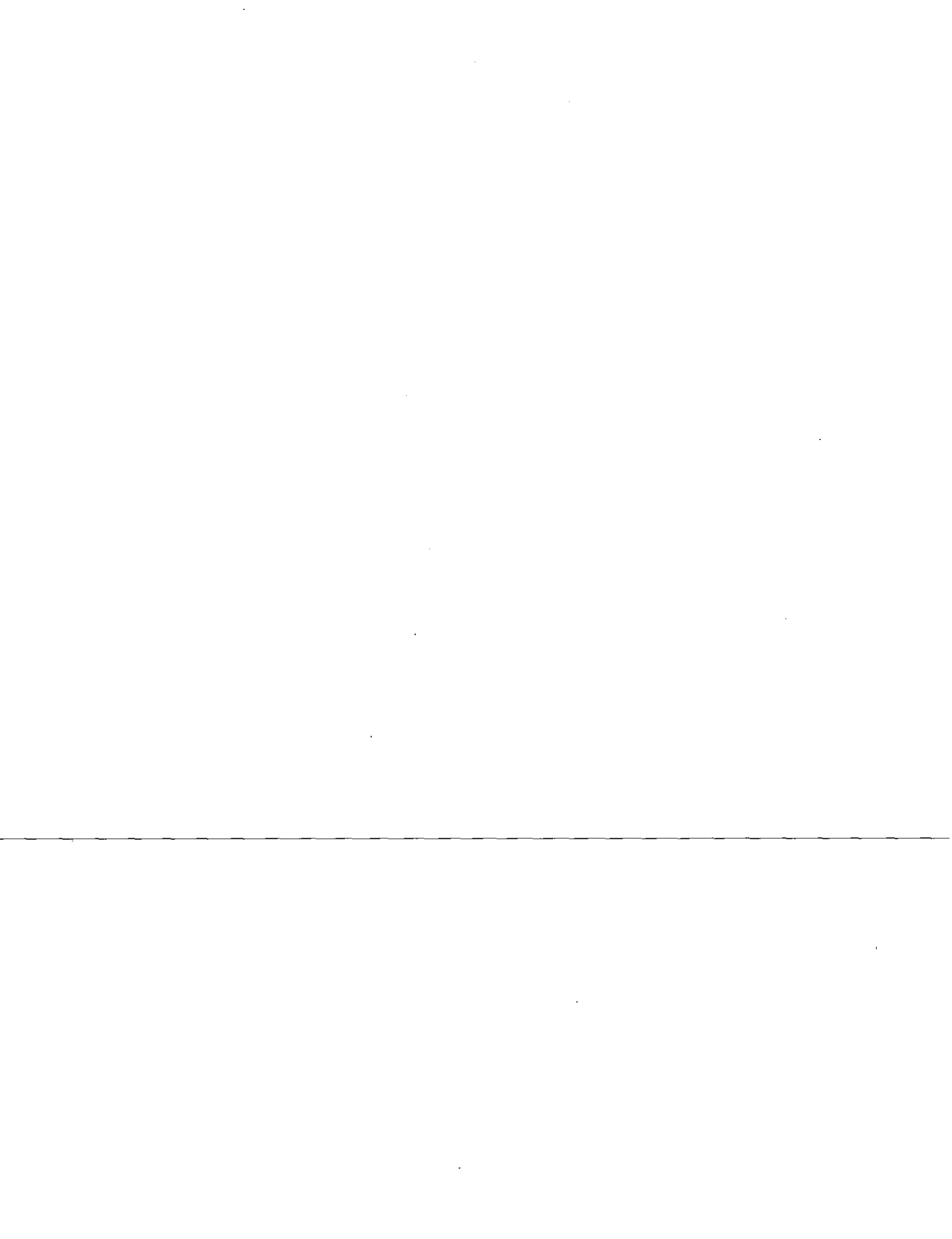
σ_c = esfuerzo unitario en el concreto (psi)
 W = peso de la losa (psf)
 L = longitud de losa (ft)
 f = coeficiente terreno prom. = 1.5
 h = espesor losa (in)



REFUERZO POR TEMPERATURA:

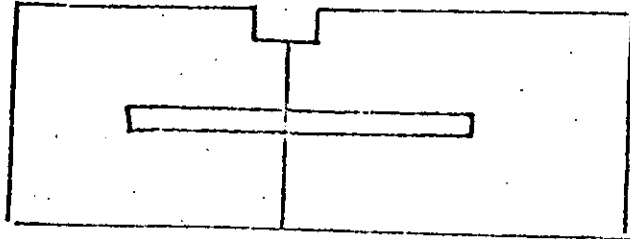
$$A_s = \frac{W f L}{2 f_s}$$

A_s = acero requerido para un pié de ancho
 W = peso de losa (lb/ft²)
 f = 1.5
 f_s = esfuerzo tensión del acero
 L = longitud losa (ft)



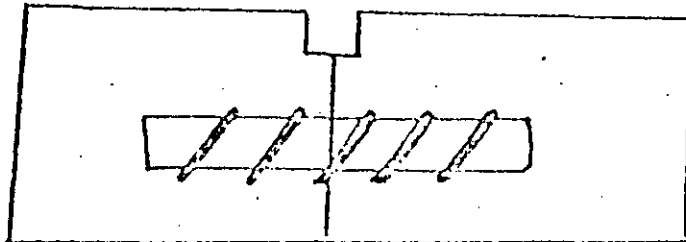
1.- TRANSFERENCIA DE CARGA :

Varillas lisas



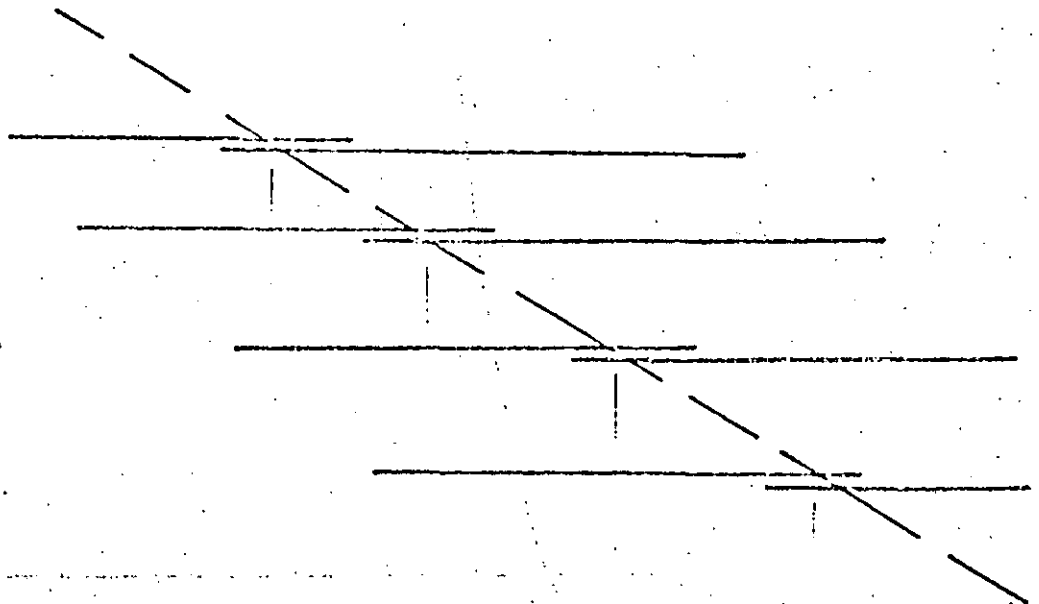
2.- PREVENCIÓN DE DESLIZAMIENTO O SEPARACIÓN

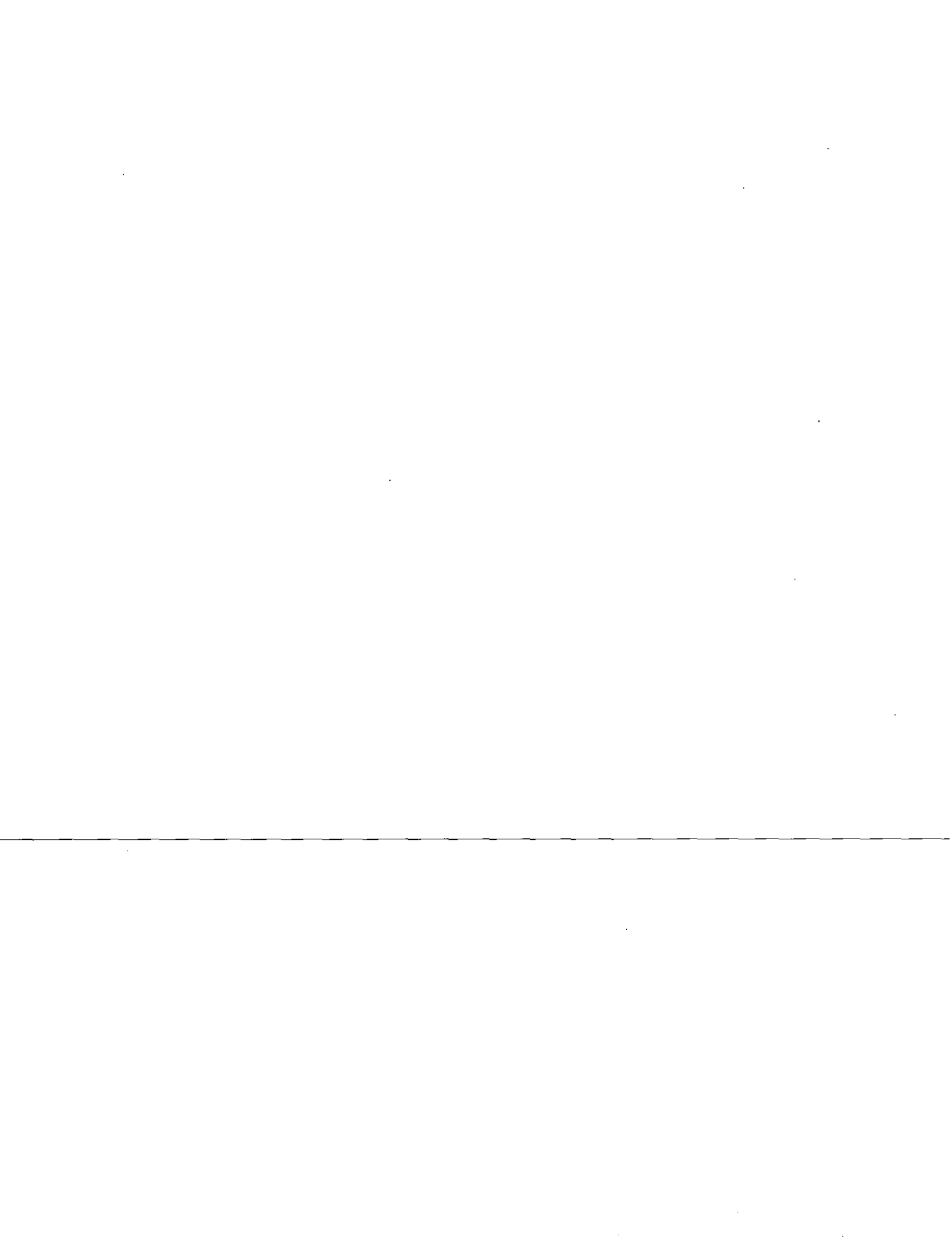
varillas corrugadas



3.- TRASLAPES

varilla : 25 ϕ
alambre : 32 ϕ





ESPECIFICACIONES ASFALTO PARA ACEROS EN JUNTAS DE PAVIMENTOS RIGIDOS

7

TRASFERENCIA DE CARGAS:

Espesor del pavimento (mm)		diámetro barra (in)	(mm)	longitud barra (in)	(mm)	espaciam. barra (in)	(mm)
(in)							
6	150	3/4	19	18	460	12	300
7	175	1	25	18	460	12	300
8	200	1	25	18	460	12	300
9	225	1 1/4	31	18	460	12	300
10	250	1 1/4	31	18	460	12	300

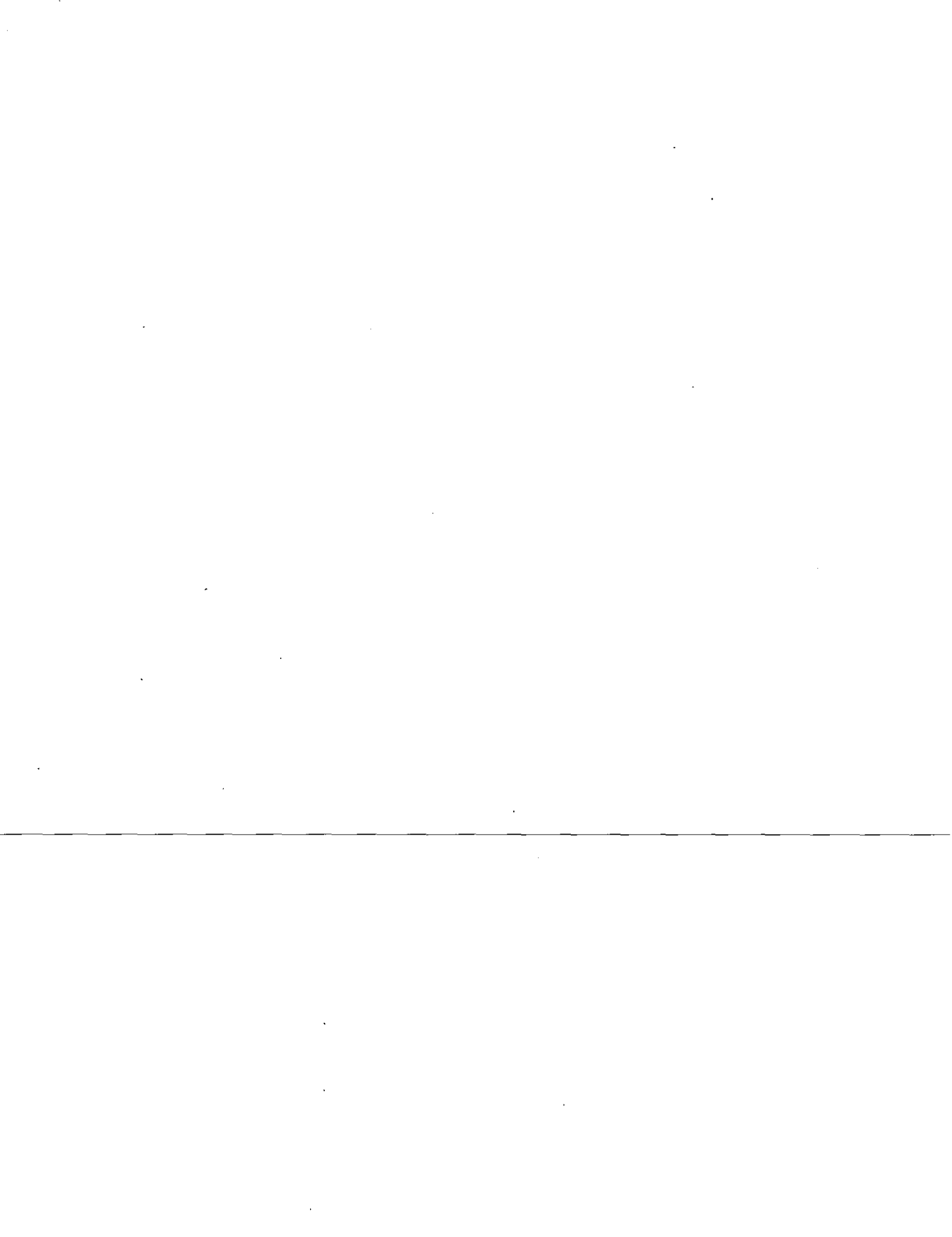
Se recomienda utilizar acero grado 70 o mayor (4,900 Kg/cm²)

EVITAR SEPARACION

(barras No 4)

Tipo y grado acero	espesor pav, (mm)	long. mín. (m)	anchos carril		
			3.05m	3.35m	3.66m
40	155	0.63	1.22	1.22	1.22
	180		1.22	1.22	1.22
	205		1.22	1.12	1.02
	230		1.09	0.99	0.89
	255		0.97	0.89	0.81

Se recomienda utilizar acero de varilla " CORRUGADA " del grado 40 ó sea 2,800 Kg/cm²



MODULO DE RUPTURA " M R "

Vigas de concreto de 6 x 6 x 18 pulgadas
Pruebas a 7, 28 y 90 días
f'c de diseño

$$MR = \frac{P L}{b d^2}$$

RELACION ENTRE MR (Flexión) y f'c (compresión)

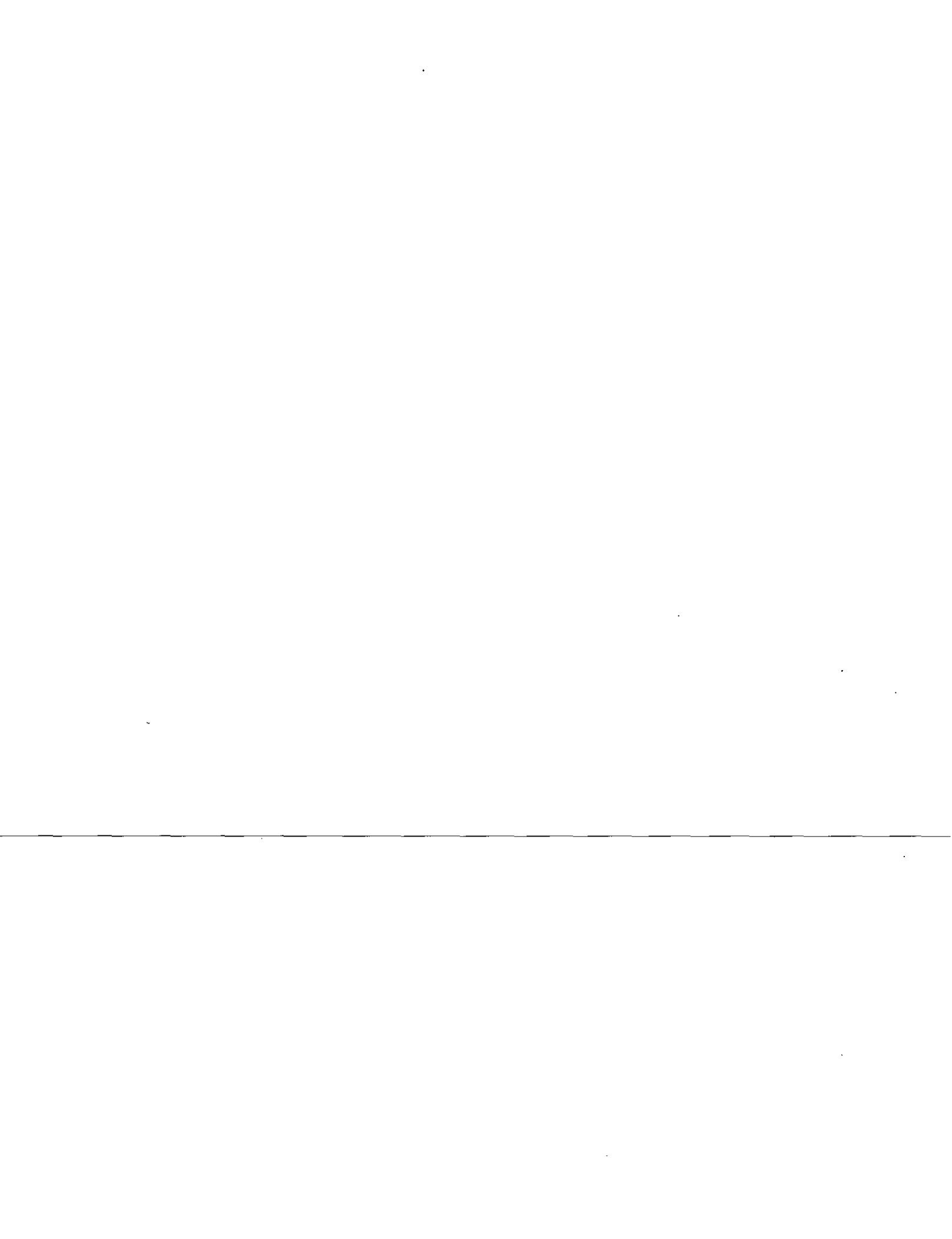
$$MR = K \sqrt{f'c}$$

MR = psi K=cte 8-10
f'c = esf. compresión (psi)

ESFUERZO DE TRABAJO DEL CONCRETO para el diseño :

" f_t "

$$f_t = 0.75 MR$$



GUÍA PARA EL DISEÑO DE SUBBASES
EN PAVIMENTOS RIGIDOS

9

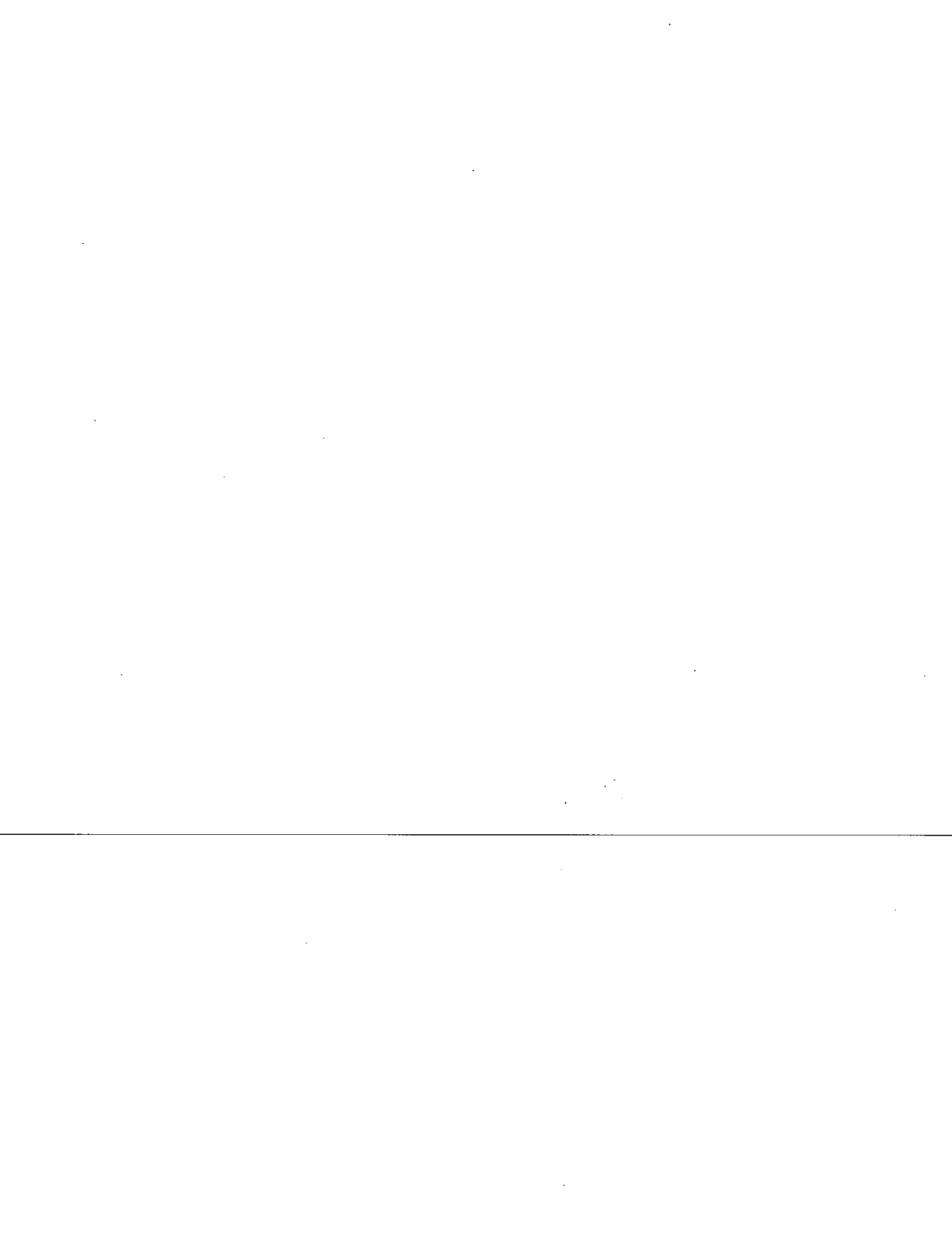
TIPO DE SUELO CIMENTACION	ESPESOR RECOMENDADO
Alto soporte : Arenas	4 - 6 pulgadas
Mediano soporte: Limos y Arcillas Limosas	6 - 9 pulgadas
Bajo soporte : Suelos arcillosos activos	8- 12 pulgadas

Requisitos de Esfuerzos :

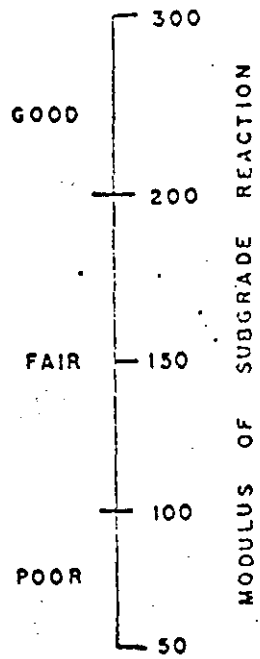
Tipo de Subbase	Esfuerzo recomendado
Estabilizada con cemento	400 - 750 psi compresión *
Estabilizada con cal	100 psi mínimo compresión *
Estabilizada con asfalto	20 min. Hveem estabilómetro 500 min. Marshall estabilómetro

* Esfuerzo a la edad de 28 días.

Referencia : Manual de diseño de CRCP, United States Steel Corporation
por Dr. B.F. Mc Cullough.



SUBGRADE CHARACTERISTICS



SUBBASE CHARACTERISTICS

UNTREATED SUBGRADE TREATED SUBGRADE

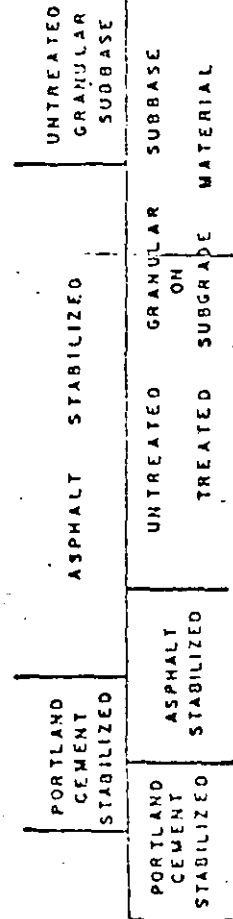
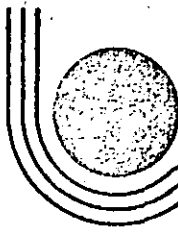


FIGURE 2.3-2—Subbase Design Chart





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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

EVALUACION, REHABILITACION, REFUERZO
y RECONSTRUCCION

M. EN C. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

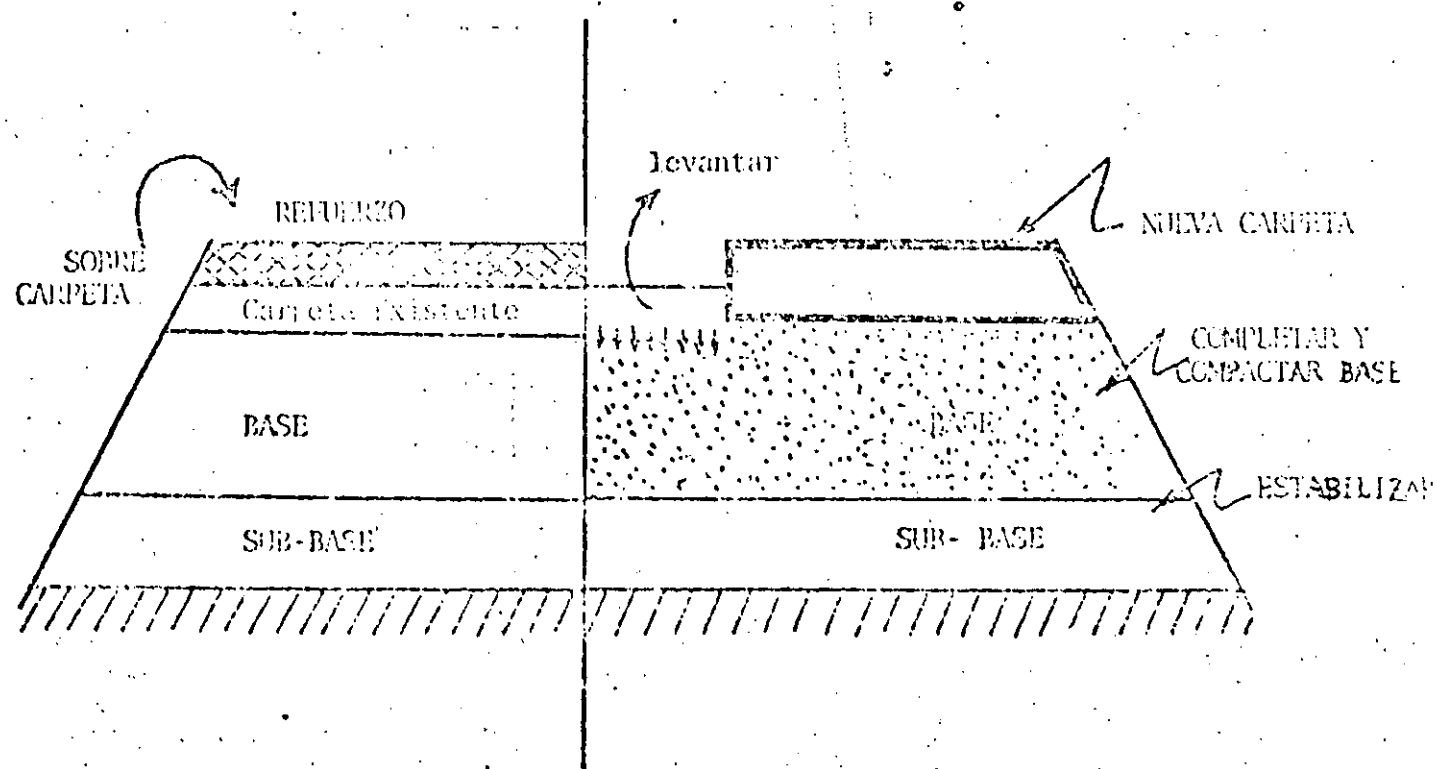
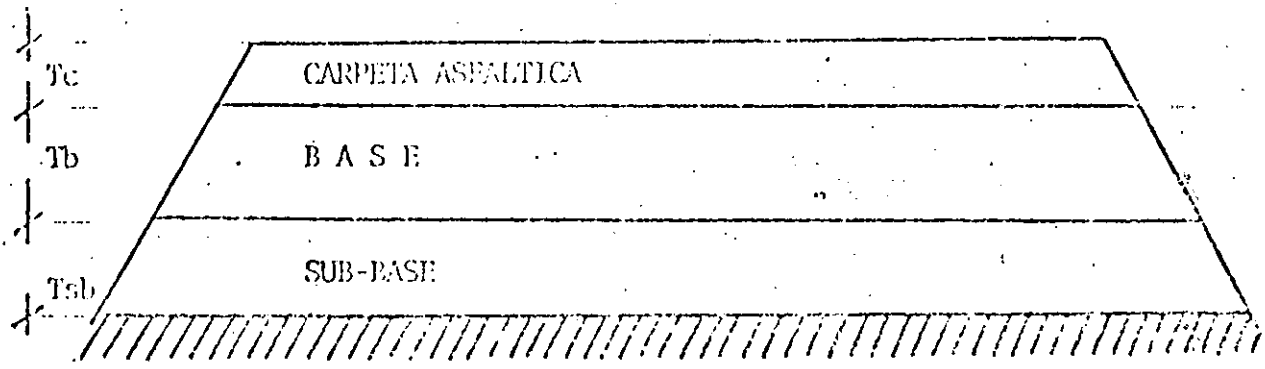
AGOSTO, 1983

APUNTES PAVIMENTOS

EVALUACION, REHABILITACION, REFUERZO, RECONSTRUCCION

M. EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

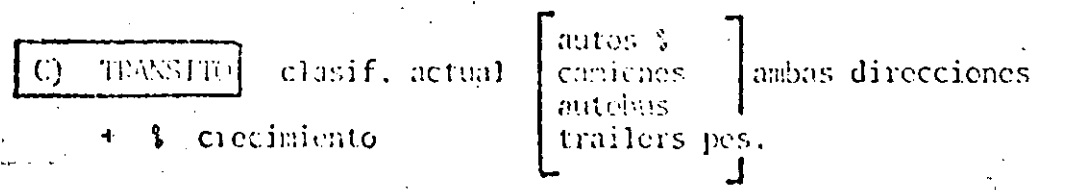
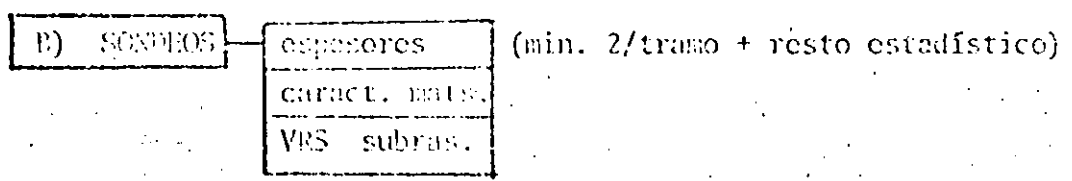
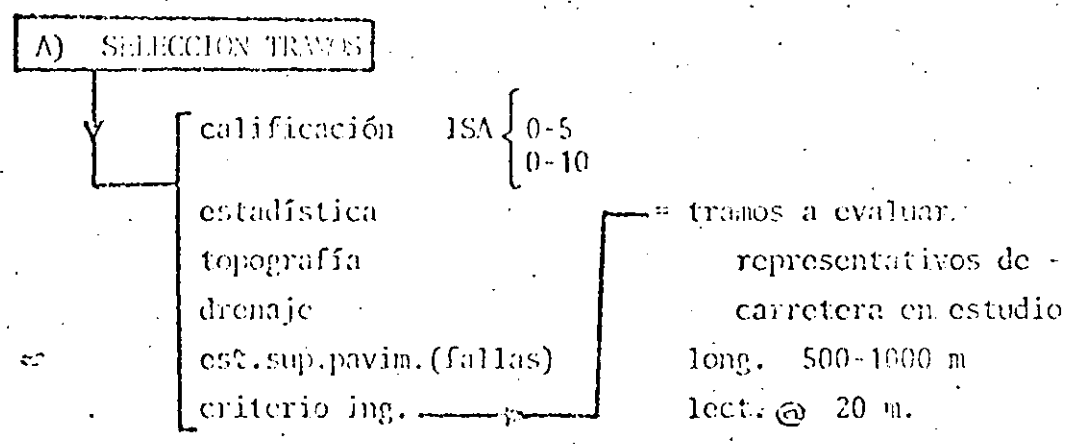
D) DIFERENCIA " DISEÑO VS. REHABILITACION "



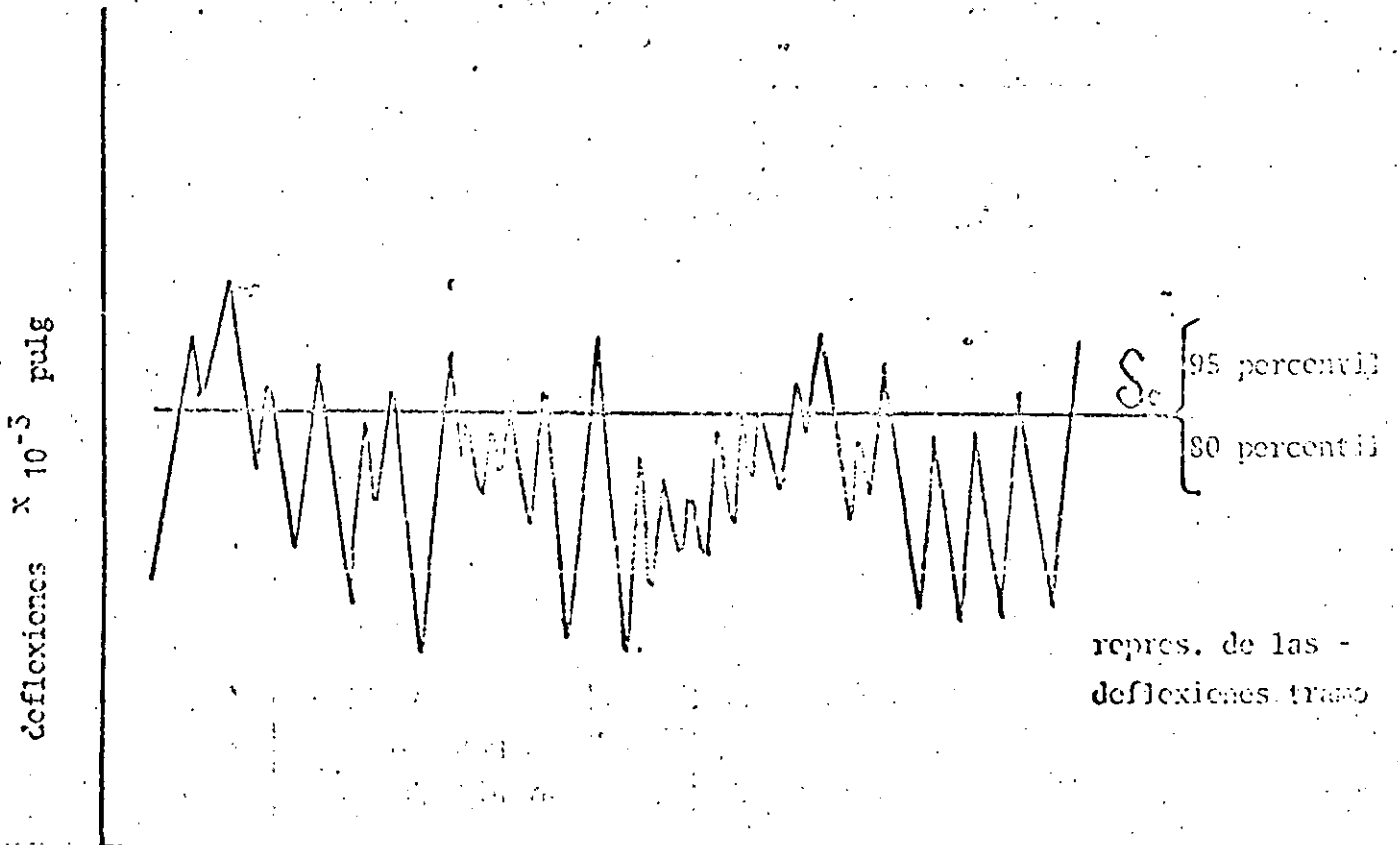
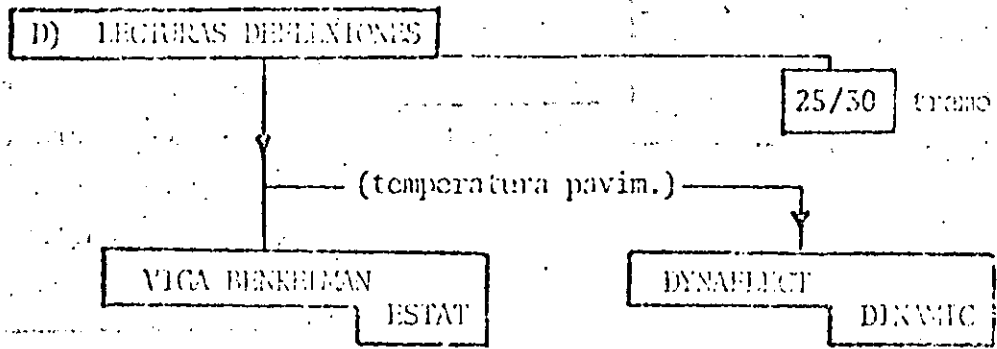
II) REFUERZO Ó REHABILITACION (en base a DEFLEXIONES)

Métodos exist.	CALIFORNIA (más usual , revis. 79)
	INST. ASFALTO
	INST. INGENIERIA
	SOP
	CANADA
	COMPUTACION * (tema separado)

Observ: Independientemente del método de diseño por utilizar, es básico el siguiente análisis para la evaluación y diseño de refuerzos o rehabilitación para pavimentos flexibles.

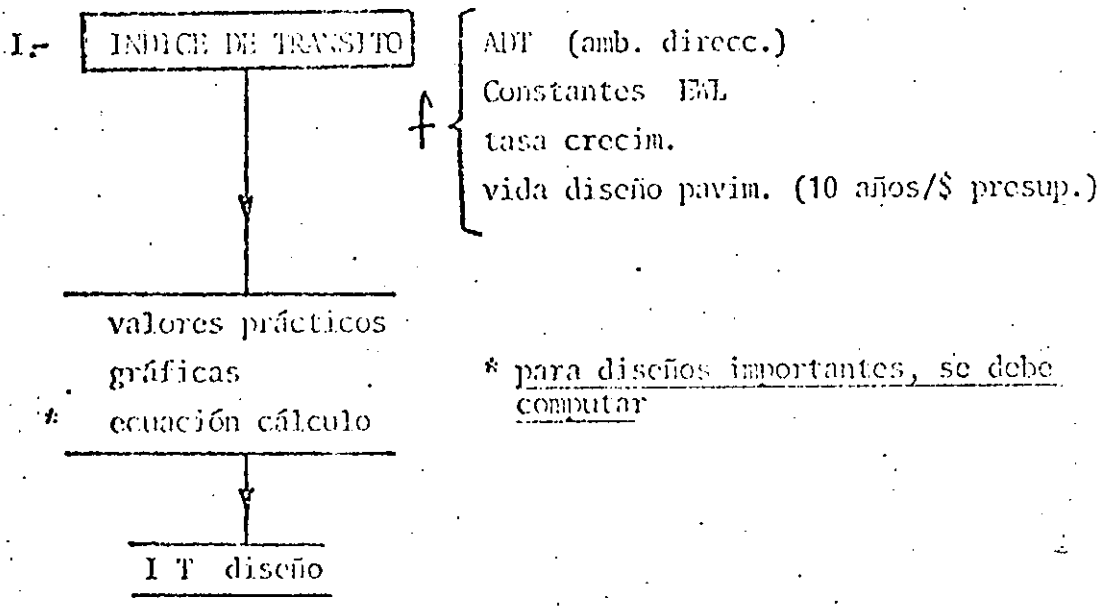
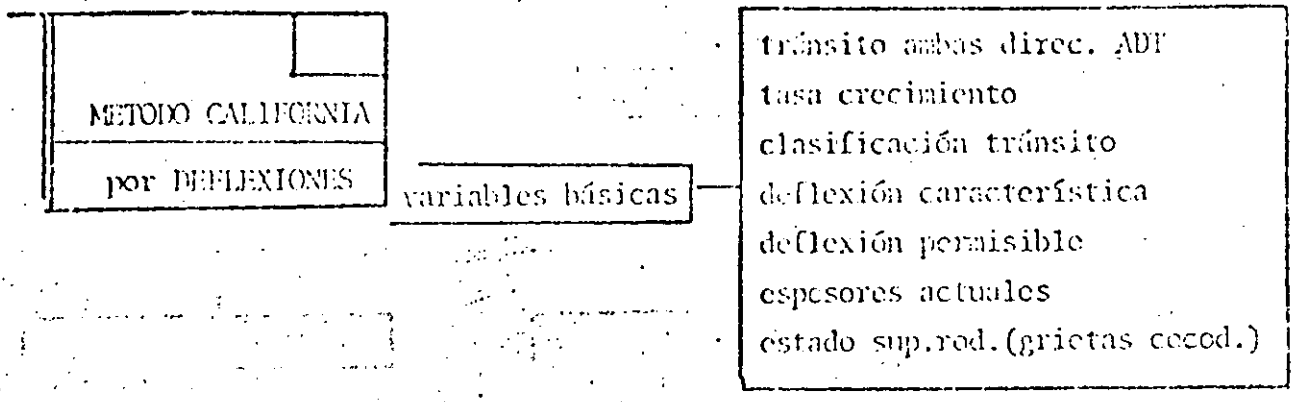






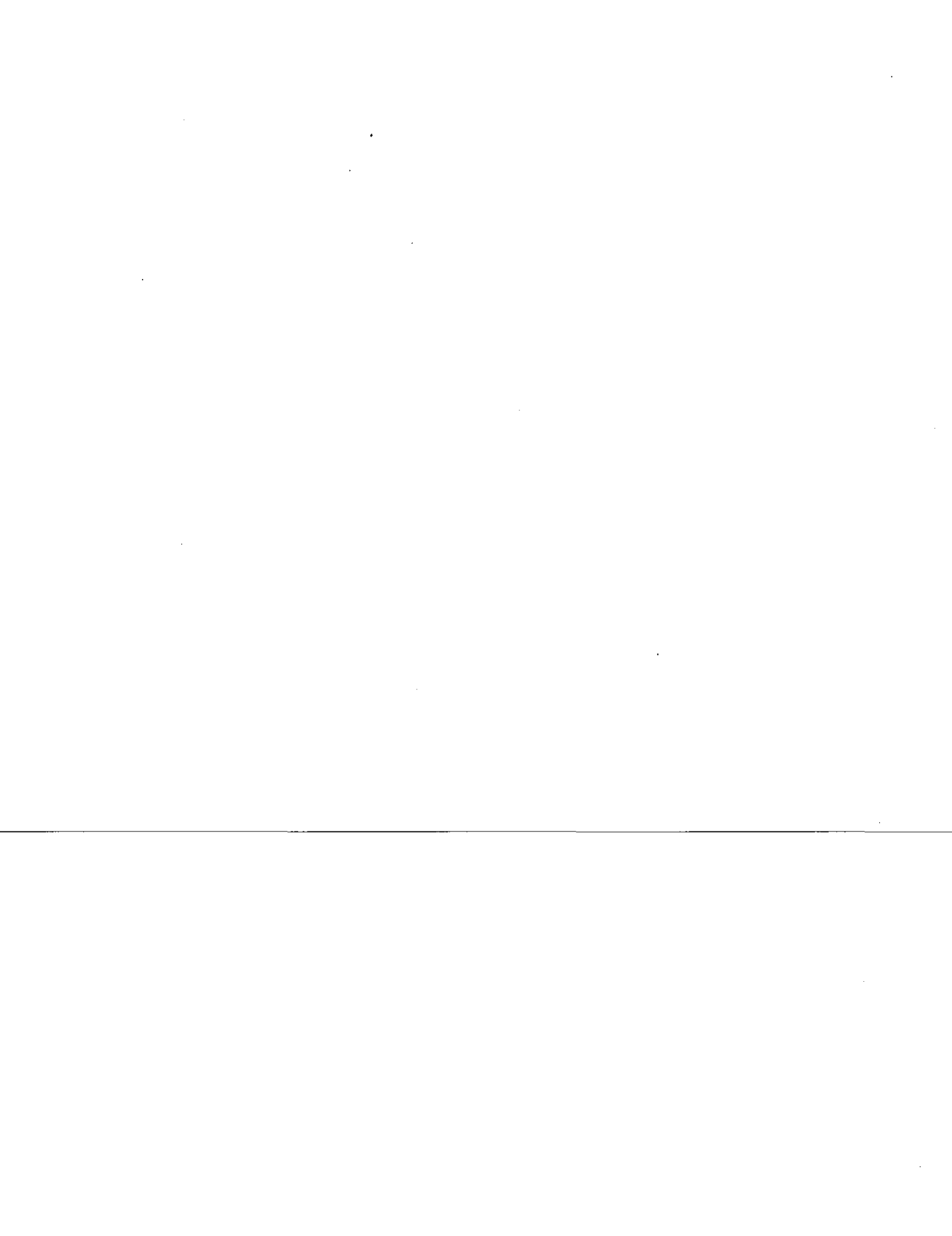
Long. tramo (ft)





valores prácticos	I.T.
Calles secundarias	4.0
" residenc.	4.5
avenidas "	5.0
carreteras rurales	6.0
" secund.	8.0
" primarias o avenidas/pesado	9.0 (*)

→ A) $TEF = 1 + \frac{1.6}{4}$ media expansión (6% anual x 19 años = 60% = 1.6)



→ B) CONSTANTES "EWL" CALIFORNIA

	Tipo vehículo	Carret. Principales	Carr. Secundarias
camión	2 ejes	280	200
	3 ejes	930	690
	4 ejes	1320	1070
	5 ejes	3190	1700
	6 ejes	1950	1050

→ C) CALCULO EWL ANUAL

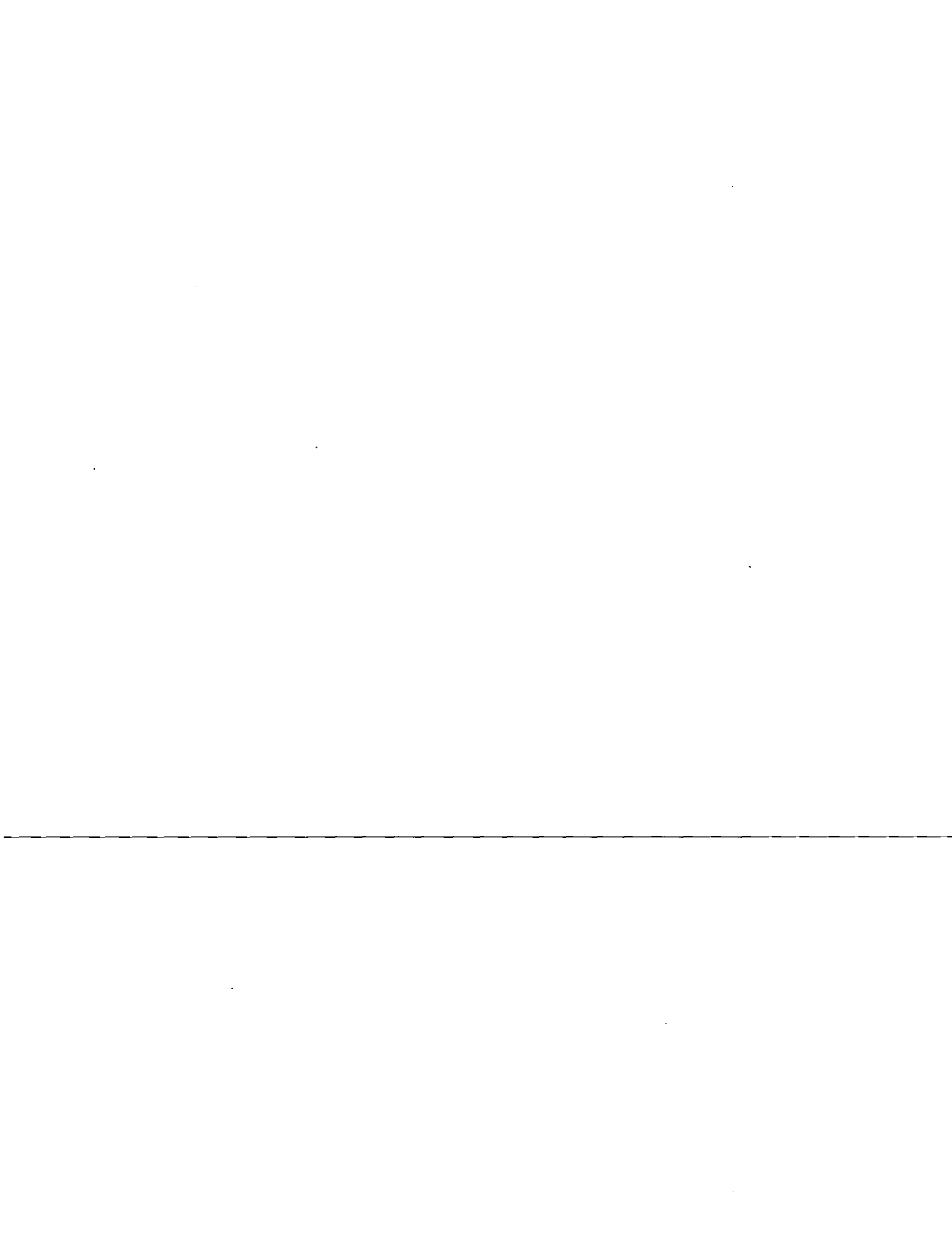
i) ADT actual x TEF = ADT EXPANDIDO

ii) ADT_E x EWL_{CHES} = EWL ANUAL

iii) \sum EWL ANUAL x No. años diseño = TOTAL EWL

→ D) ECUACION IT

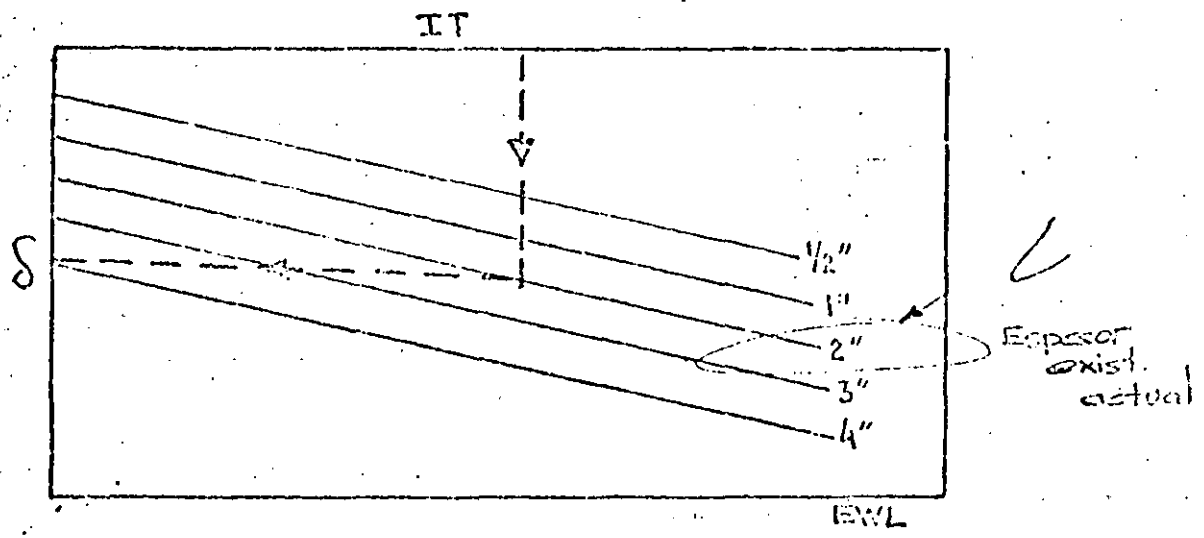
$$I T_D = 6.7 \left[\frac{\text{TOTAL EWL}}{10^6} \right] 0.119$$



II.- **CALCULO δ PERMISIBLE**

$f\{\delta_c, IT_D\}$

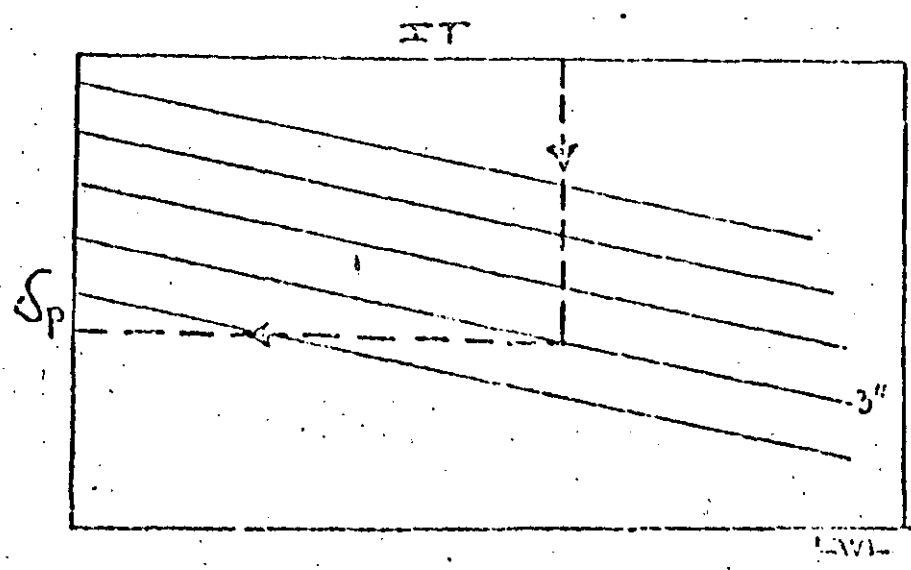
si $\delta_c > \delta_p \Rightarrow$ REFUERZO ES REQUERIDO

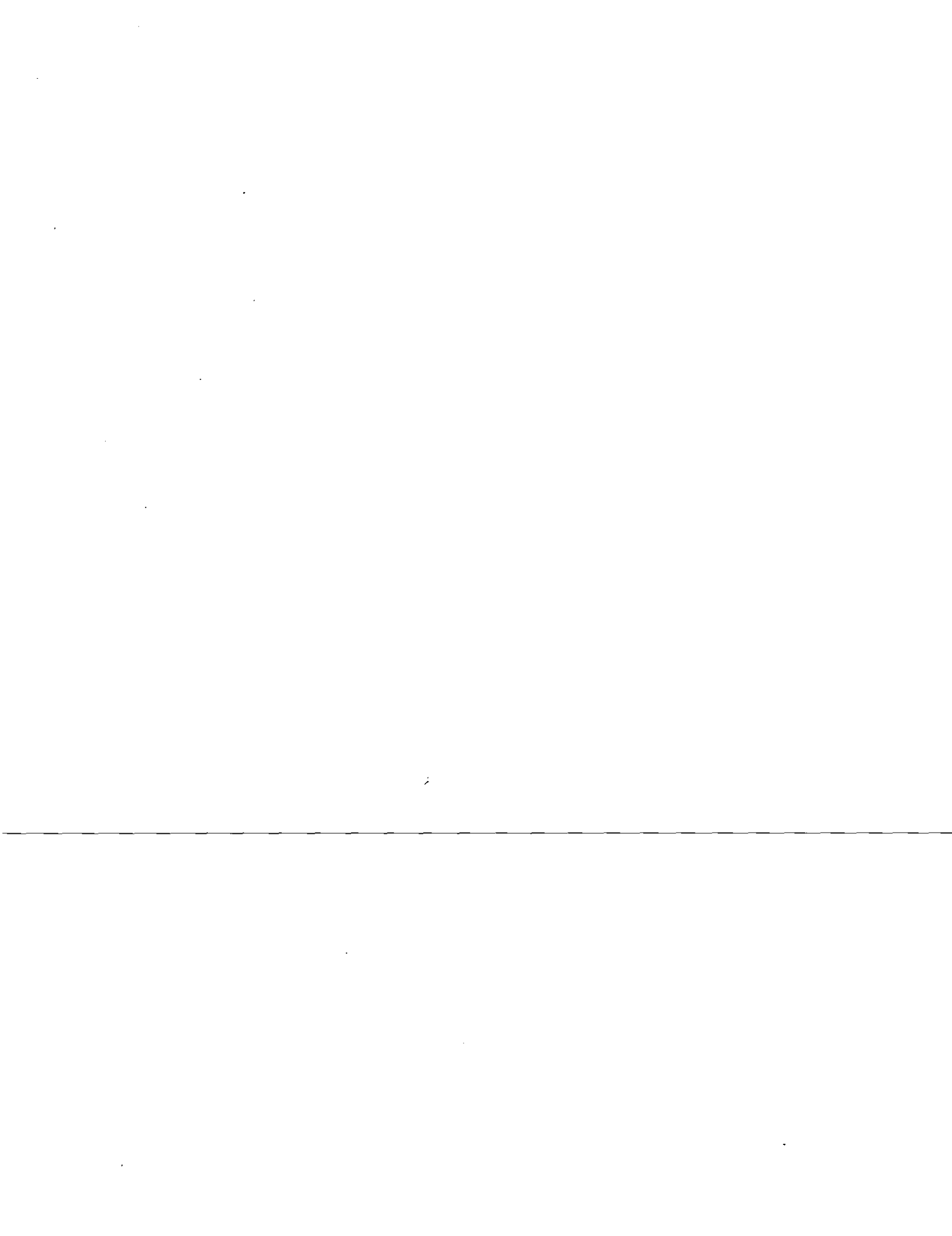


III.- **DISEÑO REFUERZO**

tanteos i) suposiciones de refuerzo ó S.C. en base a criterio visual carpeta p.e. agrietada cocod. \rightarrow 3" C.A.

ii) suposic. de 3" C.A.; cálculo de δ permisible para ese espesor

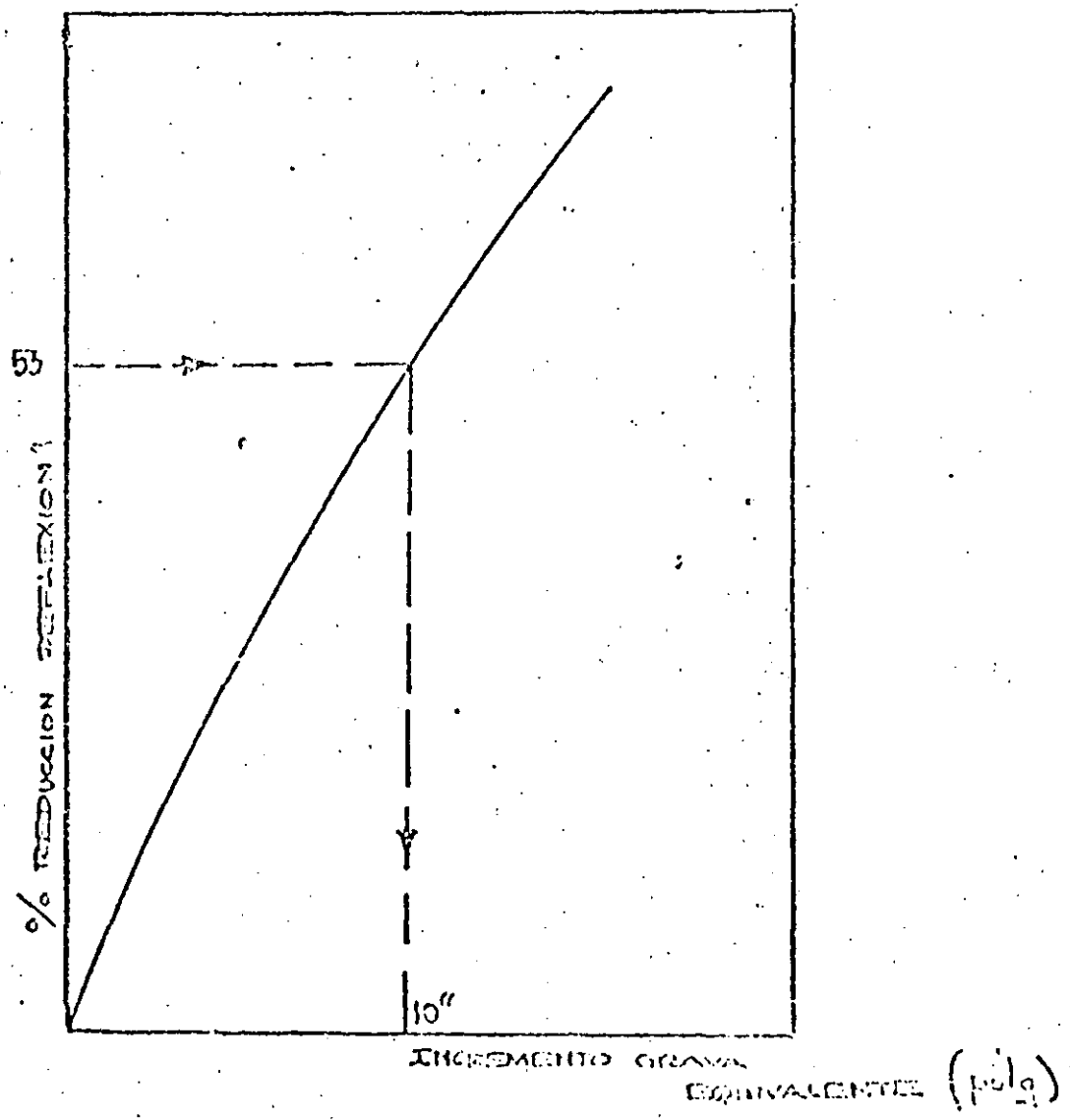




iii) cálculo % REDUCCION DE FLEXION. $= \frac{\delta_c - \delta_r}{\delta_c} \times 100$

iv) cálculo incremento GRAVA EQUIVALENTE (gráfica)

v) criterio definir refuerzo final





por M.en C.Ing. Rodolfo Teller G.

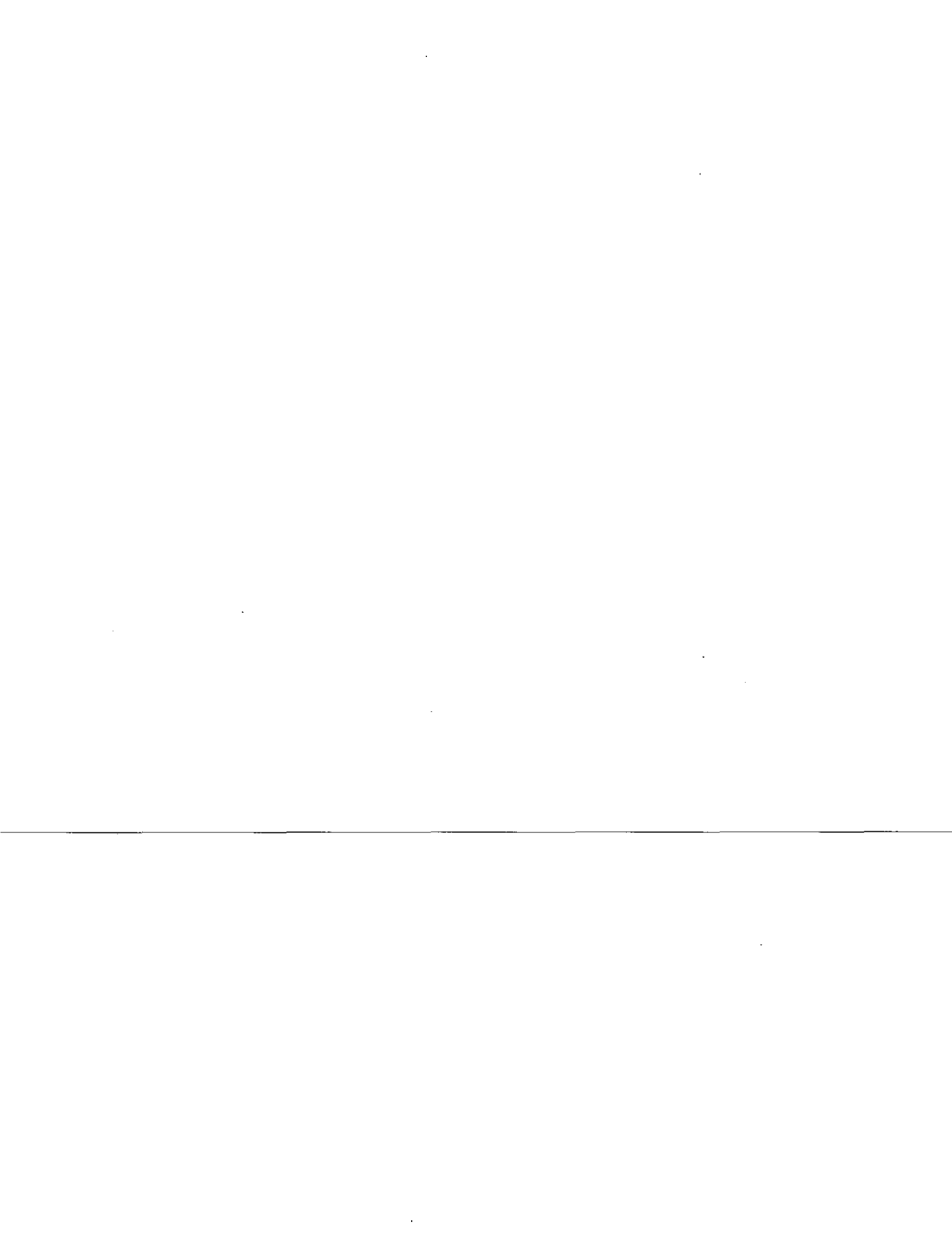
* * *

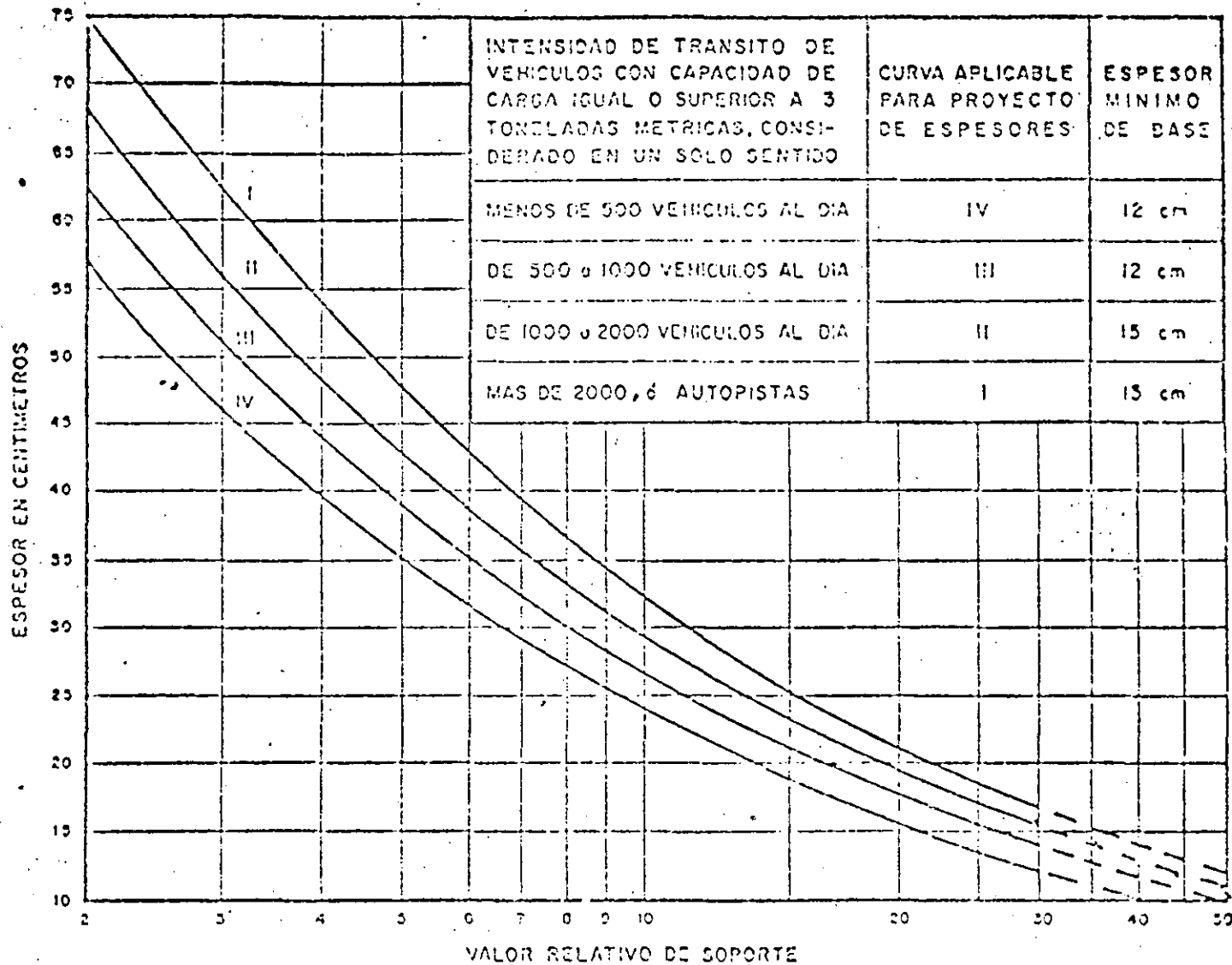
TERMINOLOGIA BASICA

Definiciones.-

- 1.-CARRIL DE DISEÑO.- Carril en el cual es esperado el mayor número de ejes sencillos equivalentes.
- 2.-PERIODO DE DISEÑO. El número de años desde la aplicación inicial de tráfico hasta la primera rehabilitación o refuerzo mayor.
- 3.-NUM.TRAFICO DE DISEÑO.- (DIN) Promedio diario del número de ejes equivalentes 18,000 lbs. estimado para el carril de diseño durante el período de diseño.
- 4.-EJES EQUIVALENTES. 18 KIP esawl.- Efecto sobre el pavimento de cualquier combinación de ejes de magnitud variable igualado al número de cargas por ejes de 18 mil libras requeridas para producir un efecto equivalente.
- 5.-TRAFICO DIARIO INICIAL. (IDI) Promedio diario del número de vehículos esperado en ambas direcciones durante el primer año.
- 6.-NUMERO INICIAL DE TRAFICO.- (IIN) Promedio diario del número de ejes equivalentes de 18 mil lbs. esperado en el carril de diseño durante el primer año.
- 7.-CLASIFICACION DEL TRAFICO.-
 LIGERO : cuando el DIN resulte menor de 10.
 MEDIANO: cuando el DIN resulte entre 10 y 100.
 PESADO : cuando el DIN sea mayor de 100.

* * *

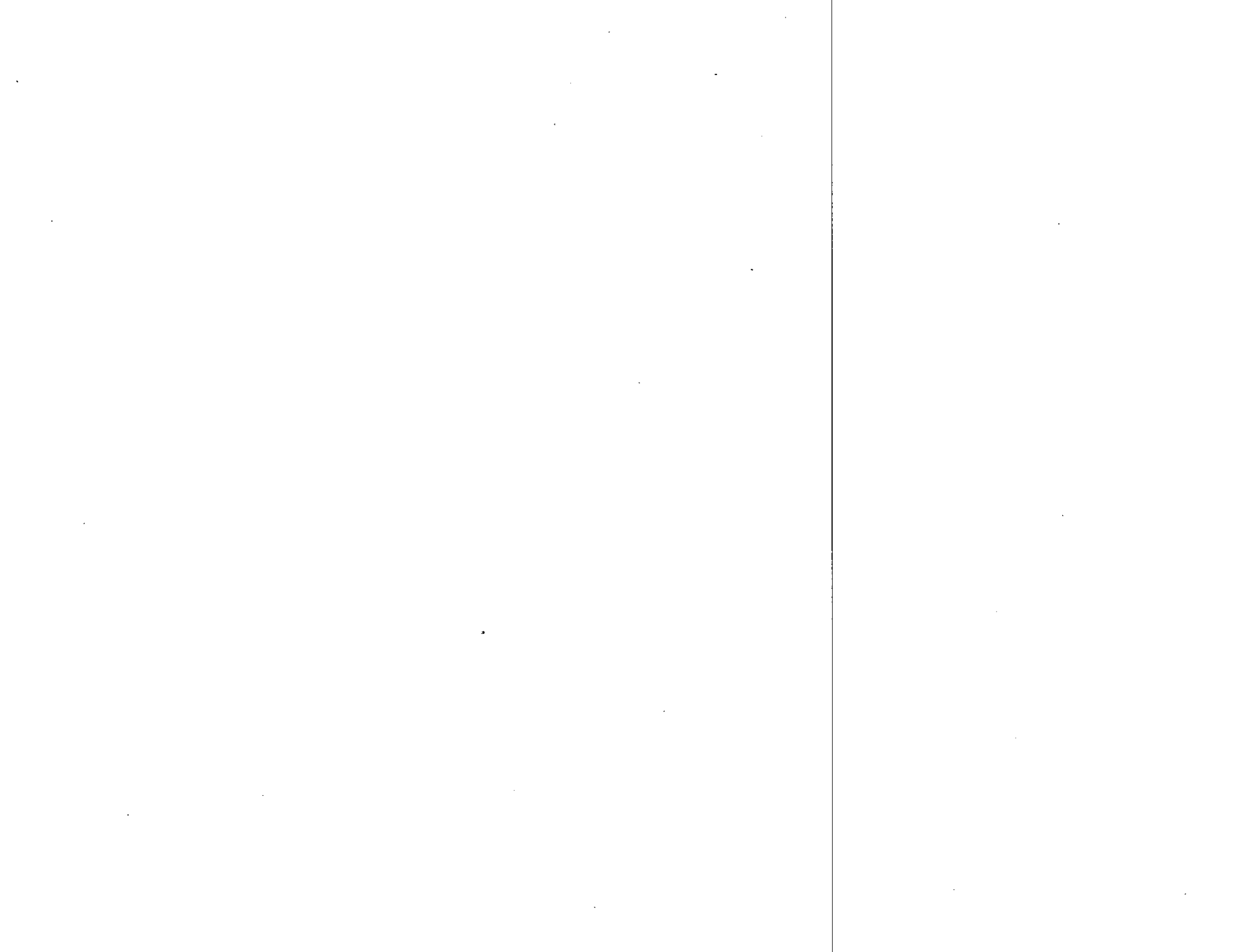


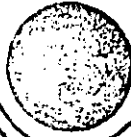


CURVAS PARA CALCULAR EL ESPESOR MINIMO DE SUB-BASE MAS BASE, EN PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CAMINOS EN FUNCION DEL V. R. S. DE LA SUB-RASANTE.

FIG. NUM. 2

(9)
b





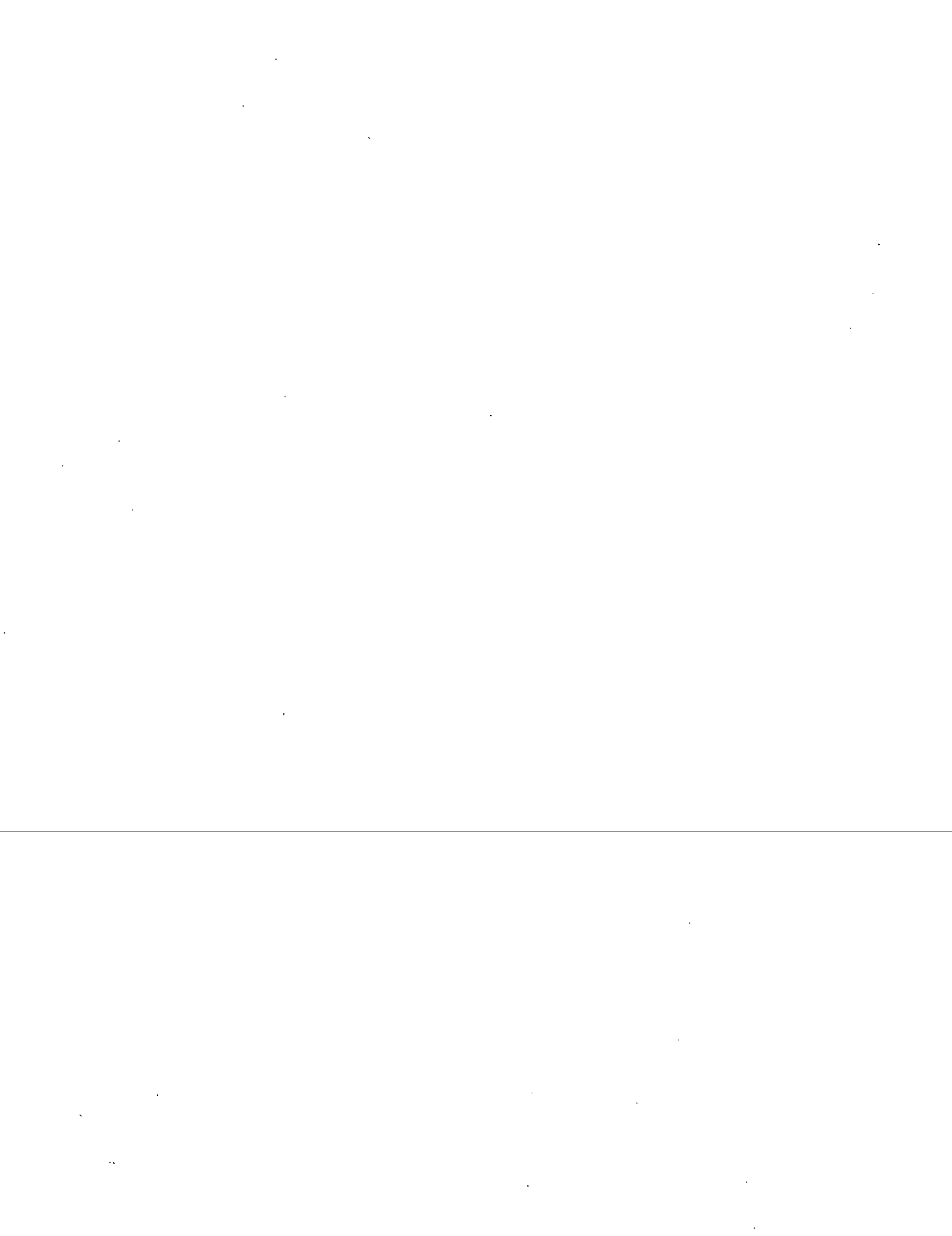
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

APUNTES TALLER PAVIMENTOS
METODO INSTITUTO DEL ASFALTO
METODO CALIFORNIA
METODO COMPUTARIZADO

M. EN C. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

AGOSTO, 1983



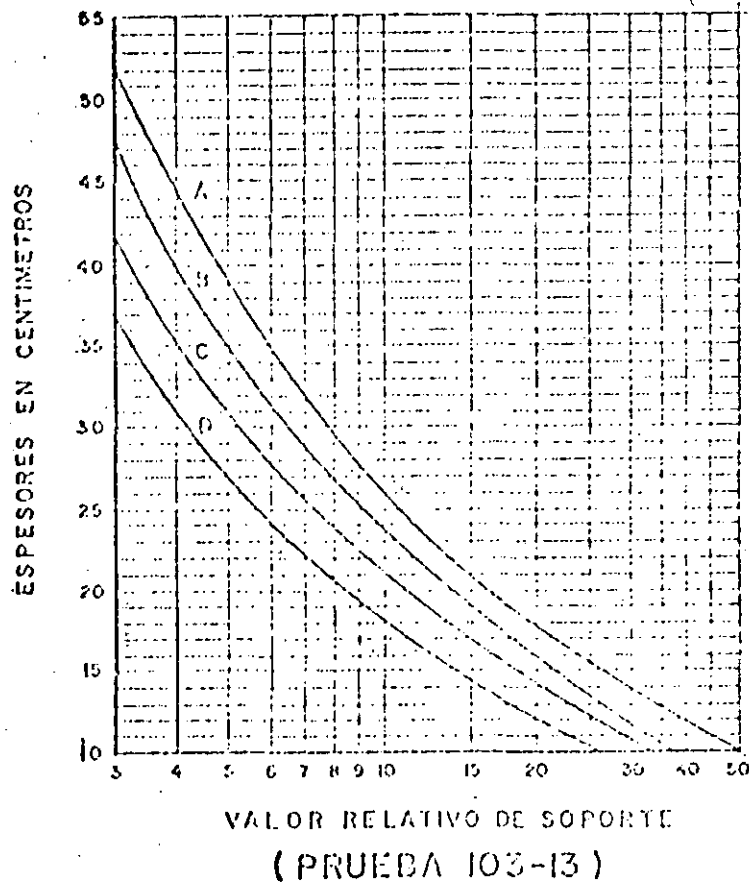
DISINFECTION

I PATIENTS

UNIVERSITY OF MICHIGAN LIBRARY
ANN ARBOR, MICHIGAN

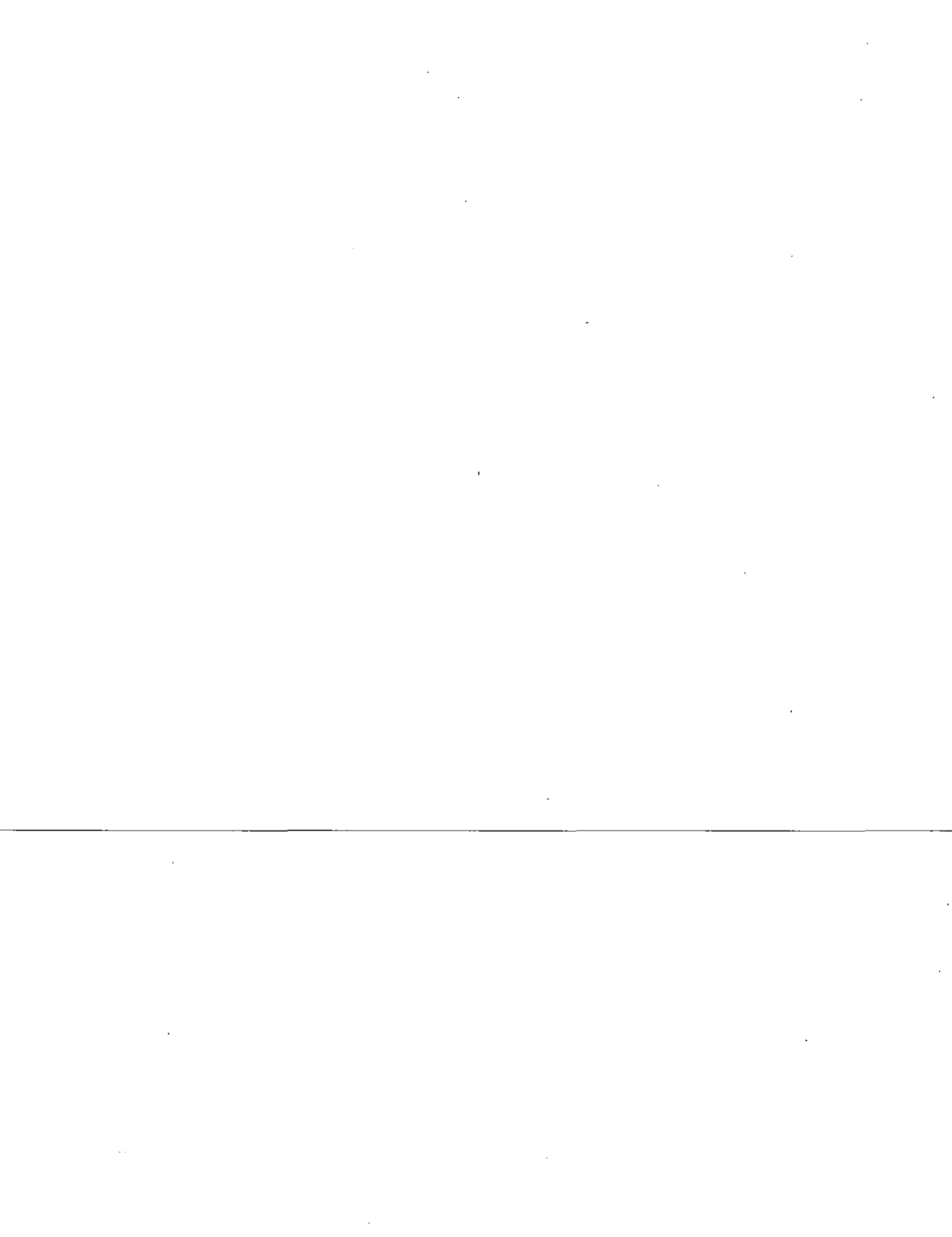


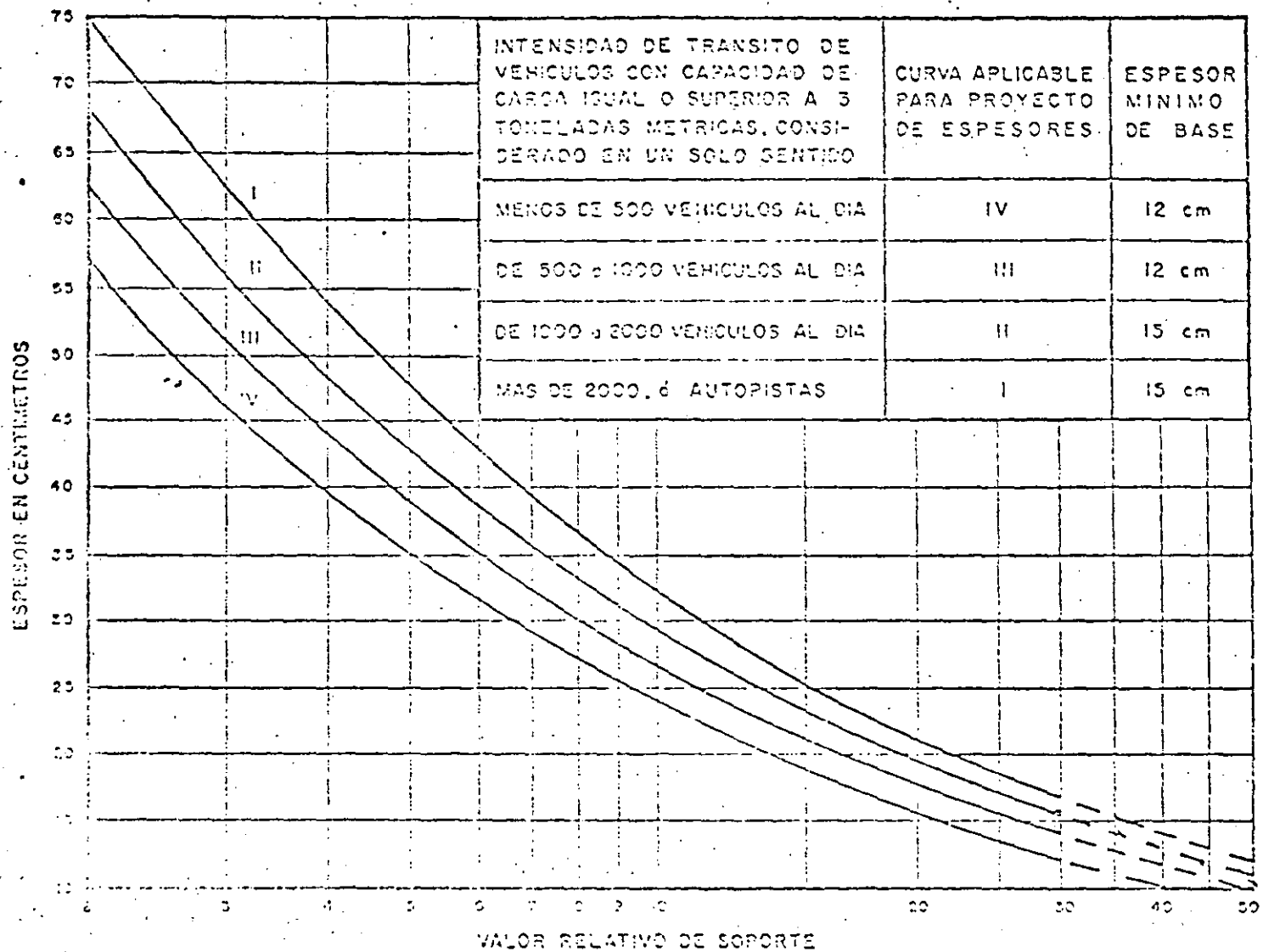
GRAFICA PARA CALCULAR EL ESPESOR MINIMO DE SUB-BASE MAS BASE EN PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CAMINOS EN FUNCION DE V. R. S. DE LA SUB-RASANTE.



INTENSIDAD DE TRANSITO DE VEHICULOS CON CAPACIDAD DE CARGA IGUAL O SUPERIOR A 3 TONELADAS METRICAS CONSIDERADO EN UN SOLO SENTIDO.	CURVA APLICABLE PARA PROYECTO DE ESPESORES.	TIPO RECOMENDABLE DE CARPETA ASFALTICA.
MAYOR DE 1000 VEHICULOS AL DIA	A	MEZCLA EN PLANTA
DE 600 A 1000 " " "	B	MEZCLA EN EL LUGAR O MEZCLA EN PLANTA.
DE 200 A 600 " " "	C	TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE O MEZCLA EN EL LUGAR
MEMOR DE 200 " " "	D	TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE O DOBLE.

FIG. NUM. 1





CURVAS PARA CALCULAR EL ESPESOR MINIMO DE SUB-BASE MAS BASE, EN PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CAMINOS EN FUNCION - DEL V. R. S. DE LA SUB-RASANTE.

FIG. NUM. 2

CARACTERISTICAS-ESTRUCTURALES DE CARPETAS ASFALTICAS

Espesores recomendables prácticos en función del Tránsito Diario:

INTENSIDAD DE TRANSITO.	CARPETA ASFALTICA.
Más de 2000 vehículos.	Concreto asfáltico con espesor mínimo de <u>7.5 cm.</u>
De 1000 a 2000 vehículos.	Concreto asfáltico con espesor mínimo de <u>5 cm.</u>
De 500 a 1000 vehículos.	Mezcla en el lugar o en planta de 5 cm de espesor.
Menos de 500 vehículos.	Tratamiento superficial simple, o doble en lugares de alta precipitación pluvial.

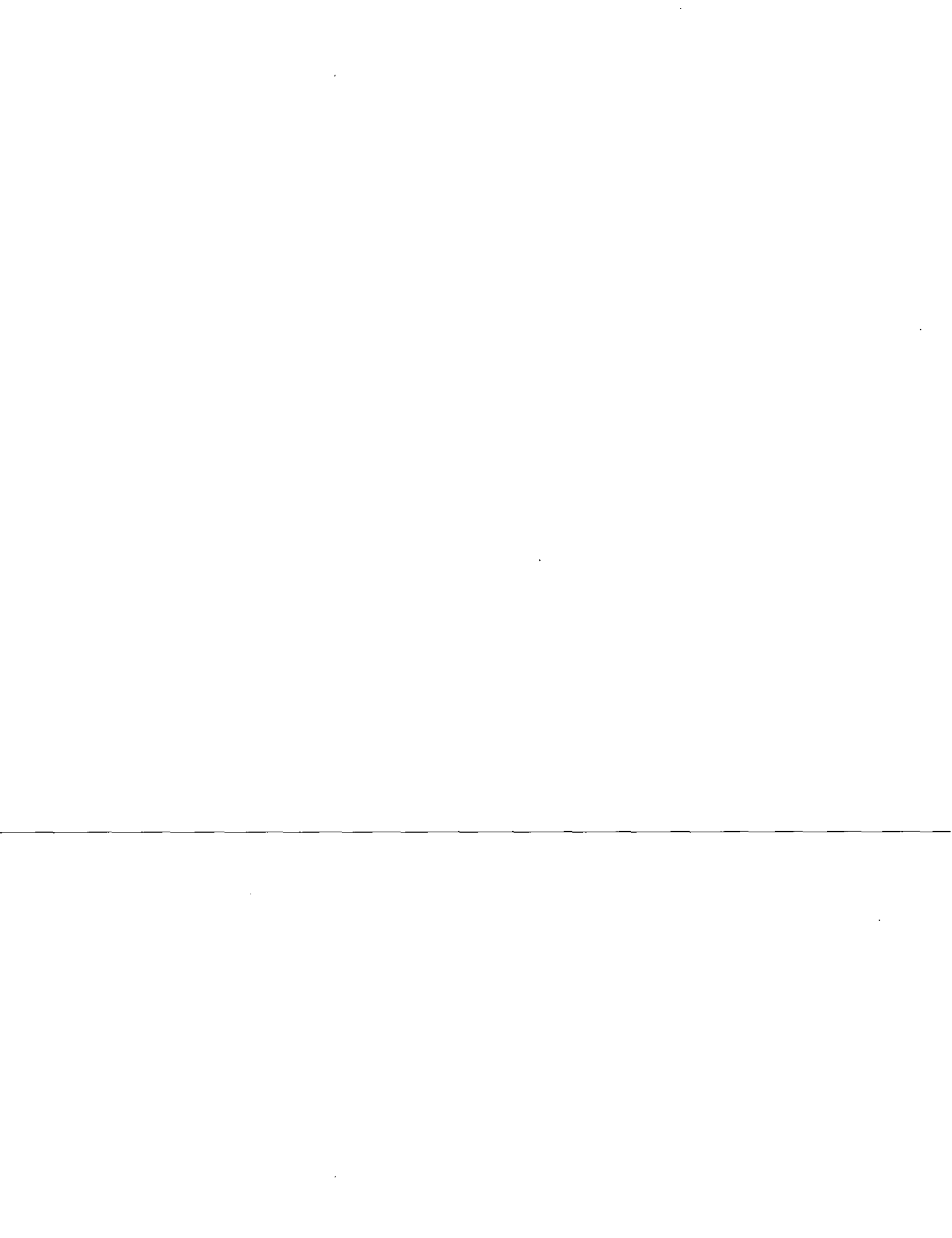
7



APUNTES TALLER PAVIMENTOS

METODO INSTITUTO DEL ASFALTO

M. EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ.



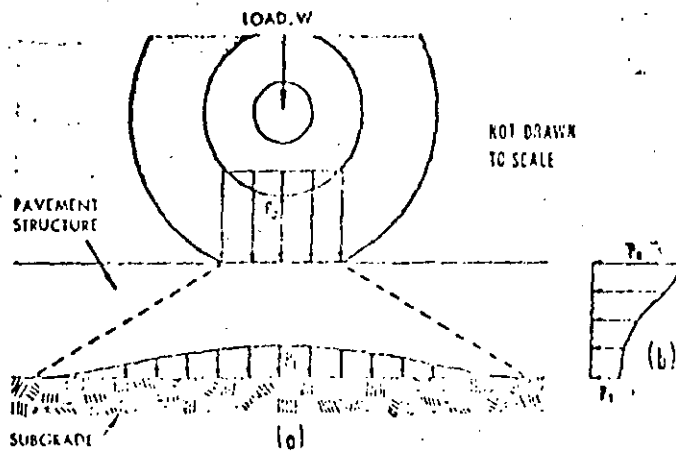


Figure 1-1—Spread of wheel load through pavement structure

Dispersión de la carga de la rueda a través de la estructura del pavimento.

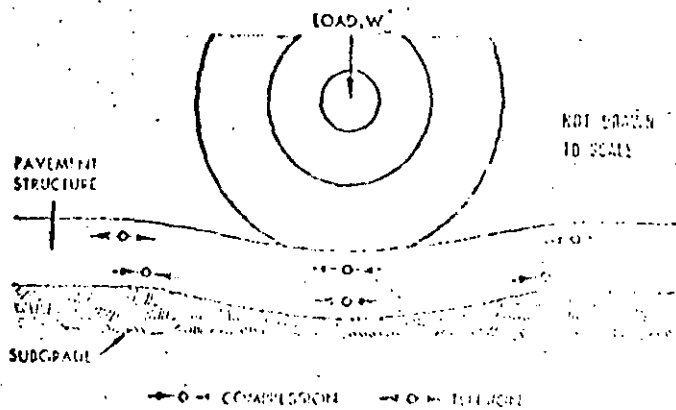
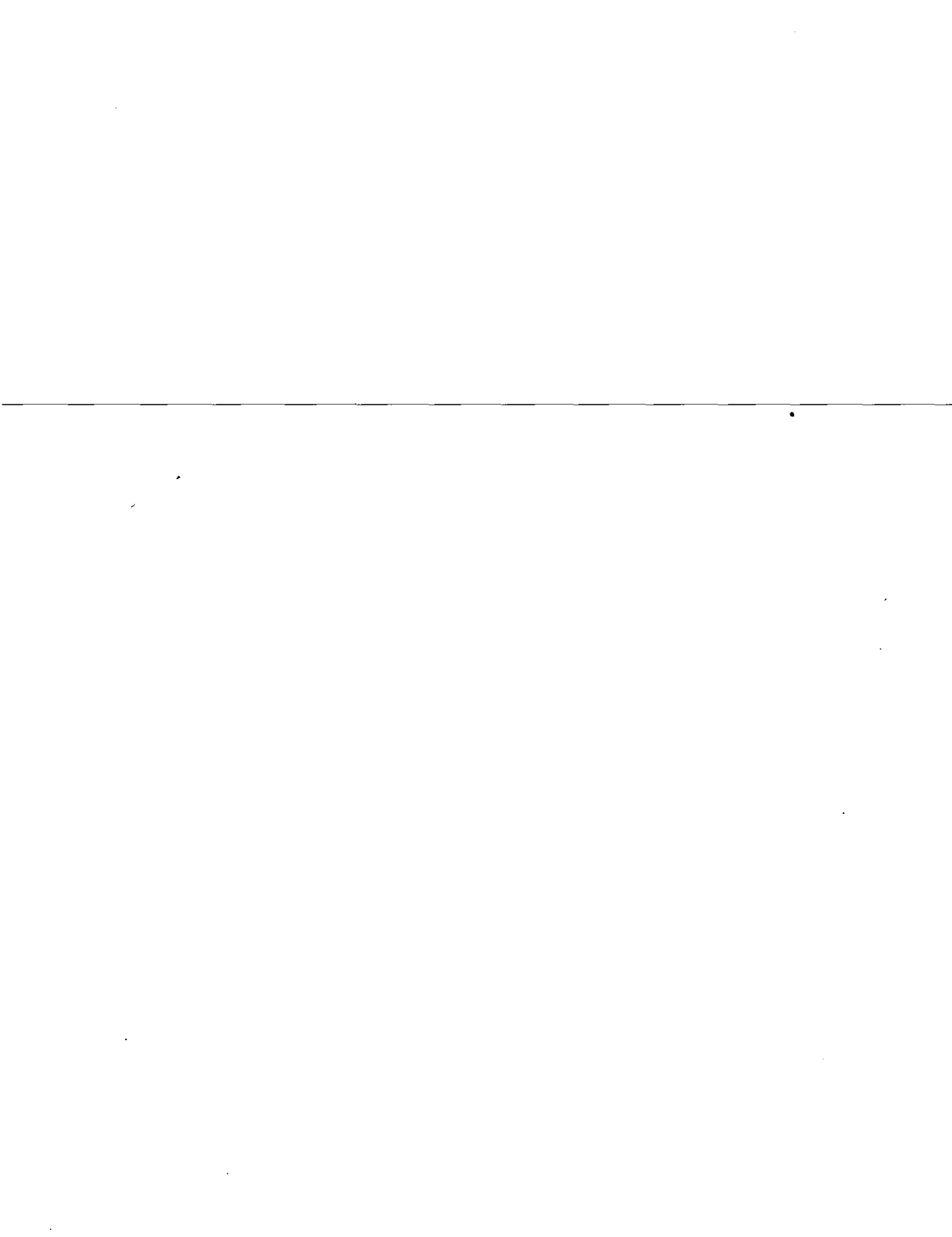


Figure 1-2—Pavement deflection results in both compressive stresses in pavement above

Deflexión del pavimento resulta en esfuerzos de tensión y compresión en la estructura total.



TRAFFIC IN DESIGN LANE

Number of Traffic Lanes (Two Directions)	Percentage of Trucks in Design Lane
2	50
4	45 (35-48)*
6 or more	40 (25-48)*

* Probable range.

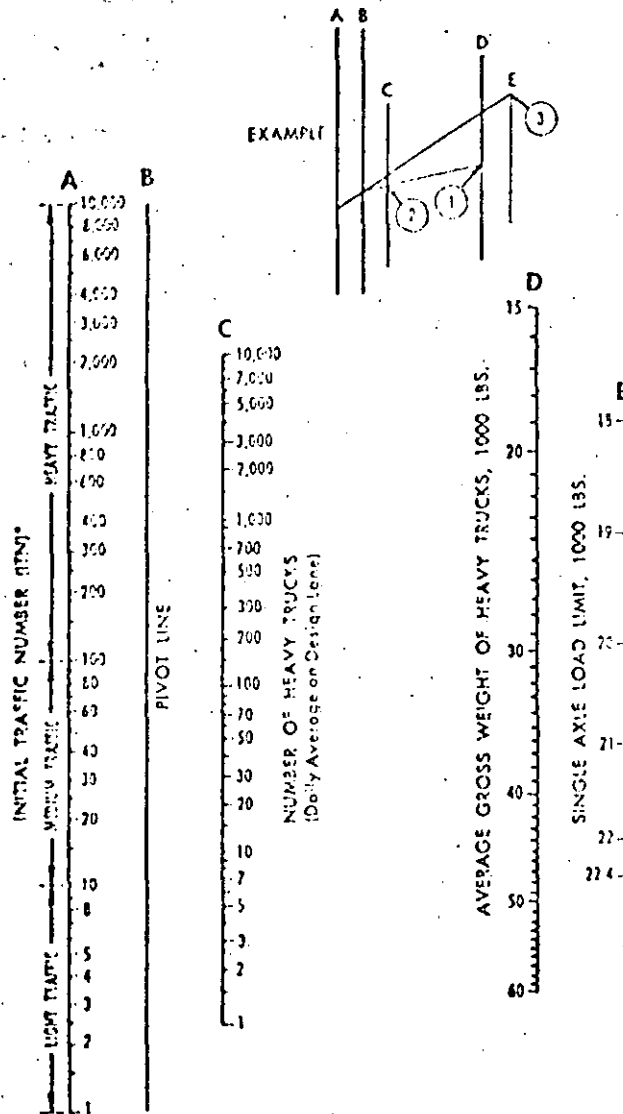
Porcentaje del tráfico total de camiones en el carril de diseño:

IN THE UNITED STATES

Description of Highway or Street	Percent ¹ Heavy Trucks	Average ¹ Gross Weight (1000 Pound)
City Streets (local)	5 or less	15-25
Urban Highways		
Primary	5 - 15	20-30
Interstate	5 - 10	35-45
Local Rural Roads	15 or less	15-25
Interurban Highways		
Primary	5 - 20	30-40
Interstate	10 - 25	35-45

Rango estimado en porciento de camiones y promedio pesado en USA.

Número de camiones pesados =

$$ITN \times \frac{A}{100} \times \frac{B}{100}$$


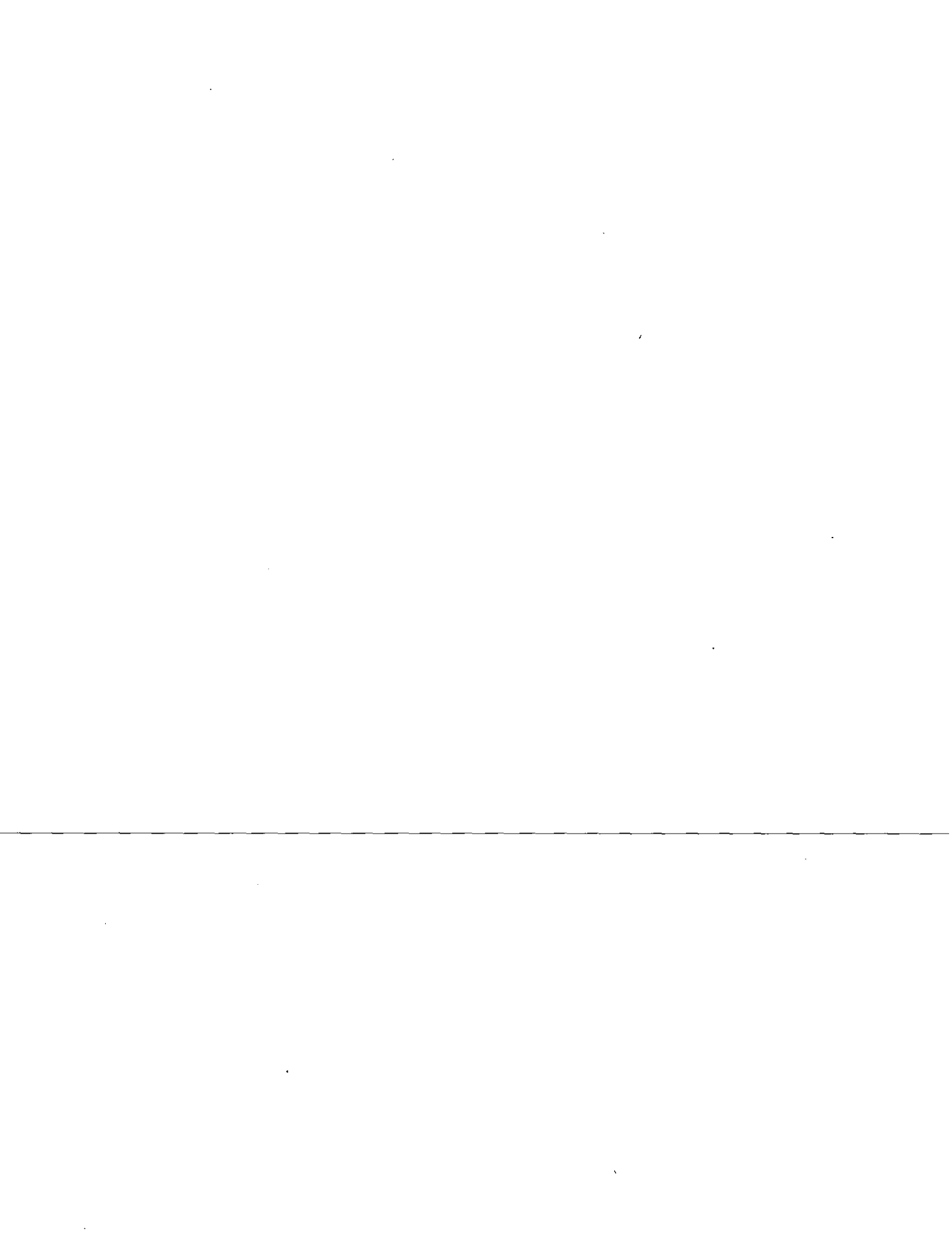
* ITN value may require correction where the IDI of automobiles and light trucks is relatively high. See Figure III-2

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

Figure III-1—Traffic analysis chart

NOMOGRAMA de análisis de tráfico

(obtención del ITN)



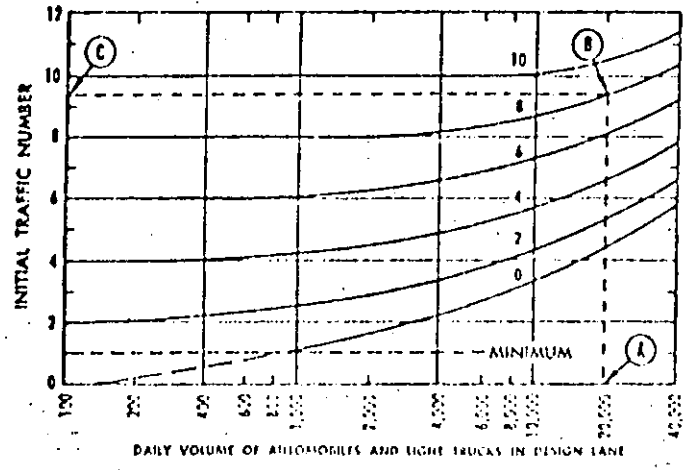


Figure III-2--Chart for adjusting Initial Traffic Number (ITN) for daily volume of automobiles and light trucks

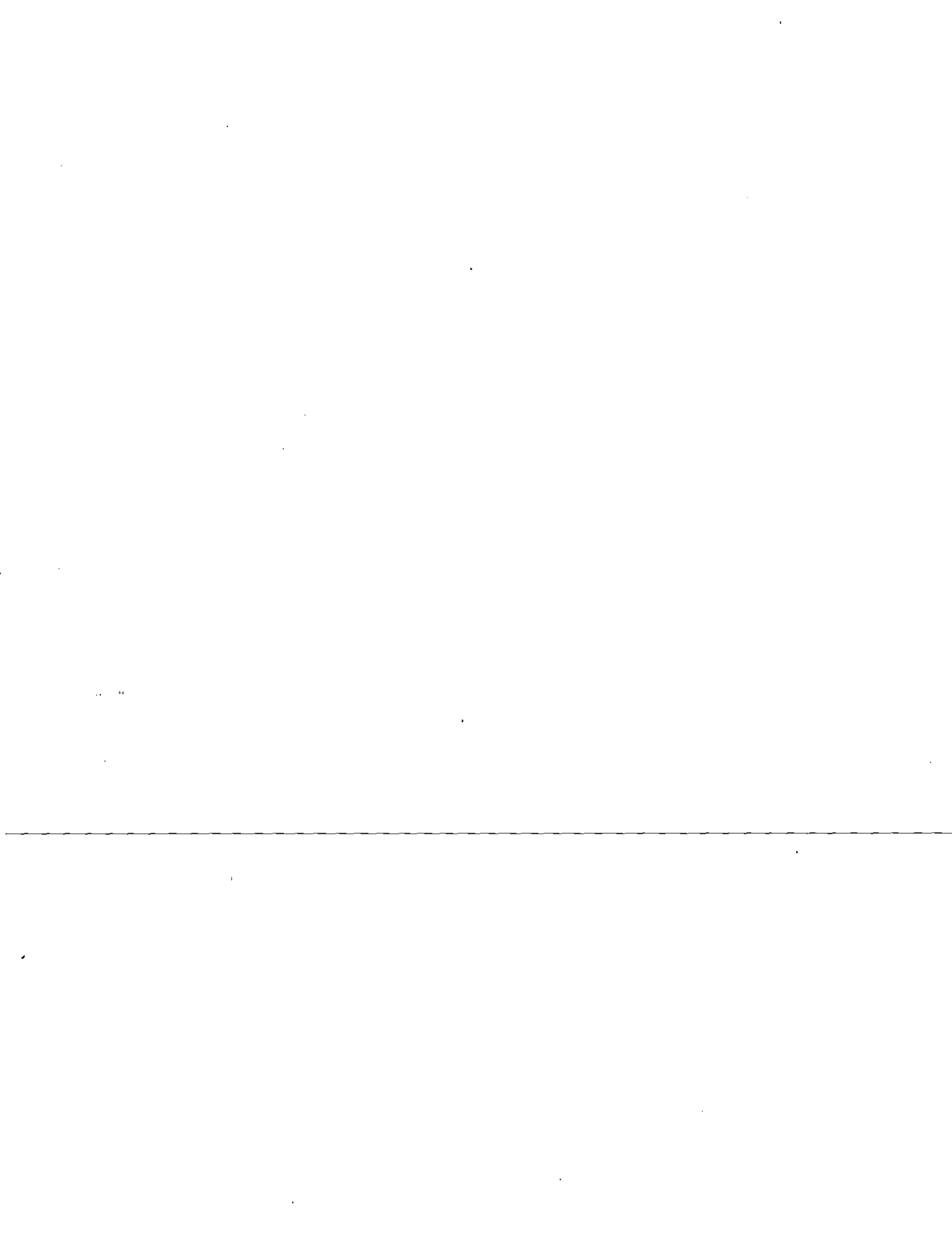
Gráfica para ajustes del número inicial de tráfico ITN por volúmenes diarios de automóviles y pick-ups.

TABLE III-3--INITIAL TRAFFIC NUMBER (ITN) ADJUSTMENT FACTORS

Design Period, Years, (n)	Annual Growth Rate, percent (r)				
	2	4	6	8	10
1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
4	0.21	0.21	0.22	0.22	0.23
6	0.32	0.33	0.35	0.37	0.39
8	0.43	0.46	0.50	0.53	0.57
10	0.55	0.60	0.66	0.72	0.80
12	0.67	0.75	0.84	0.95	1.07
14	0.80	0.92	1.05	1.21	1.40
16	0.93	1.09	1.26	1.52	1.80
18	1.07	1.28	1.55	1.87	2.28
20	1.21	1.49	1.84	2.29	2.86
25	1.60	2.08	2.74	3.65	4.92
30	2.03	2.80	3.95	5.66	8.27
35	2.50	3.68	5.57	8.62	13.55

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

Tabla para factores de ajuste del ITN con base al período de diseño en años y el porcentaje de crecimiento anual.



4

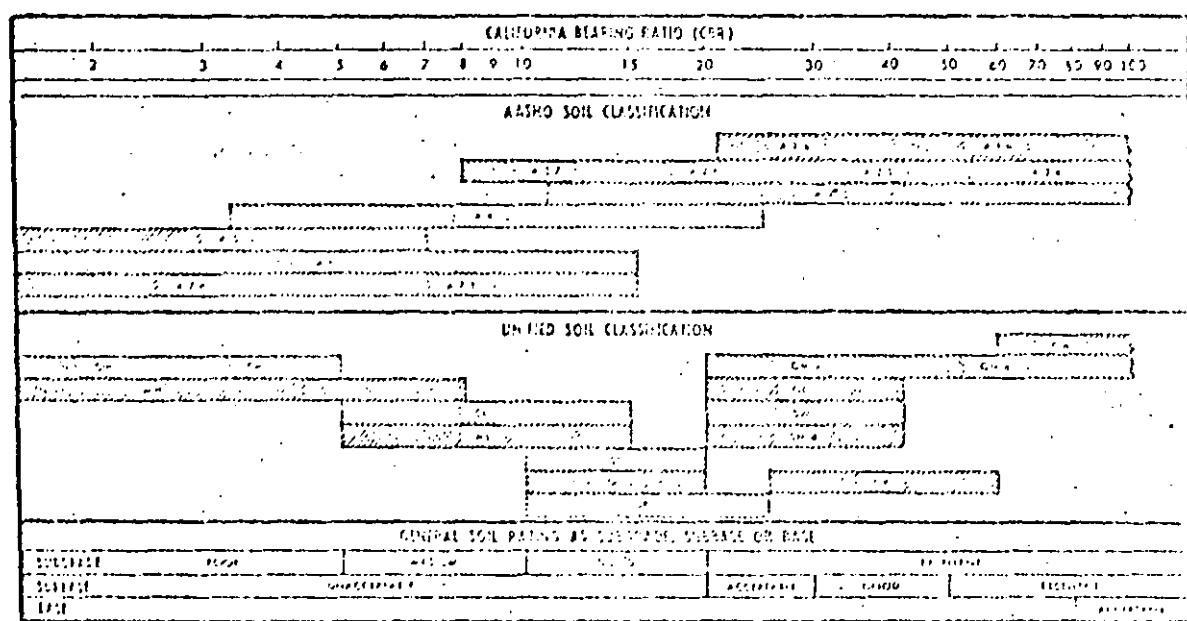
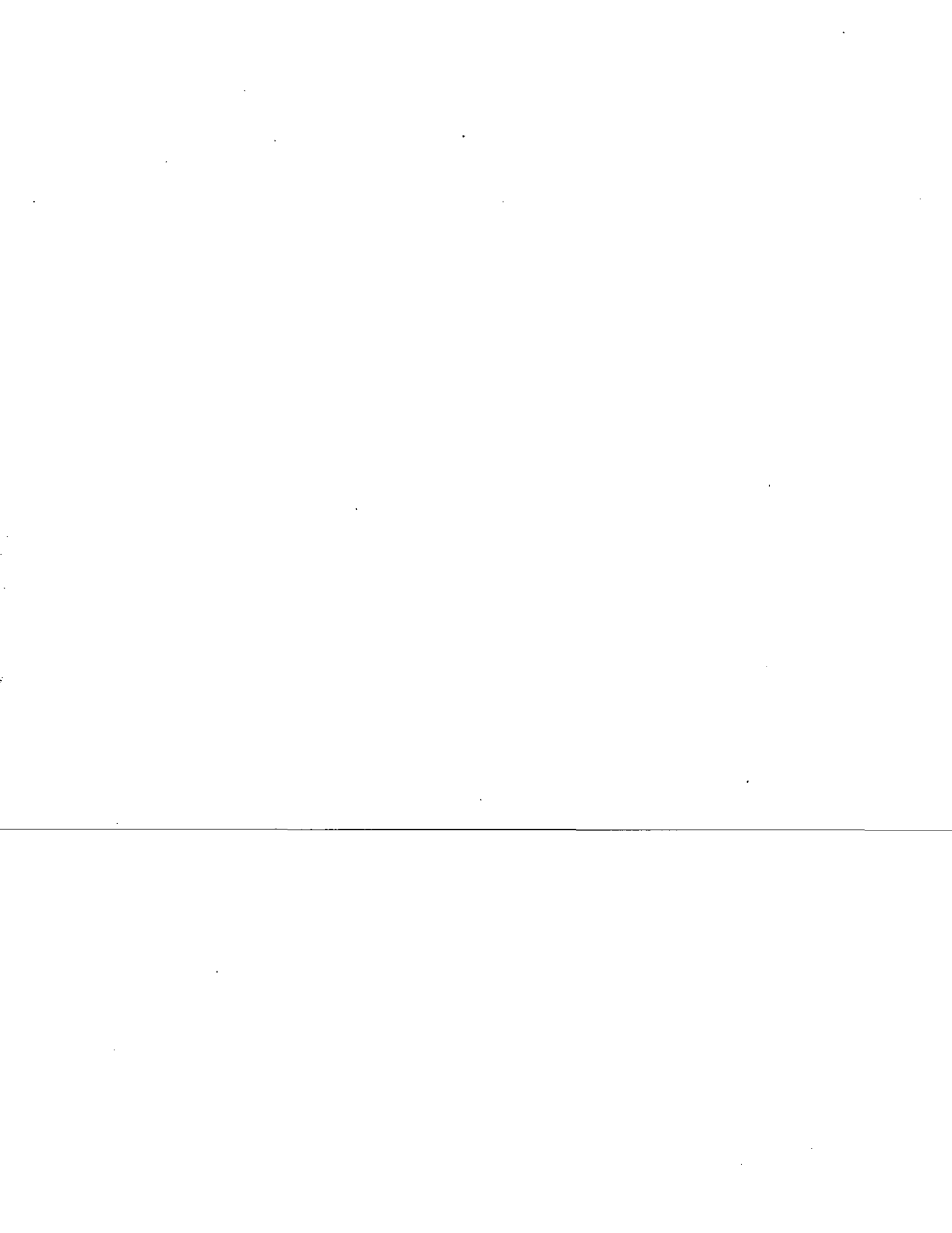
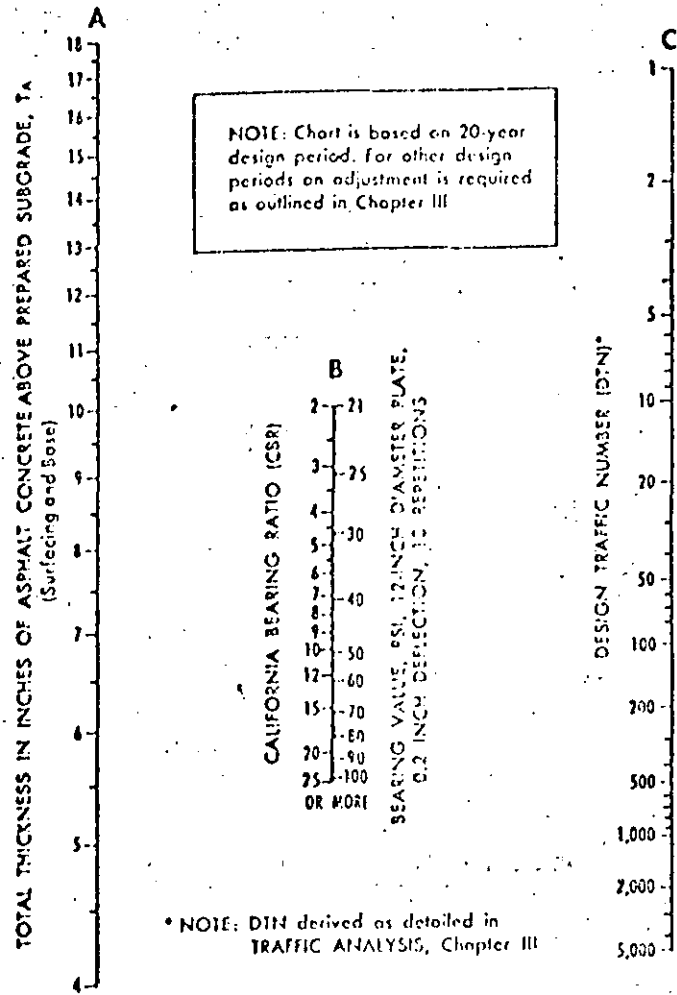


Figure IV-10—Approximate correlation of soil ratings for use in design of light traffic pavements

GUIA para correlación y obtención de CBR con base a las clasificaciones de suelos .

Nota : Usese solamente como guía. Deberán realizarse pruebas directas en el campo para obtención de valores reales y posteriormente análisis estadístico de probabilidades al 90 percentil.

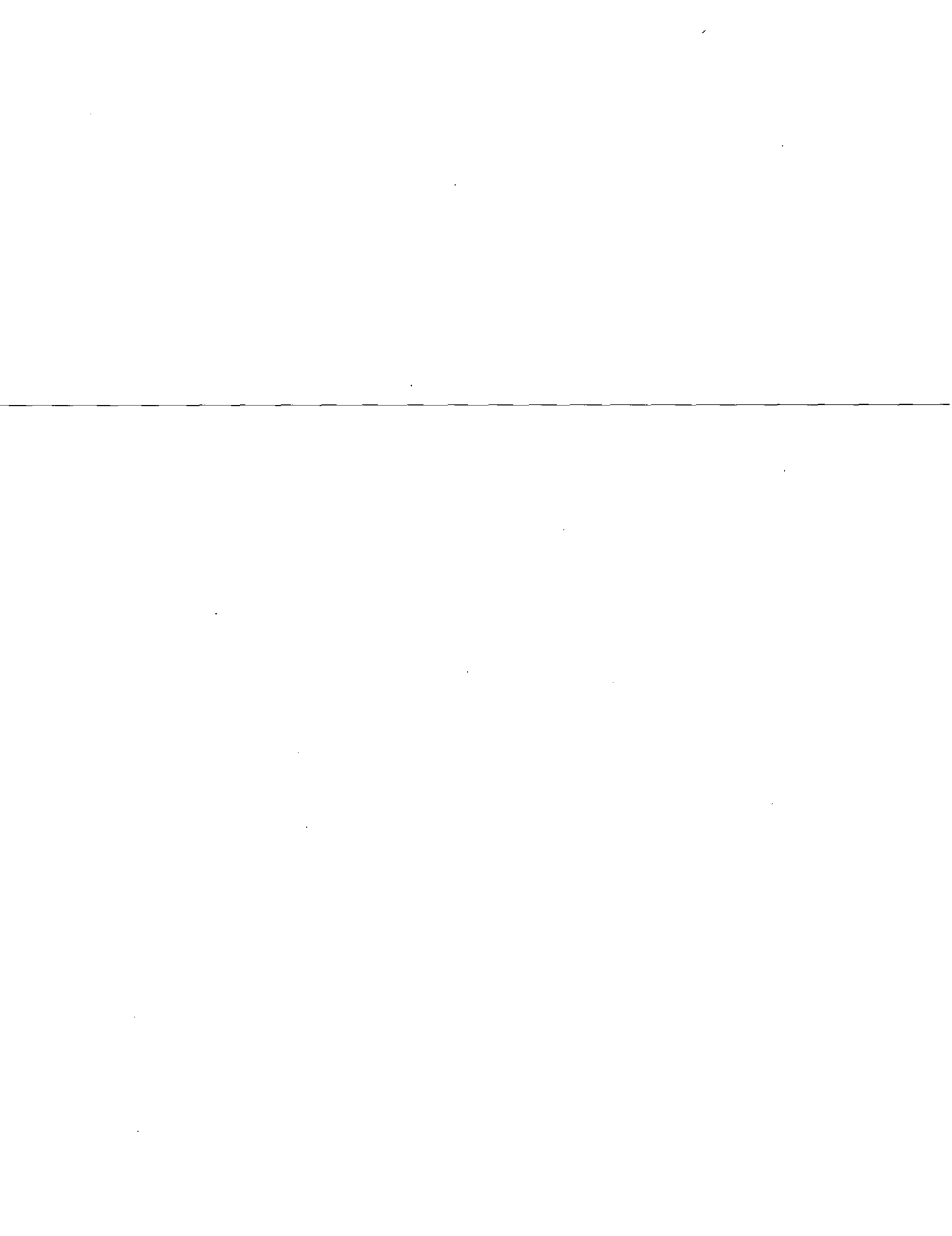




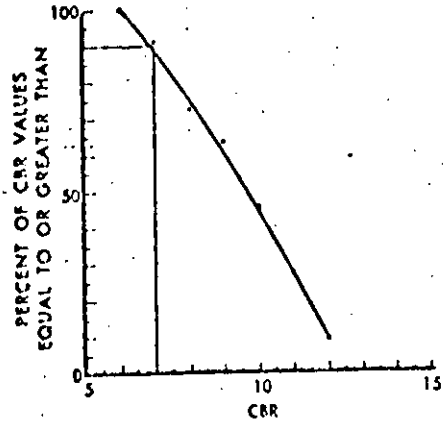
Additional copies of this monograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

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

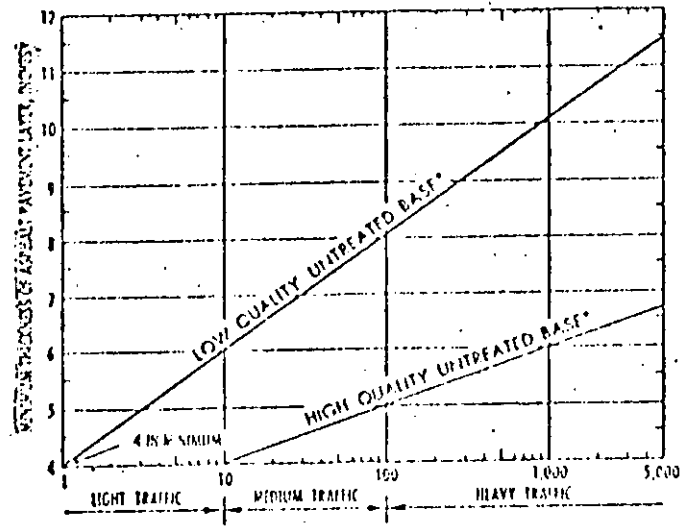
GRAFICA PARA EL DISEÑO DE LOS ESPESORES DE PAVIMENTOS ASFALTICOS UTILIZANDO VALORES RELATIVOS DE SORTEO Y NUMERO DE TRAFICO DE DISEÑO (DTN) BASADA EN PERIODOS DE 20 AÑOS.



6



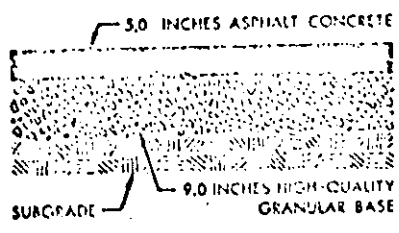
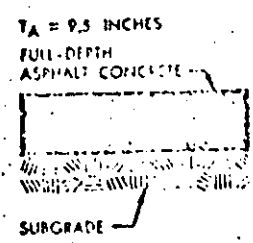
Percentil 90 para obtención del CBR



*See Article B 04 . DESIGN TRAFFIC NUMBER (DN)

Figure B-1— Minimum thickness of asphalt pavement layers over untreated granular bases

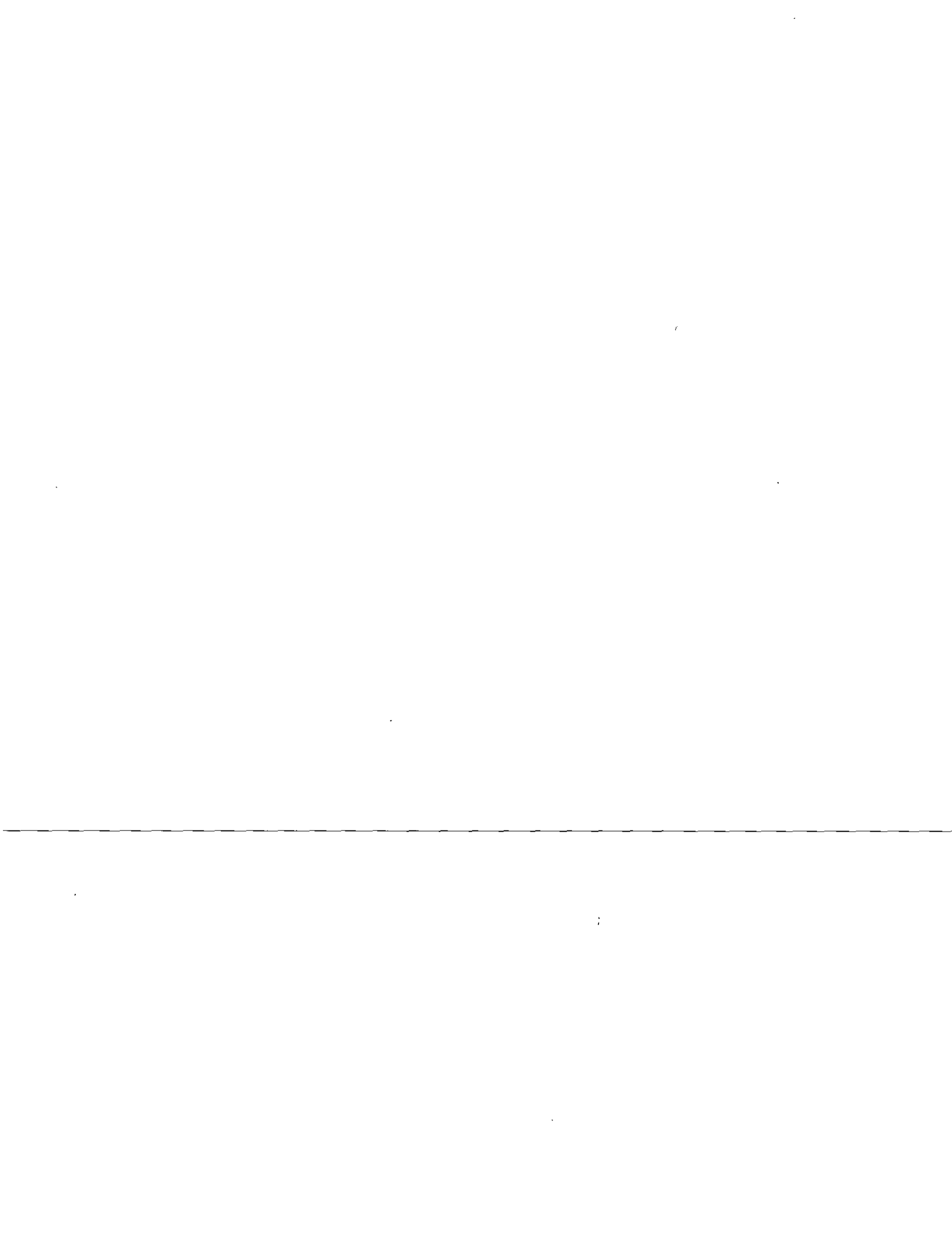
Espesores mínimos de pavimento asfáltico sobre bases no tratadas. Recomendado para convertir resultados de pavimentos con espesor asfáltico total a estructuras de carpetas mas delgadas sobre una base obtenida sin estabilizar.



APUNTES TALLER PAVIMENTOS

METODO CALIFORNIA

M. EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ.



DEFLEXIONES
DYNAFLECT
SAHON

Hoja N° 1 de 32
Hora 12:30
Km. 58 / 100

OBRA: Límite Edos. Mor. / Gro. - Taxco

FECHA: 16 - Julio - 1979

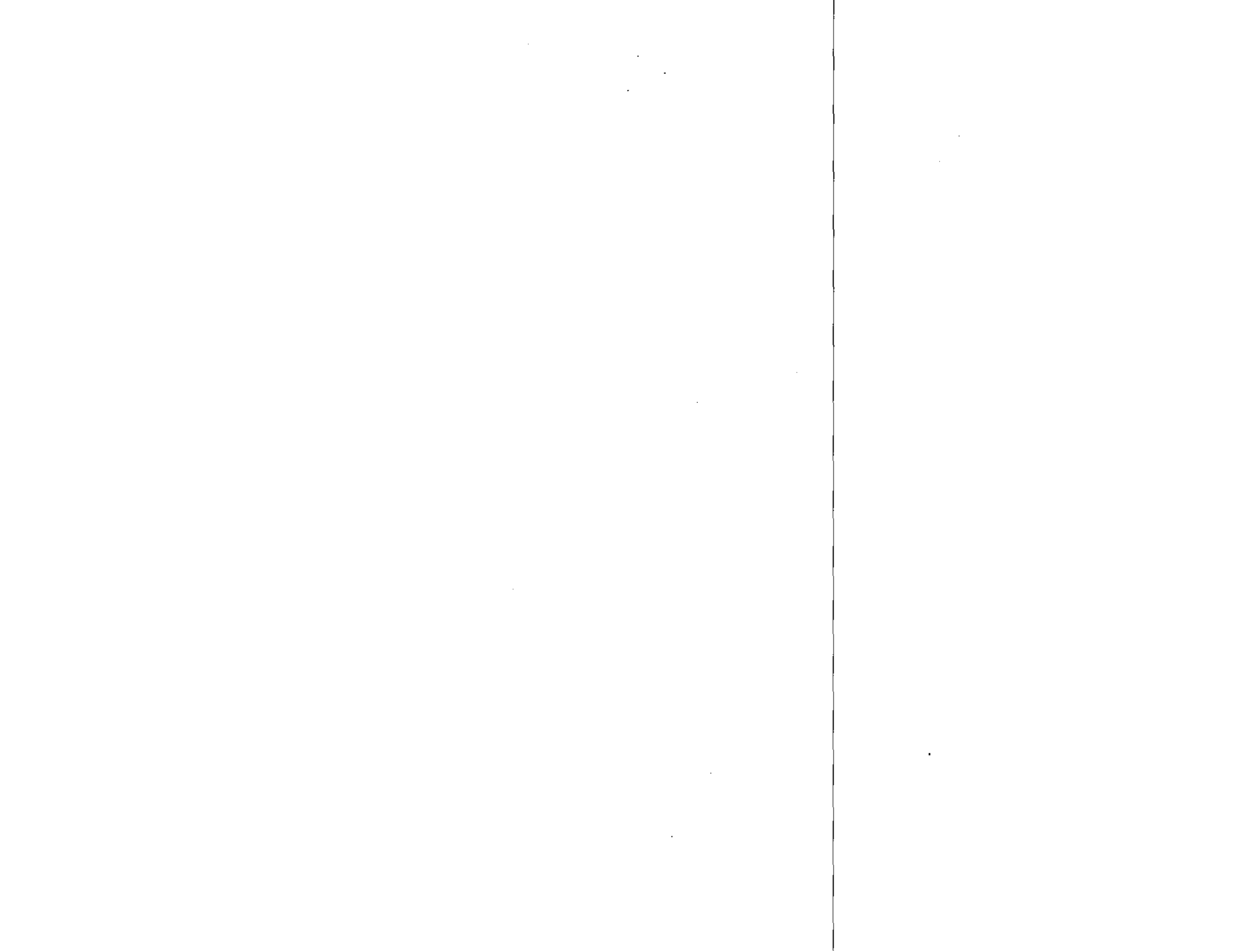
OPERADOR: RTG / EZ

CAMINO, CALLE, AEROPISTA: Km. 58+000 al 58+500

TEMP. AMBIENTE: 35°C ESTADO DEL TIEMPO: Calurosa, claro

B=22.30 D=2

Lectura Nº	Km.	Temp. °C Carpeted.	Hora	SENSOR 1			SENSOR 2			SENSOR 3			SENSOR 4			SENSOR 5			Ecuivalente	
				Lect.	Mult.	Deflex.	Lect.	Mult.	Deflex.	Lect.	Mult.	Deflex.	Lect.	Mult.	Deflex.	Lect.	Mult.	Deflex.	V. B. x 10 ³	D.
1	58+000	40°C	12:30	3.2	0.3	0.96	2.3	0.3	0.69	1.2	0.3	0.36	1.6	0.1	0.16	2.1	0.03	0.063		1
2	" +020	"	"	3.0	0.3	0.90	1.4	0.3	0.42	3.2	0.1	0.32	2.3	0.1	0.23	1.4	0.1	0.14		18
3	" +040	"	"	2.8	0.3	0.84	1.3	0.1	0.13	3.6	0.1	0.36	2.2	0.1	0.22	1.2	0.1	0.12		10
4	" +060	"	"	3.4	0.3	1.02	2.2	0.1	0.22	3.2	0.1	0.32	1.6	0.1	0.16	1.9	0.03	0.057		2
5	" +080	"	"	1.5	0.3	0.45	1.8	0.3	0.54	1.2	0.1	0.12	3.0	0.1	0.30	1.8	0.1	0.18		6
6	" +100	"	"	2.5	1.0	2.50	4.0	0.3	1.20	3.3	0.3	0.99	2.2	0.3	0.66	1.3	0.3	0.39		6.
7	" +120	"	"	1.4	1.0	1.40	1.5	0.3	0.45	1.4	0.3	0.42	2.0	0.1	0.20	2.5	0.03	0.75		2
8	" +140	"	"	3.0	0.3	0.90	3.4	0.03	1.02	2.0	0.1	0.20	2.8	0.03	0.84	1.4	0.03	0.42		10
9	" +160	"	"	1.8	0.3	0.54	1.8	0.01	0.03	1.2	0.03	0.036	1.0	0.01	0.010	1.0	0.01	0.010		10
10	" +180	"	"	2.9	0.1	0.29	1.2	0.03	0.036	4.4	0.03	0.122	2.8	0.03	0.084	1.8	0.03	0.063		.
11	" +200	"	"	3.5	0.3	1.05	1.2	0.3	0.36	2.7	0.1	0.27	1.2	0.1	0.12	1.3	0.03	0.069		2
12	" +220	"	"	3.2	0.3	0.96	2.2	0.1	0.22	2.4	0.1	0.24	2.8	0.03	0.084	1.5	0.03	0.045		1
13	" +240	"	"	4.0	0.3	1.20	1.8	0.3	0.54	3.3	0.1	0.33	1.6	0.1	0.16	2.2	0.03	0.066		2
14	" +260	"	"	3.6	0.3	1.08	1.5	0.3	0.45	4.4	0.1	0.44	2.4	0.1	0.24	1.2	0.1	0.12		2
15	" +280	"	"	1.6	1.0	1.60	1.9	0.3	0.54	2.3	0.1	0.23	1.6	0.1	0.16	1.8	0.03	0.054		3



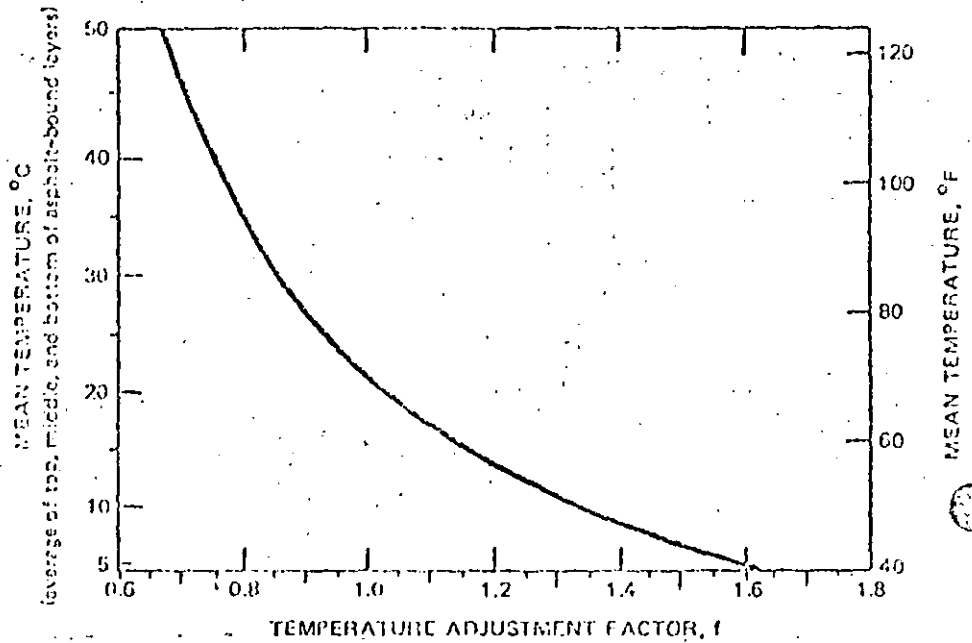
CALCULO DE LA DEFLEXION CARACTERISTICA REPRESENTATIVA

(Método del Instituto del Asfalto 1978)

$$S_c = (\bar{x} + 2s) f \cdot c$$

$$s = \sqrt{\frac{n(\sum x^2) - (\sum x)^2}{n(n-1)}}$$

\bar{x} = media
 s = desviación std. (95)
 f = fact. ajuste temp.
 c = fact. período crit. (1)

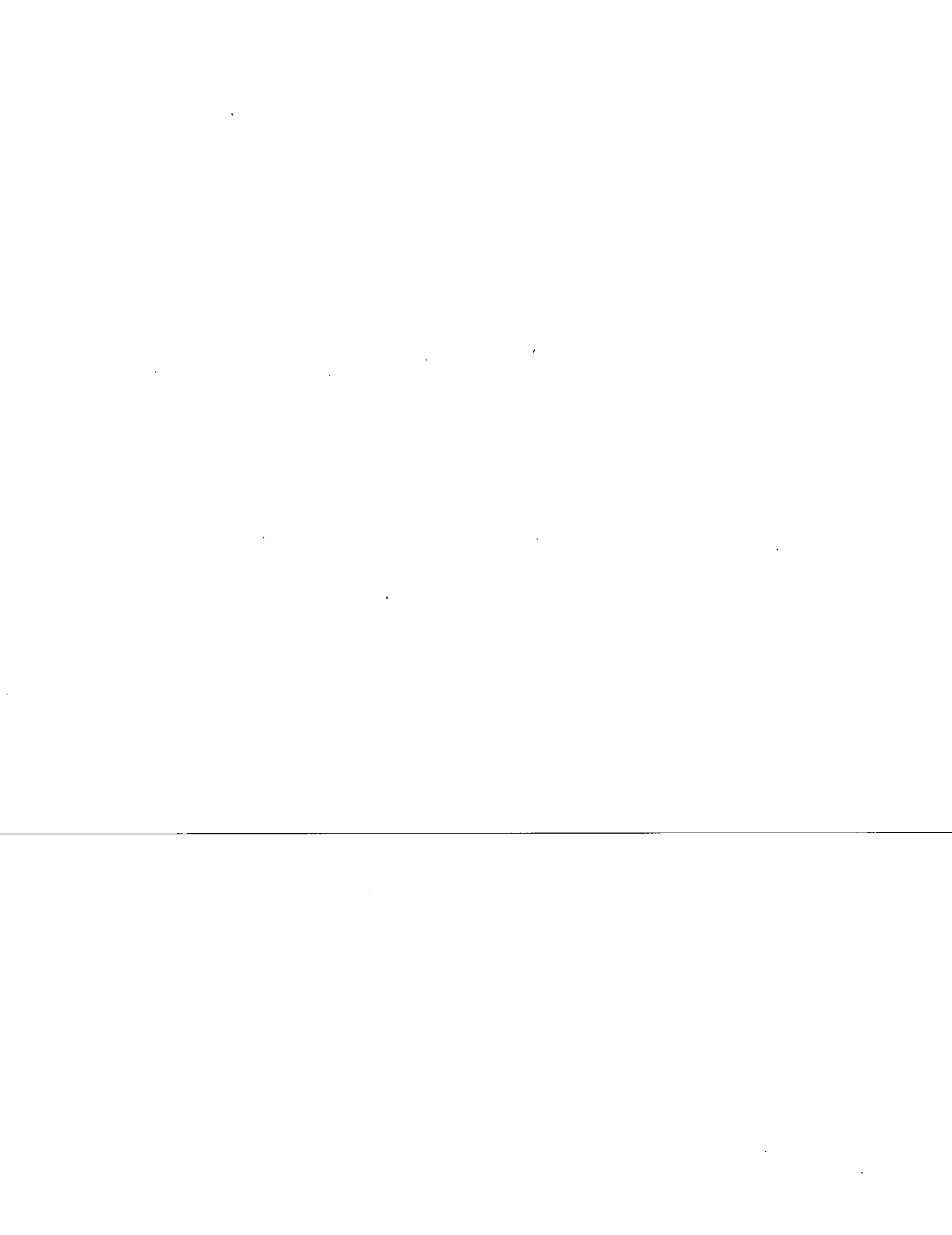


Para poblaciones de 10 o menos :

donde R es la dif. entre el valor mayor y el menor.

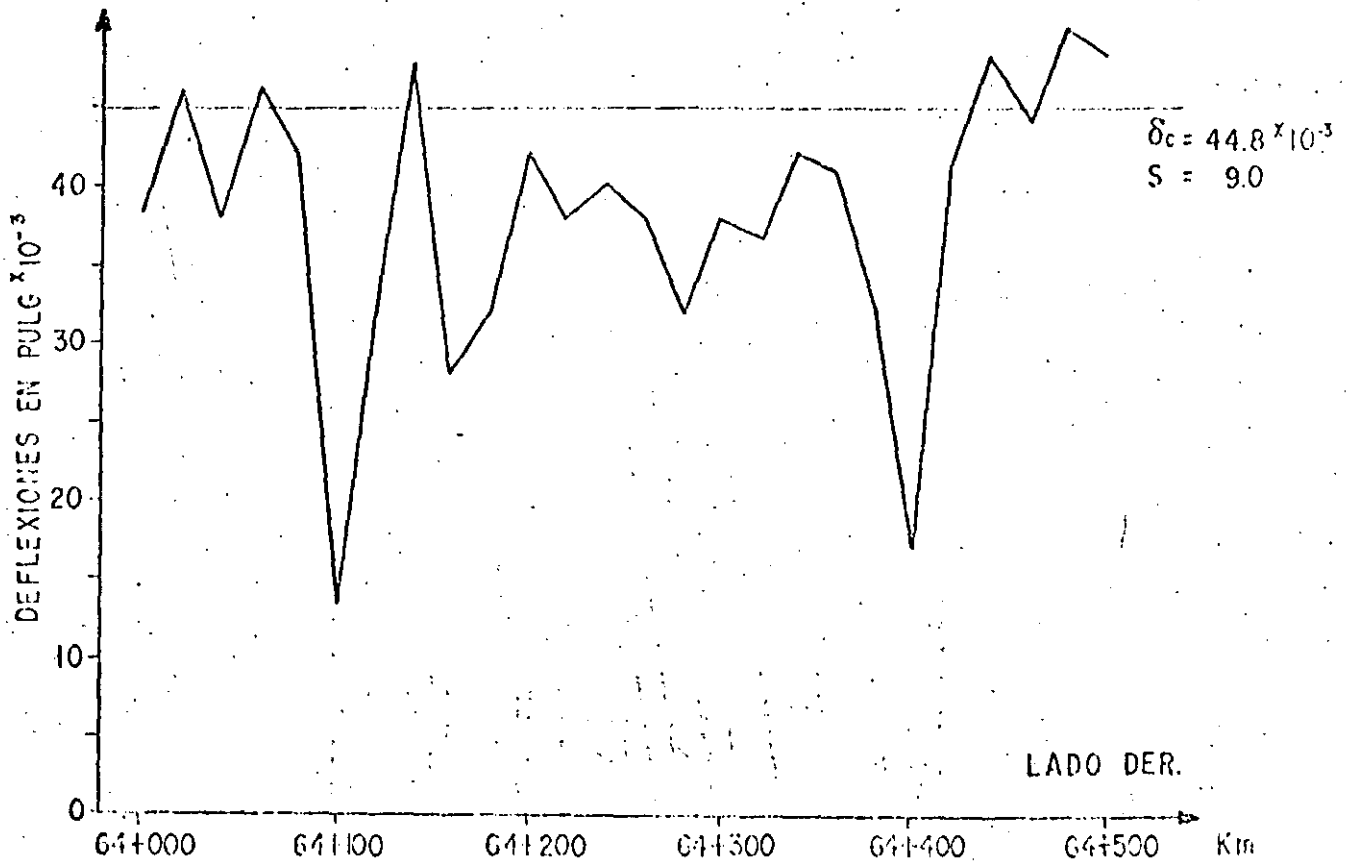
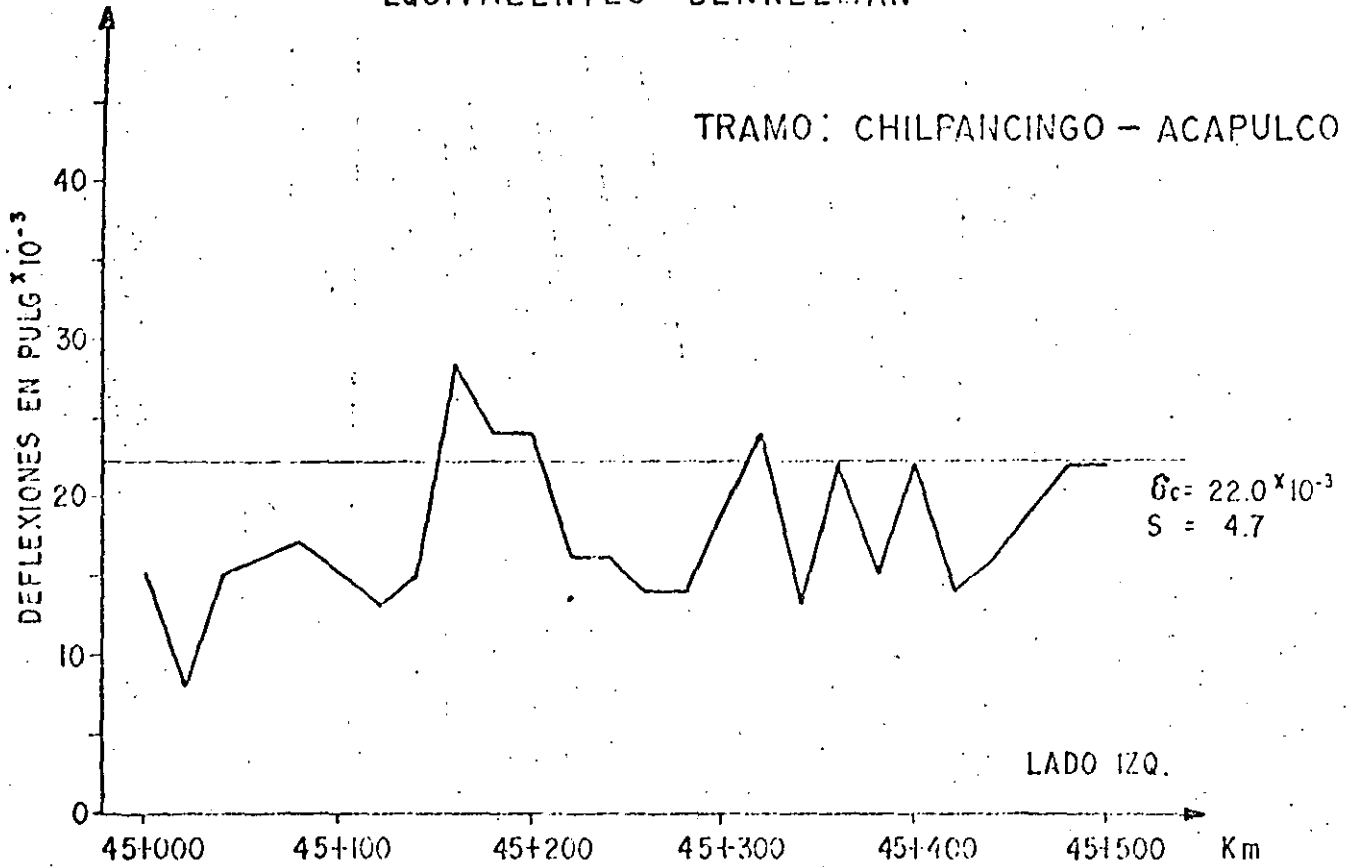
$$s = \frac{R}{d} \quad \text{ó} \quad s = R m$$

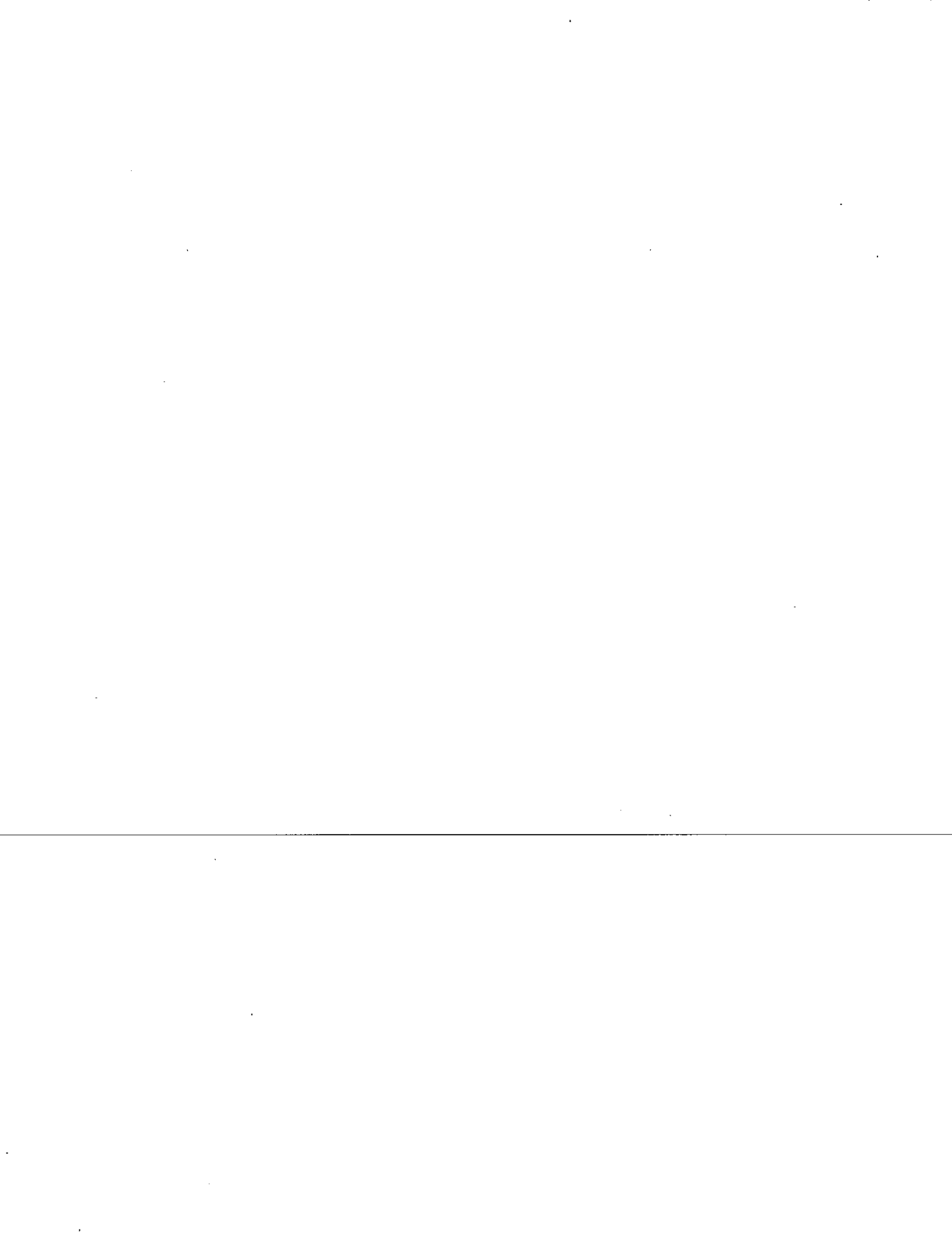
n	d	m
2	1.1284	0.8862
3	1.6926	0.5908
4	2.0588	0.4857
5	2.3259	0.4299
6	2.5344	0.3946
7	2.7044	0.3698
8	2.8472	0.3512
9	2.9700	0.3369
10	3.0775	0.3249



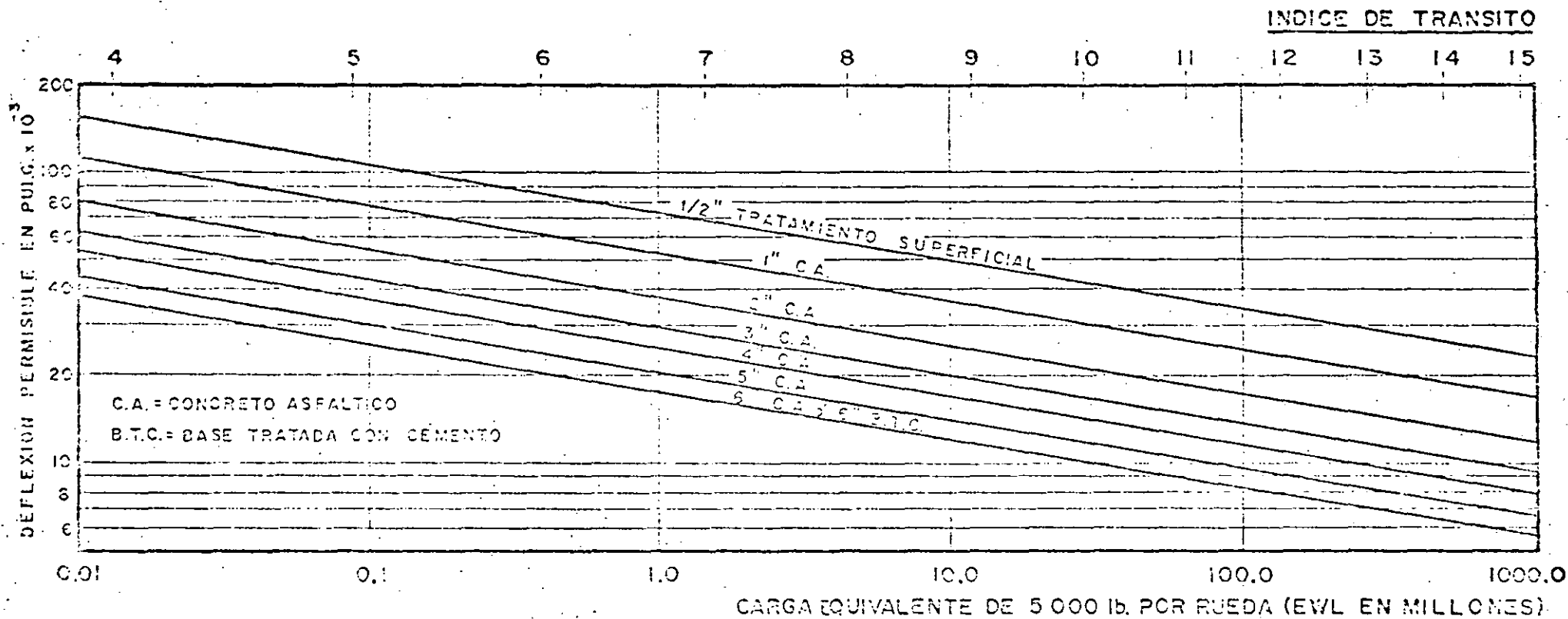
DEFLEXIONES MEDIDAS CON EQUIPO DYNAFLECT
EQUIVALENTES BENKELMAN

TRAMO: CHILFANCIINGO - ACAPULCO

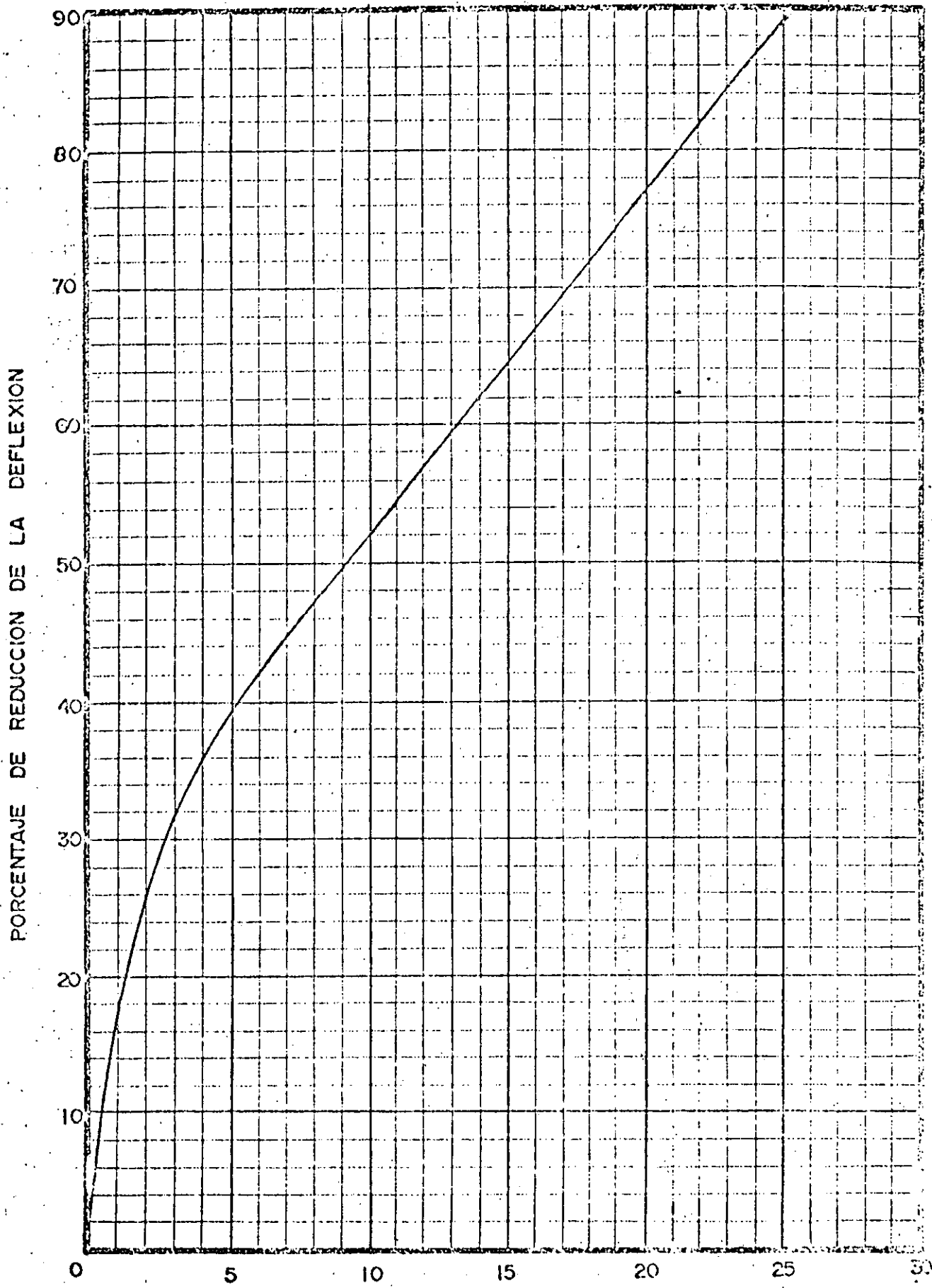




METODO CALIFORNIA DE LA VIGA BENKELMAN

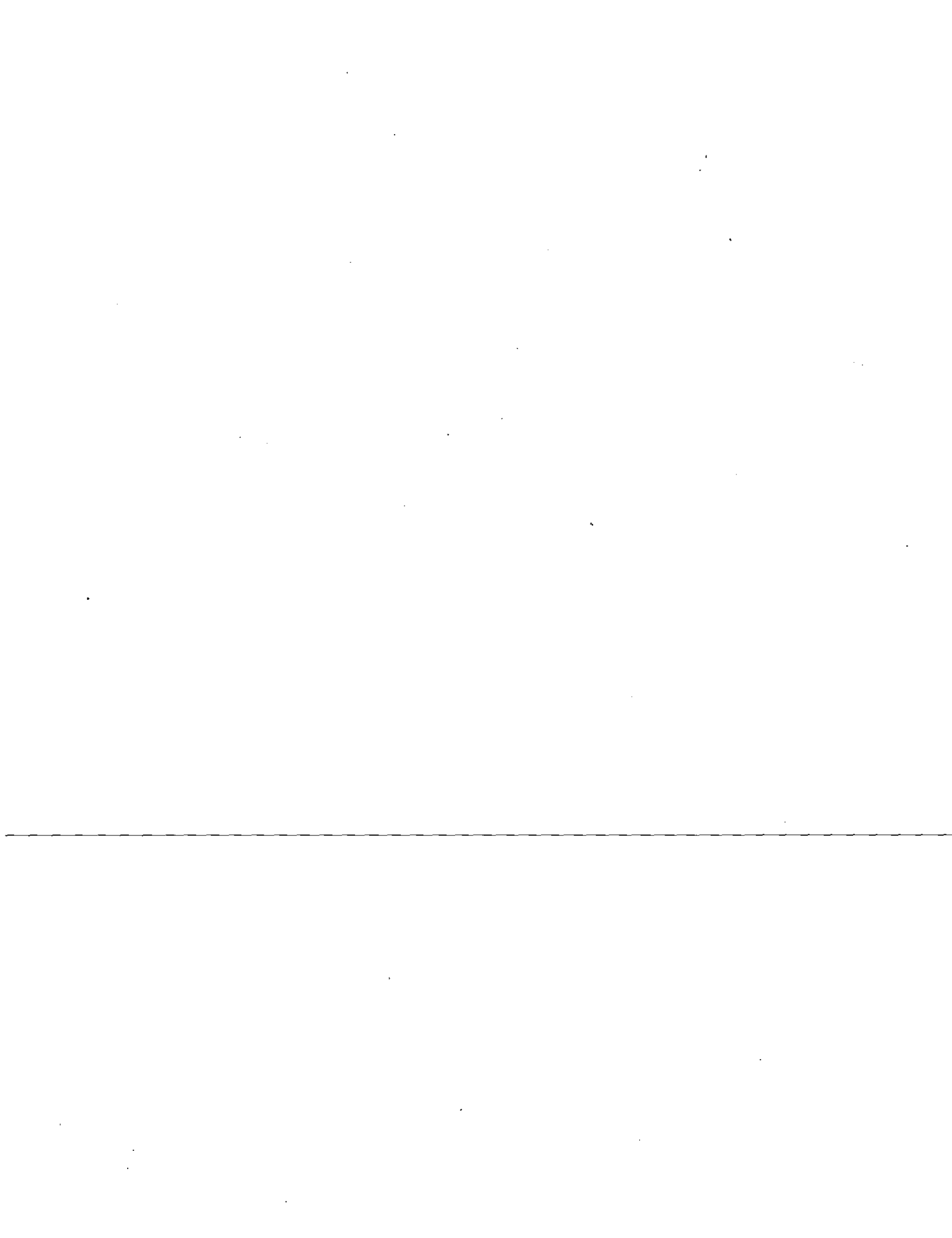


VALOR DE LA DEFLEXION PERMISIBLE (δ_p) BASADO EN LA FATIGA DE C.A.



INCREMENTO DE ESPESOR EN GRAVA EQUIVALENTE (Pulg.)

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



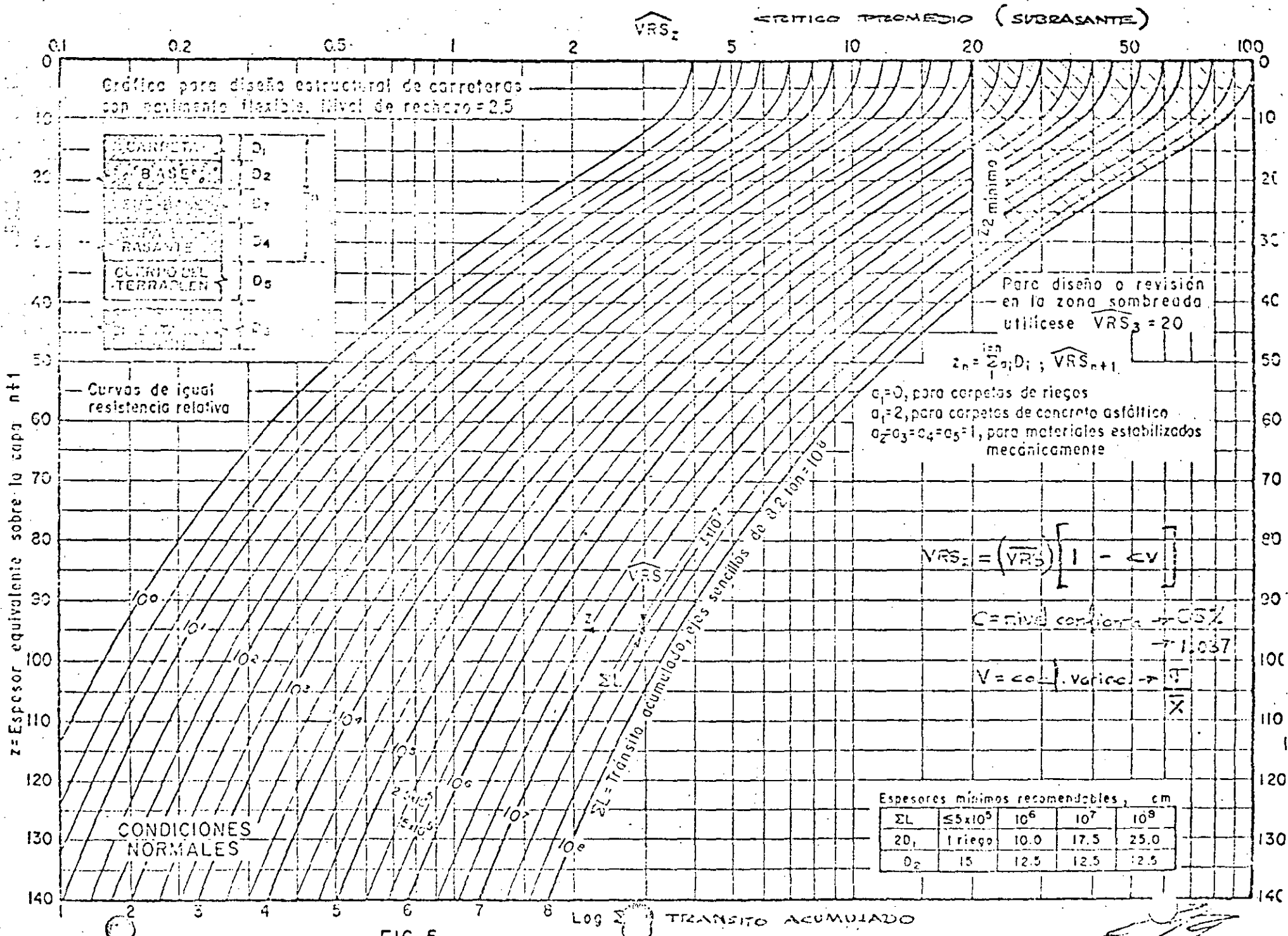
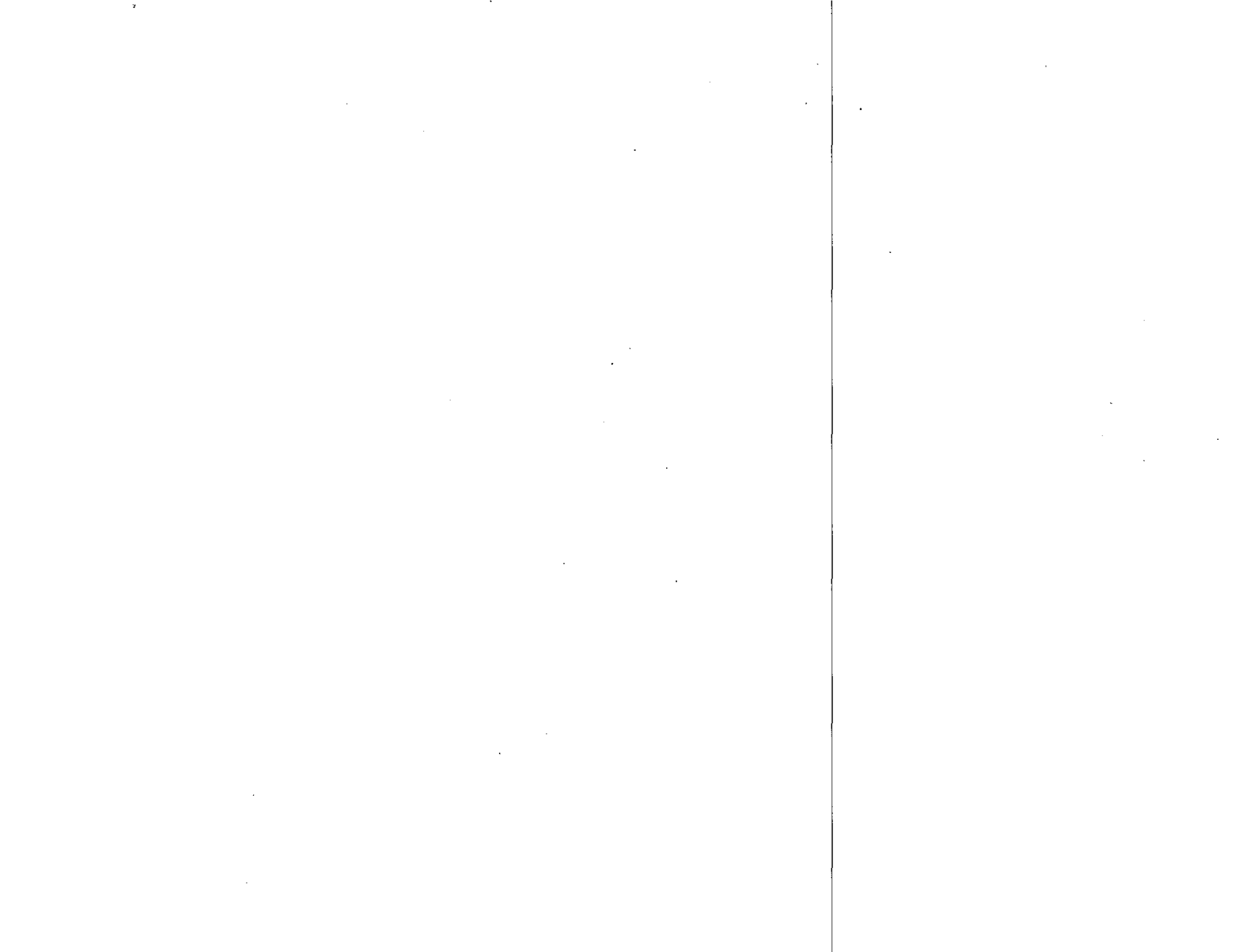


FIG. 5.

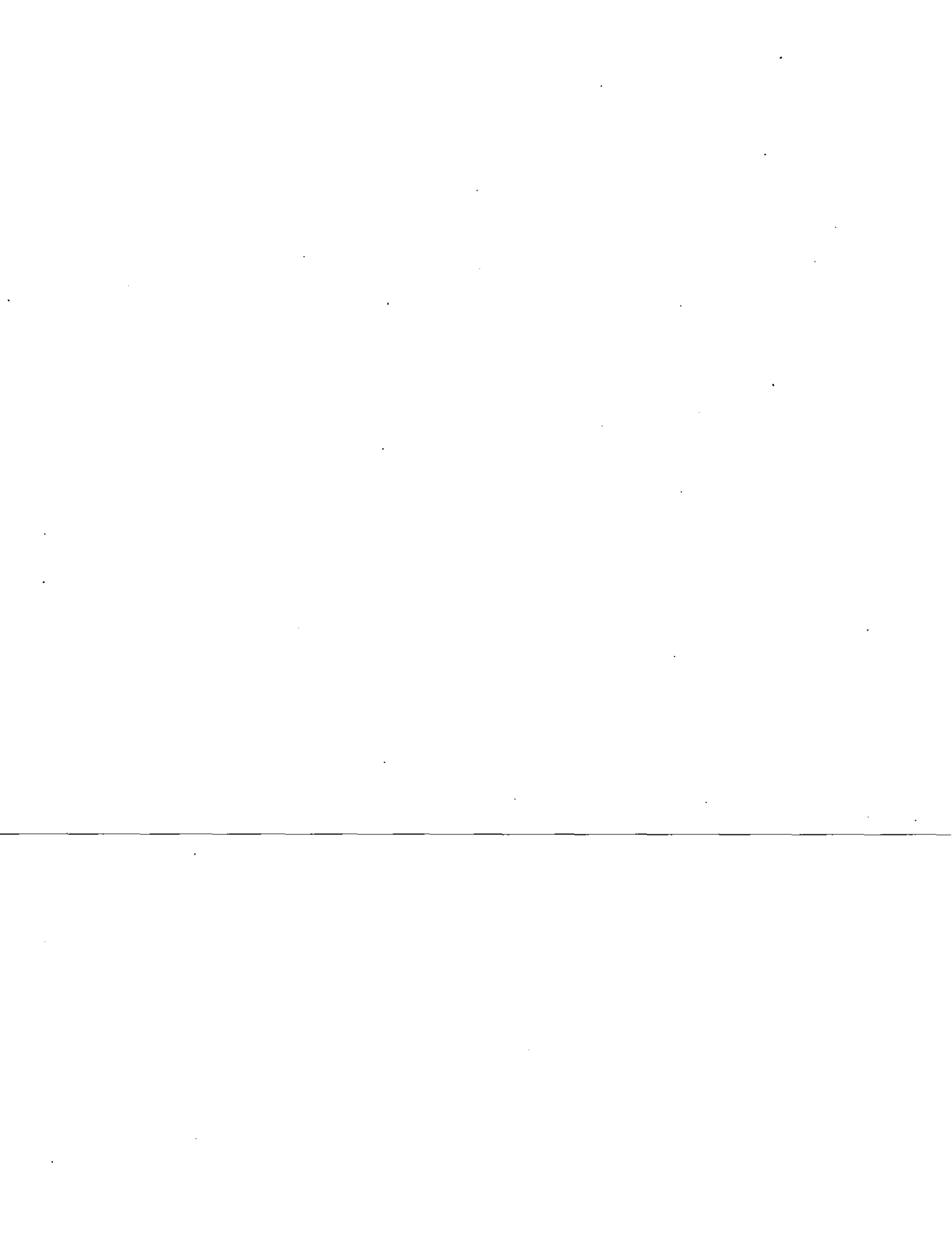


	Tramo Km	"e" carpeta actual, cm.	V R S Subrasante %	Sc Deflexión característica pulg.	Sp Deflexión permisible pulg.	% Reducción deflexión	RECURSO PROPUESTO				
							Deflexiones pulg.	cm.	Total cm.	Estructural cm.	
LIMITE EGGS. - TAXCO TAVCC IGUALA I.T. = 8.5	59+000 al 58+500	11.0	22	23.7 x 10 ⁻³	18 x 10 ⁻³	7.2 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	20	RS
	75+000 al 75+500	11.5	29	20.4 x 10 ⁻³	17 x 10 ⁻³	0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	16	RS
	83+500 al 84+000	11.0	91	29.3 x 10 ⁻³	18 x 10 ⁻³	25.0 7.8	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	0	RS
	92+000 al 92+500	9.0	36	22.7 x 10 ⁻³	20 x 10 ⁻³	0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	10	RS
IGUALA - CHILPANCIAGO I.T. = 9.5	7+000 al 7+500	29.0	13	16.2 x 10 ⁻³	5 x 10 ⁻³	69.0	C.A. 0 G.E. 0	0 0	0	42	5.0 s
	21+000 al 21+500	37.0	10	33.8 x 10 ⁻³	5 x 10 ⁻³	47.0 29.0	C.A. 3.0 G.E. 2.3 2.0 0	7.5 6.0 5.0 0	13.5 5.0	50	5.0 s
	38+000 al 38+500	12.0	22	34.7 x 10 ⁻³	15 x 10 ⁻³	48.0 31.0	C.A. 3.0 G.E. 2.6 2.0 0	7.5 7.0 5.0 0	14.5 5.0	30	5.0 s
	59+000 al 59+200	8.0	67	10.5 x 10 ⁻³	19 x 10 ⁻³	* Sc L Sp	C.A. 0 G.E. 0	0 0	0	4	5.0 s
	85+000 al 85+500	10.0	77	19.2 x 10 ⁻³	17 x 10 ⁻³	6.2 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	0	5.0 s
CHILPANCIAGO - ACAPULCO I.T. = 9.5	3+000 al 3+500	14.5	7	18.6 x 10 ⁻³	12 x 10 ⁻³	3.7 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	60	7.5 s
	12+000 al 12+500	14.5	8	30.2 x 10 ⁻³	12 x 10 ⁻³	40.0 20.0	C.A. 3.0 G.E. 2.0 2.0 0	7.5 5.0 5.0 0	12.5 5.0	56	7.5 s
	45+000 al 45+500	29.5	12	22.0 x 10 ⁻³	5 x 10 ⁻³	18.0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	45	7.5 s
	64+000 al 64+500	10.0	21	44.8 x 10 ⁻³	16 x 10 ⁻³	60.0 46.0 26.0	C.A. 3.0 G.E. 7.3 2.0 3.7 1.0 0.1	7.5 18.5 5.0 9.4 2.5 0.3	26.0 14.4 3.0	32	20 s 7.5 C
	83+500 al 84+000	13.0	23	41.6 x 10 ⁻³	14 x 10 ⁻³	57.0 42.0 21.0	C.A. 3.0 G.E. 6.3 2.0 2.2 1.0 0	7.5 16.0 5.0 6.0 2.5 0	23.5 11.0 2.5	28	20 s 7.5 C
	107+000 al 107+500	26.0	77	23.5 x 10 ⁻³	5 x 10 ⁻³	23.0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	2	5 C
	127+000 al 127+500	20.0	127	35.2 x 10 ⁻³	6 x 10 ⁻³	57.0 49.0 26.0	C.A. 3.0 G.E. 6.2 2.0 4.7 1.0 0.1	7.5 16.0 5.0 12.0 2.5 0.3	23.5 17.0 3.0	0	20 s 7.5 C

FJRTG/vss.

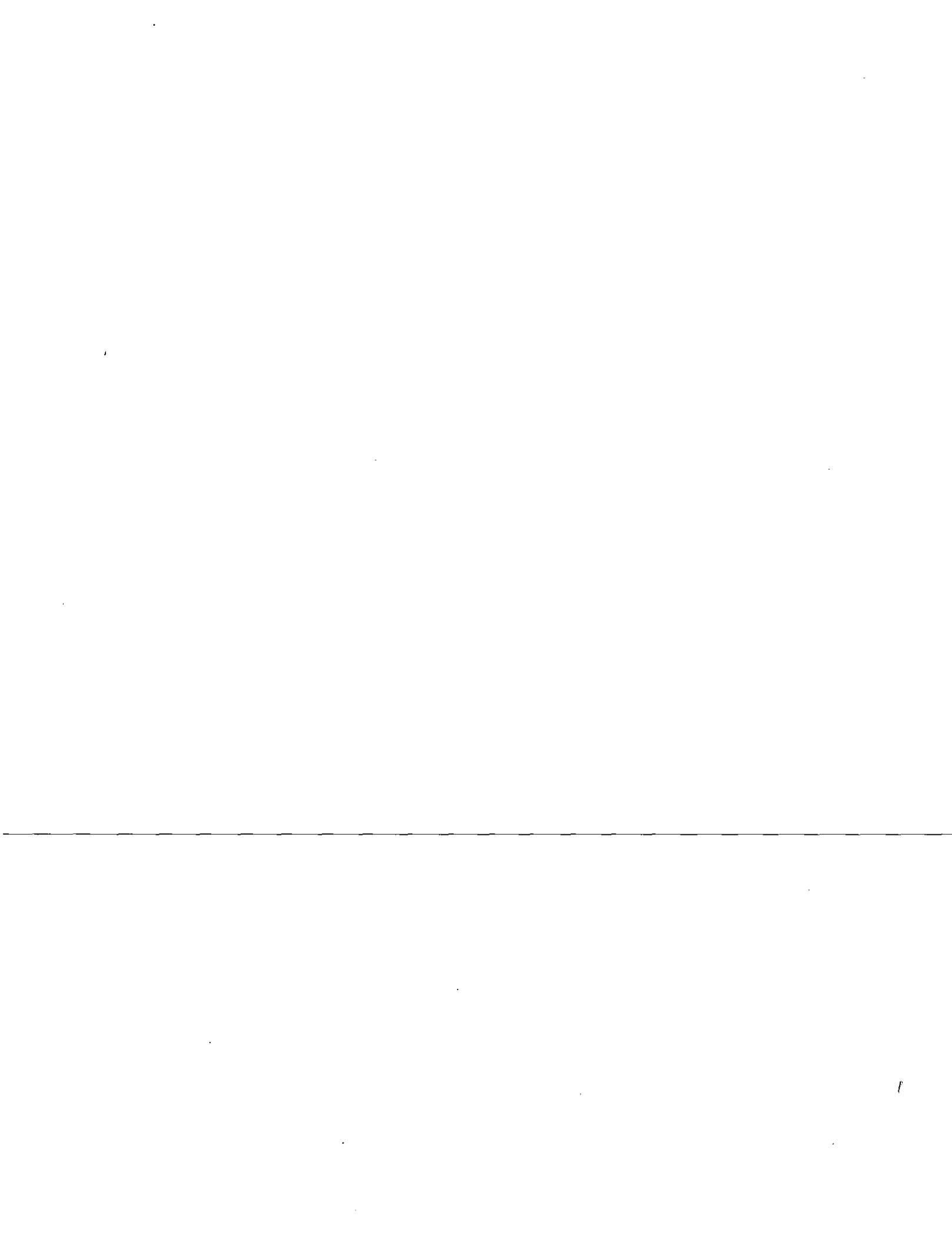
Simbología: e = espesor
sc = sobre carpeta
RS = riego de sello
CA = carpeta asfáltica
GE = grava equivalente
IT = Índice de tránsito

D. G. S. T.
REPARTAMIENTOS DE GEOTECNIA
OFICINA DE INVESTIGACIONES Y PAVIMENTOS



APUNTES TALLER PAVIMENTOS
METODO COMPUTARIZADO

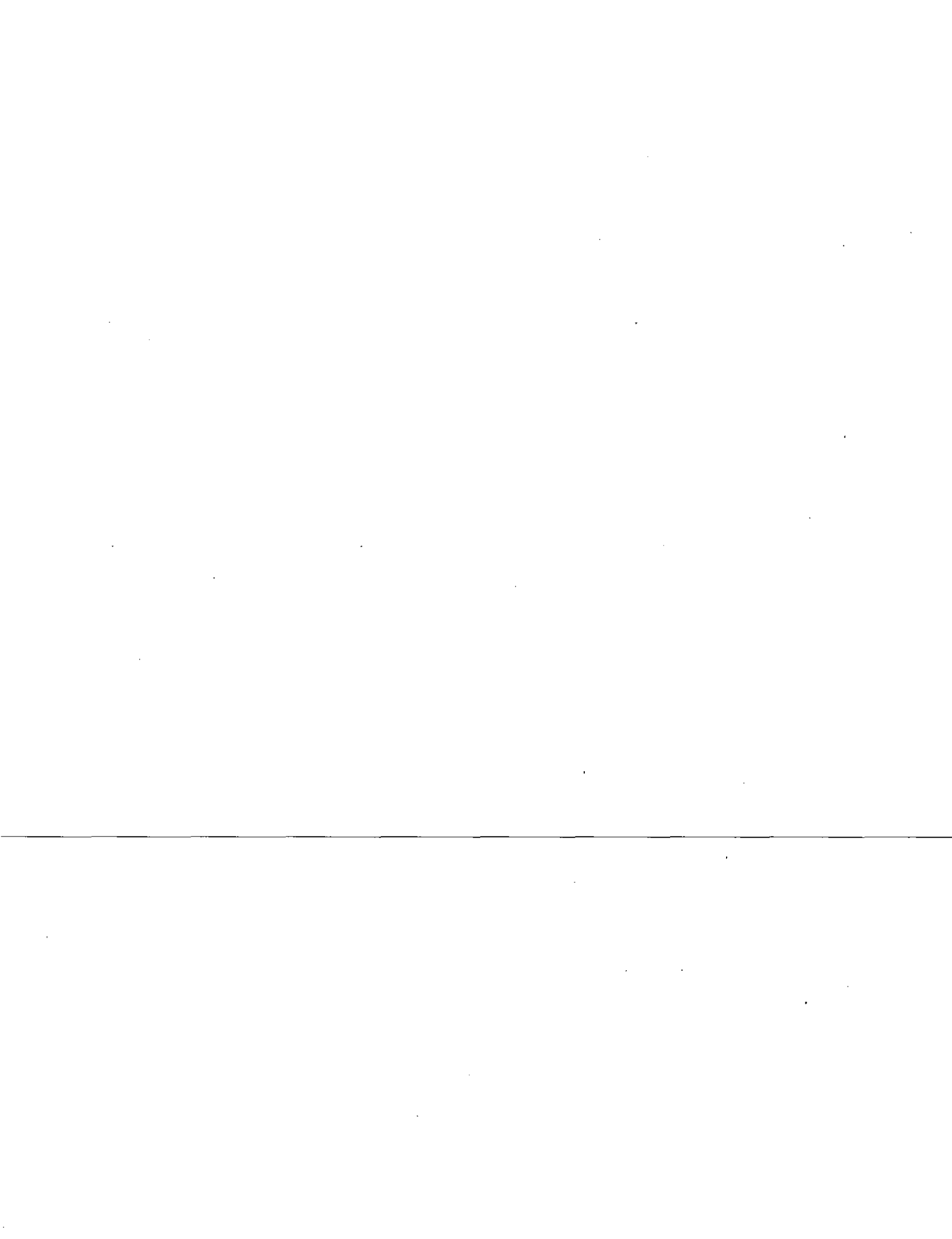
M. EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ.



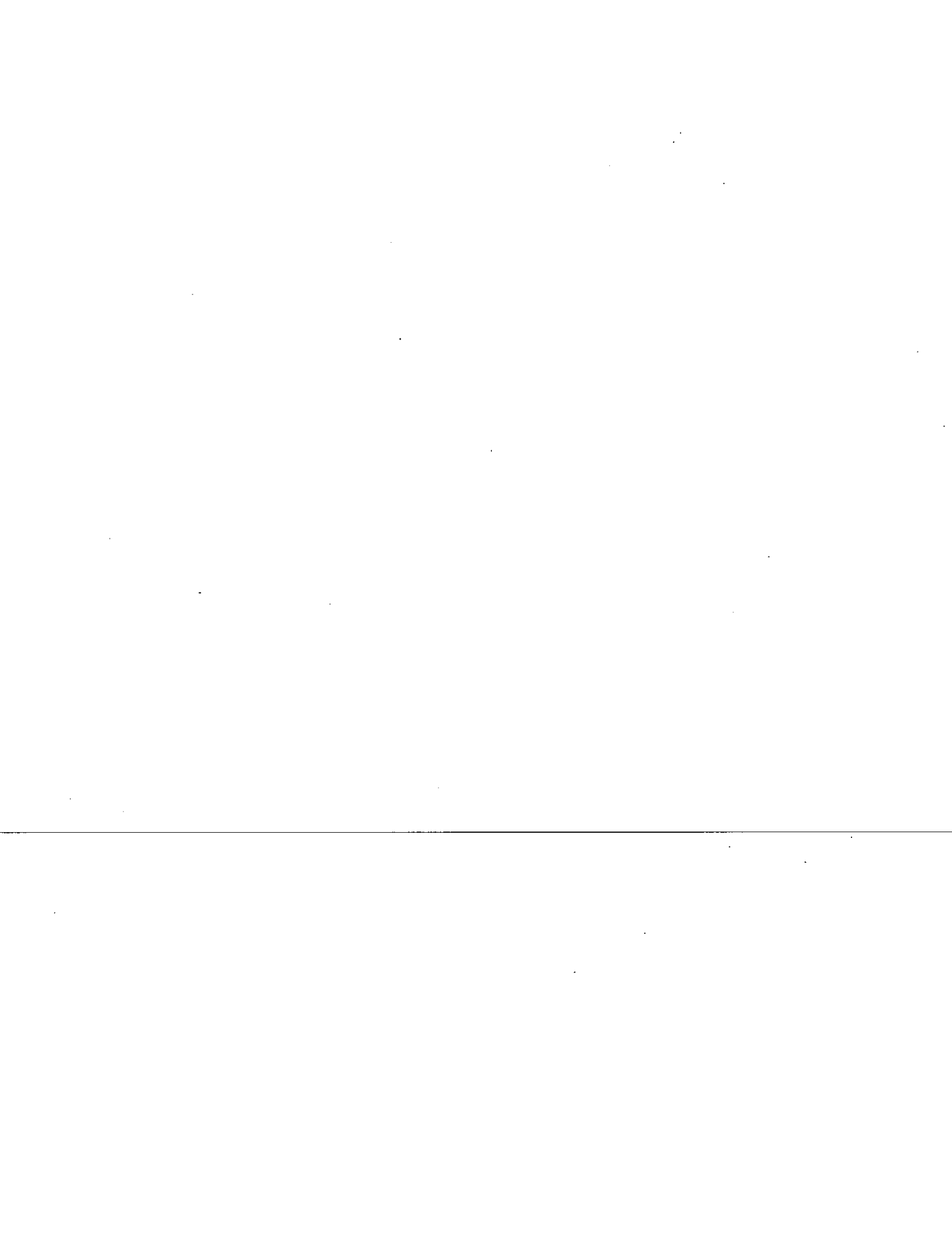
LISTADO DE PROGRAMAS DISPONIBLES

1

DENOMINACION	NOMBRE	FUNCION	PROYECTO/INSTITUCION
FPS-2	FLEXIBLE PAVEMENT SYSTEM	Diseñar sistemas de Pavimentos Flexibles	123 U.S. Dept. of Transp. CFHR, Univ. of Texas Aust. Texas AgM Univ. Texas Highway Dept.
LVR 1-11	LOW VOLUME ROADS	Diseño caminos revestidos y pavimentados flexibles para bajo volumen, de bajo costo.	60 U.S. Forest Service Dept. of Agriculture U. Texas at Austin C.A.T.S.
MS-11-A	COMPUTER PROGRAM FOR ASPHALT PAVEMENTS FOR AIR CARRIER AIRPORTS	Diseño de pavimentos flexibles para aeropuertos	1973 The Asphalt Institute U.S.A.
RPS-2	RIGID PAVEMENT SYSTEM 2	Diseño de pavimentos rígidos de concreto hidráulico	123-21, 1974 Texas Transportation Institute Texas AgM Univ. Univ. of Texas at Austin Texas Highway Department
TMA	TRAFFIC MIX ANALYSIS	Predicción de tráfico - aéreo para el diseño - de aeropistas y cargas equivalentes.	The Asphalt Institute, U. S. A.
MODLAS 1-10	MODULUS OF ELASTICITY	Caracterización de materiales, analizando - propiedades elásticas.	Center for Highway Research. Council for Advanced Transportation Studies
CRCP-1 CRCP-2	CONTINUOUSLY REINFORCED CONCRETE PAVEMENT	Diseño de pavimentos rígidos de concreto - reforzado o armado - continuo sin juntas, para aeropistas y carreteras.	177.- Center for Highway Research Austin Research Engs. Texas Highway Dept. FHWA

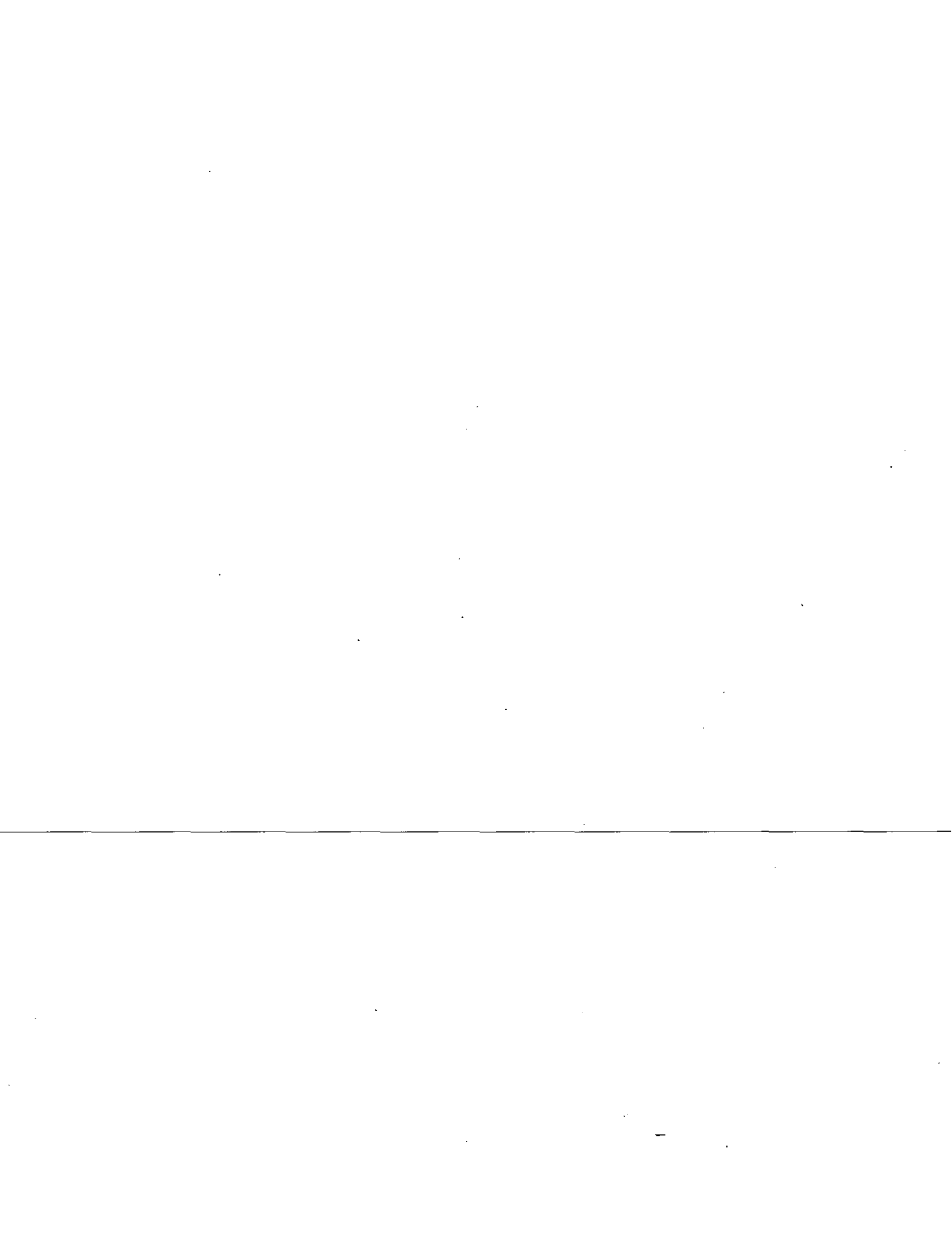


DENOMINACION	NOMBRE	FUNCION	PROYECTO/INSTITUCION
PLOT-2	DEFLECTION PROFILE	Análisis, recolección e impresión del conorno de deflexiones medidas continuas. Registro de condiciones existentes sobre la superficie de rodamiento.	Federal Highway Procedure "Design Procedure"
TVAL-2	STATISTICAL ANALYSIS	Análisis Estadístico de cualquier índole para estudio de datos iniciales, p.e. deflexiones medidas e inventario - carreteras.	Statistical Analysis of Design Sections, FHWA "Design Procedure"
RPOD-1	RIGID PAVEMENT OVERLAY DESIGN	Diseño de refuerzos e sobrecarpetas para pavimentos rígidos.	77-66,67 FHWA, U.S.A.
RPOD-2	RIGID PAVEMENT OVERLAY DESIGN, UP-DATED	Diseño de refuerzos en pavimentos rígidos, considerando criterios por deflexiones, fatiga y grietas (predicción).	177-13 FHWA, U.S.A. Center for Highway Research Texas Highway Depart.
RFICR-1	REFLECTION CRACKING PROGRAM	Procedimiento Racional de evaluación grietas y grietas reflejadas en sobrecarpetas.	177-13-1 Center for Highway Research.
SLAB-30 SLAB-49	SLAB ANALYSIS SLAB ANALYSIS	Programas de diseño y análisis, usando teoría elástica para múltiples capas de pavimentos para carreteras y aeropistas.	Transportation Facilities Branch, Department of the Army, U.S.A.
ELSYM-5	ELASTIC SYSTEM ANALYSIS LAYERED	Criterios de carga, esfuerzos-deformación y predicción de procesos de agrietamiento.	Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California U.S.A.
SHELL BISTRO	MULTI LAYERED ELASTIC SYSTEM ANALYSIS MLESA		Shell Oil Company, U.S.A.



PROGRAMAS DE APOYO A LOS ANTERIORES

DENOMINACION	NOMBRE	FUNCION	PROYECTO/INSTITUCION
ACAP-1 ACAP-2	Airport Capacity Analysis Airport Capacity Analysis	Analisis y Diseño Capacidad en base al tráfico aéreo de aero- puertos	University of Texas at Austin CFHR GATS
GEOPRO SIMPRO TEXAS MODEL	A Geometric Processor Simulator Process Texas Model	Tráfico y su análisis para intersecciones de carreteras y ur- banas.	Texas Highway Dept. F A A PIIWA
* PDILB	Computer Program for Airport Pavement Design	Programa de computadora para calcular la resis- tencia de pavimentos de Aeropuertos	Portland Cement Assn. R.G. Packard, Illinois, U.S.A.
* ACN-PCN	Aircraft Class Number- Pavement Class. "	Programa iniciado por la Boeing y perfeccionado por Cuerpo de Ingenieros USA. Metodo CBR de calculo de pavimentos flexibles, Actualizado por Douglas para obtener ACN.	S-77-1 USALWES
<p>(*) OACI Enmienda al ANEXO 14 del Método para Notificar la Resistencia de los pavimentos (1980).</p>			
DIS/PAV	Diseño de Pavimentos	Programa que obtiene alternativas de diseño de pavimentos flexibles para carreteras	Instituto de Ingenieros Universidad Nacional Autónoma de México U.N.A.M. Nov. 1981
DISPA	Diseño de Pavimentos II Actualizado	Idem. DIS/PAV, adaptable con defectivos	Instituto de Ingenieros U.N.A.M. México 1981



4

PROB 1A SENSITIVITY ANALYSIS FOR ACP, LV4, VALUES OF VARIABLES = ALL AVERAGES

THE CONSTRUCTION MATERIALS UNDER CONSIDERATION ARE

LAYER CODE	MATERIALS NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT.	SS VALUE
1	A TOP LAYER	35.00	.30	1.00	18.00	50.0	2.20
2	B SECOND LAYER	12.00	.15	3.00	15.00	50.0	4.60
3	C THIRD LAYER	7.00	.10	3.00	15.00	50.0	4.80
	SUBGRADE	0.20	0.00	0.00	0.00	0.0	4.20

THIS IS AN ACP ROAD.

TOTAL NUMBER OF INPUT MATERIALS, EXCLUDING SUBGRADE	3
NO. OF LAYERS OF MATERIAL WHICH WAS PREVIOUSLY CONSTRUCTED	0
LENGTH OF THE ANALYSIS PERIOD (YEARS)	20.0
WIDTH OF EACH LANE (FEET)	12.0
ROAD WIDTH OF THE BASE (FEET)	26.0
SLOPE OF THE BASE IN RELATION TO 1,0	2.0
INTEREST RATE OR TIME VALUE OF MONEY (PERCENT)	8.0
REGIONAL FACTOR	1.0
SERVICEABILITY INDEX OF THE INITIAL STRUCTURE	0.2
SERVICEABILITY INDEX P1 AFTER AN OVERLAY	0.2
MINIMUM SERVICEABILITY INDEX P2	2.0
SWELLING CLAY PARAMETERS -- P2 PRIME	1.50
B1	0.670
MAX FUNDS AVAILABLE FOR INITIAL DESIGN (DOLLARS PER MILE)	15000.00
MAXIMUM ALLOWED THICKNESS OF INITIAL CONSTRUCTION (INCHES)	25.0
MINIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)	1.0
ACCUMULATED MAXIMUM DEPTH OF ALL OVERLAYS (INCHES)	12.0
MAXIMUM OVERLAY THICKNESS (INCHES)	4.0
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE O.O. (MILES)	.50
C.L. DISTANCE OVER WHICH TRAFFIC IS SLOWED IN THE N.O.O. (MILES)	.50
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.O. (PERCENT)	5.0
PROPORTION OF VEHICLES STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.O.O. (PERCENT)	5.0
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN O.O. (HOURS)	.100
AVERAGE TIME STOPPED BY ROAD EQUIPMENT IN N.O.O. (HOURS)	.100
AVERAGE APPROACH SPEED TO THE OVERLAY ZONE (MPH)	30.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN O.O. (MPH)	20.0
AVERAGE SPEED THROUGH OVERLAY ZONE IN N.O.O. (MPH)	30.0
AVERAGE SPEED OF THE GRADER OR S.C. TRUCK (MPH)	10.0
TRAFFIC MODEL USED IN THE ANALYSIS	2
NUMBER OF LANES OF THE ROAD	2
OPERATING COST FOR NON-TRUCKS (DOLLARS/MILE)	.30
OPERATING COST FOR TRUCKS (DOLLARS/MILE)	1.50
TIME BETWEEN SEAL COAT (YEARS)	5.0
VALUES FOR THE MINIMUM TIME BETWEEN REHABILITATIONS (YEARS)	

2.0

5

PROB 14 SENSITIVITY ANALYSIS FOR ACP, LVR, VALUES OF VARIABLES = ALL AVERAGES

FOR THE 1 LAYER DESIGN WITH THE FOLLOWING MATERIALS--

LAYER CODE	MATERIALS NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT.	SS
							VALUE
1	TOP LAYER	35.03	.30	1.00	10.20	50.0	2.22
	SUBGRADE	2.20	0.00	0.00	0.00	0.0	4.00

1 THE OPTIMAL DESIGN FOR THE MATERIALS UNDER CONSIDERATION--

FOR INITIAL CONSTRUCTION THE DEPTH SHOULD BE

TOP LAYER 7.75 INCHES

THE LIFE OF THE INITIAL STRUCTURE = 7.25 YEARS

THE OVERLAY SCHEDULE IS

2.00 INCHES) (INCLUDING 1 INCH LEVEL-UP) AFTER 7.25 YEARS,

TOTAL LIFE = 23.98 YEARS

SEAL COAT SCHEDULE

(1) 5.25 YEARS

(2) 12.25 YEARS

(3) 17.25 YEARS

THE TOTAL COST IN DOLLARS FOR THESE CONSIDERATIONS ARE 1

	PER SQ. YD.	PER MILE
INITIAL CONSTRUCTION COST	7,534	126384.89
TOTAL ROUTINE MAINTENANCE COST	.321	4241.40
TOTAL OVERLAY CONSTRUCTION COST	1.135	15974.67
TOTAL DELAY COST DURING OVERLAY CONSTRUCTION	.001	12.22
TOTAL DELAY COST DURING SEAL COAT	.000	.75
TOTAL SEAL COAT COST	.264	4085.74
SALVAGE VALUE	-.913	-12049.45
TOTAL OVERALL COST	8.343	117474.65
OPERATING COST FOR NON-TRUCKS	16.493	116109.01
OPERATING COST FOR TRUCKS	16.493	116109.01

NUMBER OF FEASIBLE DESIGNS EXAMINED FOR THIS SET -- 16

AT THE OPTIMAL SOLUTION, THE FOLLOWING BOUNDARY RESTRICTIONS ARE ACTIVE--

NONE

PROB 1A SENSITIVITY ANALYSIS FOR ACP, LVR, VALUES OF VARIABLES = ALL AVERAGES

FOR THE 2 LAYER DESIGN WITH THE FOLLOWING MATERIALS--

LAYER CODE	MATERIALS NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT.	SS VALUE
1	A TOP LAYER	35.00	.30	1.00	10.00	50.0	2.00
2	B SECOND LAYER	12.00	.15	3.00	15.00	50.0	8.00
	SUBGRADE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00

2 THE OPTIMAL DESIGN FOR THE MATERIALS UNDER CONSIDERATION--

FOR INITIAL CONSTRUCTION THE DEPTHS SHOULD BE

TOP LAYER 4.00 INCHES

SECOND LAYER 7.50 INCHES

THE LIFE OF THE INITIAL STRUCTURE = 7.25 YEARS

THE OVERLAY SCHEDULE IS

2.00 INCHES (INCLUDING 1 INCH LEVEL-UP) AFTER 7.25 YEARS.

TOTAL LIFE = 23.90 YEARS

SEAL COAT SCHEDULE

(1) 5.00 YEARS

(2) 12.25 YEARS

(3) 17.25 YEARS

THE TOTAL COST IN DOLLARS FOR THESE CONSIDERATIONS ARE :

	PER SQ. YD.	PER MILE
INITIAL CONSTRUCTION COST	6,727	94722.22
TOTAL ROUTINE MAINTENANCE COST	.301	4241.04
TOTAL OVERLAY CONSTRUCTION COST	1,135	15970.67
TOTAL DELAY COST DURING OVERLAY CONSTRUCTION	.001	12.22
TOTAL DELAY COST DURING SEAL COAT	.000	.75
TOTAL SEAL COAT COST	.284	4005.74
SALVAGE VALUE	-0.026	-11620.70
TOTAL OVERALL COST	7,623	107327.30
OPERATING COST FOR NON-TRUCKS	16,493	116199.01
OPERATING COST FOR TRUCKS	16,493	116199.01

NUMBER OF FEASIBLE DESIGNS EXAMINED FOR THIS SET -- 286

AT THE OPTIMAL SOLUTION, THE FOLLOWING BOUNDARY RESTRICTIONS ARE ACTIVE--

NONE

7

PROB 1A SENSITIVITY ANALYSIS FOR ACP, LVR, VALUES OF VARIABLES = ALL AVERAGES

FOR THE 3 LAYER DESIGN WITH THE FOLLOWING MATERIALS--

LAYER CODE	MATERIALS NAME	COST PER CY	LAYER COEFF.	MIN. DEPTH	MAX. DEPTH	SALVAGE PCT.	SS VALUE
1	A TOP LAYER	35.00	.38	1.00	10.00	50.0	8.00
2	B SECOND LAYER	12.00	.15	3.00	15.00	50.0	8.00
3	C THIRD LAYER	7.00	.10	3.00	15.00	50.0	8.00
	SUBGRADE	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00

3 THE OPTIMAL DESIGN FOR THE MATERIALS UNDER CONSIDERATION--

FOR INITIAL CONSTRUCTION THE DEPTHS SHOULD BE

TOP LAYER 4.00 INCHES

SECOND LAYER 3.75 INCHES

THIRD LAYER 5.50 INCHES

THE LIFE OF THE INITIAL STRUCTURE = 7.03 YEARS

THE OVERLAY SCHEDULE IS

2.00 INCH(ES) (INCLUDING 1 INCH LEVEL-UP) AFTER 7.03 YEARS.

TOTAL LIFE = 21.00 YEARS

SEAL COAT SCHEDULE

(1) 5.00 YEARS

(2) 12.03 YEARS

(3) 17.03 YEARS

THE TOTAL COST IN DOLLARS FOR THESE CONSIDERATIONS ARE 1

	PER SQ. YD.	PER MILE
INITIAL CONSTRUCTION COST	6,559	92340.66
TOTAL ROUTINE MAINTENANCE COST	.301	4291.00
TOTAL OVERLAY CONSTRUCTION COST	1.135	15974.67
TOTAL DELAY COST DURING OVERLAY CONSTRUCTION	.001	12.22
TOTAL DELAY COST DURING SEAL COAT	.000	.75
TOTAL SEAL COAT COST	.207	2839.09
SALVAGE VALUE	-0.000	-11374.65
TOTAL OVERALL COST	7.474	105230.10
OPERATING COST FOR NON-TRUCKS	16.493	116109.41
OPERATING COST FOR TRUCKS	16.493	116109.41

NUMBER OF FEASIBLE DESIGNS EXAMINED FOR THIS SET -- 503

AT THE OPTIMAL SOLUTION, THE FOLLOWING BOUNDARY RESTRICTIONS ARE ACTIVE--

NONE

PROB 1A SENSITIVITY ANALYSIS FOR ACP, LVR, VALUES OF VARIABLES = ALL AVERAGES

A SUMMARY OF THE BEST DESIGN FOR EACH COMBINATION OF MATERIALS, IN ORDER OF INCREASING TOTAL COST (DOLLARS PER MILE)

LANE WIDTH = 12.0 FT.

DESIGN NUMBER	TOTAL COST
3	105230.10
2	107327.34
1	117474.65

ALL MATERIAL COMBINATIONS HAVE AT LEAST ONE FEASIBLE DESIGN.



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

"LA INGENIERIA DE SISTEMAS EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
PAVIMENTOS PARA AEROPUERTOS"

M. EN C. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

AGOSTO, 1983

T E M A :

**"LA INGENIERIA DE SISTEMAS EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE PAVIMENTOS PARA AEROPUERTOS"**

P O N E N T E :

M. EN C. ING. ROBERTO TELLEZ GUTHERREZ.

FEBRERO 1983

Dentro de las ramas de la ingeniería civil, pueden considerarse a las vías terrestres como fundamentales para el desarrollo de un país. Por los beneficios socioeconómicos que generan, la magnitud de la inversión que representan, el tiempo que deben mantenerse prestando un servicio adecuado, etc., es claramente palpable la importancia de su correcta planeación, diseño y construcción de tales obras de infraestructura.

El diseño y construcción de pavimentos para aeropuertos involucra estudios complejos de suelos y materiales, su comportamiento bajo cargas y su habilidad para soportar el tránsito durante todas las condiciones climatológicas a lo largo de su vida de diseño útil. La tecnología debiera ser dinámica y cambiante día con día por los requerimientos impuestos por el creciente tráfico aéreo. En el pasado, la "regla del dedo" basada en experiencias previas gobernaba y tipificaba los diseños. Durante el período de 1920 a 1940, los ingenieros se concentraron en evaluar propiedades estructurales de los suelos, por lo que fue posible conseguir gran cantidad de información y datos que permitieron desarrollar teorías y modelos realísticos en el diseño de pavimentos.

Experimentos masivos a gran escala, como PATES, WASHIO y AASHIO, definieron los derroteros a seguir por muchos años resultando en métodos usuales hasta la fecha. Sin embargo, esos métodos actuales de diseño no son considerados del todo adecuados. Son empíricos por naturaleza o no han sido implementados. Debe recordarse aquí la complejidad del sistema de pavimentos. Conscientes de ello, la investigación ha seguido su formato dinámico hasta llegar a las computadoras. Con la ingeniería de sistemas se está aplicando la solución de problemas e implementación de los actuales métodos de diseño y construcción. Los programas resultantes que han sido creados para estos fines permiten al ingeniero realizar un sistema de análisis detallado y preciso de la vida y comportamiento de un pavimento sobre cualquier período de diseño.

Obras de gran envergadura como los aeropuertos, no permiten reglas de dedo, recetas de proyectos tipos o soluciones al azar, dada la enorme inversión y beneficios que representan en todos conceptos. Si también se toma en cuenta la necesidad prioritaria de mantener y conservar la red nacional existente con

presupuestos limitados, la rehabilitación y conservación refuerzan la urgencia de "diseños efectivos". Las computadoras definitivamente son al presente, herramientas muy útiles para la correcta planeación, diseño y construcción de estas obras civiles de infraestructura que a final de cuentas son el sistema circulatorio del país.

Existen programas de computadora muy versátiles para pavimentos de aeropuertos. Constantemente son experimentados y actualizados para cumplir con sus objetivos eficientemente. Los hay para sistemas múltiples de capas que sirven para estudiar con detalle esfuerzos, deformaciones y deflexiones en pavimentos flexibles y rígidos. Estos programas permiten analizar cada capa componente de la estructura y también la consideración de cargas múltiples repetidas en el diseño. Predicciones de fatiga son analizadas con precisión. El ingeniero debe tomar en cuenta los costos iniciales de construcción, de mantenimiento, intereses, amortización, etc. etc., para integrar un sistema de -- aproximadamente 50 variables básicas de entrada al programa. Entonces, con el -- auxilio de la computadora se obtendrían múltiples alternativas de diseño de entre las que se seleccionarán aquellas óptimas basadas en el costo mínimo.

Existen a la fecha un número de programas de computadora disponibles para el -- ingeniero en pavimentos rígidos o flexibles para aeropuertos. Sin embargo, se tratarán aquí solo los más usuales y actualizados. Estos programas han sido -- experimentados con magníficos resultados en diferentes obras de gran envergadura como son los aeropuertos internacionales O'Hare en Chicago, USA; Dallas-Ft Worth, en Texas y Washington, D. C.

A continuación, se da un listado de programas disponibles.

RTG/grc.

LISTADO DE PROGRAMAS DISPONIBLES

NOMINACION	NOMBRE	FUNCION	PROYECTO/INSTITUCION
TMA	TRAFFIC MIX ANALYSIS	Predicción de tráfico aéreo para el diseño de aeropistas y cargas equivalentes.	The Asphalt Institute, U. S. A.
MÓDULAS 1-10	MODULUS OF ELASTICITY	Caracterización de materiales, analizando propiedades elásticas.	Center for Highway Research. Council for Advanced Transportation Studies
CRCP-1 CRCP-2	CONTINUOUSLY REINFORCED CONCRETE PAVEMENT	Diseño de pavimentos rígidos de concreto reforzado o armado continuo sin juntas, para aeropistas y carreteras.	177.- Center for Highway Research Austin Research Eng. Texas Highway Dept.
SLAB-30 SLAB-49	SLAB ANALYSIS SLAB ANALYSIS	Programas de diseño y análisis, empleando teoría elástica para múltiples capas de pavimentos para carreteras y aeropistas. Criterios de falla, esfuerzos de deformación y predicciones son procesadas aquí.	Transportation Facilities Branch, Department of the Army, U. S. A.
ELSYN-5	ELASTIC SYSTEM ANALYSIS LAYERED.		
SHELL BISTRO	MULTI LAYERED ELASTIC SYSTEM ANALYSIS		Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California U. S. A. Shell Oil Company, U. S. A.
*	PDILB Computer Program for Airport Pavement Design	Programa de computadora para calcular la resistencia de pavimentos de Aeropuertos.	Portland Cement Assn. R.G. Packard, Illinois, U. S. A.
*	ACN-PCN Aircraft Class. Number Pavement Class.	Programa iniciado por la Boeing y perfeccionado por Cuerpo de Ingenieros USA. Método CBR de cálculo de pavimentos flexibles, Actualizado por Douglas para obtener ACN.	S-77-1 USAEWES
ACAP-1 ACAP-2	Airport Capacity Analysis Airport Capacity Analysis	Análisis y Diseño. Capacidad en base al tráfico aéreo de aeropuertos.	University of Texas at Austin CHTR CATS, FAA

"AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LA CIUDAD DE MEXICO"

UN CASO ESPECIAL DE CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE PAVIMENTOS

Dentro de la red nacional aeroportuaria en México de 50 aeropuertos de mediano y largo alcance, el internacional de la Ciudad de México es considerado como un caso muy especial en cuanto a prácticas de mantenimiento y construcción. En 1325 los Aztecas fundaron la ciudad en el Lago de Texcoco. En 1933 se construyó el aeropuerto original en las afueras de la ciudad, pero desafortunadamente sobre los mismos terrenos secos del lago. El actual aeropuerto fue construido en la misma área en 1950 sobre el terreno pobre del lago, dotándosele de dos pistas principales y una tercera para aviación general.

Los efectos del bombeo indiscriminado, la evaporación y el crecimiento de la ciudad todo esto a través de los años, redujo el tamaño del lago en forma considerable, con un tipo de suelo de características físicas y mecánicas pobres con valor relativo de soporte de aproximadamente 0, un contenido de agua del 400%, arcillas expansivas con un comportamiento especial cuando se les seca y además suelo salitroso (a la fecha una fábrica está explotando la sal de esa zona).

Con esa calidad de suelo los técnicos mexicanos construyeron buenos pavimentos para el aeropuerto en cuestión con las técnicas de esa época y su comportamiento fue adecuado en general para las cargas y el tráfico de ese período. Pero con el tiempo, el volumen del tráfico y las cargas se incrementaron tremendamente hasta 800 operaciones por día actuales y con pistas colocadas sobre esa clase de suelo los pavimentos empezaron a comportarse como un montaña rusa con largos asentamientos diferenciales no uniformes, requiriéndose una sobrecarpeta de concreto asfáltico cada 6 meses para renovar la longitud total.

1.- RESULTADOS ACTUALES

Dado el tipo de mantenimiento mayor previamente mencionado, el espesor total de la estructura del pavimento llegó a 2.10 mts. (1.5 mts. de car

queta asfáltica). El peso muerto de la estructura del pavimento sin cargas de aeronaves es tan pesado que produce los asentamientos mayores - no uniformes que requieren del mantenimiento mayor único especial y costoso (ver anexo de perfiles 1981).

2.- SOLUCIONES

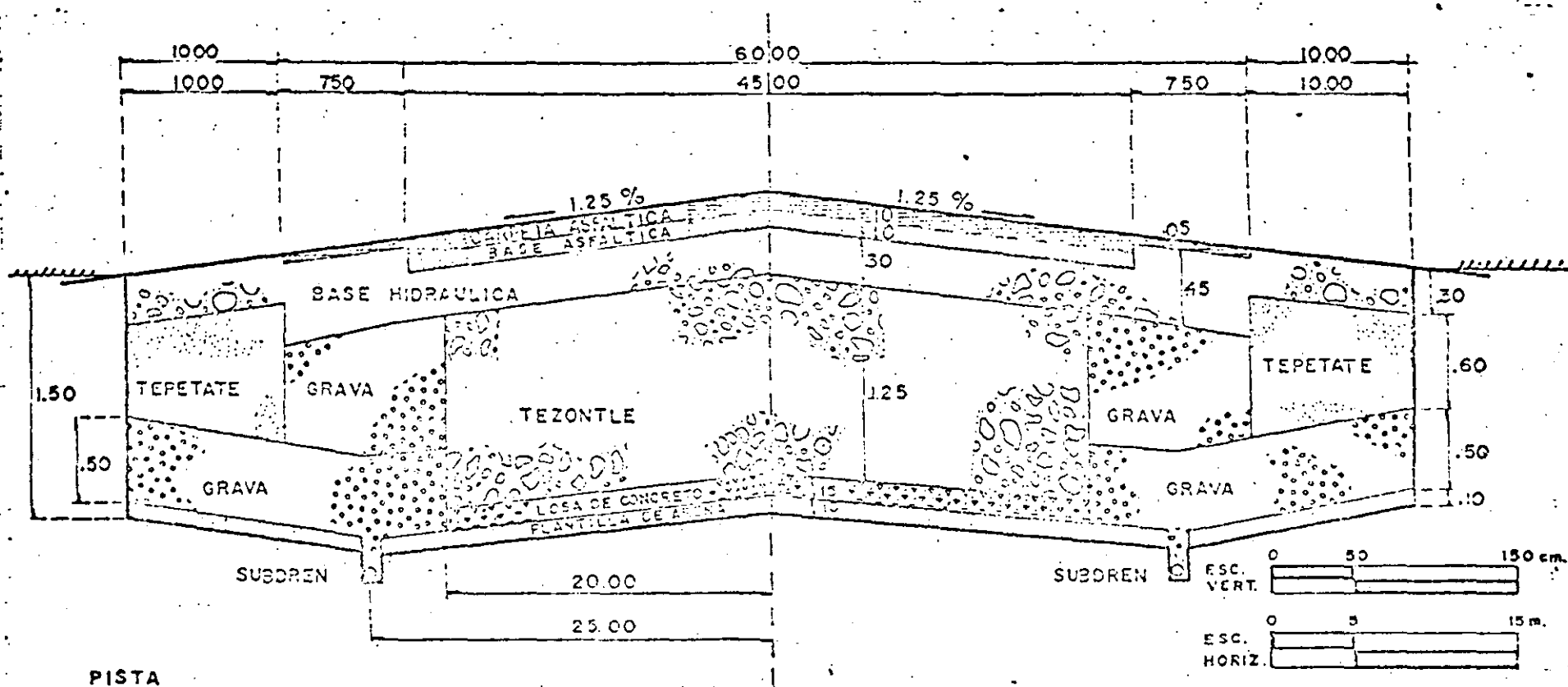
- a) Se trató en principio de devastar al pavimento para su renivelación con las máquinas de la Dirección General de Aeropuertos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, pero dado el alto número de operaciones, el tráfico durante 24 hrs. y las deformaciones permanentes mayores, se decidió por otro tipo de solución más expedita, como es el recencarpetado frecuente.
- b) En base a los problemas previamente mencionados y con las nuevas técnicas de ingeniería para el diseño de pavimentos y su construcción, se efectuó un contrato con una compañía mexicana consultora que trabajó en forma coordinada con los ingenieros de la Dirección General de Aeropuertos, llegando al diseño efectivo de un nuevo pavimento llamado "Sección Compensada Flotante", por lo que las ampliaciones de las pistas existentes del aeropuerto de la Ciudad de México se construyeron de esa manera obteniéndose excelentes resultados desde 1961, 1972 y 1980.

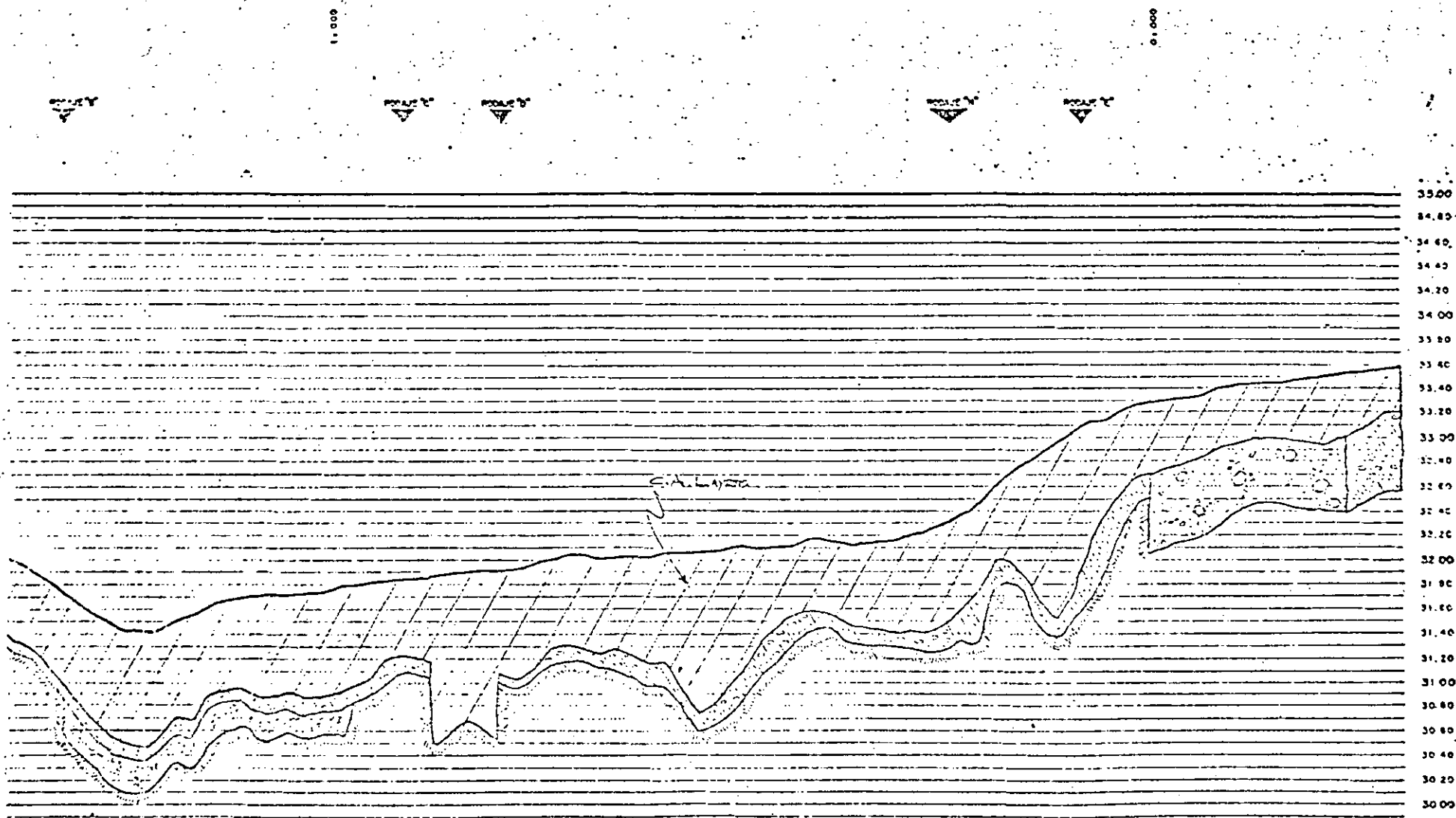
El proyecto para el nuevo aeropuerto internacional de la Ciudad de México, localizado aproximadamente 10 kms. al Norte del actual, Sitio Texcoco, tendrá 4 pistas principales y una para aviación general. Hace aproximadamente 3 años se construyeron secciones experimentales del mismo tipo con pavimento de sección compensada, una para pista de 200 x 85 mts. y un segundo trazo para plataforma de 300 x 100 mts., para obtenerse un récord detallado del comportamiento en cuanto a asentamientos. (Ver anexo copia de la nueva sección compensada).

Febrero/1983.

RTG/grc.

SECCION COMPENSADA A.I.C.M.





1981 Perfiles de la Estructura del Pavimento de la pista 051-23D del
Aeropuerto Internacional de la Cd. de México.



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

DISIÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

GRAFICAS TALLER PAVIMENTOS

M. EN C. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

AGOSTO, 1983

GRAFICAS TALLER PAVIMENTOS RIGIDOS

M. EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ.

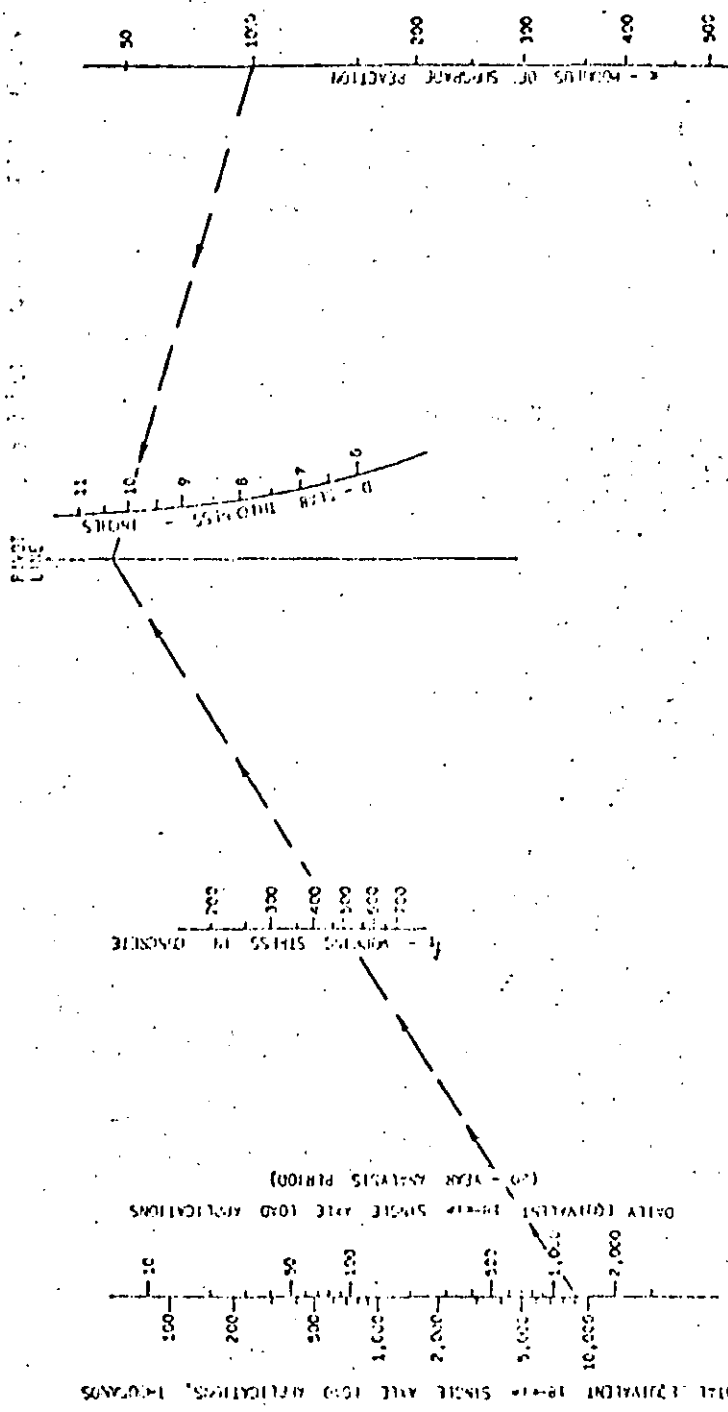
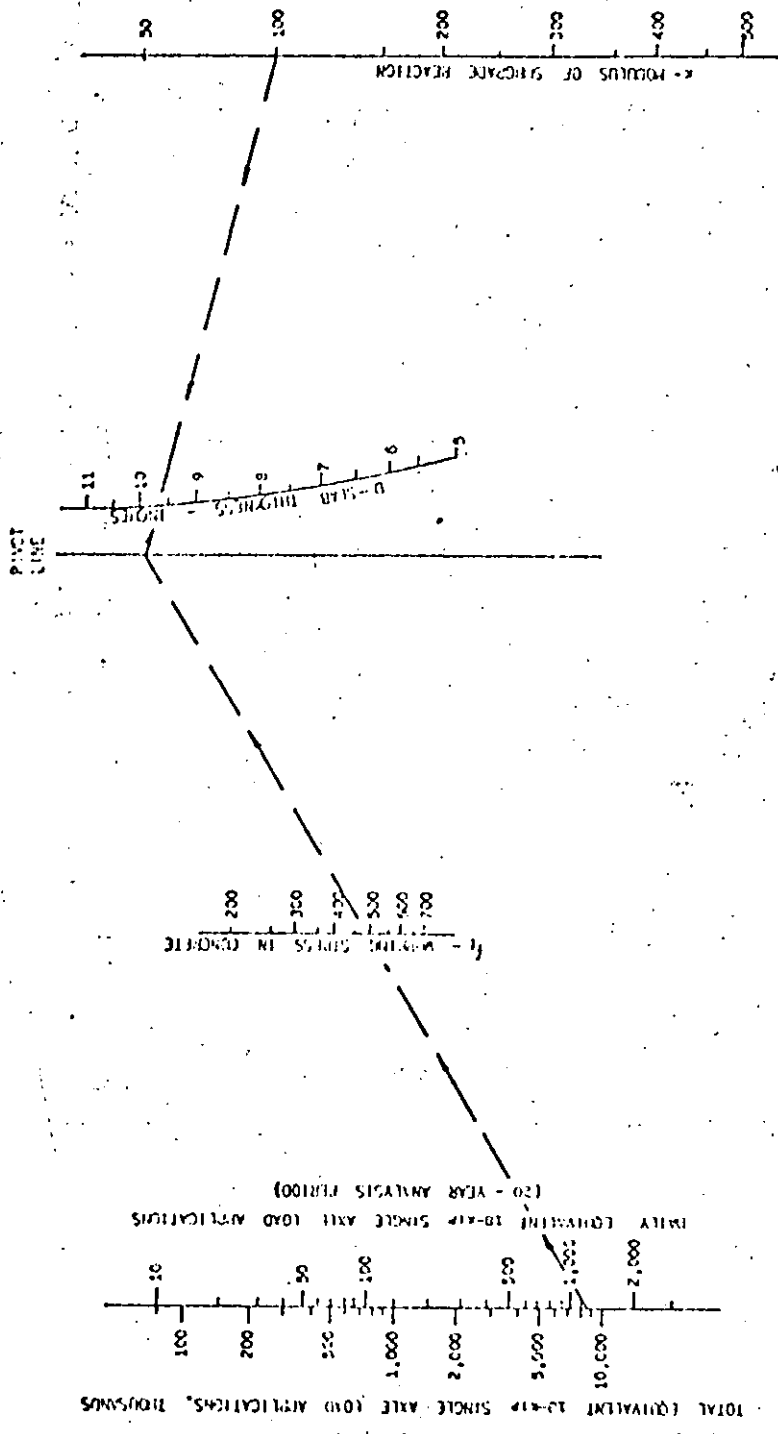


Figure III-1

Gráfica de diseño para pavimentos rígidos AASHTO $P_t = 2.5$

(see principle)



2

Figure III-2

Grafica de diseño para pavimentos rígidos AASHTO $p_t = 2.0$
 (En caminos)
 (En carreteras)

Friction Factor of Subbase for Use in Empirical Design Equation

Subbase Type	Subbase Friction Factor
Surface treatment	2.2
Lime stabilization	1.8
Asphalt stabilization	1.8
Cement stabilization	1.8
River gravel	1.5
Crushed stone	1.5
Sandstone	1.2
Natural subgrade	0.9

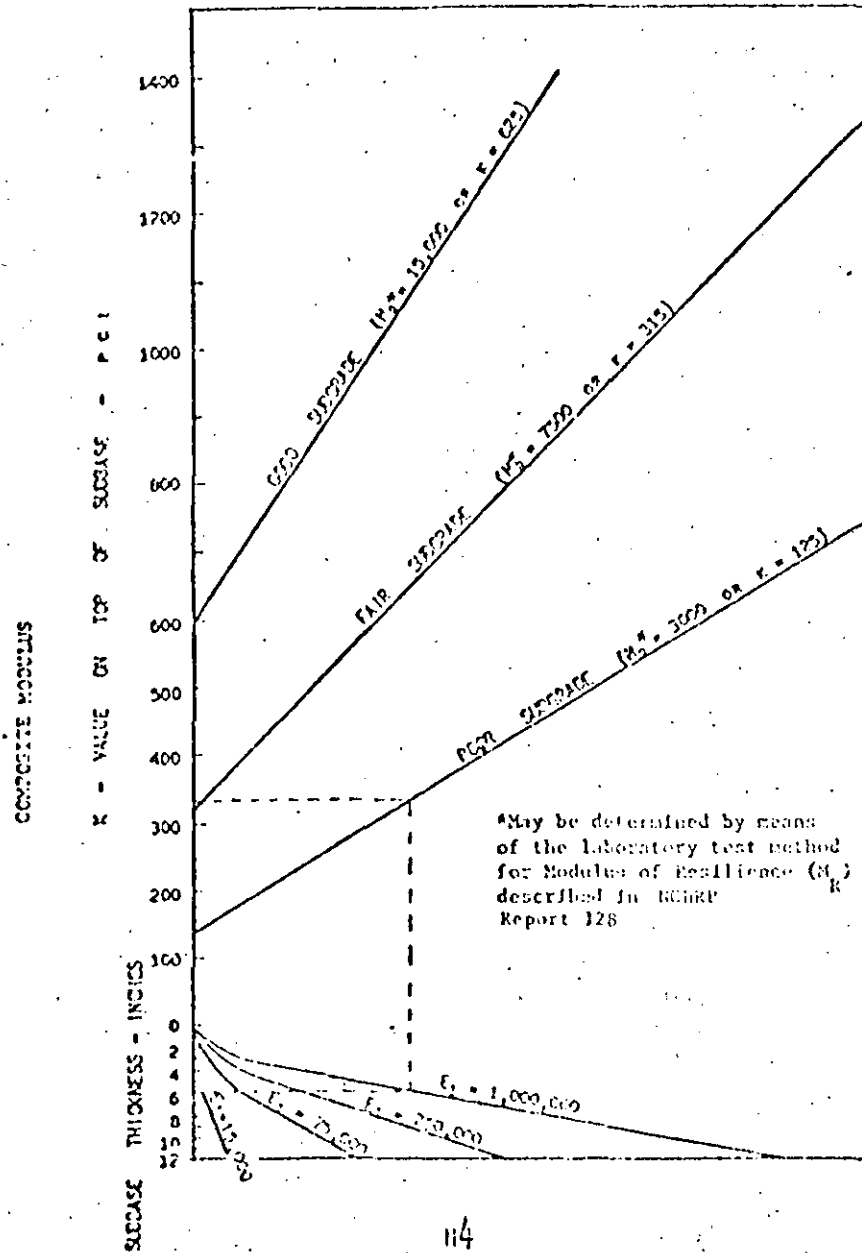


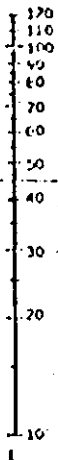
Figure D.4-1

Gráfica para obtener el valor "K"

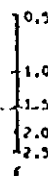
HOMOGRAPHIC

SOLVES: $P_s = \frac{lf}{2l_s} \times 100$

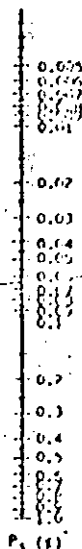
Scale 1



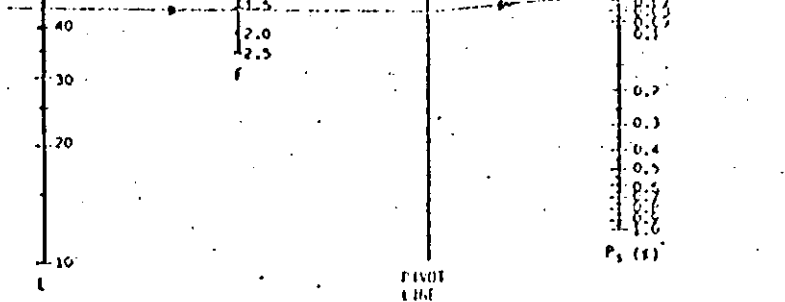
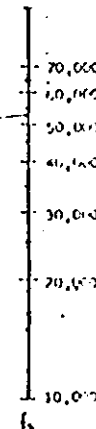
Scale 2



Scale 3



Scale 4



EXAMPLE PROBLEM:

- $l = 45$ FT.
- $f = 1.5$
- $l_s = 57,500$ PSI

ANSWER: $P_s = 0.067\%$

WHERE:

- P_s = REQUIRED STEEL PERCENTAGE - %
- l = WIDTH OF SLAB - FEET
- f = FRICTION FACTOR OF SURFACE
- l_s = ALLOWABLE WORKING STRESS IN STEEL - PSI
(0.75 OF YIELD STRENGTH RECOMMENDED,
THE EQUIVALENT OF SAFETY FACTOR OF 1.33)

Figure D. 4-4

Grafica para obtener el porcentaje de acero de refuerzo en pavimentos rigidos de concreto armado.

NON-CORR SOLVES: $P_s = (1.13 - 0.27) \frac{f}{f_s} = 100$

EXAMPLE PROBLEM:
 $f = 250$
 $f_s = 27,500$
 $f = 2.0$
 ANSWER: $P_s = 0.60$

WHERE
 P_s = REQUIRED STEEL PERCENTAGE
 f = FRUITLY FACTOR OF SURFACE
 f_s = TENSILE STRENGTH OF CONCRETE - PSI
 f = AVAILABLE WORKING STRESS IN STEEL - PSI
 (FOR DESIGN STRENGTH REDUCTIONS, THE
 COEFFICIENT OF SAFETY FACTOR OF 1.33)



Figure 0.4-6

Gráfica para obtener el acero longitudinal para CRCP

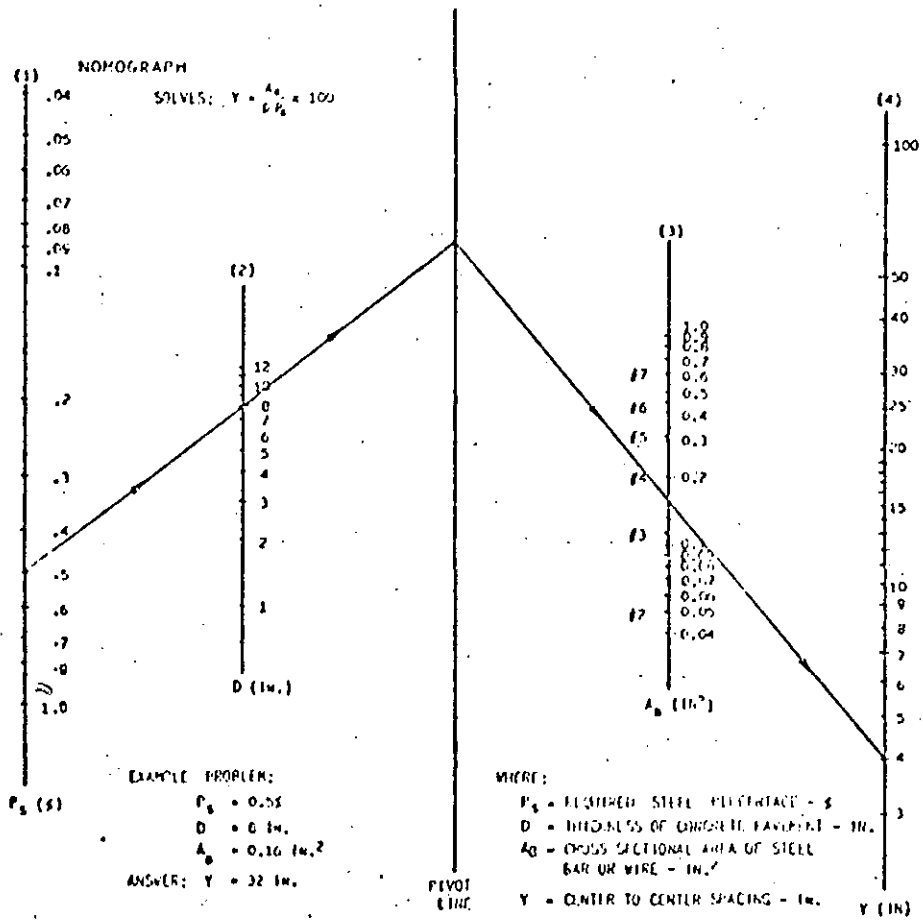


Figure 0.4-7

Nomegrana para obtener el diseño del espaciamiento de varillas.

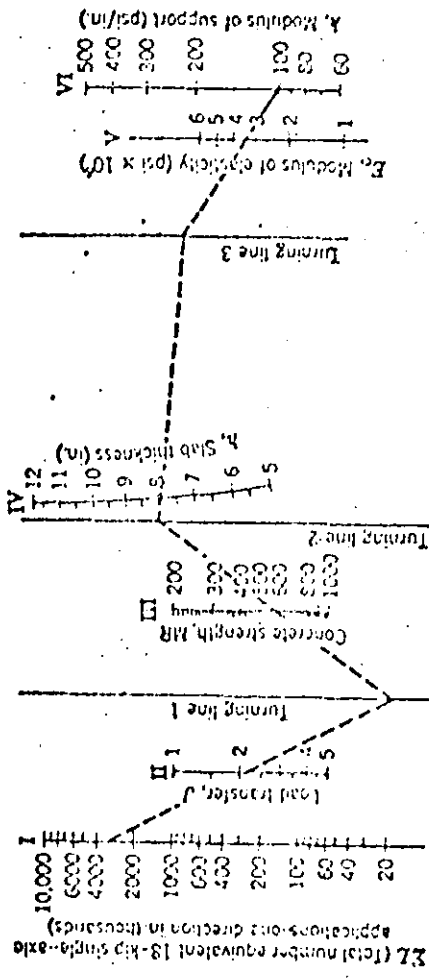


Figure 17.7. Método de diseño de espesores para pavimentos CRC (según ACI)



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

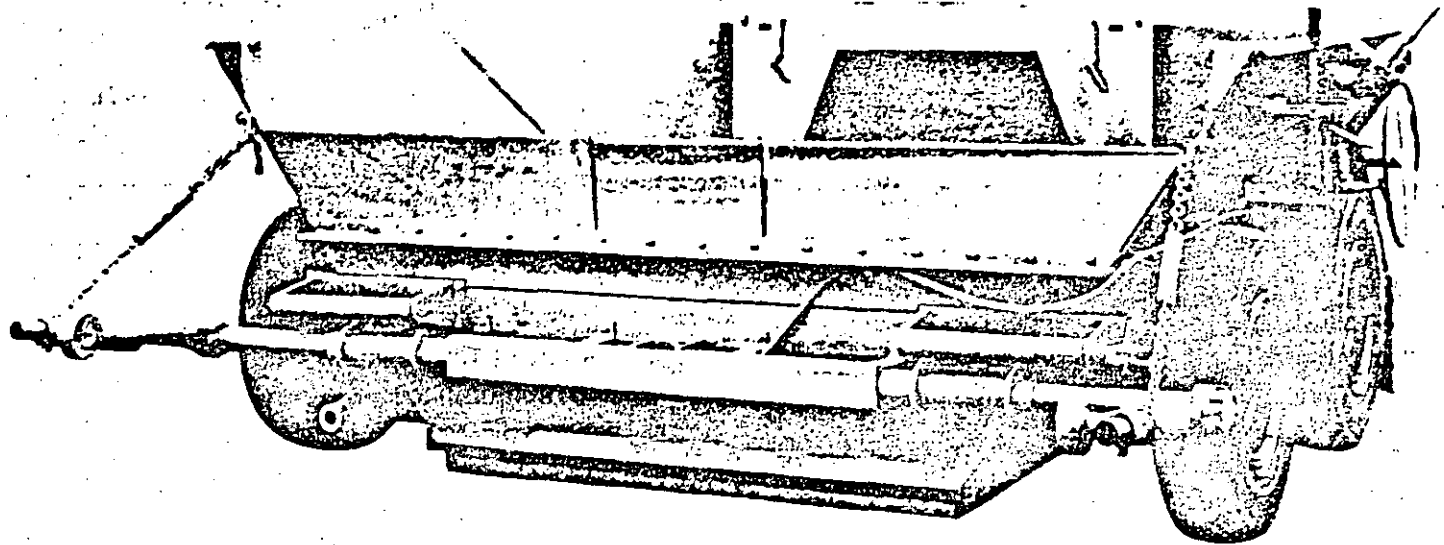
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

ANEXO

ING. ROBERTO PASQUEL LUJAN

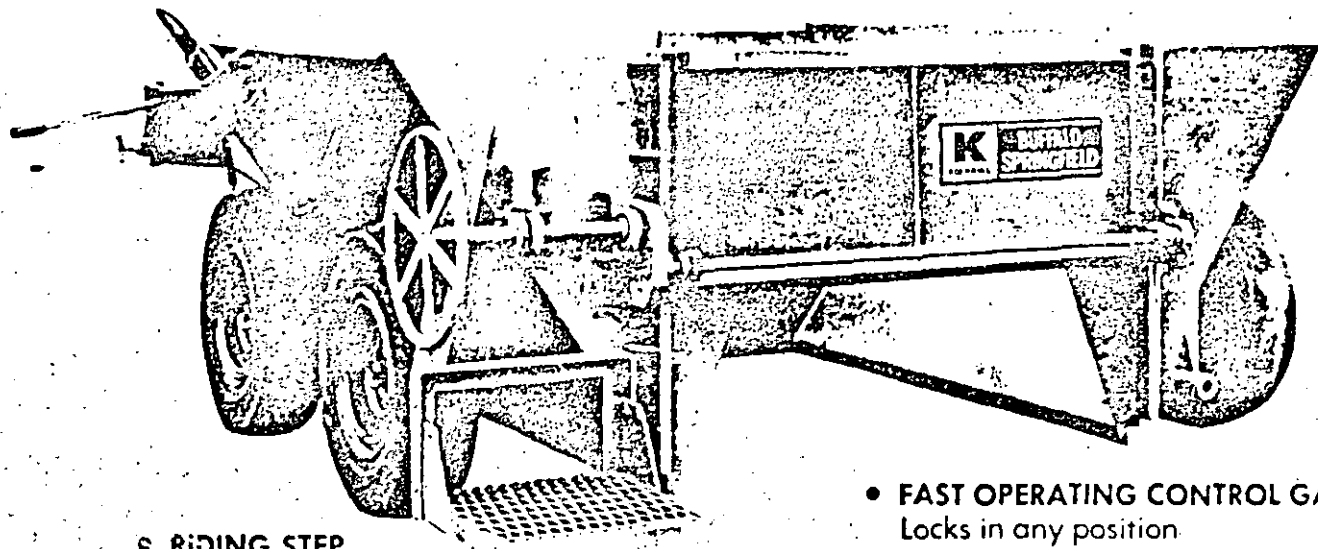
AGOSTO, 1983

Buffalo-Springfield



- **EXTRA LARGE HOPPER**
Will accommodate all types of dump bodies.
- **FAST ACTING HYDRAULIC HITCH**
Quickly adaptable to fit rear wheels of any dump truck
- **MECHANICAL HITCH** (optional)
- **TOWING ATTACHMENT**
For over highway travel
- **RESTRICTOR PLATE**
To regulate size and shape of windrow
- **LONG WHEELBASE**
For stability while windrowing
- **COMPACTION TYPE TIRES**
- **HAND BRAKE**
For holding machine on inclined grades

- **HAND PUMP**
Actuates hydraulic hitch



- **RIDING STEP**
For dump man

- **FAST OPERATING CONTROL GATE**
Locks in any position

CONDENSED SPECIFICATIONS

Weight—3800 lbs. Approx.

Tire Size—7.50 x 15—10 ply
Compactor type

- ✓ Truck wheel hitch applied with hydraulic hand pump. Released with internal springs. About 5 seconds to engage; about 2 seconds to disengage.
- ✓ Aperture gate fitted with rollers running in vertical guides.
- ✓ Handwheel actuates pinion gears and racks on gate. Will close by gravity when unlocked.
- ✓ Extremely stable unit that will accurately size consistent windrows continuously.

(NOTE: Windrow Sizer also available for use with bottom dump trucks).

WINDROW SIZE CHART

OPENING FROM GROUND	CROSS SECTION			
	WITHOUT RESTRICTOR PLATE		WITH RESTRICTOR PLATE	
	Square Inches	Square Feet	Square Inches	Square Feet
23"	1233	8.55		
22"	1191	8.33		
21"	1148	8.00		
20"	1104	7.68		
19"	1059	7.35		
18"	1014	7.00		
17"	966	6.80	673	4.67
16"	919	6.37	642	4.46
15"	871	6.02	611	4.25
14"	823	5.70	579	4.02
13"	774	5.36	546	3.76
12"	723	5.00	512	3.56
11"	673	4.66	479	3.32
10"	620	4.30	443	3.07
9"	569	3.95	407	2.82
8"	514	3.57	370	2.56
7"	460	3.20	332	2.30
6"	406	2.82	293	2.04
5"	350	2.42	254	1.76
4"	294	2.04	214	1.48
3"	237	1.65	172	1.19

EXAMPLE 5" mat x 12 ft. wide
 $5" \times 144 = 720$ square inches
 Using second column — the closest figure is 723 — Set gate at 12" opening.

Size of windrows given in above chart are for loose materials. Add for subsidence of material being spread and compacted.

In accordance with our established policy of constant improvement, we reserve the right to amend these specifications at any time without notice. THE ONLY WARRANTY APPLICABLE IS OUR STANDARD WRITTEN WARRANTY. WE MAKE NO OTHER WARRANTY, EXPRESSED OR IMPLIED, AND PARTICULARLY MAKE NO WARRANTY OF SUITABILITY FOR ANY PARTICULAR PURPOSE.

In dry climate, the soil in the borrow pit often has a water content below the optimum. In such cases water infiltration in the borrow pit can be very economical. Sprinkler systems may be used to wet the borrow area.³⁷ Low walls, to create water-filled ponds on the surface of the borrow pit have been successfully used. Fig. 10.1. Another alternative is to use water-filled ditches, Fig. 10.2. Even in fine-grained soils, cracks often cause a comparatively rapid water infiltration down to depths of 5.0 m and even more. Material coming from the borrow pit with the right water content can be spread and compacted in thicker layers than when mixing with water has to be made on the fill area.



Fig. 10.2 Infiltration in borrow pit from water-filled ditches. Bourguiba dam, Sidi Saad, Tunisia.

Plant processing of fill materials is made in several cases:

- Crushing, screening and mixing (in pugmills) of base course materials, Fig. 10.3.

For road building, rock fill can be crushed and screened to fractions suited to subbase and base materials as well as to asphalt and concrete aggregate. In dam construction, rock fill is crushed to filter materials, concrete aggregate, etc.

During plant processing, water can be added to the material in suitable quantities.

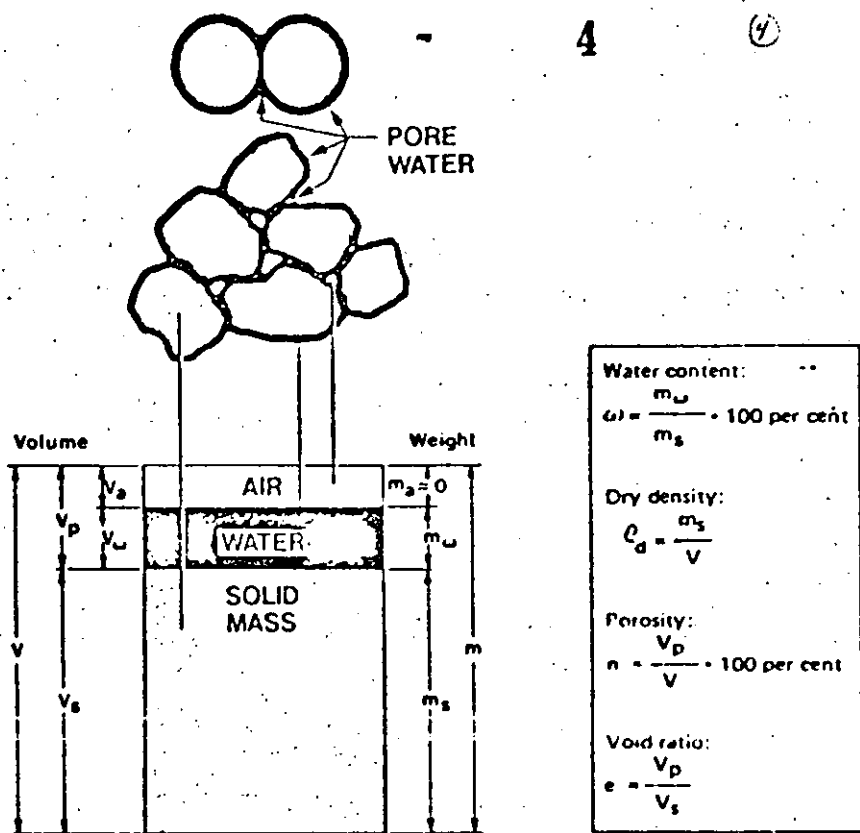


Fig. 2.1 Soil structure and fundamental definitions.

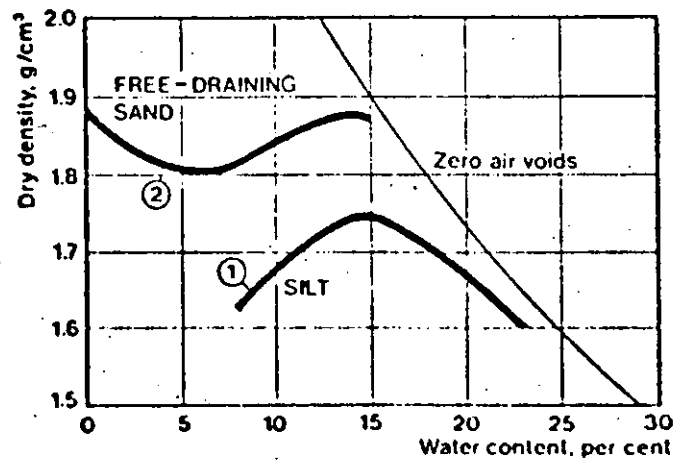
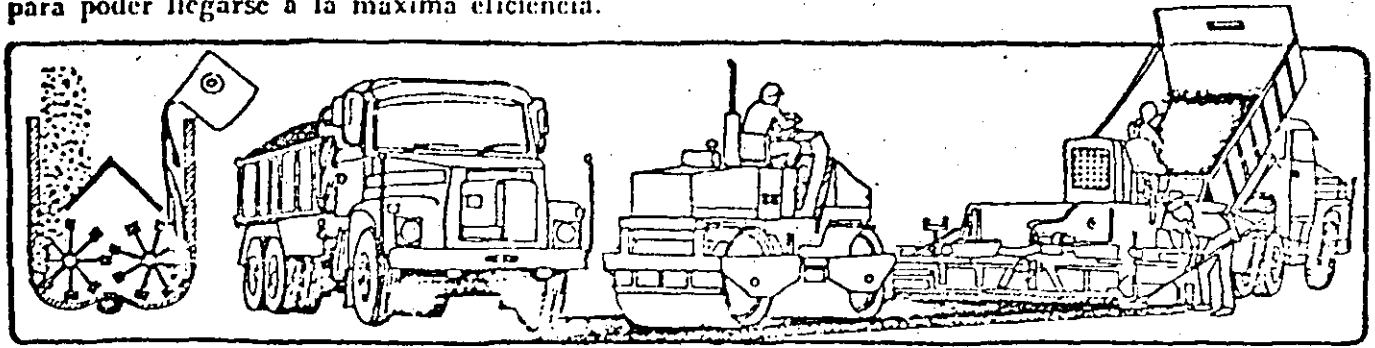


Fig. 2.2 Laboratory compaction curves for silt and free-draining sand.

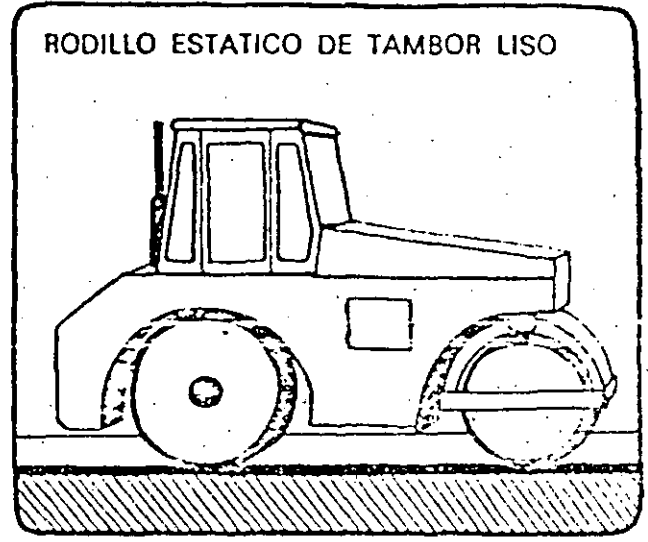
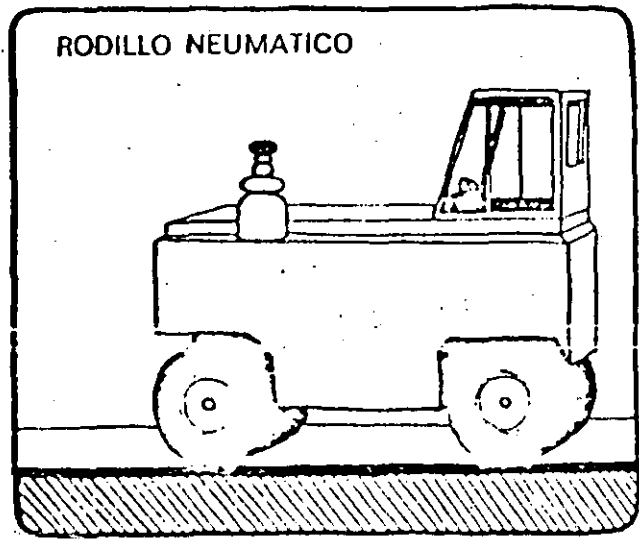
Las máquinas de compactación y capacidad

Las diferentes máquinas y el equipo de transporte utilizados tienen que ser muy bien combinados para poder llegarse a la máxima eficiencia.



Compactación estática

La mezcla asfáltica es compactada por el peso del rodillo.

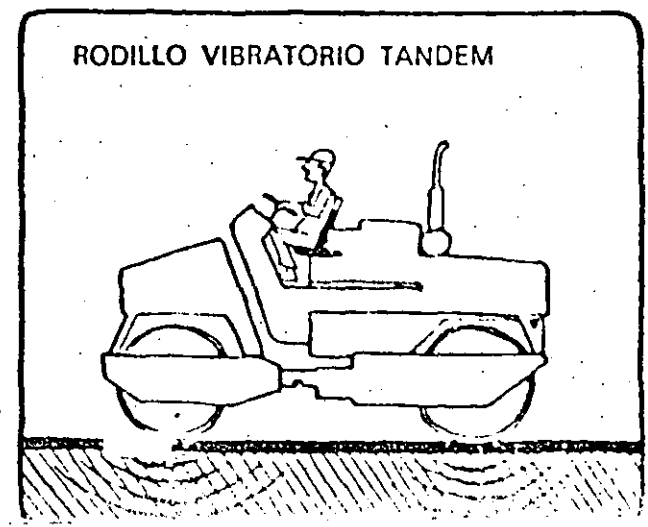
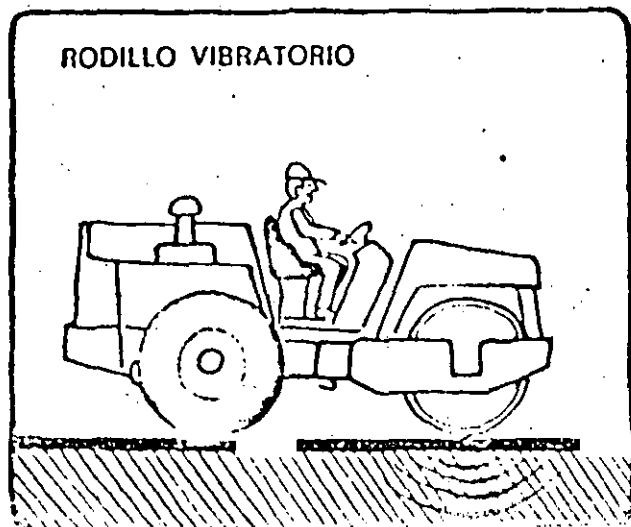


Compactación vibratoria

Es la compactación por la combinación de peso y vibración. Las vibraciones hacen con que las partículas se reacomoden. La acomodación de las partículas es sumamente facilitada y se obtiene así un alto grado de compactación.

El efecto de compactación del rodillo vibratorio es determinado por:

- Carga estática lineal
- Amplitud y frecuencia de las vibraciones
- Número de cilindros vibratorios
- Velocidad de compactación



6. Soil Compaction Principles and Methods

6

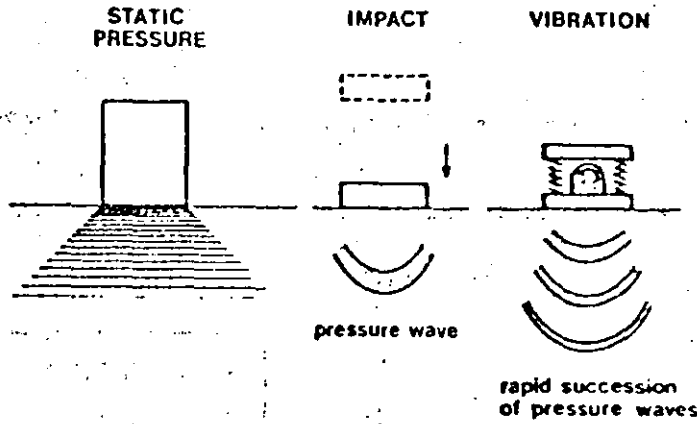


Fig. 6.1. Principles for soil compaction.

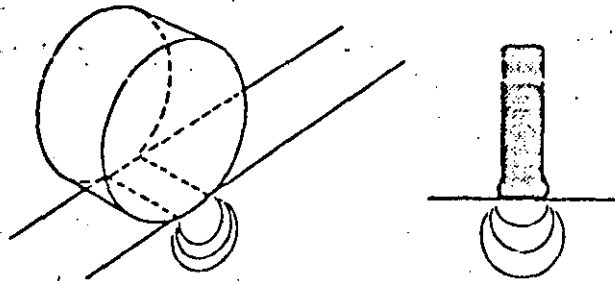


Fig. 6.2 Load applied with steel drum and pneumatic tire.

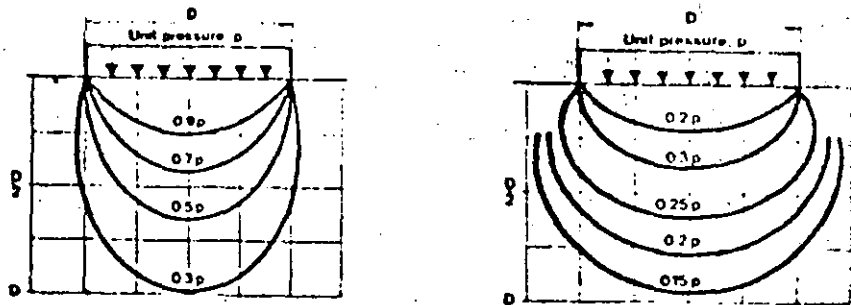
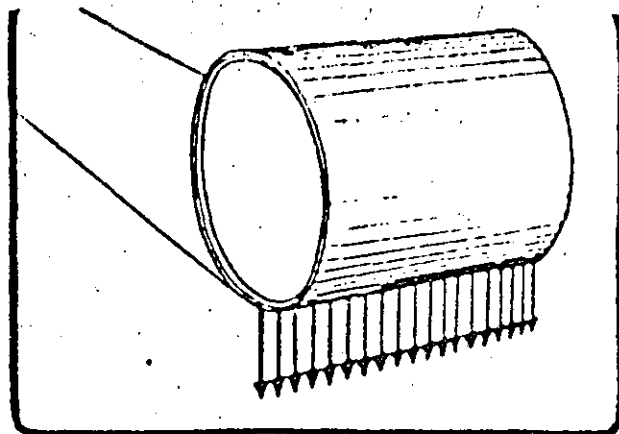


Fig. 6.3 Stress distribution in soil below circular load. The left figure shows vertical pressure stresses and the right figure maximum shear stresses.

El efecto de la compactación de un cilindro estático es determinado principalmente por el peso o por la carga estática lineal. Ella es medida en kg/cm. Un rodillo estático de 10 ton. de peso con tres ruedas, por ejemplo, tiene una carga lineal de 50-80 kg/cm. La eficacia del cilindro vibratorio también depende de la carga estática lineal, mas por causa de la vibración, una carga de 10-30 kg/cm es suficiente.

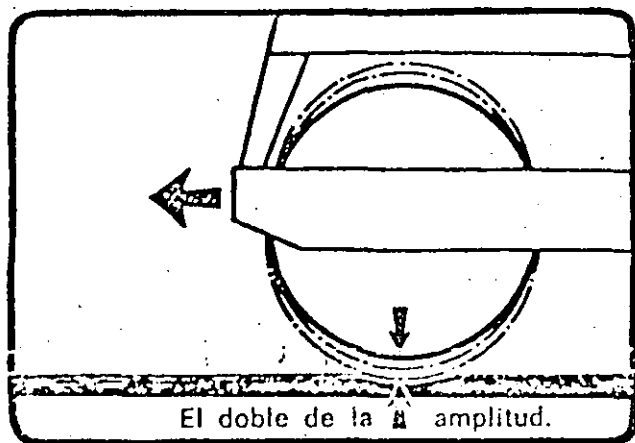
7



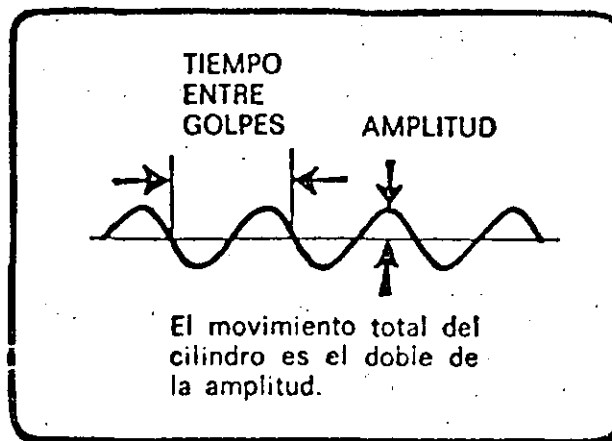
(7)

AMPLITUD Y FRECUENCIA

Un cilindro vibratorio trabaja a una amplitud y una frecuencia dadas, esto es: el movimiento del cilindro y el número de golpes por minuto o por segundo.



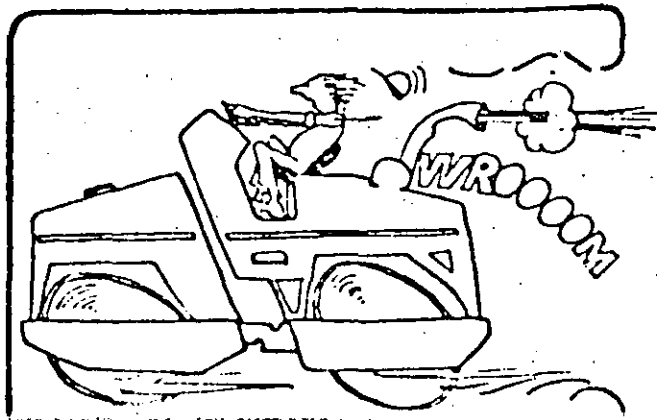
Um rodillo vibratorio para la compactación de asfalto debe tener una amplitud entre 0,4 y 0,8 mm, y una frecuencia entre 2000 y 3000 vibr. por minuto.



Los rodillos asfálticos Dynapac CA-15A, CA-25A y CC-43 tienen dos amplitudes, para adaptar la realización de la compactación a las diferentes condiciones de trabajo.

VELOCIDAD DE COMPACTACION

El efecto de compactación disminuye cuando la velocidad aumenta, y son necesarias más pasadas. Sin embargo, con altas velocidades, siempre es posible aumentar la capacidad, especialmente en capas delgadas.



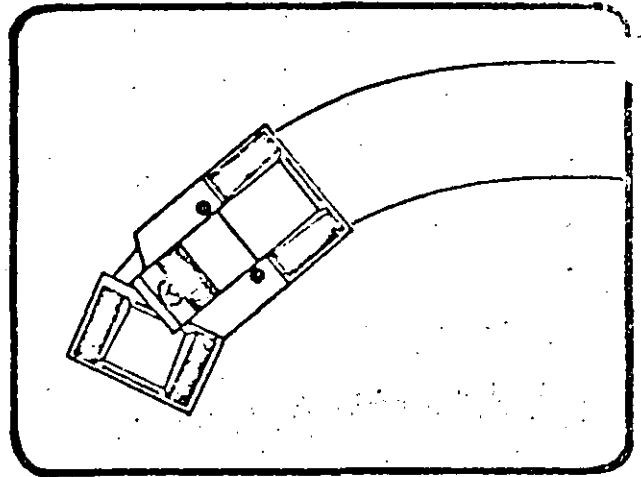
- Desconectar la vibración antes de cambiar el sentido de marcha. Si el rodillo queda con la vibración conectada, provocará deformaciones permanentes y ondulaciones en el pavimento.

- Cambiar las velocidades suavemente. Esto es mucho más fácil de hacer con un sistema hidrostático de propulsión.

- No deje nunca el rodillo parado sobre la mezcla caliente.

En los rodillos de chasis articulado, los dos tambores pasan por la misma pista, lo que permite una compactación uniforme aún en curvas cerradas.

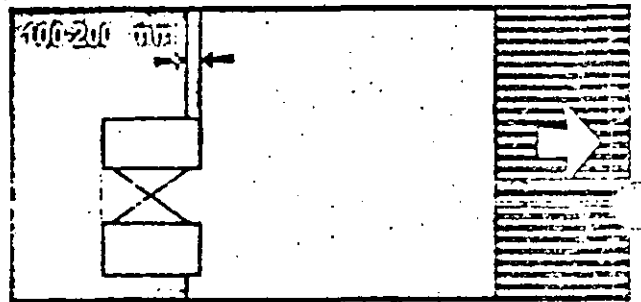
8



JUNTA TRANSVERSAL

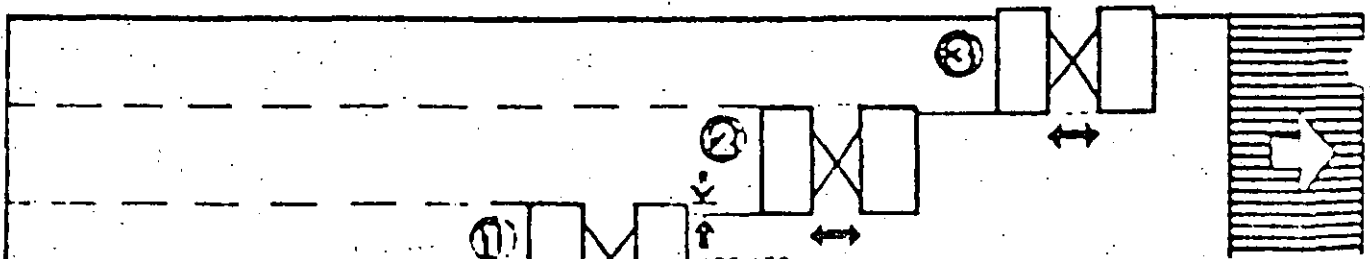
La compactación debe ser realizada en la dirección de la junta, perpendicular a la carretera, y sin vibraciones.

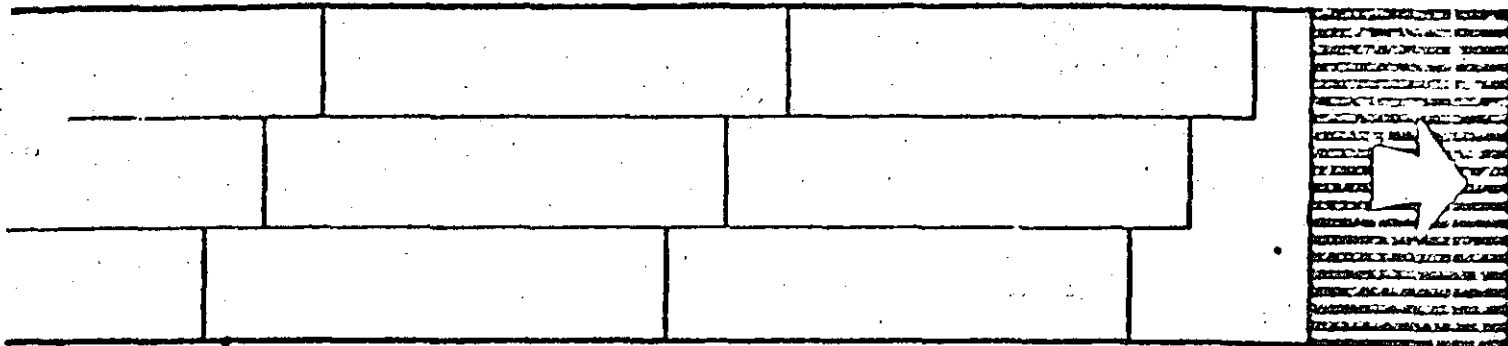
- Hay que comenzar la compactación a 100-200 mm de la nueva superficie, y hay que compactar hacia adelante y hacia atrás.
- Desplace el cilindro de 100 a 200 mm a la vez sobre la nueva superficie, hasta que la mitad de la anchura del tambor esté trabajando sobre la mezcla caliente.



FAJA LIBRE

- Hay que comenzar compactando la zona más baja. Deje que el cilindro sobrepase de 50 a 100 mm el borde del pavimento.
- Compactar hacia adelante y hacia atrás en fajas paralelas con 100-150 mm de solape. La largura normal de una faja de compactación en trabajos grandes o normales es de 30 a 50 m.



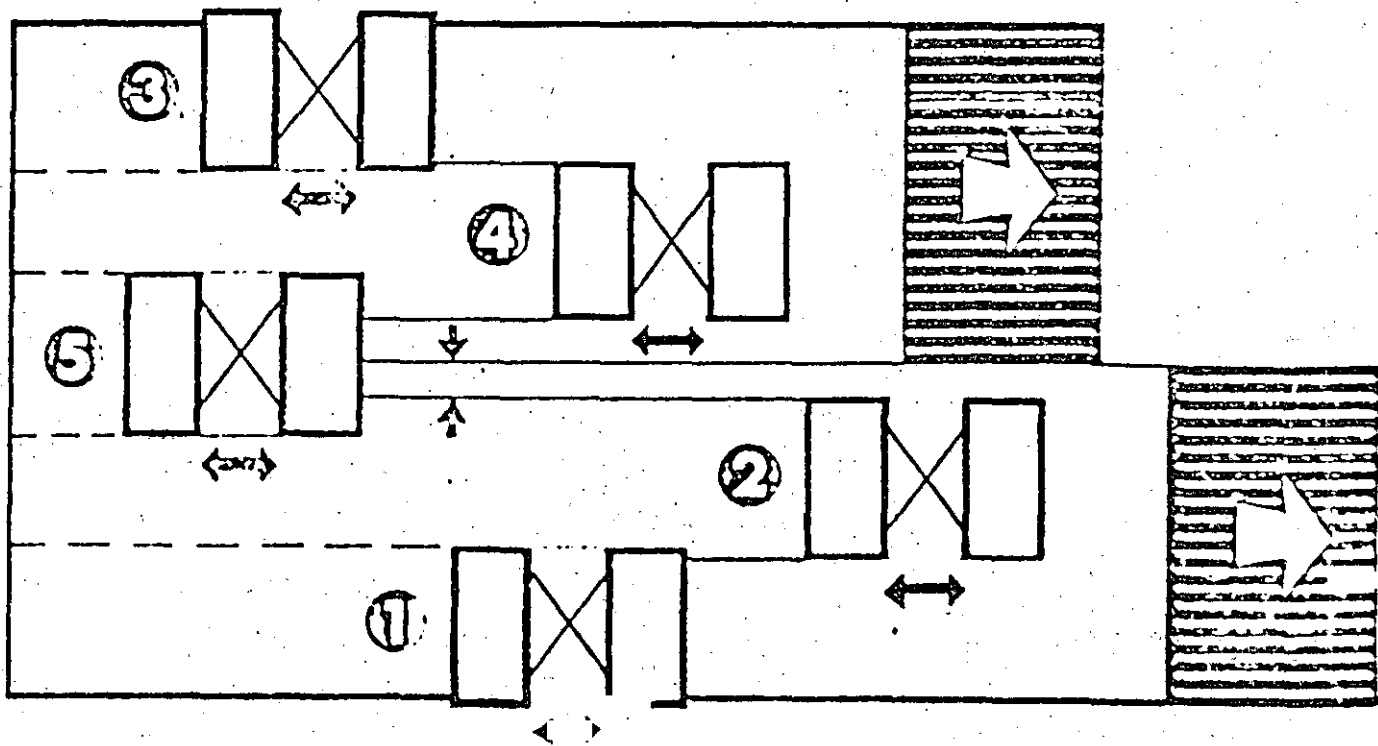


DOS FAJAS COMPACTADAS EN PARALELO

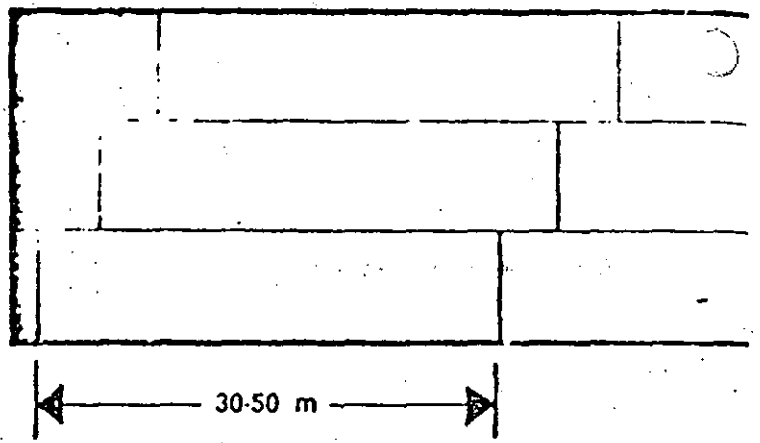
Algunas veces, se suele pavimentar en paralelo, y para tal, se utilizan 2 mezcladoras-pavimentadoras. En estos casos, la junta estará caliente y después de la compactación, resistente e invisible.

- Hay que comenzar la compactación de los bordes externos y en dirección a la junta (1-4).
- Reservar por lo menos 15 cm a cada lado de la junta.
- Compactar la junta (5).

El principio es el mismo si se utilizan dos rodillos: El rodillo "A" compacta (1-2), el rodillo "B" compacta (3-5).



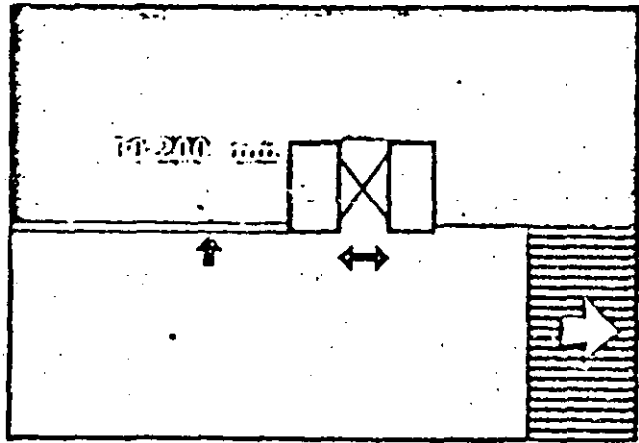
Una área de compactación consiste en fajas paralelas de rodaje de 30 a 50 m de largura. La compactación muchas veces es efectuada en dos áreas de compactación al mismo tiempo. Se dan dos pasadas sobre una área de compactación, tal como fue descrito anteriormente. Cuando esta área esté precompactada, la mezcladora-pavimentadora ya tiene que desplazarse hacia adelante. La faja de compactación es así extendida y la compactación es iniciada en la próxima área de compactación. Tendremos, por lo tanto, una área que fue compactada con 4 pasadas y otra con 2 pasadas. Y así sucesivamente, la compactación va avanzando. Es aconsejable utilizar balizas para demarcar las diferentes áreas de compactación (marcación para las áreas con determinado número de pasadas).



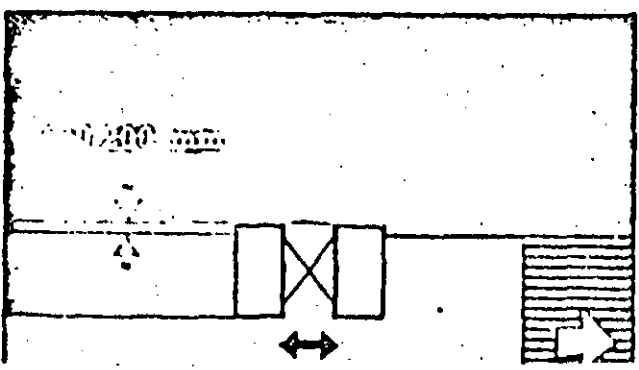
FAJA CON JUNTA LONGITUDINAL

- Hay que comenzar por la junta. Certifíquese de que hay mezcla suficiente junto a la faja paralela. Esto podrá ser preparado por los auxiliares de pista.
- Continuar en el borde externo.
- Compactar en fajas paralelas en dirección a juntas.

Hay dos alternativas para la compactación de juntas:



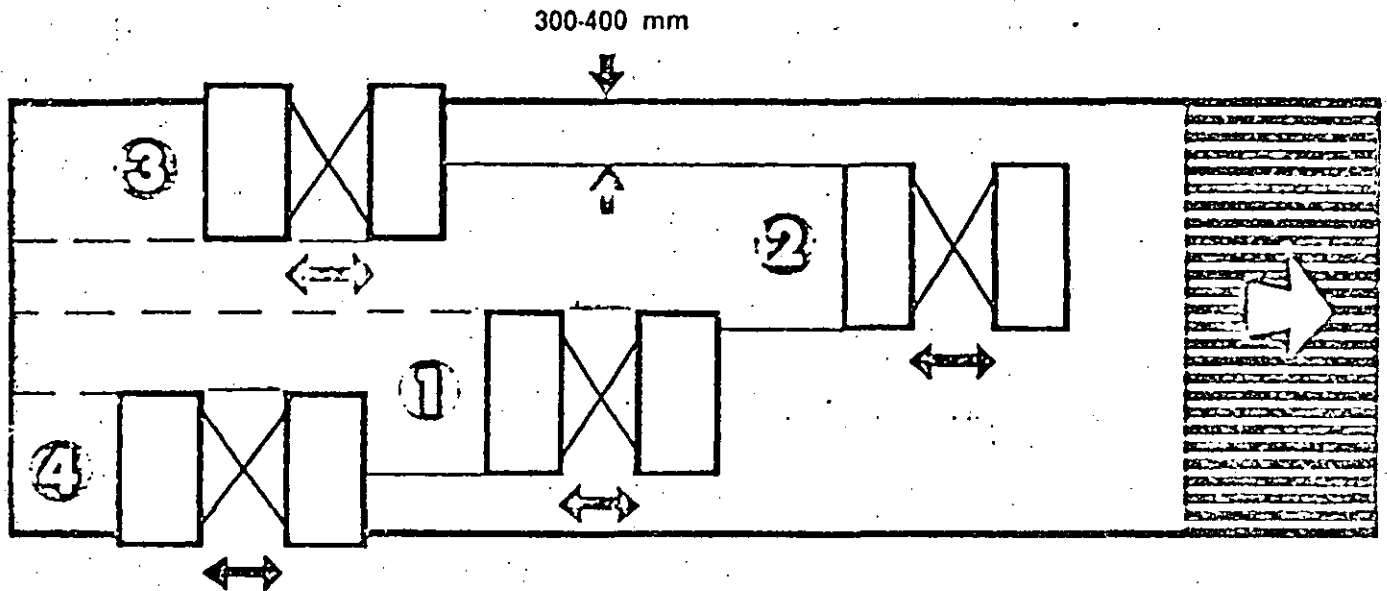
Alternativa A: La junta es compactada con el rodillo trabajando en la faja fría y con solape de 100-200 mm en la faja caliente.



Alternativa B: La junta es compactada con el rodillo trabajando en la faja caliente, con solape de 100-200 mm en la faja fría. Esto es especialmente adecuado cuando el tráfico es denso y el espacio restringido. La capacidad también es mayor.

Para disminuir el riesgo de dislocación lateral (desplazamiento del hombro), la compactación de los bordes externos deberá ser ejecutada en una fase posterior, después que la temperatura de la mezcla haya bajado y la mezcla esté más estable.

- Compactar a 300-400 mm de los bordes externos (1-2).
- Acabar con la compactación de los bordes externos (3-4).

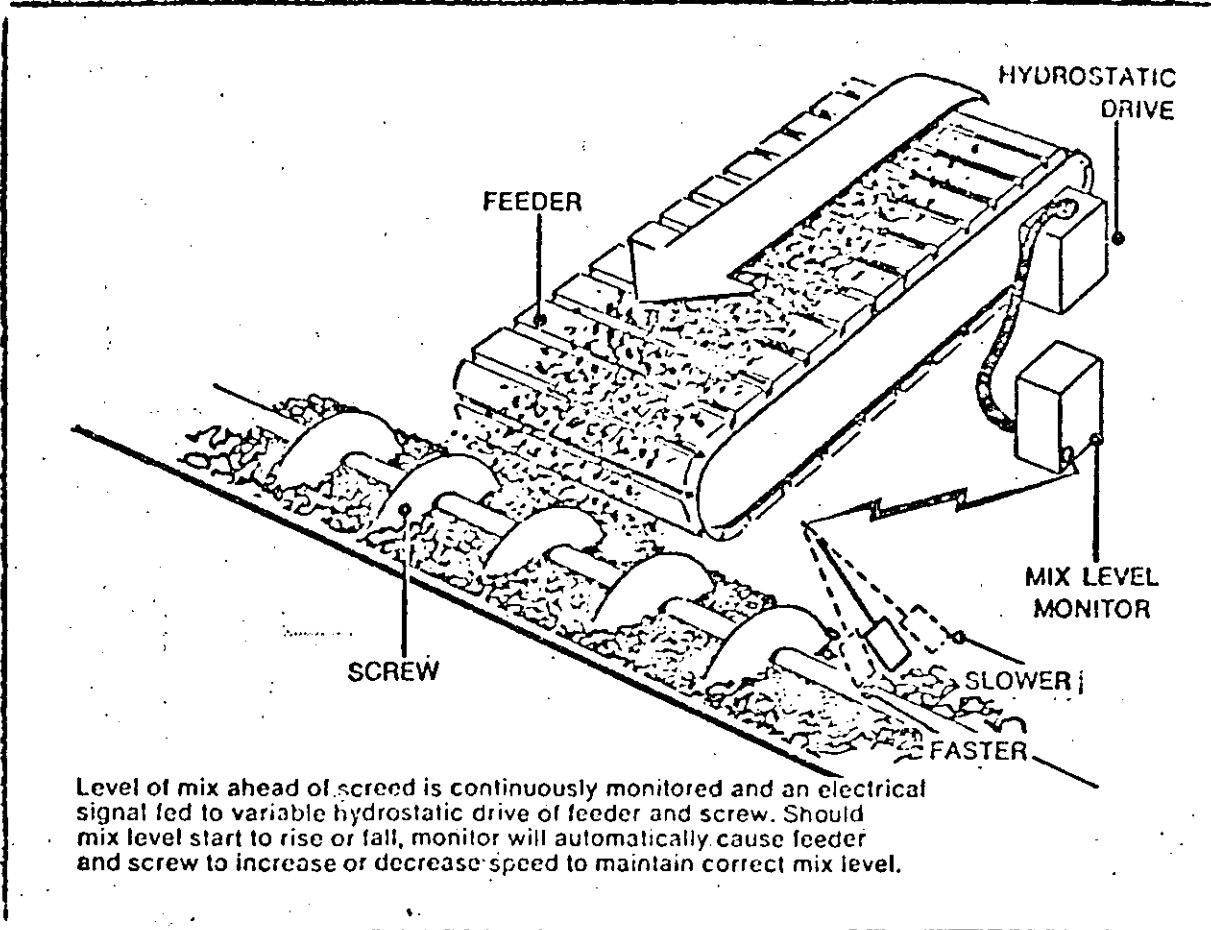


PASADA FINAL

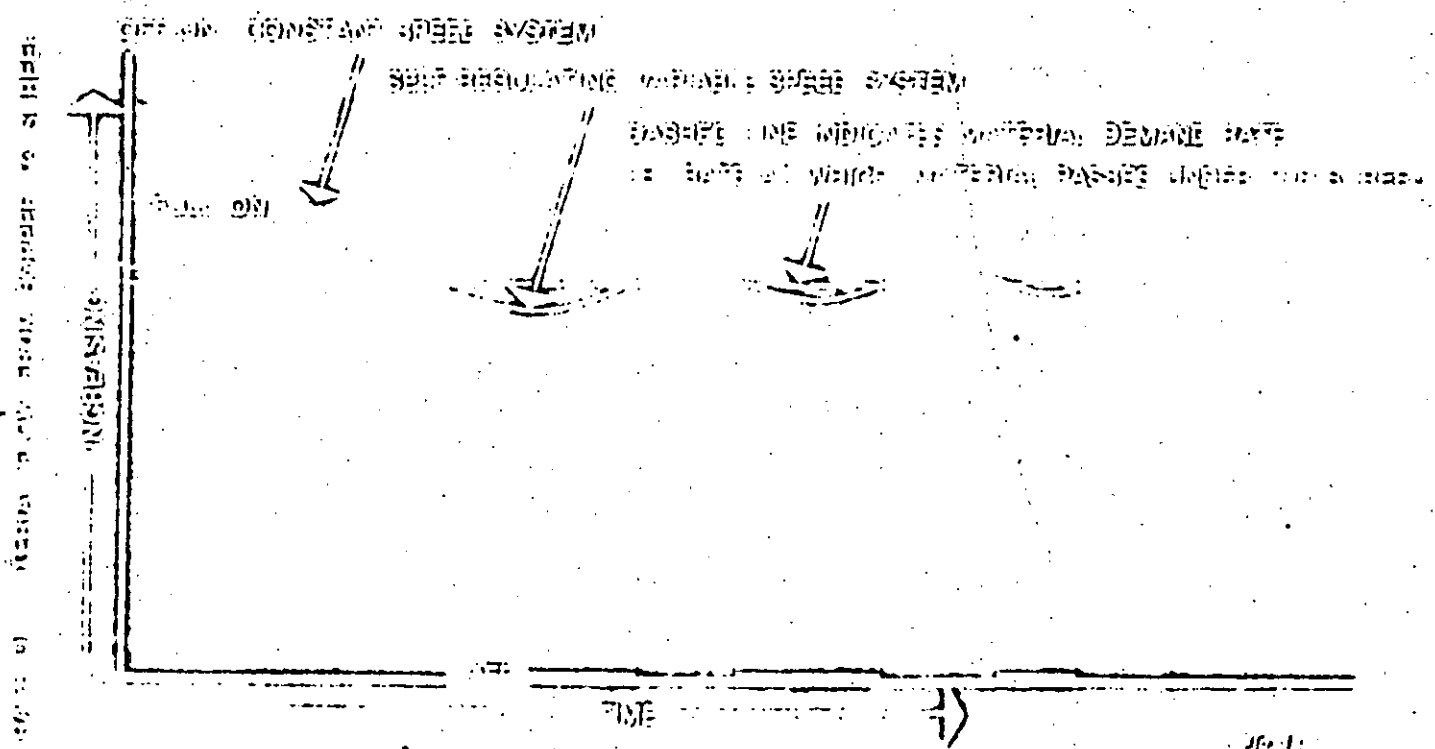
Haga 1 o 2 pasadas estáticas o vibratorias sobre la superficie, cuando la mezcla asfáltica se haya enfriado un poco.

La pasada de acabado se hace solamente para eliminar las últimas huellas de compactación.

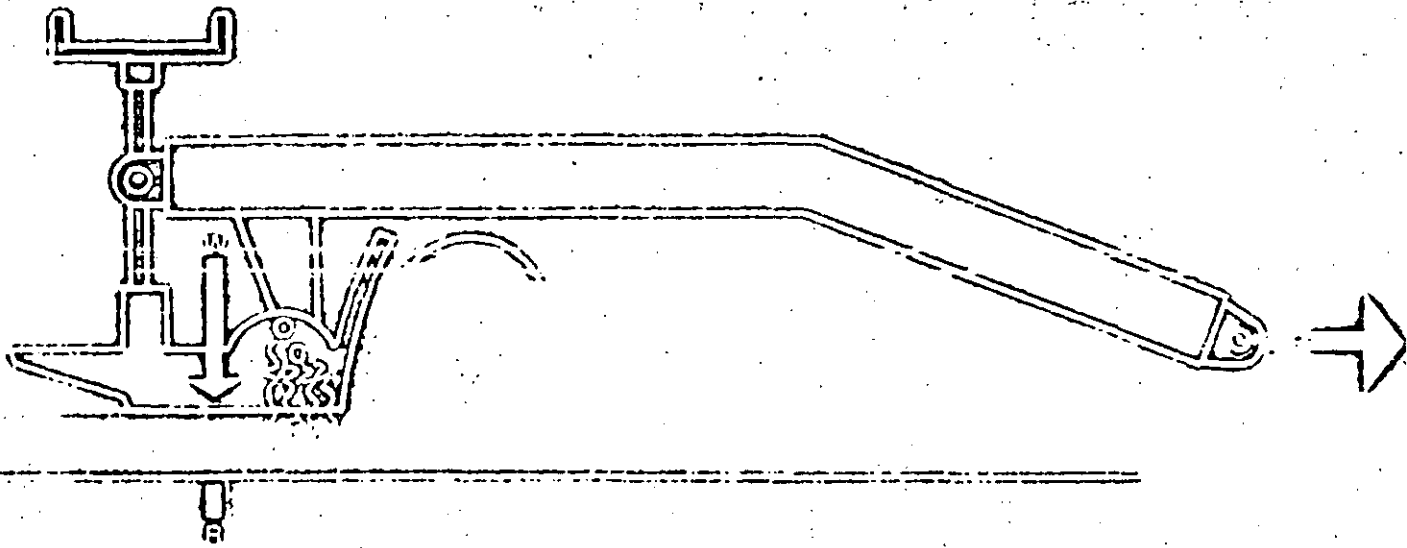
CONTROLLED HYDROSTATIC FEEDER AND SCREW SYSTEM



OFF ON AND SELF-REGULATING VARIABLE SPEED FEEDER SCREW CONTROL SYSTEMS (SINGLE OPERATING AT CONSTANT FORWARD SPEED)



MAJOR FORCES ACTING AT FLOATING SCREED



- 1 - DOWNING FORCE
- 2 - SCREED WEIGHT
- 3 - REACTION OF FLOATING MATERIAL
- 4 - RESISTANCE OF MATERIAL TO FORWARD MOVEMENT OF SCREED
- 5 - DOWNING FORCE
- 6 - REACTION OF SCREED WEIGHT

While this analysis of the transient response of the screed to step-function and other types of disturbance is useful to understanding the self-leveling screed, it is more practical to analyse its response to the most common type of profile unevenness found in paving work—a wavy, undulating surface where the finisher is continuously varying above and below average grade sinusoidally. Fig. 10 shows the frequency response curve for a finisher with 8 foot (2,438 meters) leveling arms working under such typical construction conditions. Note that the screed tow points, subjected to the sinusoidal surface, describe a sine wave; in this case with wave lengths up to 250 feet (76.2 meters).

Fig. 11 represents a finisher with average leveling arm length of 8 feet (2.44 meters) riding on another typical sinusoidal road. The curve "R" represents the reference of starting surface; the curve "C" represents the control or finished mat surface. Curve "R" in this example has a wave length of 50 feet (15.24 meters). As shown, the maximum value of the output curve "C" is 70.7% of the maximum value of the input curve and occurs at a position 12.3 degrees leading.

To represent the leveling action produced by three passes of the finisher over a rough,

wavy road, corresponding equations are available. This type of motion and response is analagous to a third order time lag, as represented by the traces produced with a three-wheel tongue unit in series as shown in Fig. 12. Since attenuation takes place with each pass, the road becomes increasingly more level, as shown in Fig. 13. Note in this figure also the typical "rearward shift" of peaks and valleys with each succeeding course.

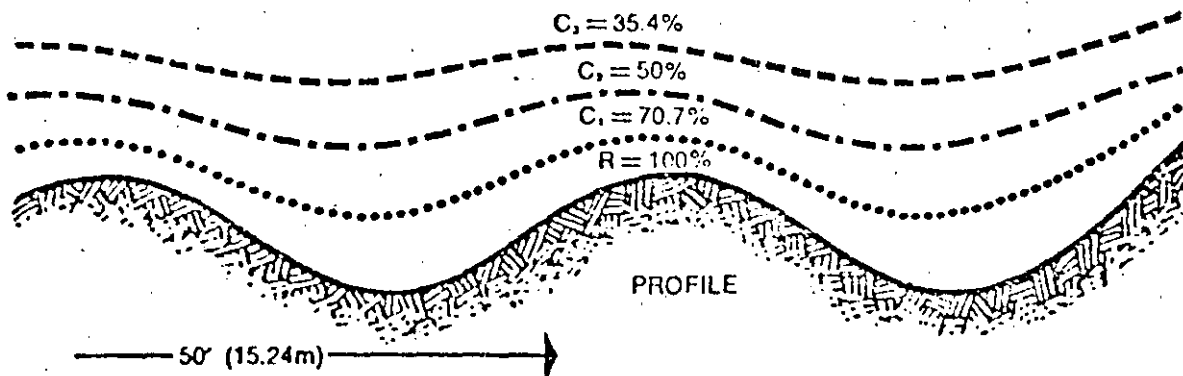
Disturbances At The Tow Point And Response Of The Screed To Them

If the underlying surface is perfectly level, the paths followed by the tractor tow points will be perfectly level, the path followed by the screed, being parallel to the tow point paths, will be perfectly level, and a perfectly level pavement will be produced — providing no other disturbance of forces acting on the screed is introduced. If the tractor moves over an undulating subbase, as is often the case, the screed will tend to follow the tow point paths but, because the screed floats, it will attenuate, or smooth out, the humps and hollows. In other words, the self-leveling, floating screed will tend to fill in the hollows and decrease the height of the humps.

SECTION III
THE SELF-LEVELING
FLOATING SCREED

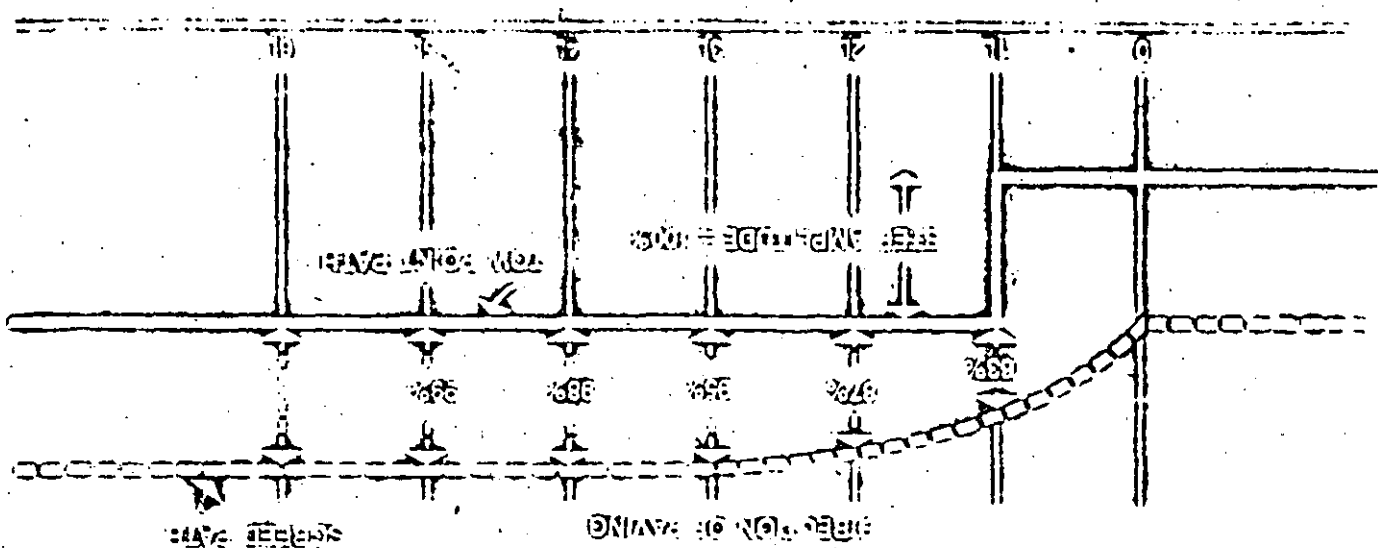
13

LEVELING EFFECT — MULTIPLE PASSES

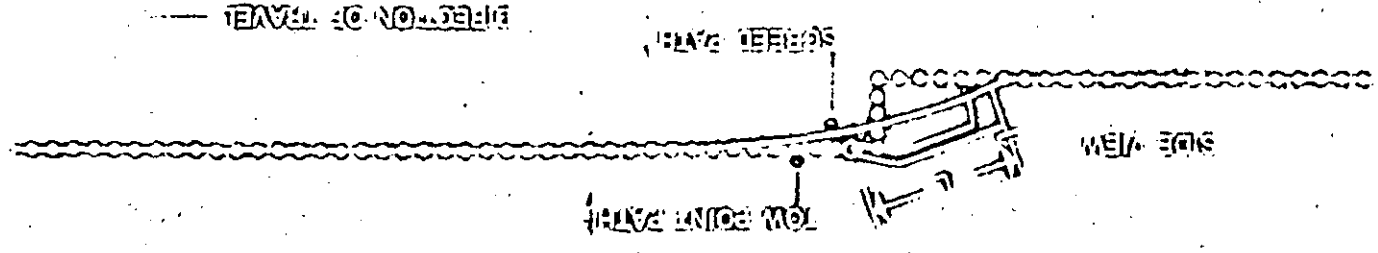
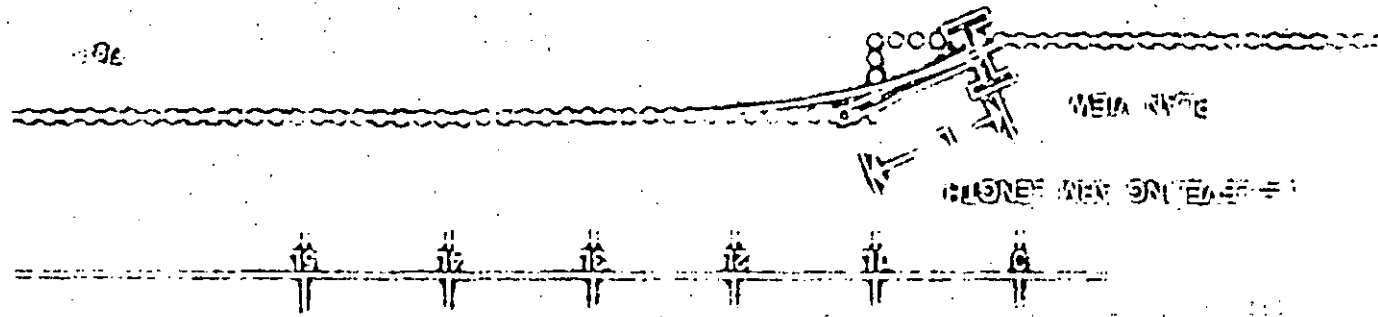


R = STARTING SURFACE
C₁ = 1ST LIFT
C₂ = 2ND LIFT
C₃ = 3RD LIFT

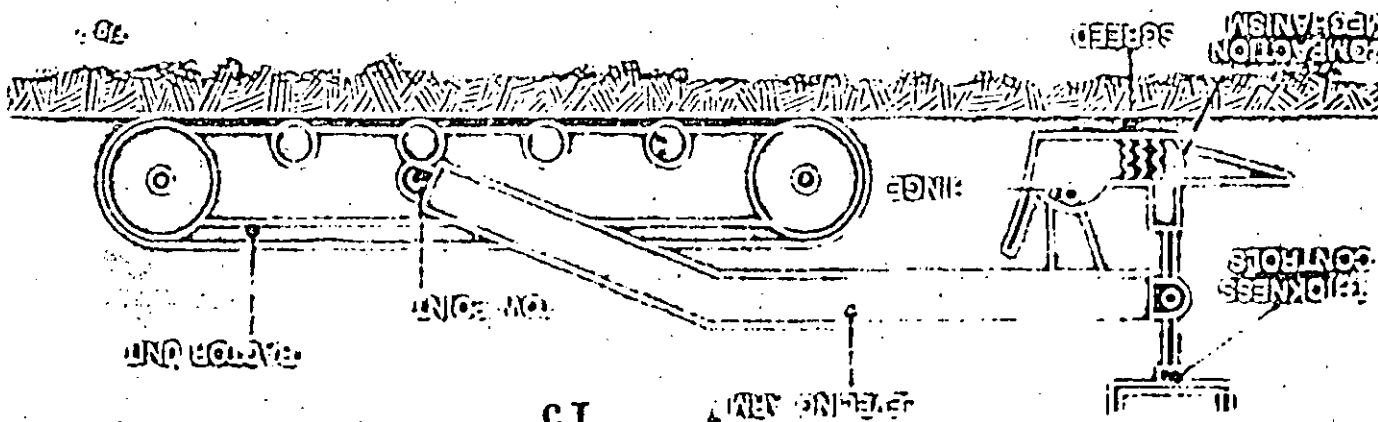
Fig. 13



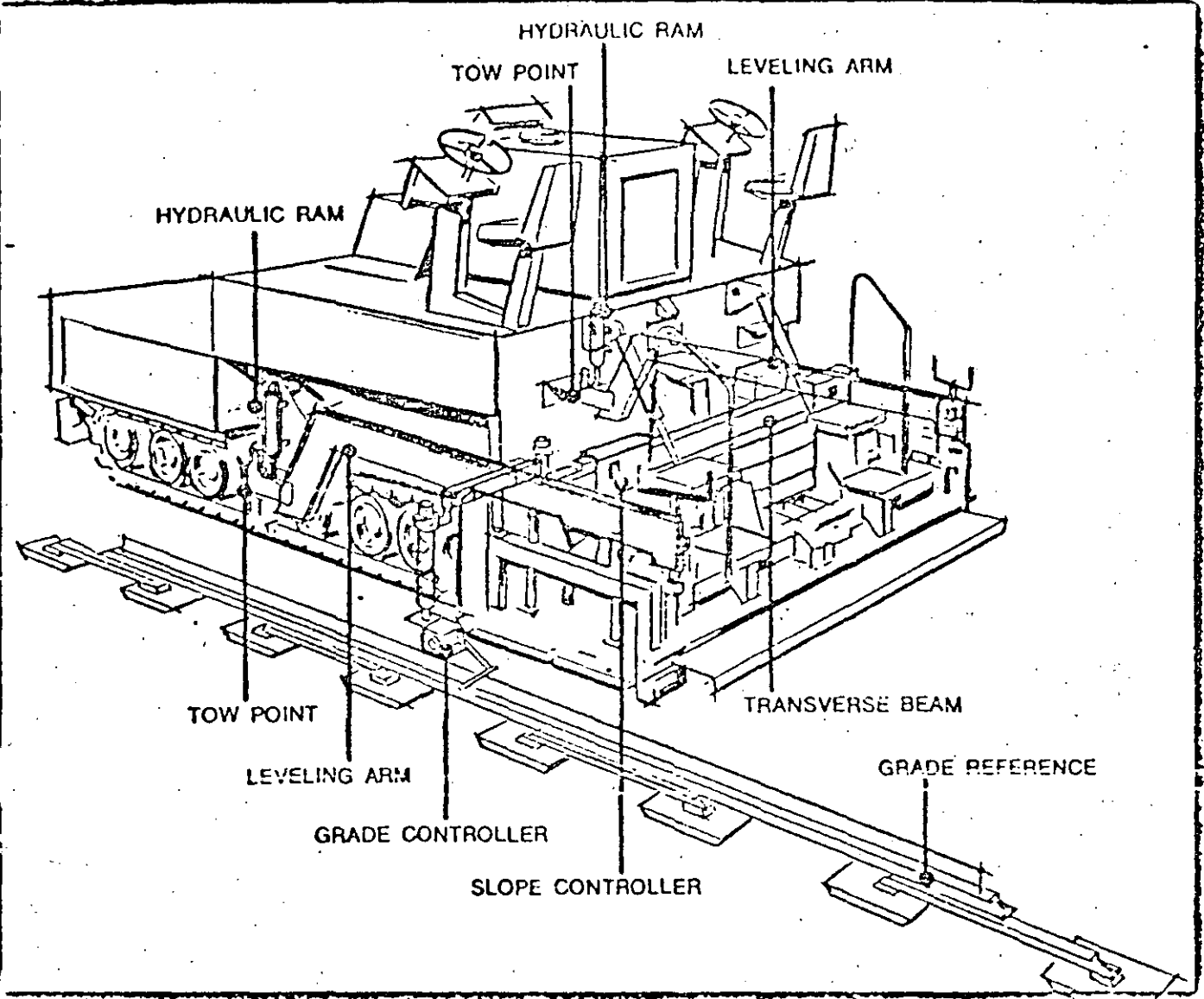
TRANSIENT RESPONSE OF SCREEN
STEP FUNCTION DISTURBANCE



WAGON FRONT AND SEPARATING SCREED
STEP FUNCTION DISTURBANCE



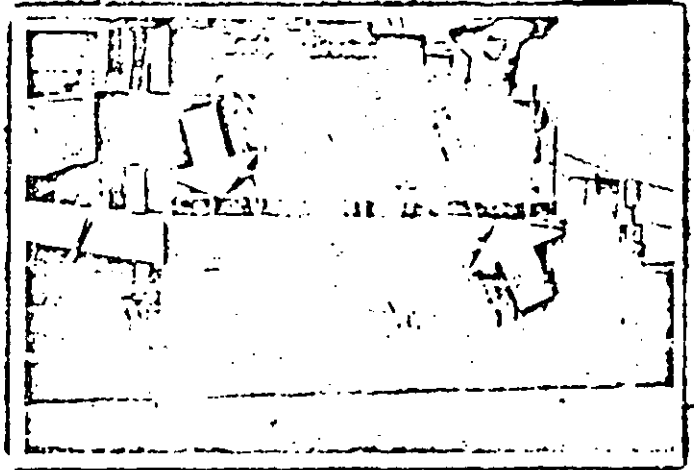
ALIGNMENT OF THE SEPARATING SCREED
STEP FUNCTION DISTURBANCE



76-10



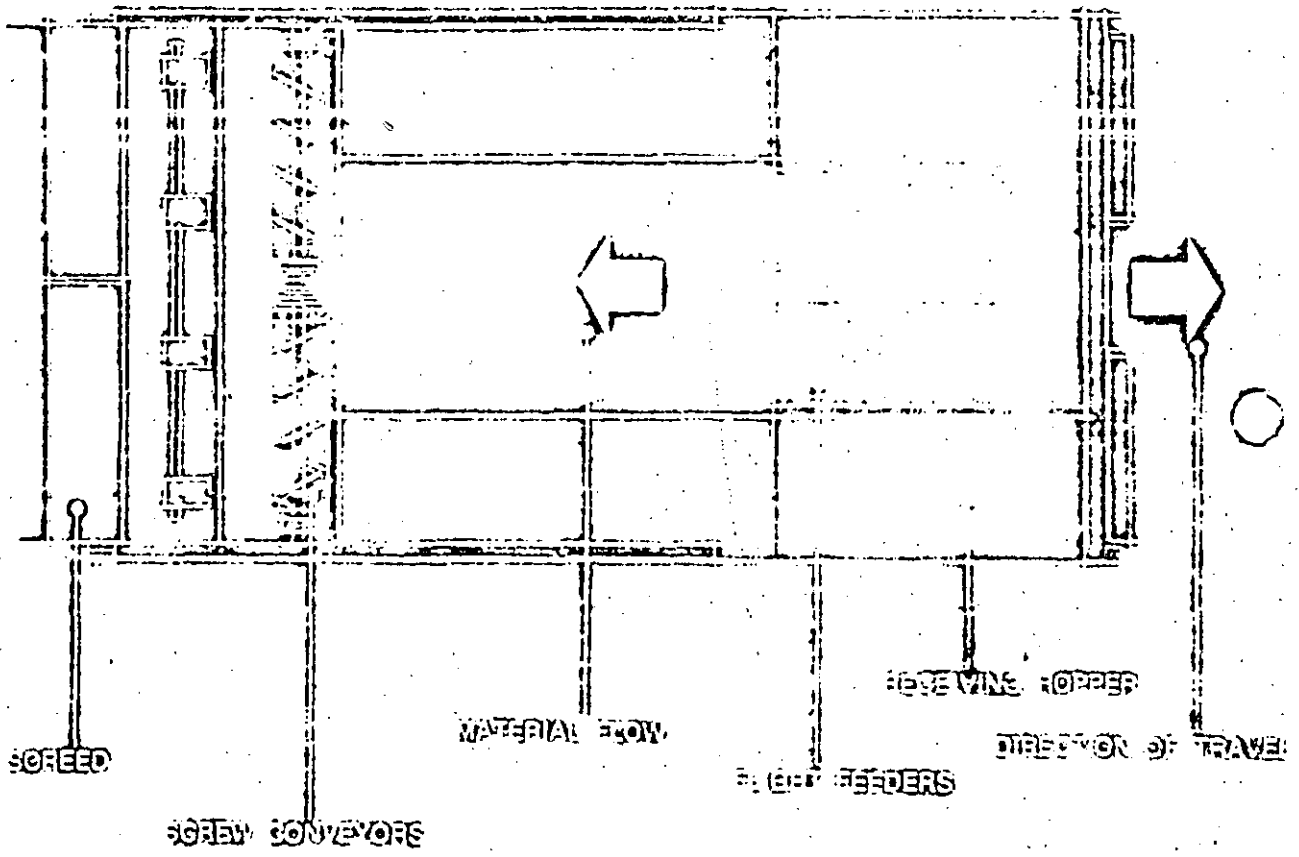
76-20

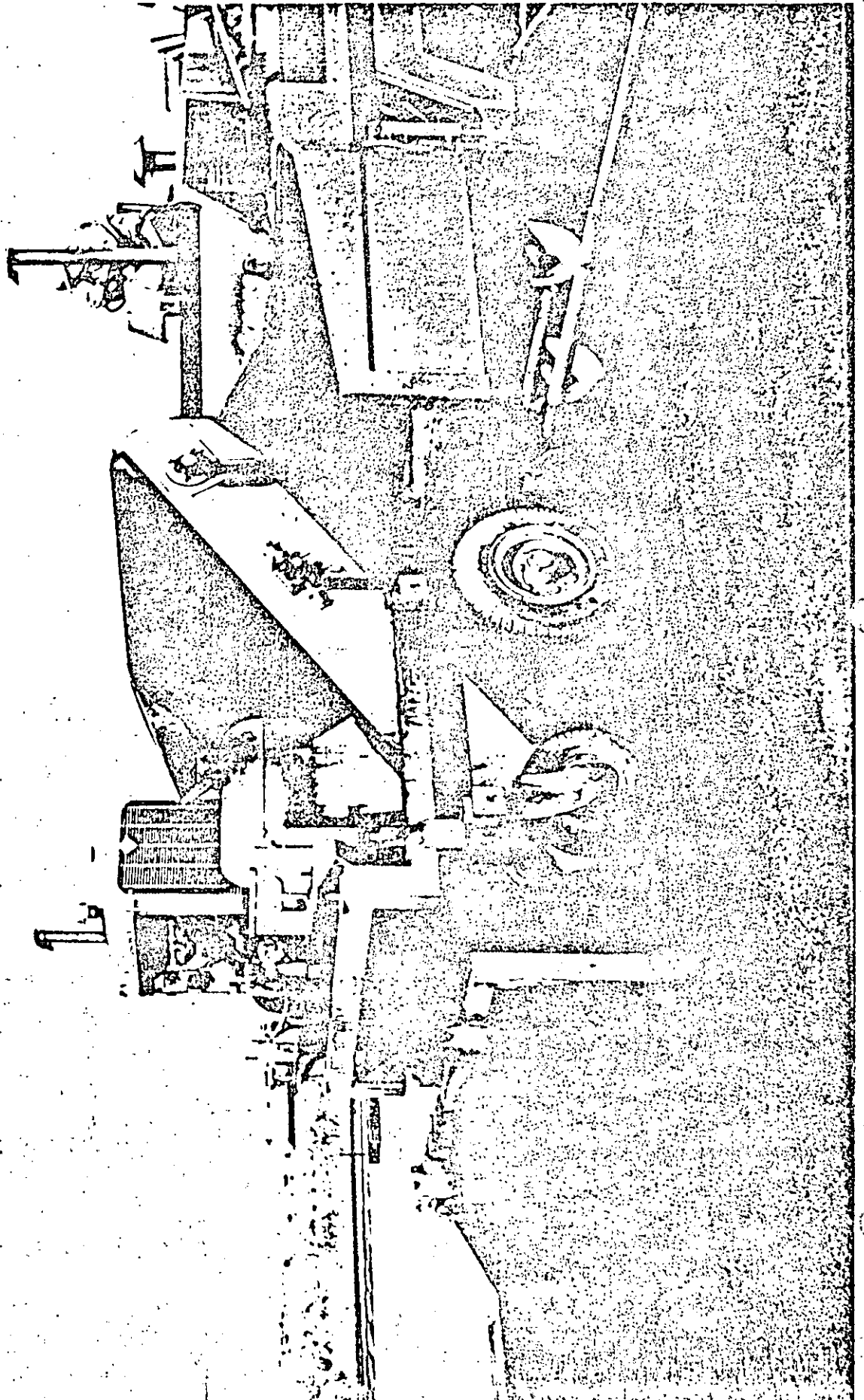


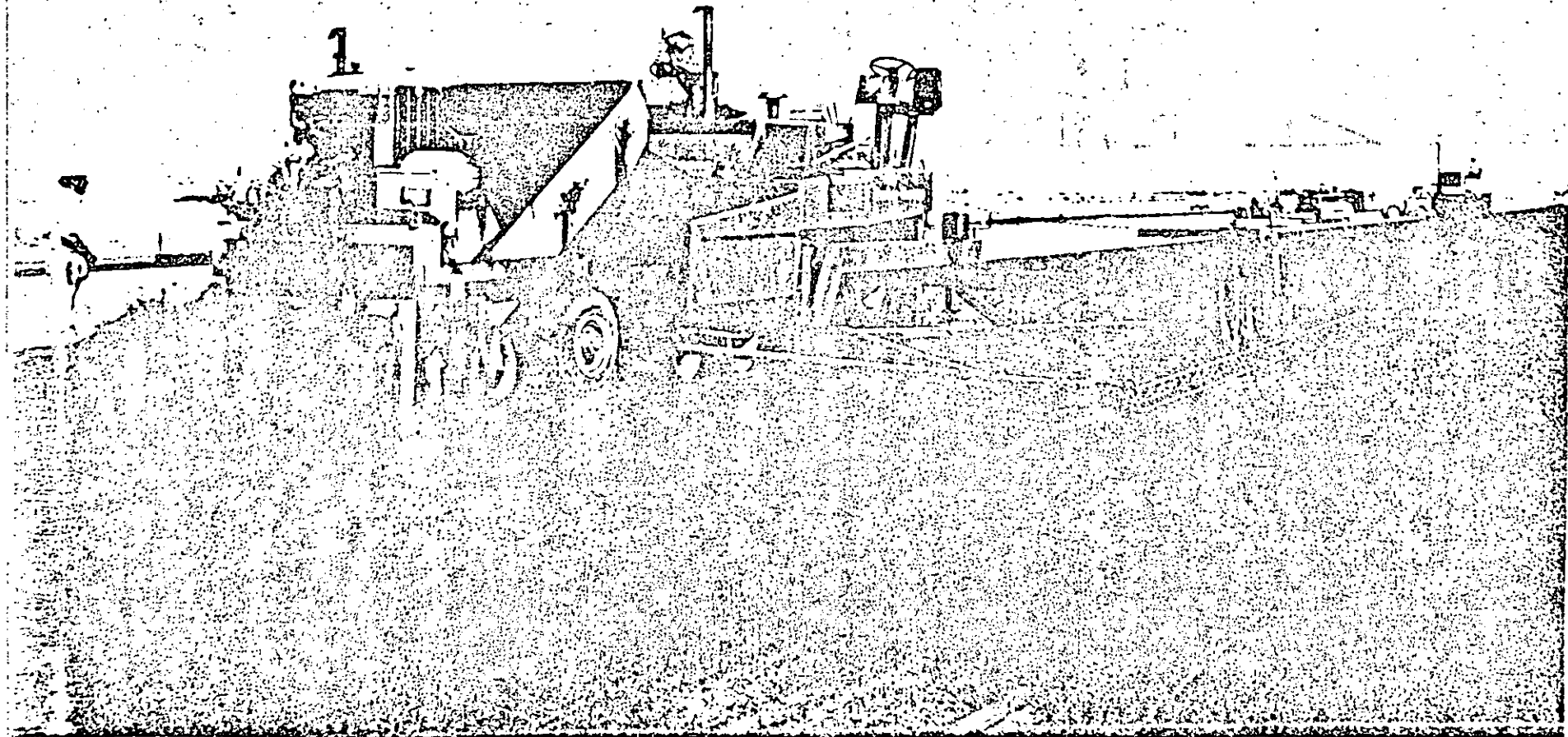
76-30

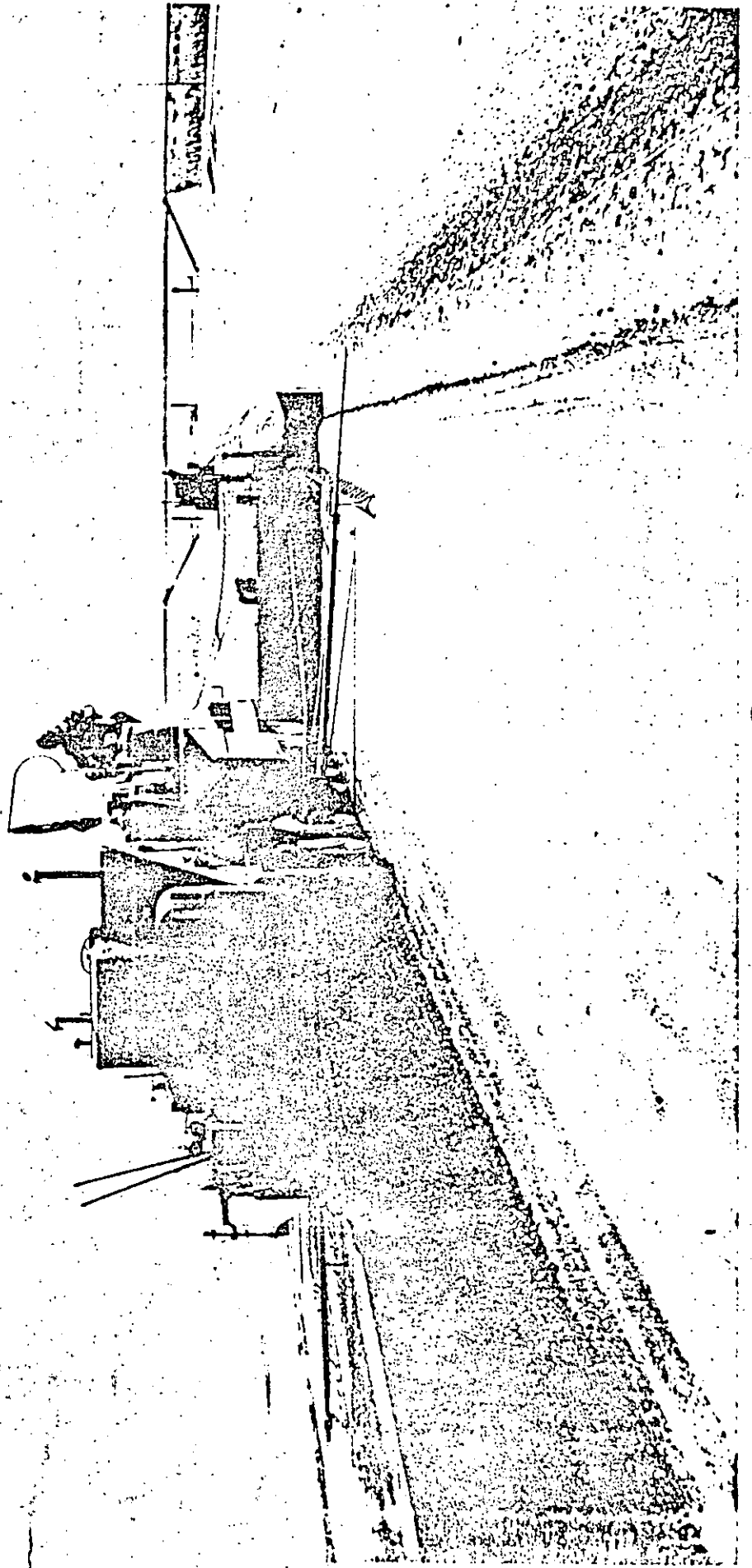
(17)

FLOW DIAGRAM



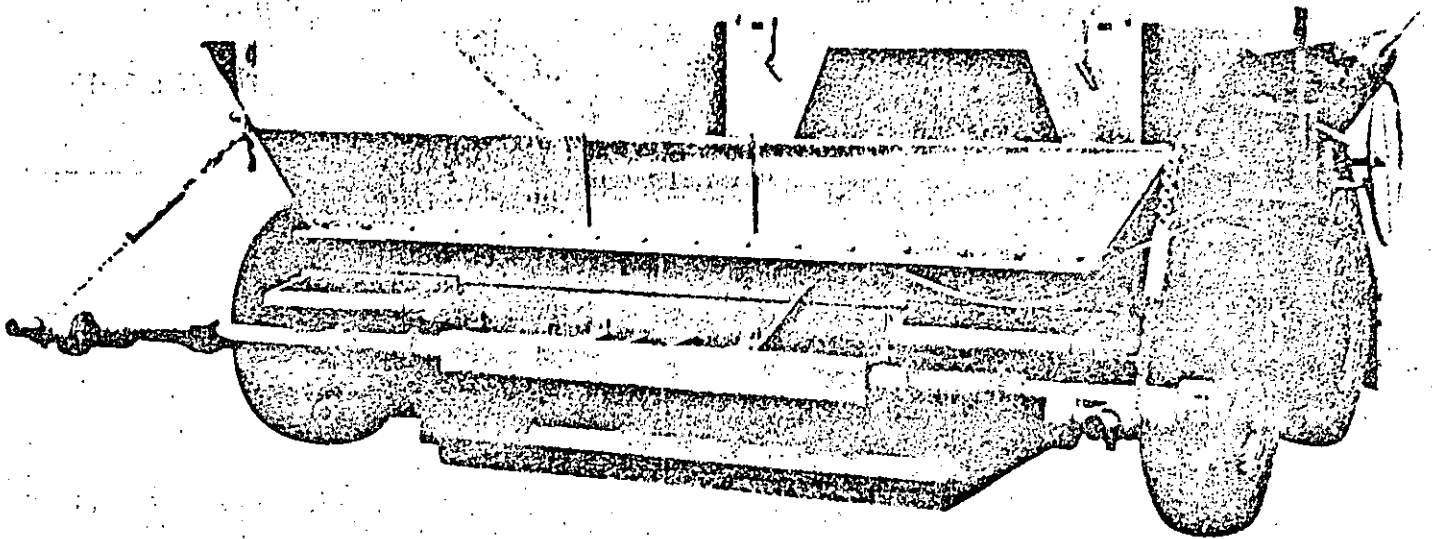






WINDROW SIZER

21 MODEL WR-20



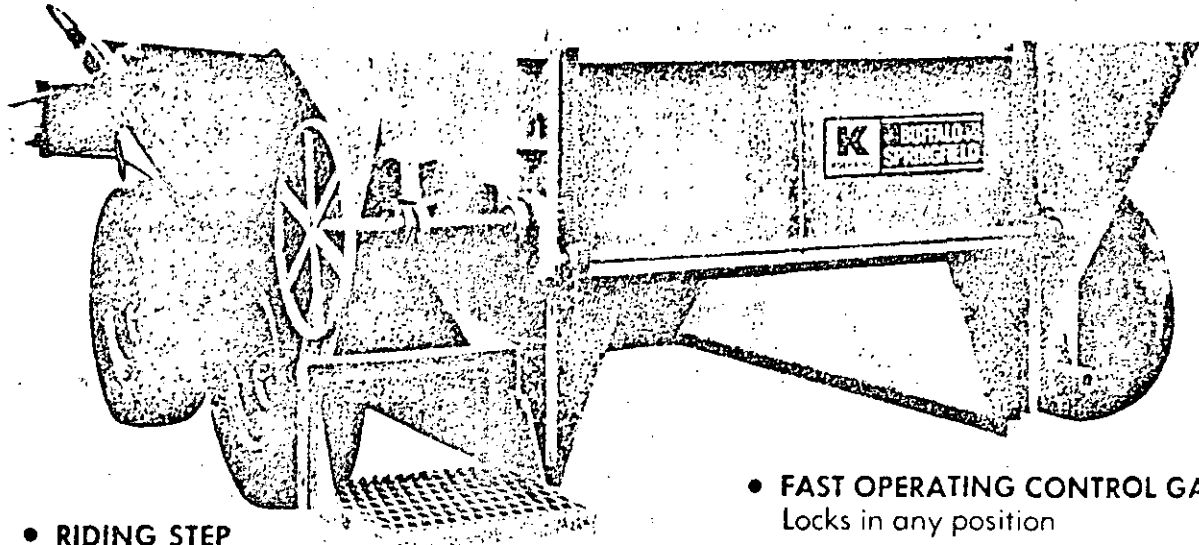
- **EXTRA LARGE HOPPER**
Will accommodate all types of dump bodies.
- **FAST ACTING HYDRAULIC HITCH**
Quickly adaptable to fit rear wheels of any dump truck
- **MECHANICAL HITCH** (optional)
- **TOWING ATTACHMENT**
For over highway travel
- **RESTRICTOR PLATE**
To regulate size and shape of windrow
- **LONG WHEELBASE**
For stability while windrowing
- **COMPACTION TYPE TIRES**
- **HAND BRAKE**
For holding machine on inclined grades



Buffalo-Springfield WINDROW SIZER MODEL WR-20

22

- **HAND PUMP**
Actuates hydraulic hitch



- **RIDING STEP**
For dump man

- **FAST OPERATING CONTROL GATE**
Locks in any position

CONDENSED SPECIFICATIONS

Weight—3800 lbs. Approx.

Tire Size—7.50 x 15—10 ply
Compactor type

- ✓ Truck wheel hitch applied with hydraulic hand pump. Released with internal springs. About 5 seconds to engage; about 2 seconds to disengage.
- ✓ Aperture gate fitted with rollers running in vertical guides.
- ✓ Handwheel actuates pinion gears and racks on gate. Will close by gravity when unlocked.
- ✓ Extremely stable unit that will accurately size consistent windrows continuously.

(NOTE: Windrow Sizer, also available for use with bottom dump trucks).

WINDROW SIZE CHART

OPENING FROM GROUND	CROSS SECTION			
	WITHOUT RESTRICTOR PLATE		WITH RESTRICTOR PLATE	
	Square Inches	Square Feet	Square Inches	Square Feet
23"	1233	8.55		
22"	1191	8.33		
21"	1148	8.00		
20"	1104	7.68		
19"	1059	7.35		
18"	1014	7.00		
17"	966	6.80	673	4.67
16"	919	6.37	642	4.46
15"	871	6.02	611	4.25
14"	823	5.70	579	4.02
13"	774	5.36	546	3.76
12"	723	5.00	512	3.56
11"	673	4.66	479	3.32
10"	620	4.30	443	3.07
9"	569	3.95	407	2.82
8"	514	3.57	370	2.56
7"	460	3.20	332	2.30
6"	406	2.82	293	2.04
5"	350	2.42	254	1.76
4"	294	2.04	214	1.48
3"	237	1.65	172	1.19

EXAMPLE 5" mat x 12 ft. wide
5" · 144 = 720 square inches

Using second column — the closest figure is 723 — Set gate at 12" opening.

Size of windrows given in above chart are for loose materials. Add for subsidence of material being spread and compacted.

In accordance with our established policy of constant improvement, we reserve the right to amend these specifications at any time without notice. THE ONLY WARRANTY APPLICABLE IS OUR STANDARD WRITTEN WARRANTY. WE MAKE NO OTHER WARRANTY, EXPRESSED OR IMPLIED, AND PARTICULARLY MAKE NO WARRANTY OF SUITABILITY FOR ANY PARTICULAR PURPOSE.

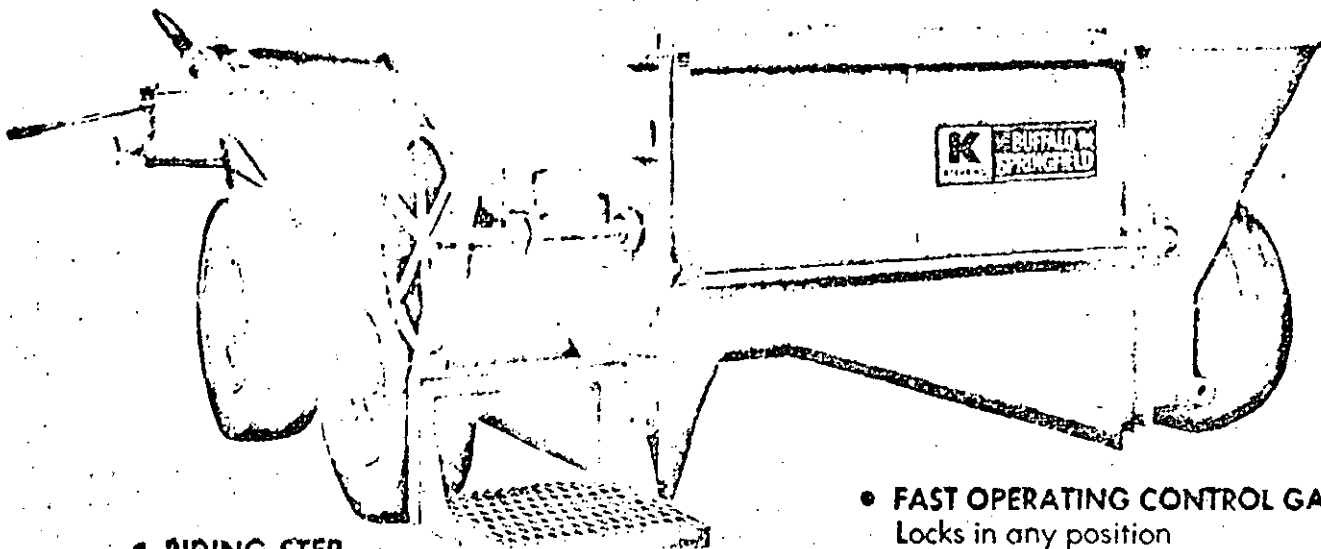


Buffalo-Springfield
Division of Koehring Company
Springfield, Ohio 45501

SOLD BY:

Buffalo-Springfield WINDROW SIZER MODEL WR-20

- **HAND PUMP**
Actuates hydraulic hitch



- **RIDING STEP**
For dump man

- **FAST OPERATING CONTROL GATE**
Locks in any position

CONDENSED SPECIFICATIONS

Weight—3800 lbs. Approx.

Tire Size—7.50 x 15—10 ply
Compactor type

- ✓ Truck wheel hitch applied with hydraulic hand pump. Released with internal springs. About 5 seconds to engage; about 2 seconds to disengage.
- ✓ Aperture gate fitted with rollers running in vertical guides.
- ✓ Handwheel actuates pinion gears and racks on gate. Will close by gravity when unlocked.
- ✓ Extremely stable unit that will accurately size consistent windrows continuously.

(NOTE: Windrow Sizer also available for use with bottom dump trucks).

WINDROW SIZE CHART

OPENING FROM GROUND	CROSS SECTION			
	WITHOUT RESTRICTOR PLATE		WITH RESTRICTOR PLATE	
	Square Inches	Square Feet	Square Inches	Square Feet
23"	1233	8.55		
22"	1191	8.33		
21"	1148	8.00		
20"	1104	7.68		
19"	1059	7.35		
18"	1014	7.00		
17"	966	6.80	673	4.67
16"	919	6.37	642	4.46
15"	871	6.02	611	4.25
14"	823	5.70	579	4.02
13"	774	5.36	546	3.76
12"	723	5.00	512	3.56
11"	673	4.66	479	3.32
10"	620	4.30	443	3.07
9"	569	3.95	407	2.82
8"	514	3.57	370	2.56
7"	460	3.20	332	2.30
6"	406	2.82	293	2.04
5"	350	2.42	254	1.76
4"	294	2.04	214	1.48
3"	237	1.65	172	1.19

EXAMPLE 5" mat x 12 ft. wide
5" x 144 = 720 square inches
Using second column — the closest figure is 723 -- Set gate at 12" opening.

Size of windrows given in above chart are for loose materials. Add for subsidence of material being spread and compacted.

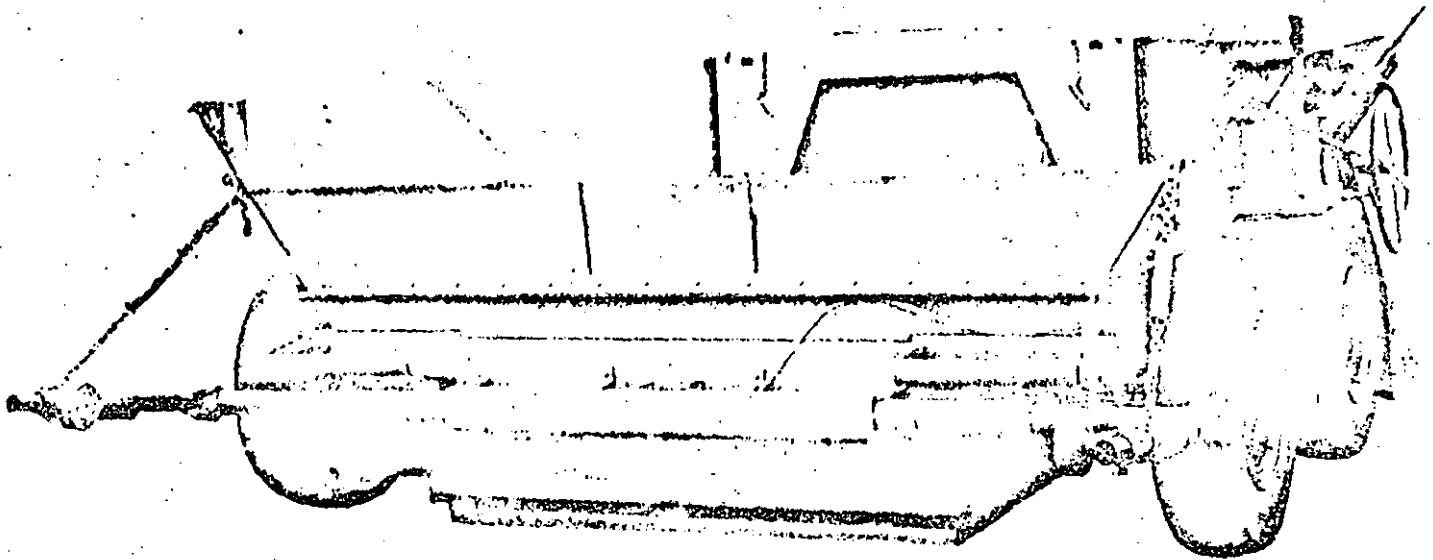
In accordance with our established policy of constant improvement, we reserve the right to amend these specifications at any time without notice. THE ONLY WARRANTY APPLICABLE IS OUR STANDARD WRITTEN WARRANTY. WE MAKE NO OTHER WARRANTY, EXPRESSED OR IMPLIED, AND PARTICULARLY MAKE NO WARRANTY OF SUITABILITY FOR ANY PARTICULAR PURPOSE.



Buffalo-Springfield
Division of Karching Company
Springfield, Ohio 45501

SOLD BY:

WINDROW SIZER MODEL WR-20



- **EXTRA LARGE HOPPER**
Will accommodate all types of dump bodies.
- **FAST ACTING HYDRAULIC HITCH**
Quickly adaptable to fit rear wheels of any dump truck
- **MECHANICAL HITCH** (optional)
- **TOWING ATTACHMENT**
For over highway travel

- **RESTRICTOR PLATE**
To regulate size and shape of windrow
- **LONG WHEELBASE**
For stability while windrowing
- **COMPACTION TYPE TIRES**
- **HAND BRAKE**
For holding machine on inclined grades



10. Advice and Guidelines for Compaction Jobs

FOR COMPACTION

Plant Processing

comprehensive survey is made. Soil investigations should be made with an excavator to determine what materials are available. The type, quantity, compaction properties, and variations of soil properties are necessary. In many cases, mixing is necessary during the excavation of the fill material. It should be investigated by laboratory tests (boulders, etc.) to determine specific factors. As a conse-

water content above optimum. The drainage operation should be well in advance of the excavation and should also be excavated and



Fig. 10.1 Irrigation project in Tunisia.

In dry climate, the soil in the borrow pit often has a water content below the optimum. In such cases water infiltration in the borrow pit can be very economical. Sprinkler systems may be used to wet the borrow area.¹⁷ Low walls, to create water-filled ponds on the surface of the borrow pit have been successfully used, Fig. 10.1. Another alternative is to use water-filled ditches, Fig. 10.2. Even in fine-grained soils, cracks often cause a comparatively rapid water infiltration down to depths of 5.0 m and even more. Material coming from the borrow pit with the right water content can be spread and compacted in thicker layers than when mixing with water has to be made on the fill area.



Fig. 10.2 Infiltration in borrow pit from water-filled ditches. Bourguiba dam, Sidi Saad, Tunisia.

Plant processing of fill materials is made in several cases:

- Crushing, screening and mixing (in pugmills) of base course materials, Fig. 10.3.

For road building, rock fill can be crushed and screened to fractions suited to subbase and base materials as well as to asphalt and concrete aggregate. In dam construction, rock fill is crushed to filter materials, concrete aggregate, etc.

During plant processing, water can be added to the material in suitable quantities.

2. Fundamentals of Soil Compaction

TION

is increased through
t of mineral particles
with water, Fig. 2.1.
and the air void vol-
can be pressed out.
mpaction results are:

diff water con-
s de emed by the
terl as the dry densi-
for laboratory com-
normal compaction
curve ① Fig. 2.2. At
hesion between the
ction. At higher wa-
and an optimum wa-
density is obtained.
the optimum value,
together. For soils
water volume results
e density curve ①.

ad and gravel, water
to a higher density.
sponds to full water

ng soil obtains a dif-
s for maximum den-
on and the other to
materials is applied
etimes also for sand

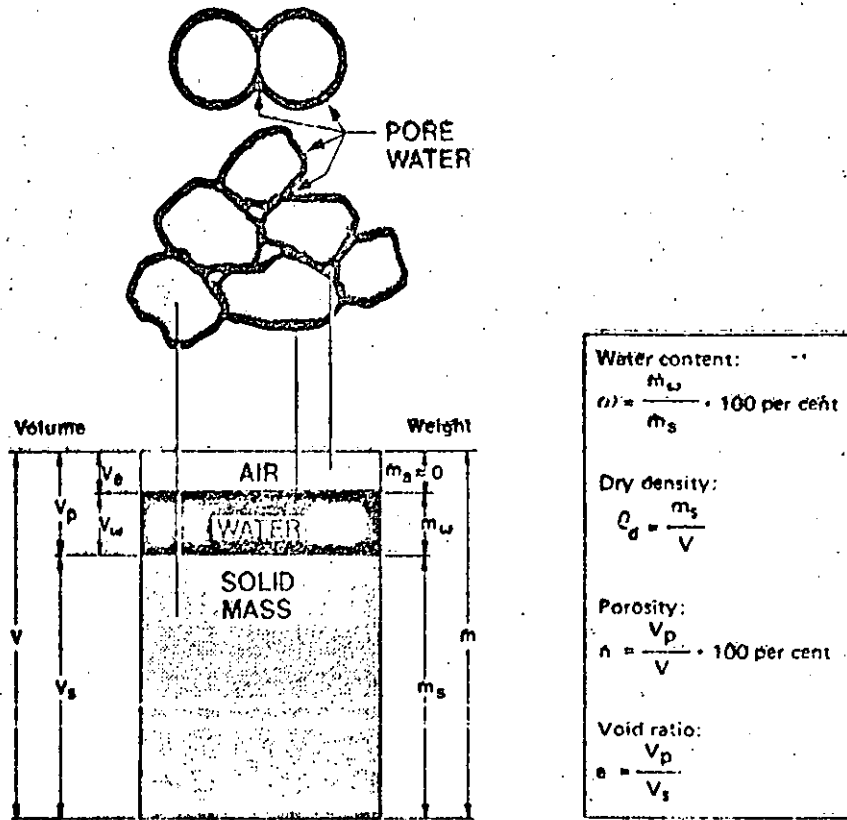


Fig. 2.1 Soil structure and fundamental definitions.

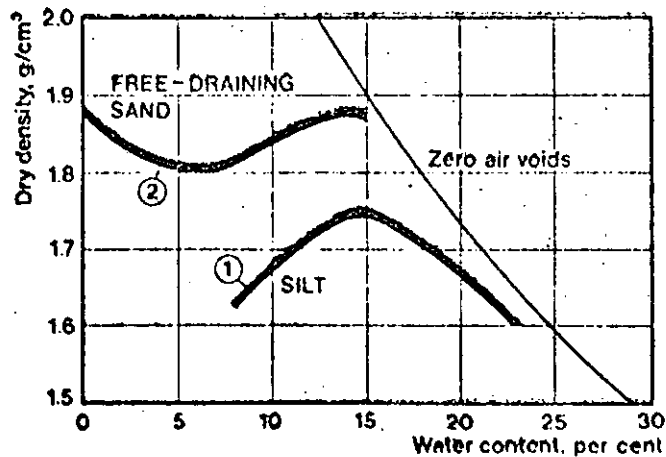
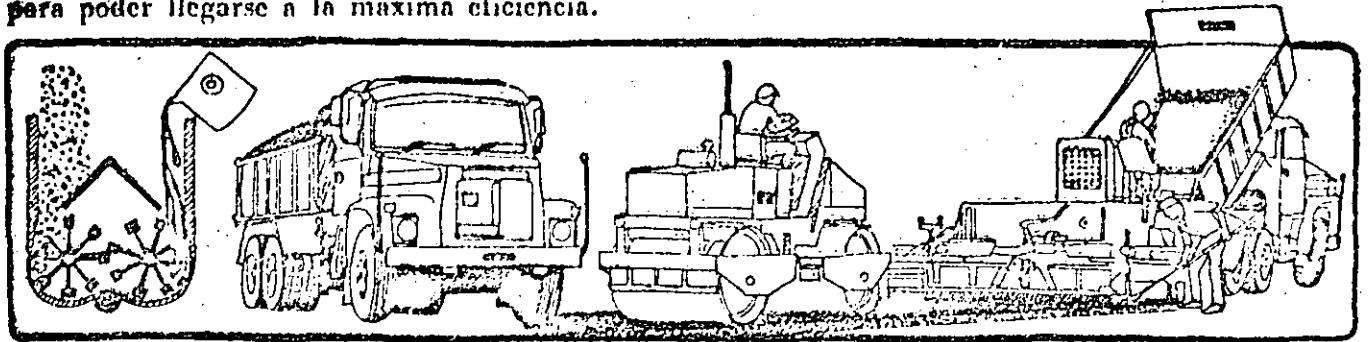


Fig. 2.2 Laboratory compaction curves for silt and free-draining sand.

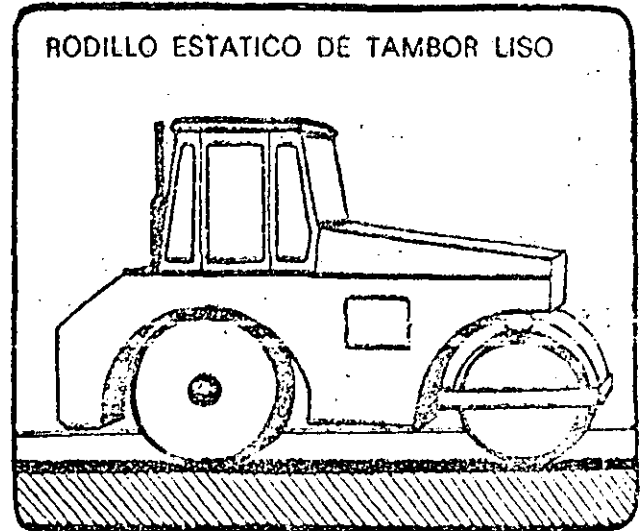
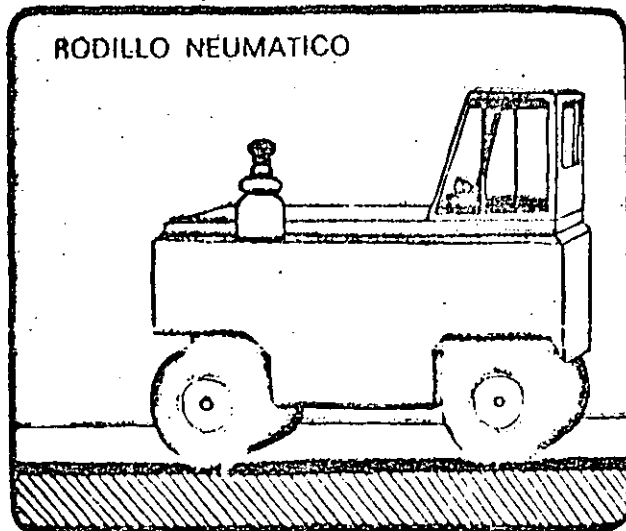
Los métodos de compactación y capacidad - 27

Las diferentes máquinas y el equipo de transporte utilizados tienen que ser muy bien combinados para poder llegarse a la máxima eficiencia.



Compactación estática

La mezcla asfáltica es compactada por el peso del rodillo.

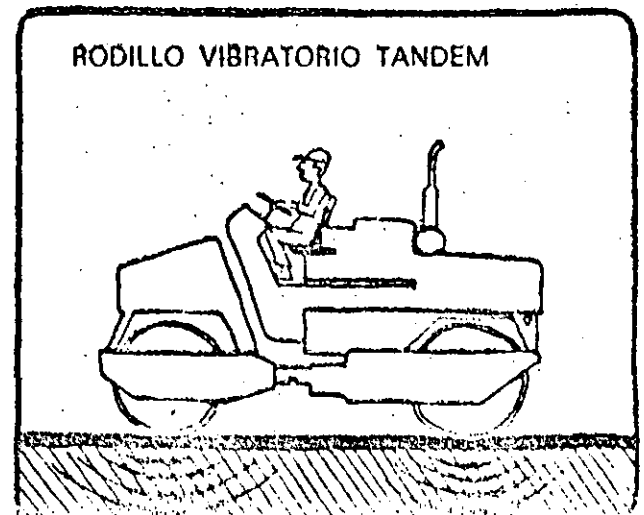
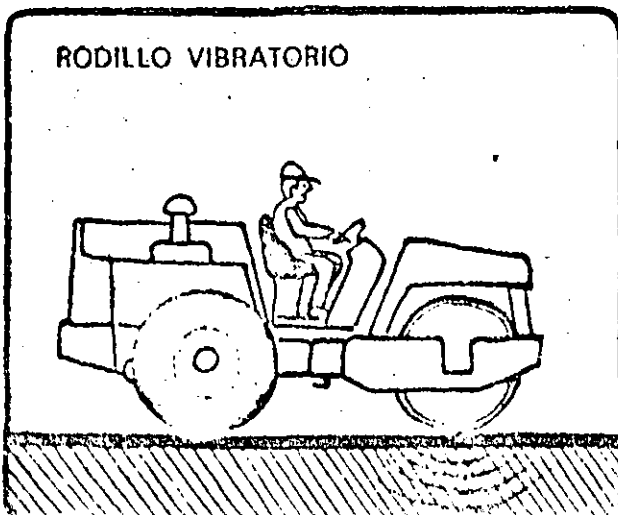


Compactación vibratoria

Es la compactación por la combinación de peso y vibración. Las vibraciones hacen con que las partículas se reacomoden. La acomodación de las partículas es sumamente facilitada y se obtiene así un alto grado de compactación.

El efecto de compactación del rodillo vibratorio es determinado por:

- Carga estática lineal
- Amplitud y frecuencia de las vibraciones
- Número de cilindros vibratorios
- Velocidad de compactación



6. Soil Compaction Principles and Methods

METHODS

olified be described
 5.1. Static smooth-
 sheepsfoot or pad-
 rent magnitudes on
 and sheepsfoot or
 vading effect. Pneu-
 effect on the sur-

ther easily be com-
 out any significant
 n is successively in-
 and ic. Boussi-
 e st. s obtained
 rollers at the final
 he calculated stress
 n elastic material is
 that the magnitude
 determine the degree
 epts in the soil be-

the soil than a stat-
 pressure wave goes
 also at large depths.
 depths with heavy
 ent years^{24,25}. Com-
 ve been registered.
 on jobs, also work

ccession of impacts
 produces a pressure
 tion and the inter-
 eliminated. During
 ons, that make the

iction of a soil can
 Fig. 6.1²⁶. The in-
 ce ons in the

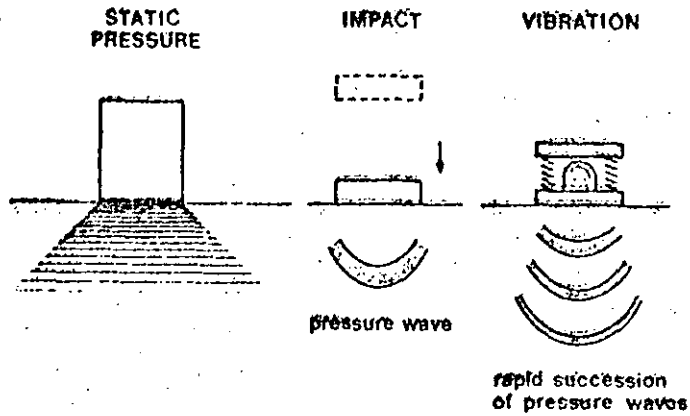


Fig. 6.1 Principles for soil compaction.

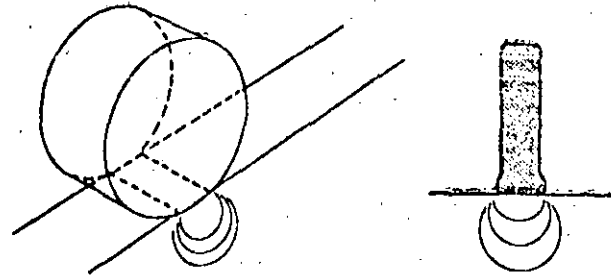


Fig. 6.2 Load applied with steel drum and pneumatic tire.

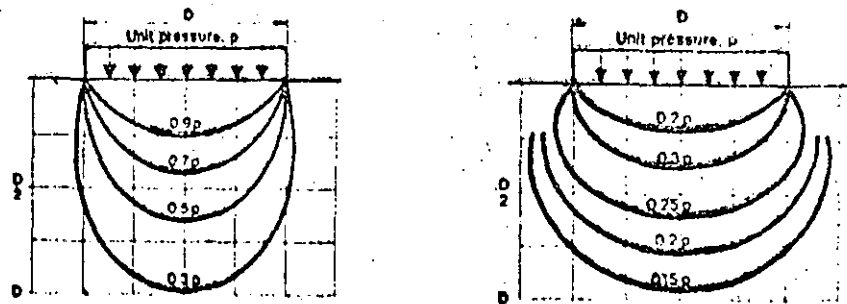
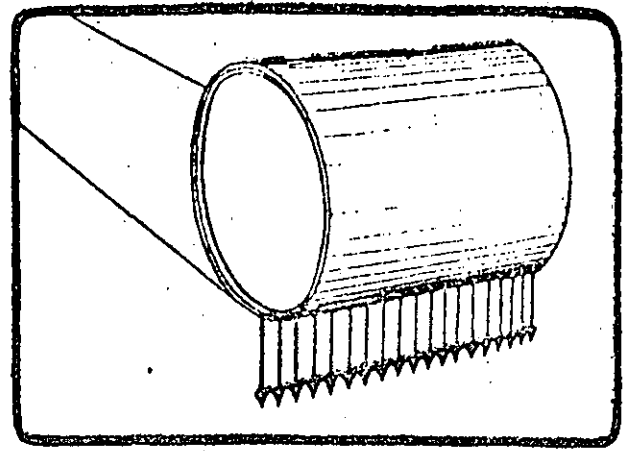


Fig. 6.3 Stress distribution in soil below circular load. The left figure shows vertical pressure stresses and the right figure maximum shear stresses.

CARGA ESTÁTICA LINEAR

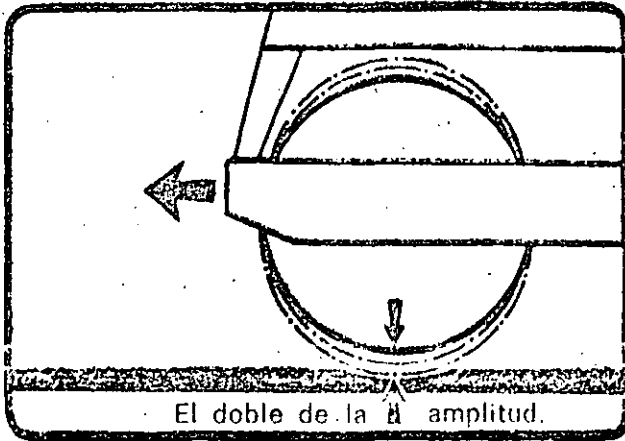
29

El efecto de la compactación de un cilindro estático es determinado principalmente por el peso o por la carga estática lineal. Ella es medida en kg/cm. Un rodillo estático de 10 ton. de peso con tres ruedas, por ejemplo, tiene una carga lineal de 50-80 kg/cm. La eficacia del cilindro vibratorio también depende de la carga estática lineal, mas por causa de la vibración, una carga de 10-30 kg/cm es suficiente.

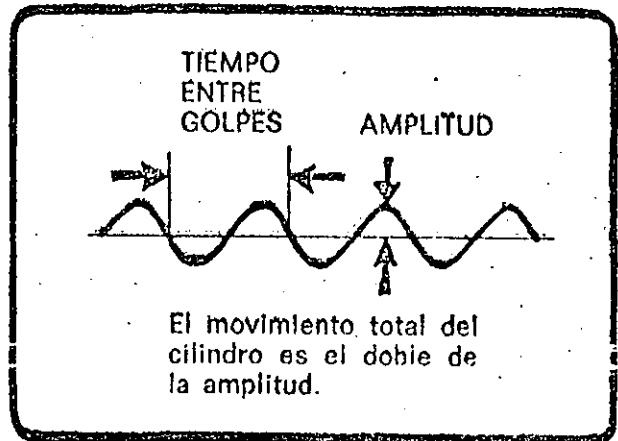


AMPLITUD Y FRECUENCIA

Un cilindro vibratorio trabaja a una amplitud y una frecuencia dadas, esto es: el movimiento del cilindro y el número de golpes por minuto o por segundo.



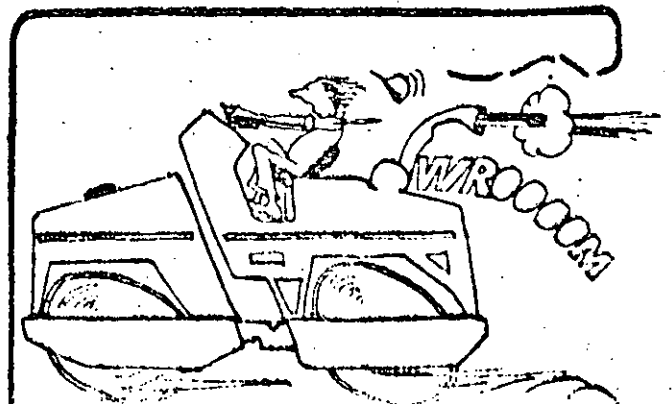
Un rodillo vibratorio para la compactación de asfalto debe tener una amplitud entre 0,4 y 0,8 mm, y una frecuencia entre 2000 y 3000 vibr. por minuto.



Los rodillos asfálticos Dynapac CA-15A, CA-25A y CC-43 tienen dos amplitudes, para adaptar la realización de la compactación a las diferentes condiciones de trabajo.

VELOCIDAD DE COMPACTACION

El efecto de compactación disminuye cuando la velocidad aumenta, y son necesarias más pasadas. Sin embargo, con altas velocidades, siempre es posible aumentar la capacidad, especialmente en capas delgadas.

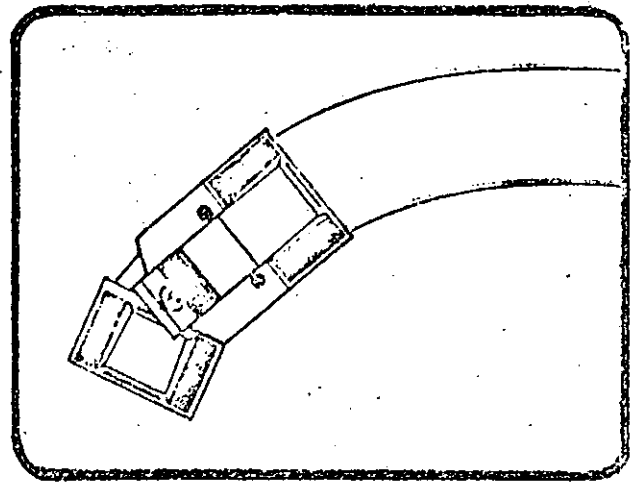


- Desconectar la vibración antes de cambiar el sentido de marcha. Si el rodillo queda con la vibración conectada, provocará deformaciones permanentes y ondulaciones en el pavimento.

- Cambiar las velocidades suavemente. Esto es mucho más fácil de hacer con un sistema hidrostático de propulsión.

- No deje nunca el rodillo parado sobre la mezcla caliente.

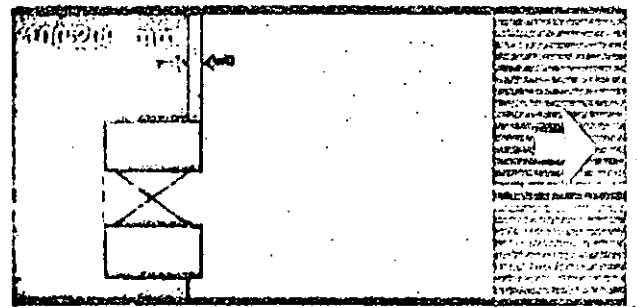
En los rodillos de chasis articulado, los dos tambores pasan por la misma pista, lo que permite una compactación uniforme aún en curvas cerradas. →



JUNTA TRANSVERSAL

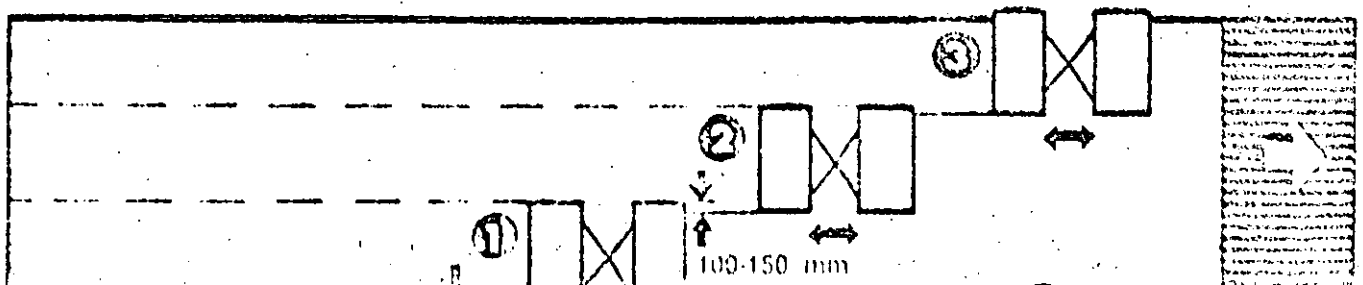
La compactación debe ser realizada en la dirección de la junta, perpendicular a la carretera, y sin vibraciones.

- Hay que comenzar la compactación a 100-200 mm de la nueva superficie, y hay que compactar hacia adelante y hacia atrás.
- Desplace el cilindro de 100 a 200 mm a la vez sobre la nueva superficie, hasta que la mitad de la anchura del tambor esté trabajando sobre la mezcla caliente.



FAJA LIBRE

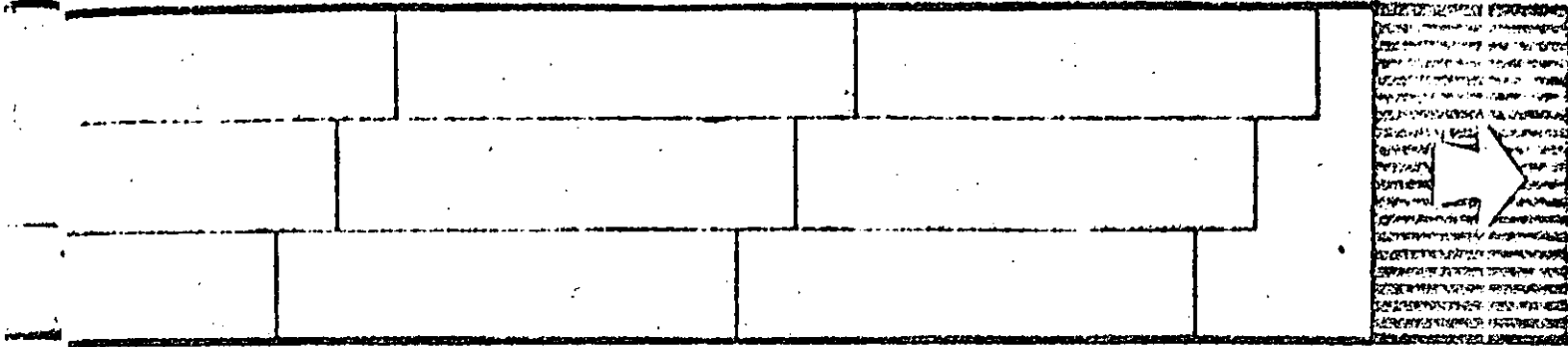
- Hay que comenzar compactando la zona más baja. Deje que el cilindro sobrepase de 50 a 100 mm el borde del pavimento.
- Compactar hacia adelante y hacia atrás en fajas paralelas con 100-150 mm de solape. La largura normal de una faja de compactación en trabajos grandes o normales es de 30 a 50 m.



2

3

4

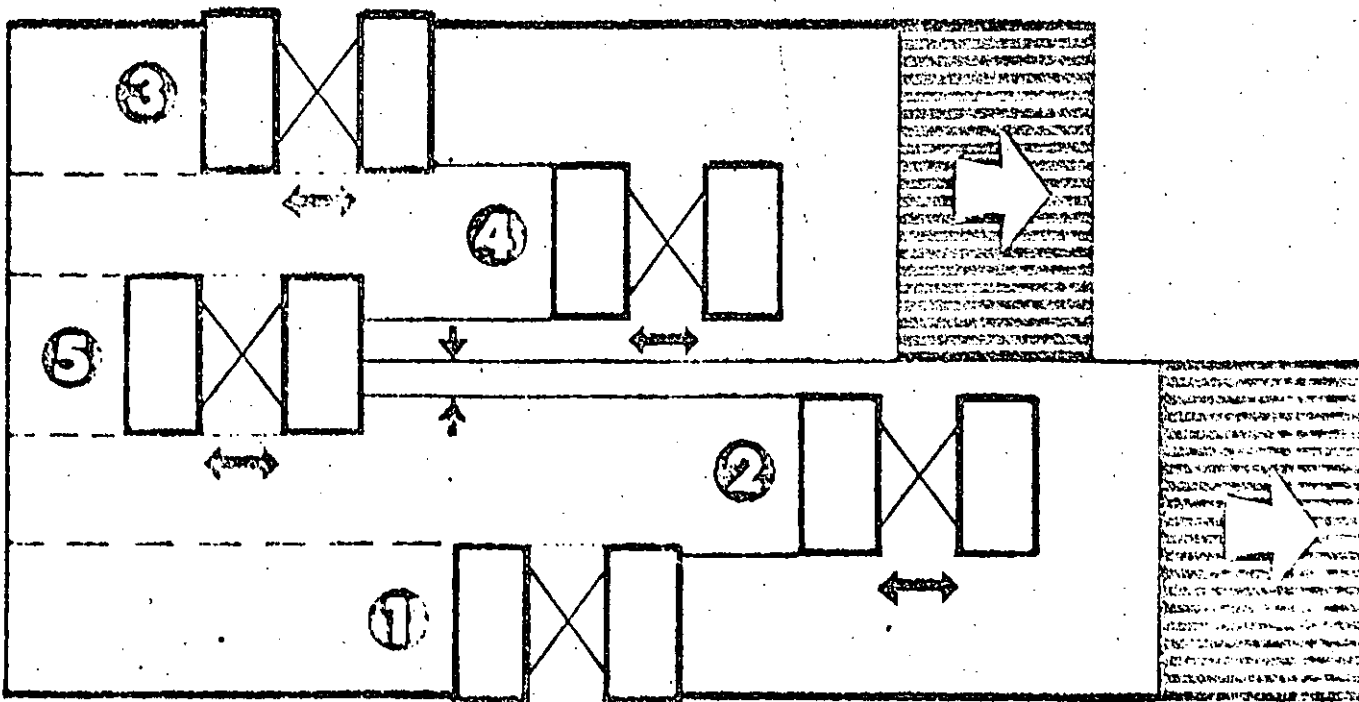


DOS FAJAS COMPACTADAS EN PARALELO

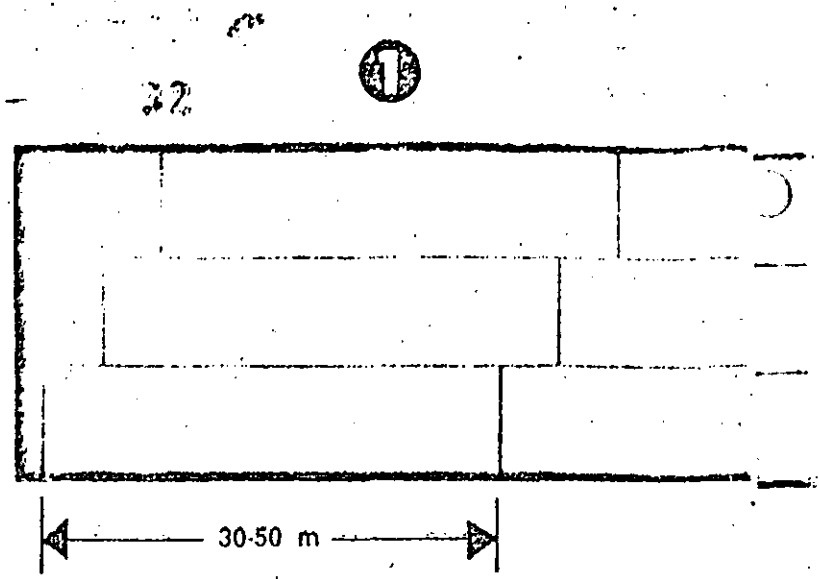
Algunas veces, se suele pavimentar en paralelo, y para tal, se utilizan 2 mezcladoras-pavimentadoras. En estos casos, la junta estará caliente y después de la compactación, resistente e invisible.

- Hay que comenzar la compactación de los bordes externos y en dirección a la junta (1-4).
- Reservar por lo menos 15 cm a cada lado de la junta.
- Compactar la junta (5).

El principio es el mismo si se utilizan dos rodillos: El rodillo "A" compacta (1-2), el rodillo "B" compacta (3-5).



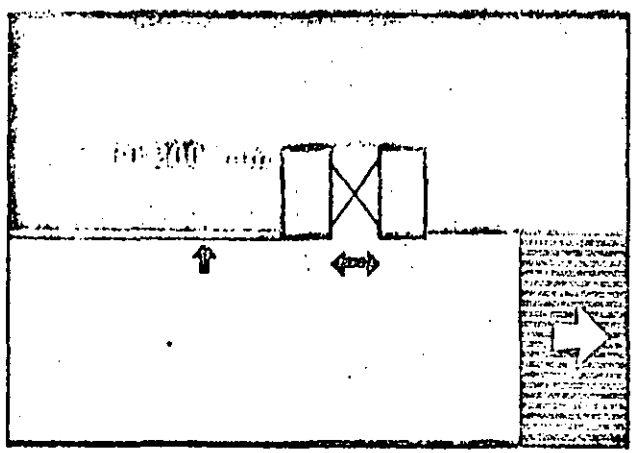
Una área de compactación consiste en fajas paralelas de rodaje de 30 a 50 m de largura. La compactación muchas veces es efectuada en dos áreas de compactación al mismo tiempo. Se dan dos pasadas sobre una área de compactación, tal como fue descripto anteriormente. Cuando esta área esté precompactada, la mezcladora-pavimentadora ya tiene que desplazarse hacia adelante. La faja de compactación es así extendida y la compactación es iniciada en la próxima área de compactación. Tendremos, por lo tanto, una área que fue compactada con 4 pasadas y otra con 2 pasadas. Y así sucesivamente, la compactación va avanzando. Es aconsejable utilizar balizas para demarcar las diferentes áreas de compactación (marcación para las áreas con determinado número de pasadas).



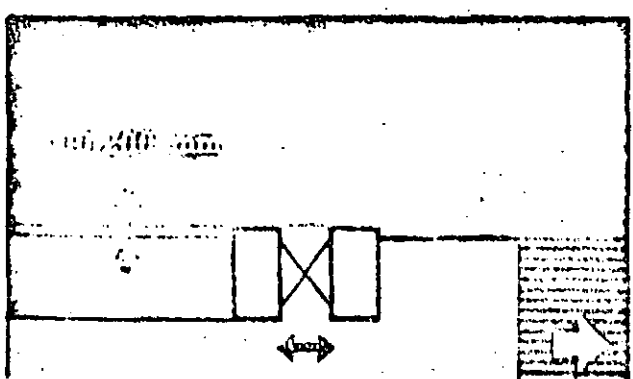
FAJA CON JUNTA LONGITUDINAL

- Hay que comenzar por la junta. Certifíquese de que hay mezcla suficiente junto a la faja paralela. Esto podrá ser preparado por los auxiliares de pista.
- Continuar en el borde externo.
- Compactar en fajas paralelas en dirección a juntas.

Hay dos alternativas para la compactación de juntas:



Alternativa A: La junta es compactada con el rodillo trabajando en la faja fría y con solape de 100-200 mm en la faja caliente.

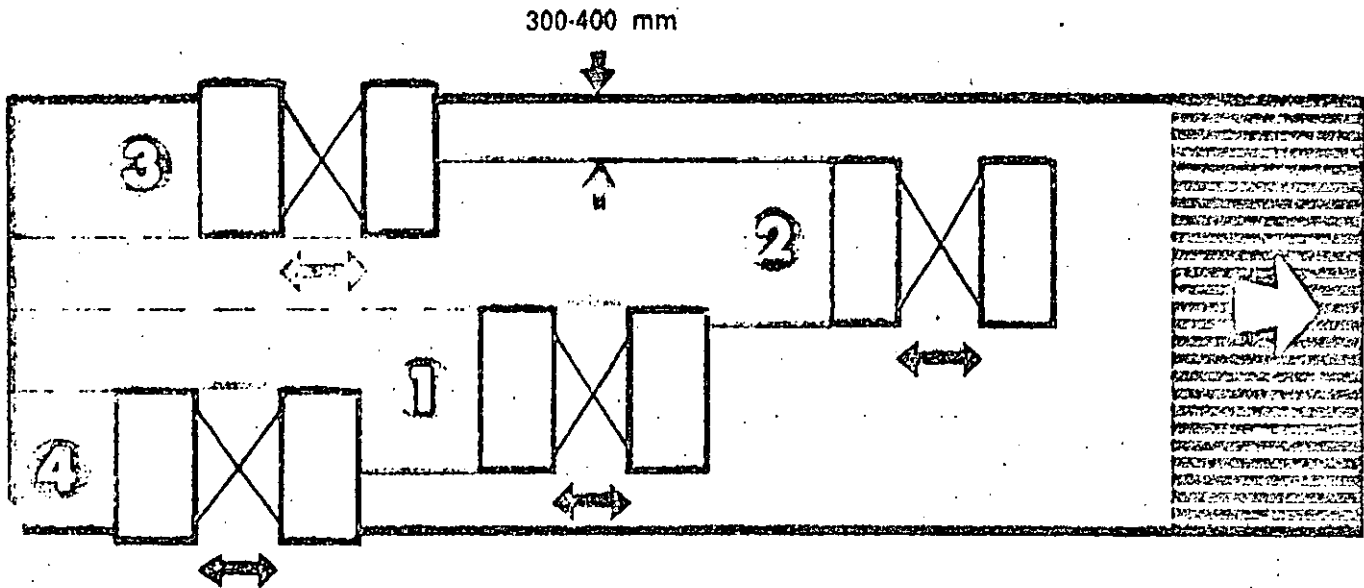


Alternativa B: La junta es compactada con el rodillo trabajando en la faja caliente, con solape de 100-200 mm en la faja fría. Esto es especialmente adecuado cuando el tráfico es denso y el espacio restringido. La capacidad también es mayor.

RIESGOS DE DISLOCACION LATERAL

Para disminuir el riesgo de dislocación lateral (desplazamiento del hombro), la compactación de los bordes externos deberá ser ejecutada en una fase posterior, después que la temperatura de la mezcla haya bajado y la mezcla esté más estable.

- Compactar a 300-400 mm de los bordes externos (1-2).
- Acabar con la compactación de los bordes externos (3-4).

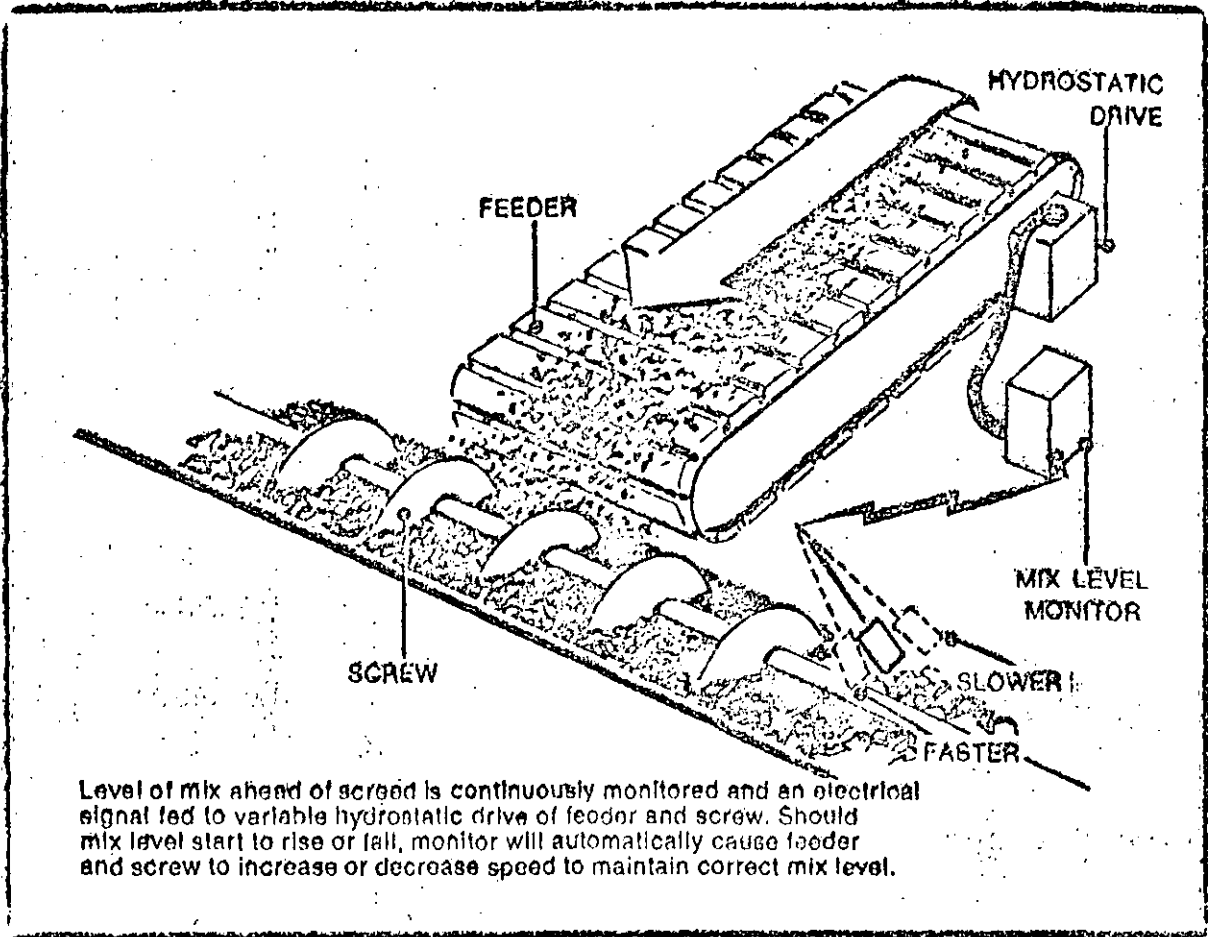


PASADA FINAL

Haga 1 o 2 pasadas estáticas o vibratorias sobre la superficie, cuando la mezcla asfáltica se haya enfriado un poco.

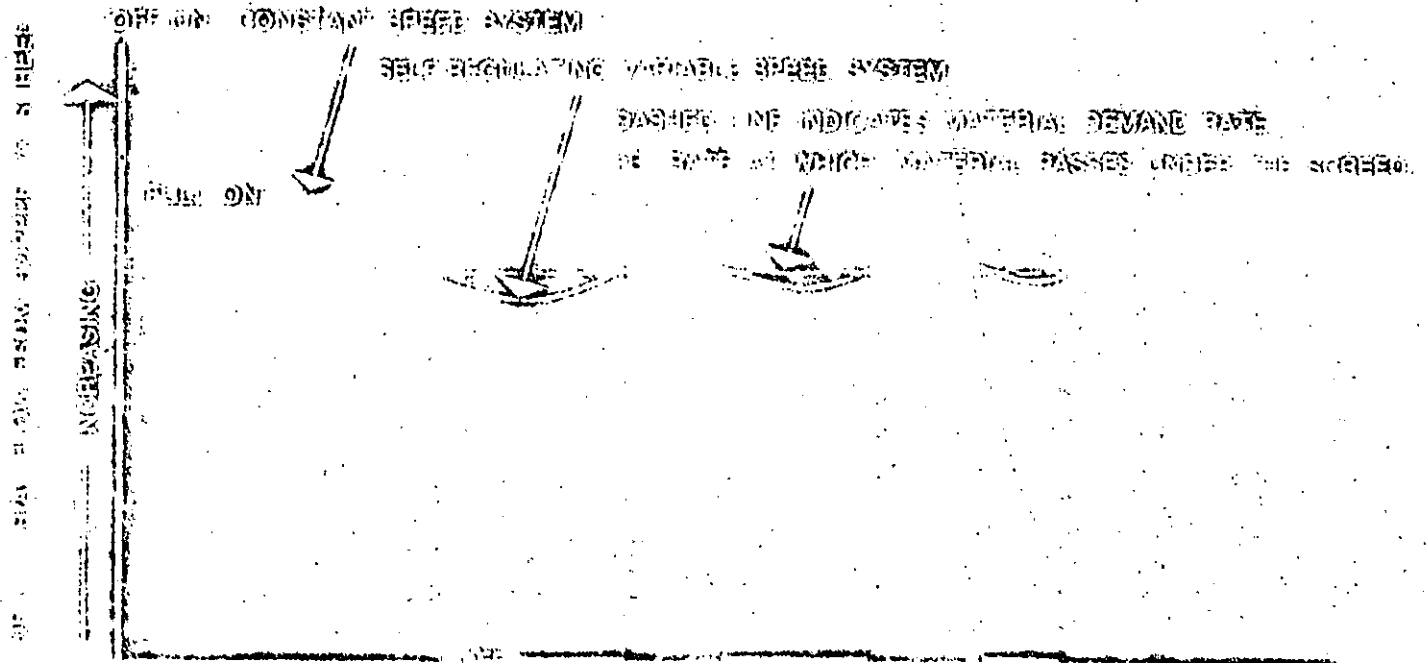
La pasada de acabado se hace solamente para eliminar las últimas huellas de compactación.

CONTROLLED HYDROSTATIC FEEDER AND FEEDER SYSTEM

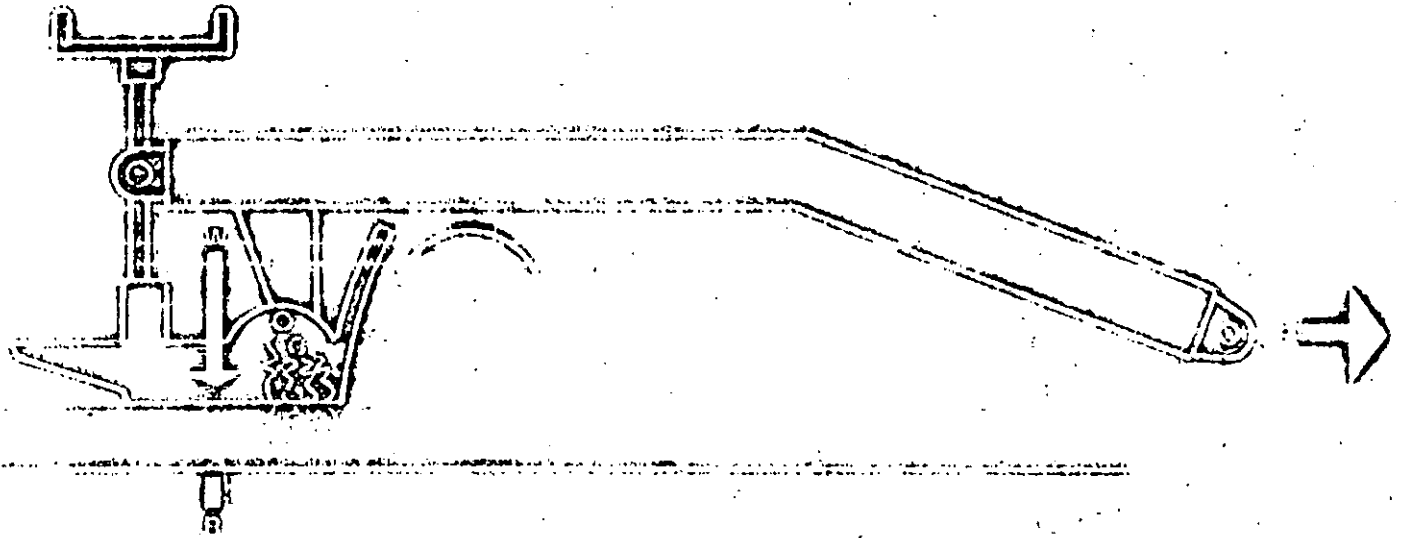


Level of mix ahead of screed is continuously monitored and an electrical signal fed to variable hydrostatic drive of feeder and screw. Should mix level start to rise or fall, monitor will automatically cause feeder and screw to increase or decrease speed to maintain correct mix level.

OFF ON AND SELF REGULATING VARIABLE SPEED FEEDER SCREW CONTROL SYSTEMS (MATERIAL OPERATING AT CONSTANT FORWARD SPEED)



MAJOR FORCES ACTING ON FLOATING SCRAPER



- Drag force
- Weight
- Reaction of flying material
- Resistance of material in contact with scraper
- Friction force
- Reaction of scraper support

While this analysis of the transient response of the screed to step-function and other types of disturbance is useful to understanding the self-leveling screed, it is more practical to analyse its response to the most common type of profile unevenness found in paving work—a wavy, undulating surface where the finisher is continuously varying above and below average grade sinusoidally. Fig. 10 shows the frequency response curve for a finisher with 8 foot (2.438 meters) leveling arms working under such typical construction conditions. Note that the screed tow points, subjected to the sinusoidal surface, describe a sine wave; in this case with wave lengths up to 250 feet (76.2 meters).

Fig. 11 represents a finisher with average leveling arm length of 8 feet (2.44 meters) riding on another typical sinusoidal road. The curve "R" represents the reference of starting surface; the curve "C" represents the control or finished mat surface. Curve "R" in this example has a wave length of 50 feet (15.24 meters). As shown, the maximum value of the output curve "C" is 70.7% of the maximum value of the input curve and occurs at a position 12.3 degrees leading.

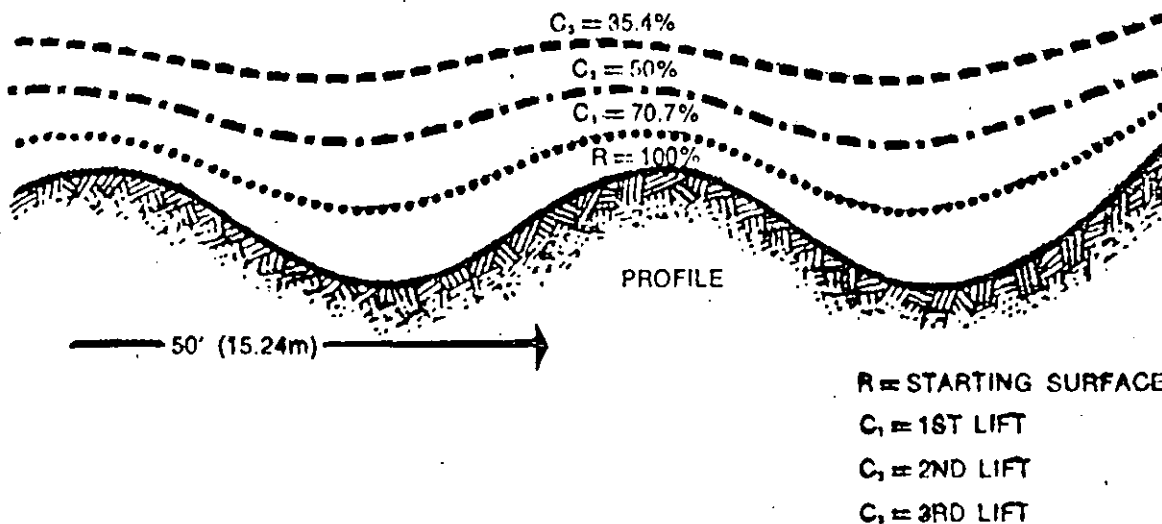
To represent the leveling action produced by three passes of the finisher over a rough,

wavy road, corresponding equations are available. This type of motion and response is analagous to a third order time lag, as represented by the traces produced with a three-wheel tongue unit in series as shown in Fig. 12. Since attenuation takes place with each pass, the road becomes increasingly more level, as shown in Fig. 13. Note in this figure also the typical "rearward shift" of peaks and valleys with each succeeding course.

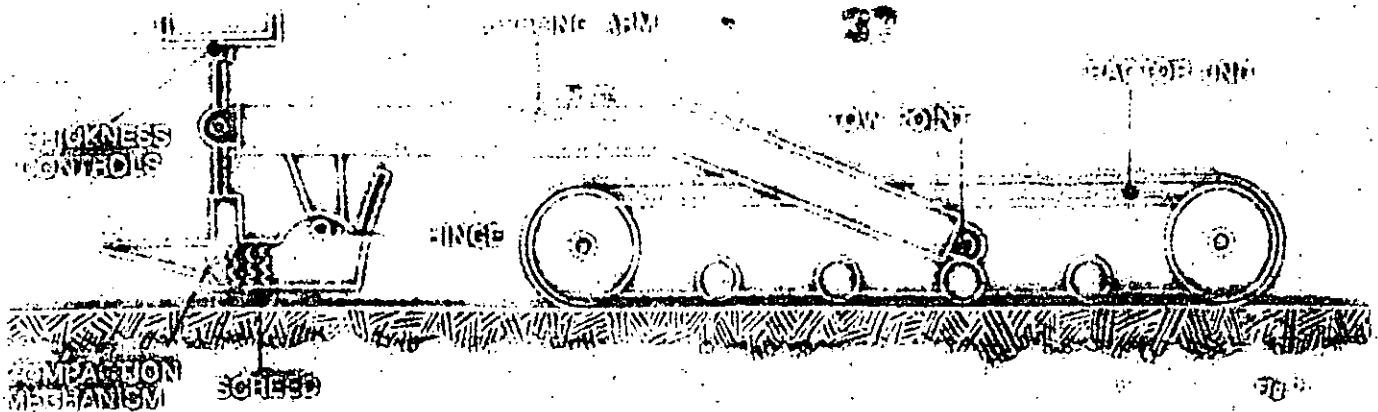
Disturbances At The Tow Point And Response Of The Screed To Them

If the underlying surface is perfectly level, the paths followed by the tractor tow points will be perfectly level, the path followed by the screed, being parallel to the tow point paths, will be perfectly level, and a perfectly level pavement will be produced — providing no other disturbance of forces acting on the screed is introduced. If the tractor moves over an undulating subbase, as is often the case, the screed will tend to follow the tow point paths but, because the screed floats, it will attenuate, or smooth out, the humps and hollows. In other words, the self-leveling, floating screed will tend to fill in the hollows and decrease the height of the humps.

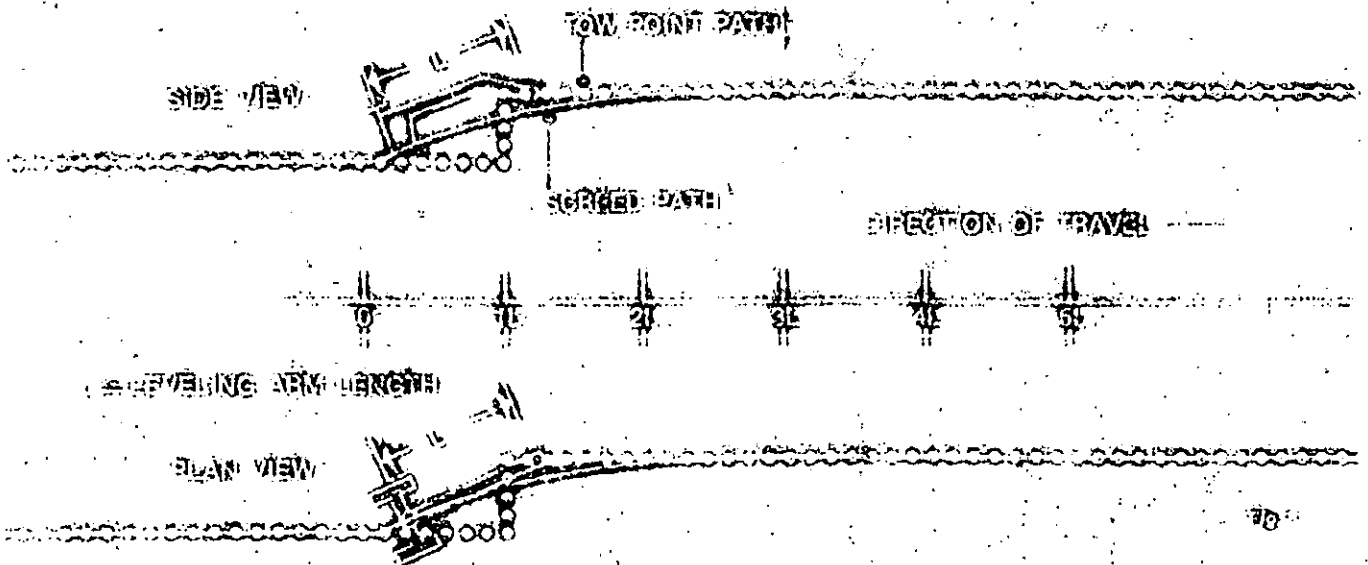
LEVELING EFFECT — MULTIPLE PASSES



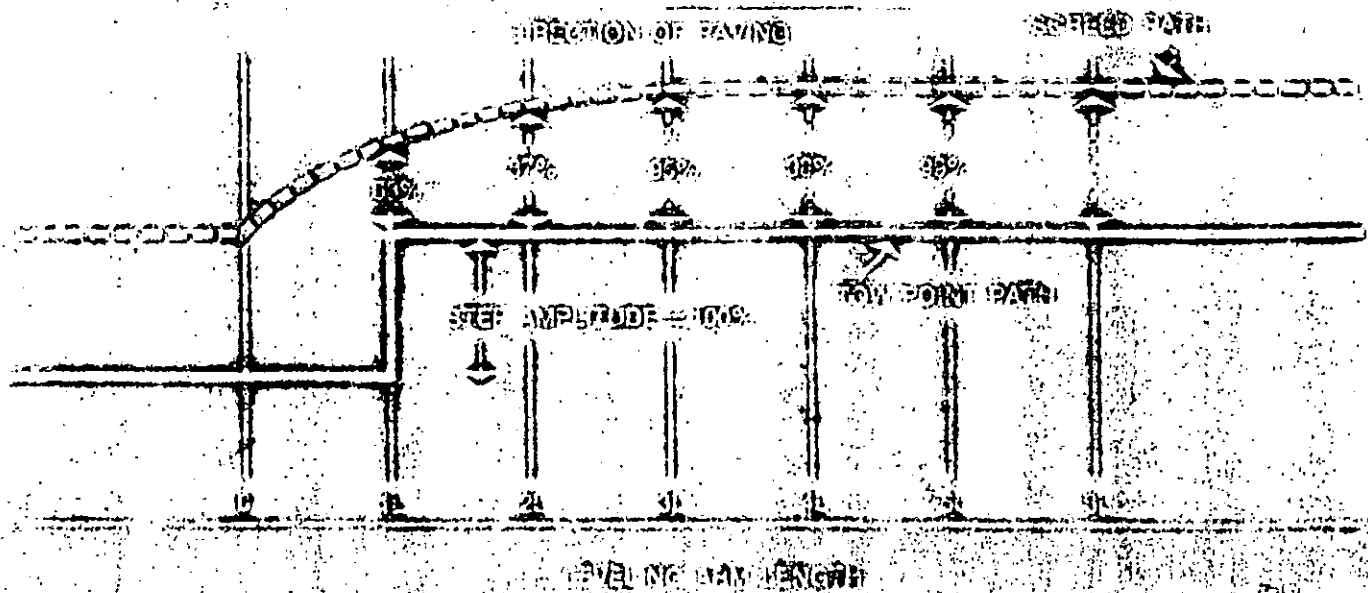
ELEMENTS OF THE SELF-LEVELING PAVING MACHINE



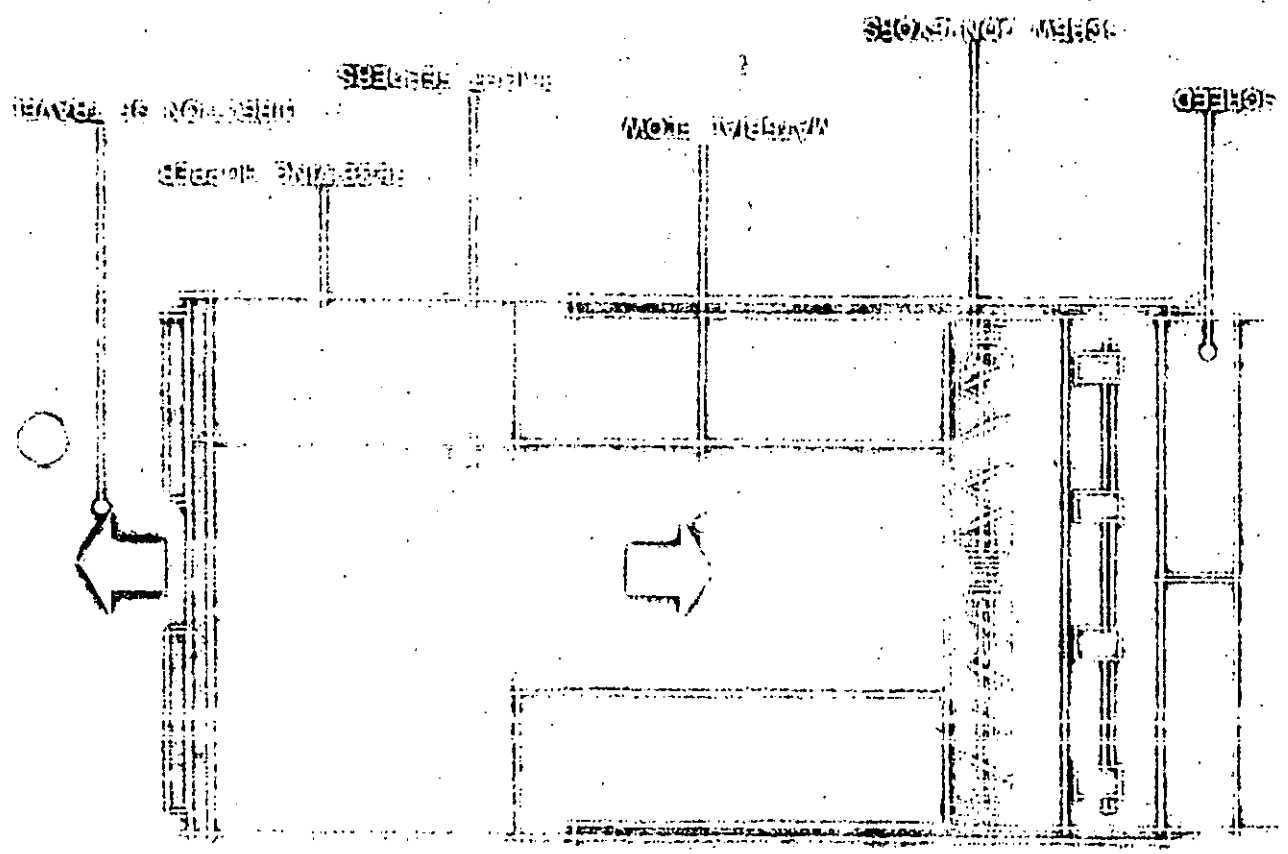
ANALOGY WAGON TONGUE AND SELF-LEVELING SCREED
STEP FUNCTION DISTURBANCE



STEP FUNCTION DISTURBANCE
TRANSIENT RESPONSE OF SCREED



116



FLOOR PLAN

HYDRAULIC RAMMER CONTROL SYSTEM

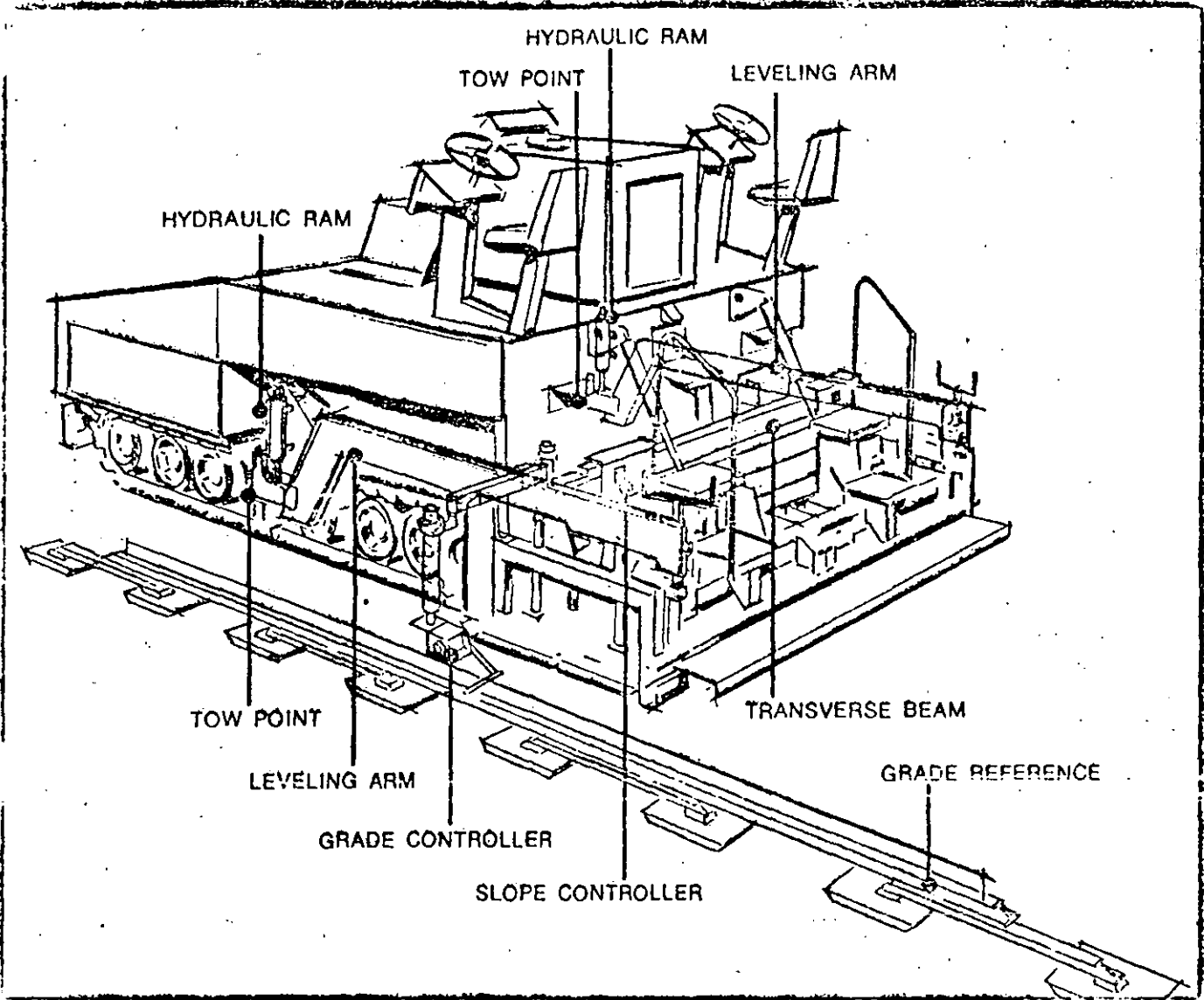


Fig. 10



Fig. 11

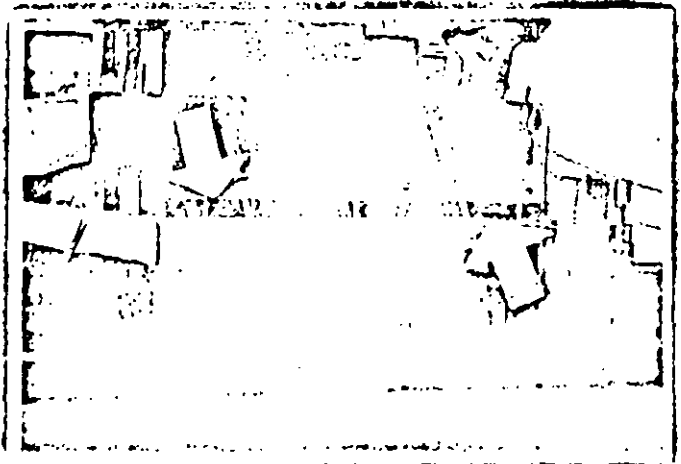
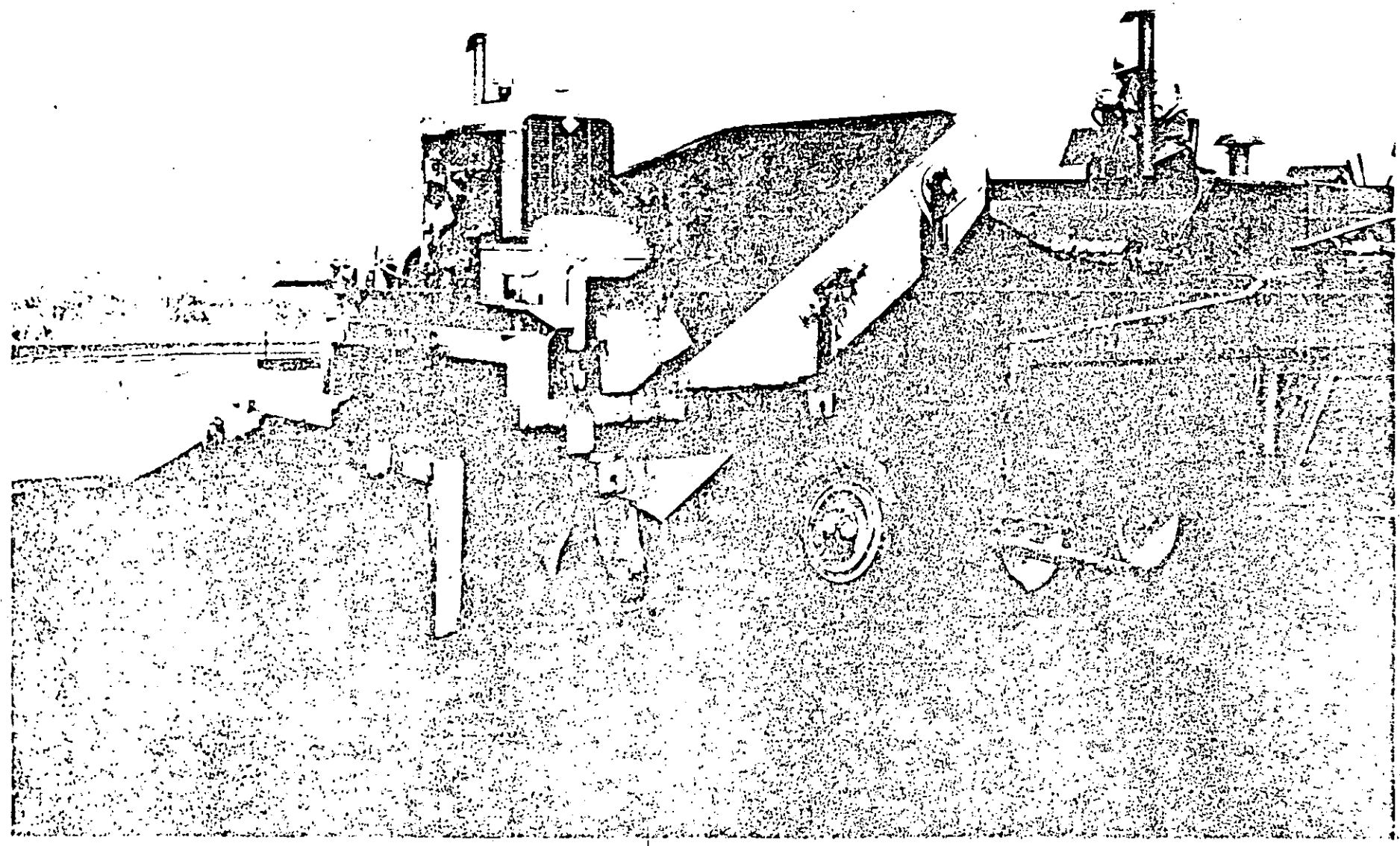
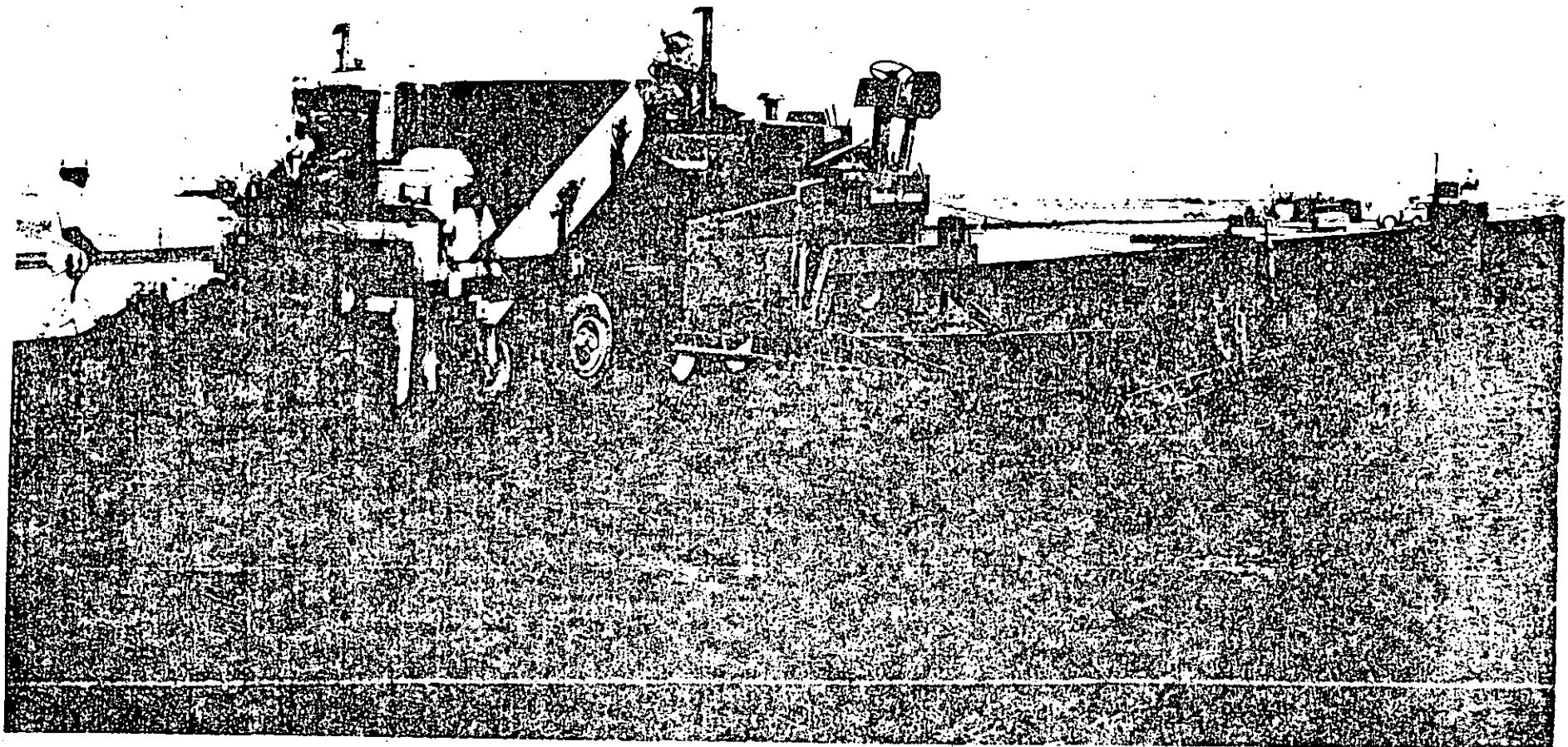
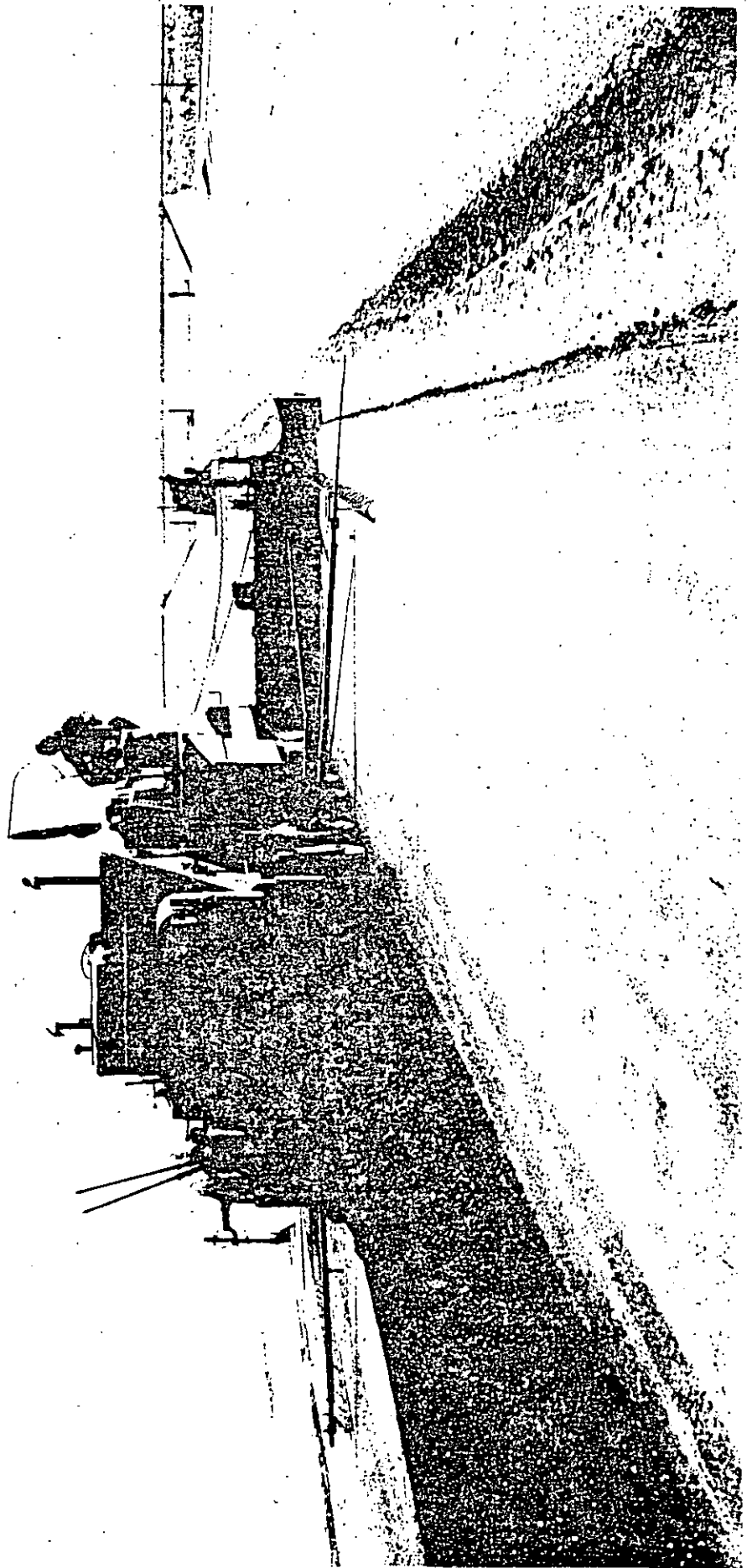


Fig. 12









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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS

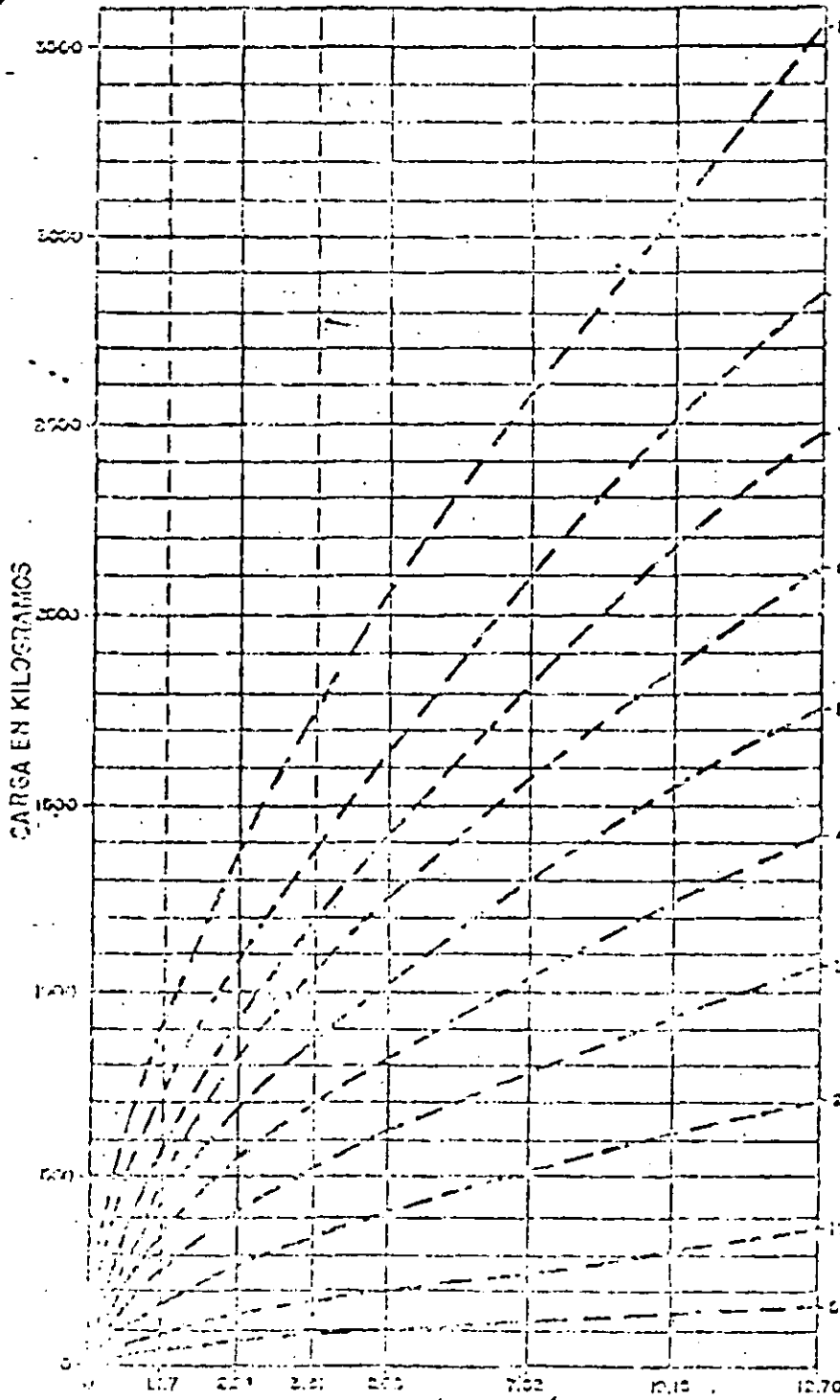
TABLAS-LABORATORIO

AGOSTO, 1983.

SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
 DIRECCIÓN GENERAL DE SERVICIOS TÉCNICOS
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 OFICINA DE PRUEBAS FÍSICAS

ENTIDAD: _____ ENSAYE: 33
 CONTRA: _____ LOCALIZACIÓN: _____
 SONDEO Nº: _____ MUESTRA Nº: _____
 PROFUNDIDAD: _____ FECHA: 22/29/83
 OPERO: _____ CALCULO: _____

PRUEBA DE VALOR RELATIVO DE SOPORTE

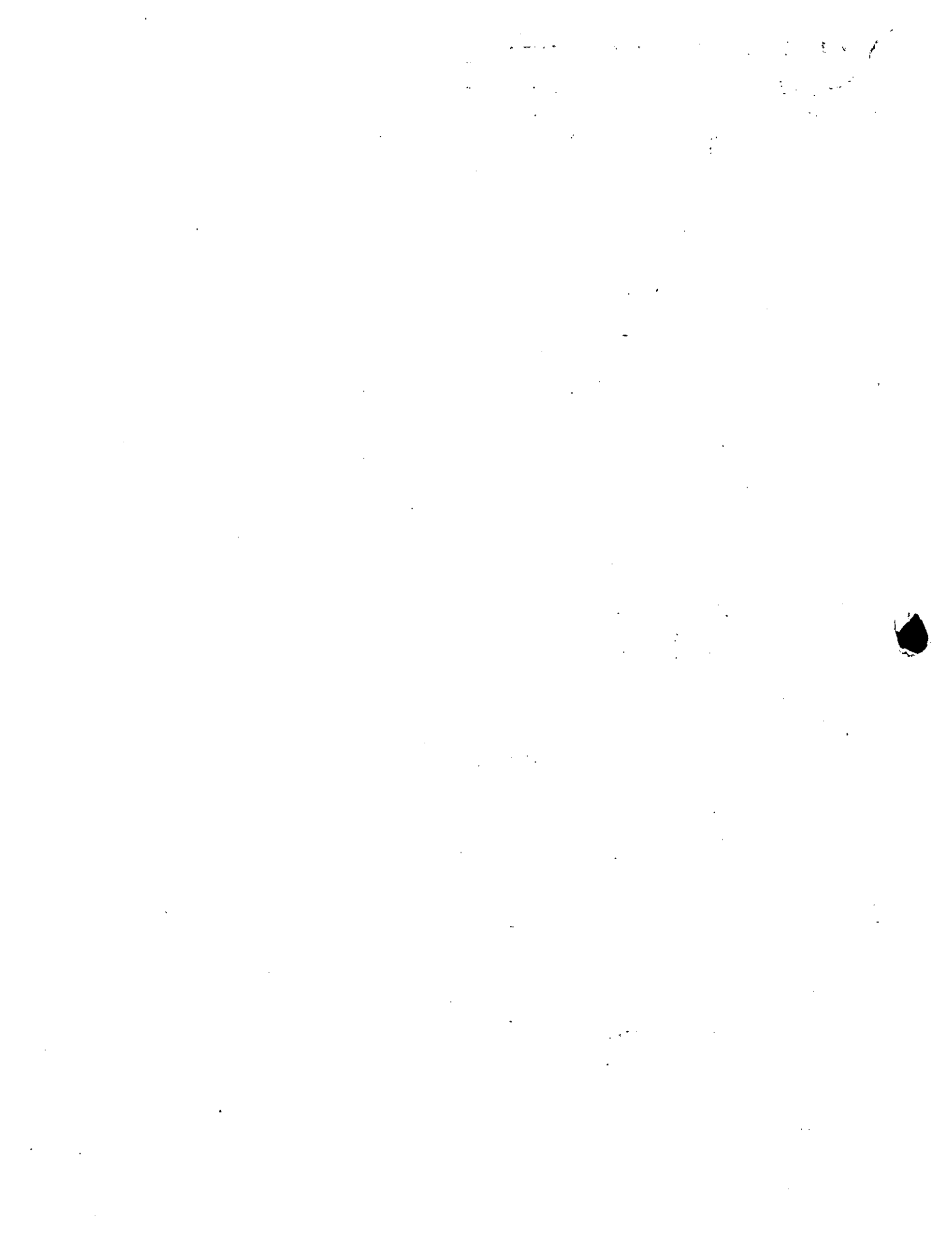


PORTER SATURADA
 P. SECO 5000
 P. HUMEDO 4700
 AGUA AÑEGADA 450
 ALTURA MOLDE 17.8
 ALTURA FALTANTE _____
 ALTURA DEL MAT. _____
 AREA 181.5
 VOLUMEN _____
 P. V. H. _____
 P. V. S. _____
 H. O. _____
 % EXP. _____
 % V.F.S. _____

PROFUNDIDAD (mm)	VALOR RELATIVO DE SOPORTE
1.25	150
2.5	462
3.0	760
5.0	1000
7.0	1370
10.0	1700
12.70	1975

385.5
321.3 56.0

MOLDE Nº 17
 EXTENSIÓN Nº _____
 LECTURA Nº 8.40
 LECTURA Nº 1.780





SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS

DEPENDENCIA _____
 CENTRO SAHOP _____ UNIDAD DE LABORATORIOS
 RESIDENCIA _____

DETERMINACION DEL PESO ESPECIFICO SECO MAXIMO Y HUMEDAD OPTIMA

DESCRIPCION DE LA MUESTRA _____ ENSAYE Nº 42
 ESTUDIO QUE SE LE VA A EFECTUAR _____ FECHA DE INICIACION 4-VIII-83
 PROCEDENCIA _____ FECHA DE TERMINACION _____
 LABORATORISTA Villegas

TIPO DE PRUEBA Estandar
 NUM. DE CAPAS 3 PESO PISON 2.482 MOLDE NUM. 10
 NUM. DE GÓLPE POR CAPA 30 ALTURA CAIDA 30 VOLUMEN (V) 943

PRUEBA NUMERO	1	2	3	4	5	6	7
PESO MOLDE + SUELO HUMEDO, g	3672	3778	3825	3800			
PESO DEL MOLDE, g	2021	2021	2021	2021			
PESO SUELO HUMEDO, g (Wm)							
PESO ESPECIFICO HUMEDO, kg/m ³ ($\gamma_m = \frac{W_m}{V}$)							
CAPSULA NUMERO	17	33	68	84			
PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO, g	110.92	118.92	123.72	123.48			
PESO CAPSULA + SUELO SECO, g	94.85	99.72	102.44	100.62			
PESO DEL AGUA, g							
PESO CAPSULA, g	21.60	20.72	21.85	21.80			
PESO SUELO SECO, g							
CONTENIDO DE AGUA, % (w)							
PESO ESPECIFICO SECO, kg/m ³ ($\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+w}$)							

PESO ESPECIFICO EN kg/m³

CONTENIDO DE AGUA EN %

$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+w}$



SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS

DEPENDENCIA _____
 CENTRO SAHOP _____ UNIDAD DE LABORATORIOS
 RESIDENCIA _____

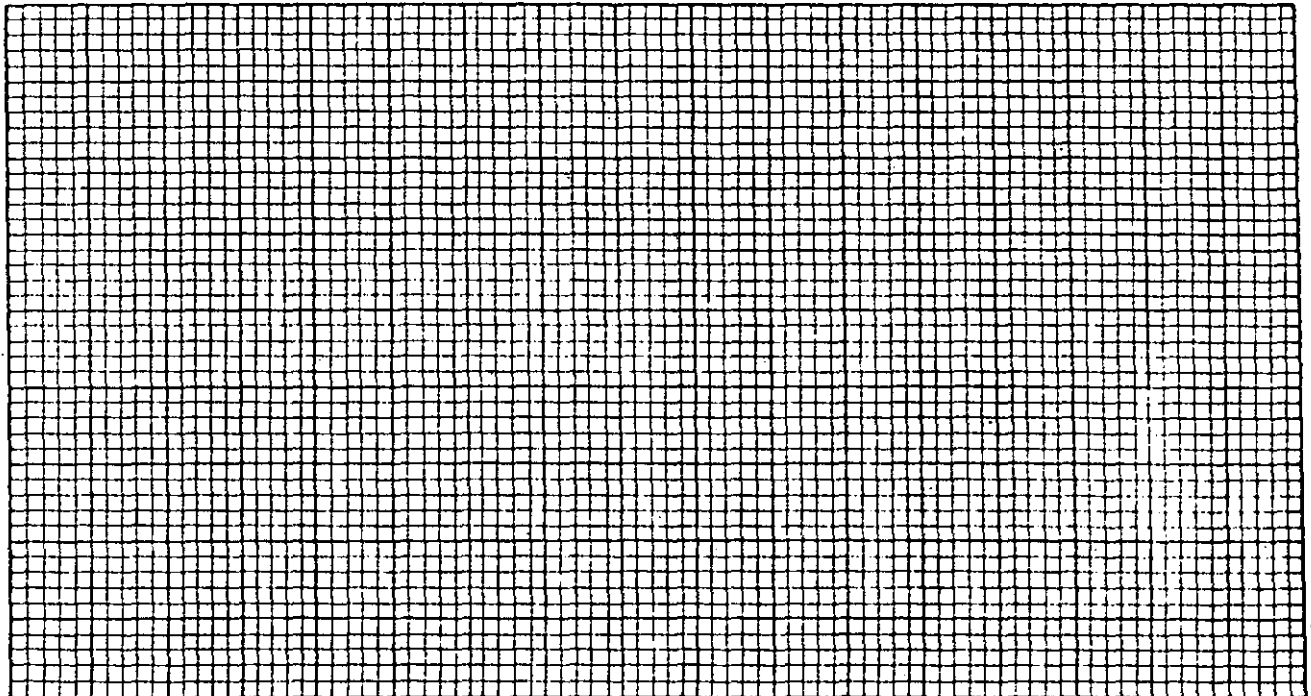
DETERMINACION DEL PESO ESPECIFICO SECO MAXIMO Y HUMEDAD OPTIMA

DESCRIPCION DE LA MUESTRA _____ ENSAYE Nº 32
 ESTUDIO QUE SE LE VA A EFECTUAR _____ FECHA DE INICIACION 22 Ago 83
 PROCEDENCIA _____ FECHA DE TERMINACION 23 Ago 83
 LABORATORISTA _____

TIPO DE PRUEBA Proctor S O P
 NUM. DE CAPAS 3 PESO PISON 2500 MOLDE NUM. 10
 NUM. DE GOLPES POR CAPA 30 ALTURA CAIDA 30 VOLUMEN (V) 44?

PRUEBA NUMERO	1	2	3	4	5	6	7
PESO MOLDE + SUELO HUMEDO, g							
PESO DEL MOLDE, g	2021	2021	2021	2021	2021		
PESO SUELO HUMEDO, g (Wm)							
PESO ESPECIFICO HUMEDO, Kg/m ³ ($\gamma_m = \frac{W_m}{V}$)							
CAPSULA NUMERO	3	29	48	70	85		
PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO, g							
PESO CAPSULA + SUELO SECO, g							
PESO DEL AGUA, g							
PESO CAPSULA, g	57.9	60.6	58.1	59.2	57.2		
PESO SUELO SECO, g							
CONTENIDO DE AGUA, % (w)							
PESO ESPECIFICO SECO, Kg/m ³ ($\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+w}$)							

PESO ESPECIFICO EN Kg/m³



CONTENIDO DE AGUA EN %

w opt = _____ % $\gamma_d máx =$ _____ Kg/m³



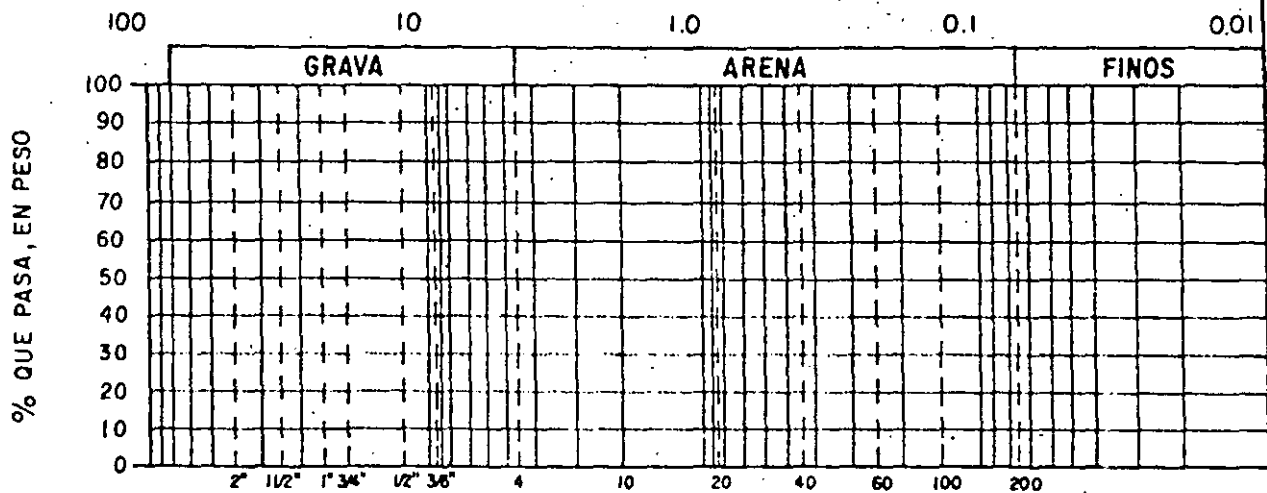
SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS
 DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
 DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
 OFICINA DE PRUEBAS FISICAS

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA _____	PESO DE LA MUESTRA _____
LOCALIZACION _____	RECIPIENTE N° _____
ENSAYE N° _____ SONDEO N° _____	PESO RECIP ± SUELO HUMEDO (gr.) _____
MUESTRA N° _____ PROF. _____	PESO RECIP ± SUELO SECO (gr.) <u>13090</u>
DESCRIPCION _____	PESO AGUA (gr.) _____
FECHA _____	PESO RECIPIENTE (gr.) <u>2097</u>
OPERADOR _____	PESO MUESTRA SECA (gr.) <u>10992</u>
CALCULO _____	CONTENIDO DE HUMEDAD(%) _____

Malla N°	Abertura	Peso suelo retenido	Por ciento reten. parcial	Por ciento que pasa	Malla N°	Abertura	Peso suelo retenido	Por ciento reten. parcial	Por ciento que pasa
	mm.	gr.	%	%		mm.	gr.	%	%
2"	50.80	575			10	2.000	34.1		
1 1/2"	36.10	575			20	0.840	30.0		
1"	25.40	375			40	0.420	29.8		
3/4"	19.05	1578			60	0.250	16.6		
1/2"	12.70	—			100	0.149	19.5		
3/8"	9.52	1375			200	0.074	20.9		
N° 4	4.76	1109			PASA 200				
Paso N° 4					SUMA		200.0		
SUMA		10992							

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



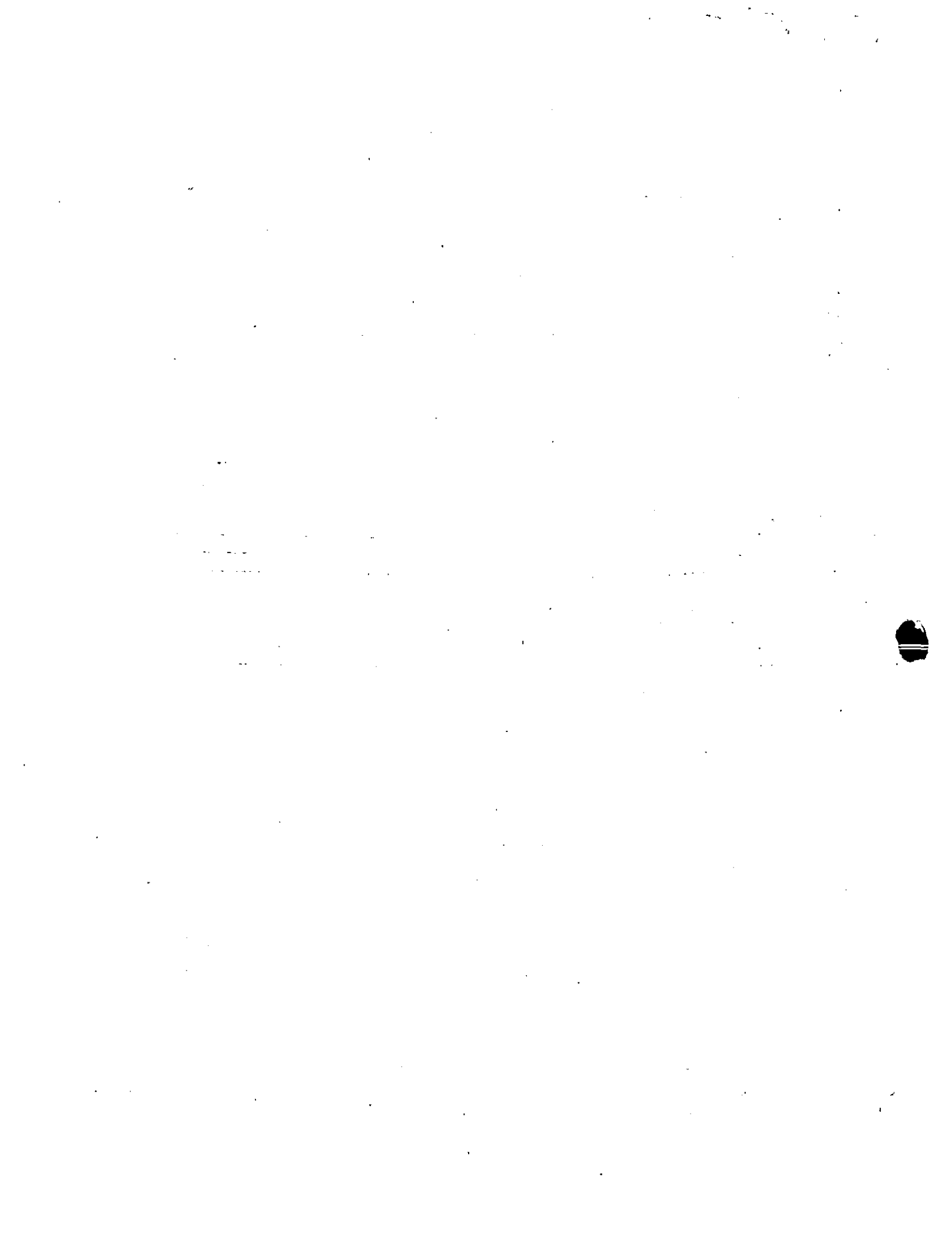
DIAMETRO EN mm.

$D_{10} =$ _____
 $D_{30} =$ _____
 $D_{60} =$ _____

$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ _____ $> 3" =$ _____ %
 $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} =$ _____
 $G =$ _____ %
 $S =$ _____ %
 $F =$ _____ %

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____



SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
 DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
 DIRECCION DE ESTUDIOS
 SUBDIRECCION DE LABORATORIOS
 DEPARTAMENTO DE ENSAYE DE MATERIALES

(5)

LIMITES DE PLASTICIDAD Y HUMEDAD NATURAL

OBRA: _____ LOCALIZACION: _____ SONDEO N ^o : _____ ENSAYE N ^o : _____ MUESTRA N ^o : _____ PROF.: _____ DESCRIPCION: _____	FECHA: _____ OPERADOR: _____ CALCULO: _____
--	---

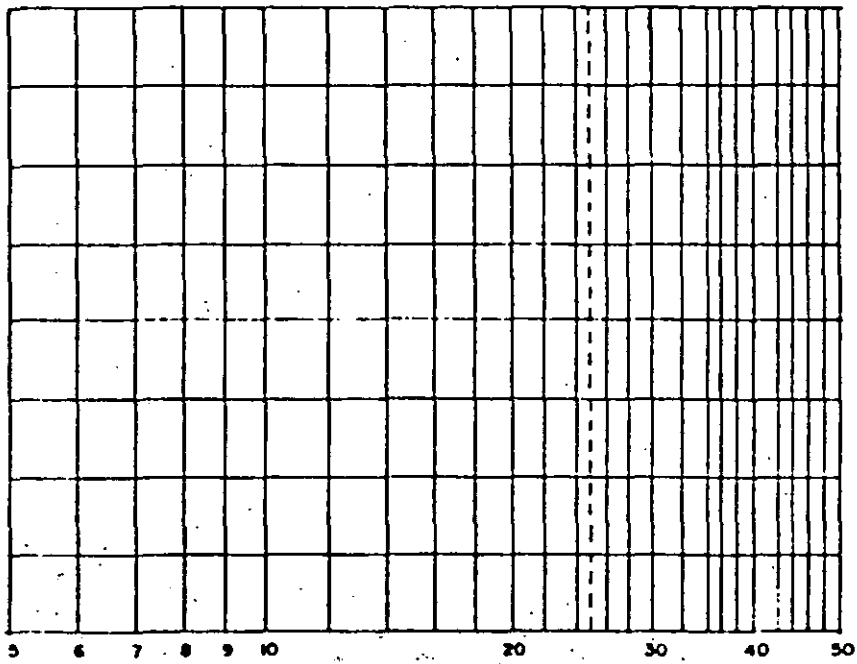
LIMITE LIQUIDO

PRUEBA N ^o	CAPSULA N ^o	NUMERO DE GOLPES			PESO CAPSULA + SUELO HUMEDO	PESO CAPSULA + SUELO SECO	PESO DEL AGUA	PESO DE LA CAPSULA	PESO DEL SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA (W)
					gr.	gr.	gr.	gr.	gr.	%
	28	34	—	35	45.386	43.004		36.432		
	72	24	—	25	39.458	37.180		30.967		
	39	14	—	15	39.020	36.626		30.470		
	50	6	—	7	39.648	36.845		30.211		

LIMITE PLASTICO

HUMEDAD NATURAL

CONTENIDO DE AGUA EN %



W = _____ %

LL = _____ %

LP = _____ %

I_p = _____ %

C_r = $\frac{LL - W}{I_p}$ = _____

F_w = _____ %

T_w = $\frac{I_p}{f_w}$ = _____

CLASIF. SUCS.: _____

NUMERO DE GOLPES

OBSERVACIONES: _____



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

- DISEÑO METODO S O P
- METODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO DE LOS ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA
- EVALUACION, REHABILITACION, REFUERZO, RECONSTRUCCION
- PAVIMENTOS RIGIDOS

EXPOSITOR:

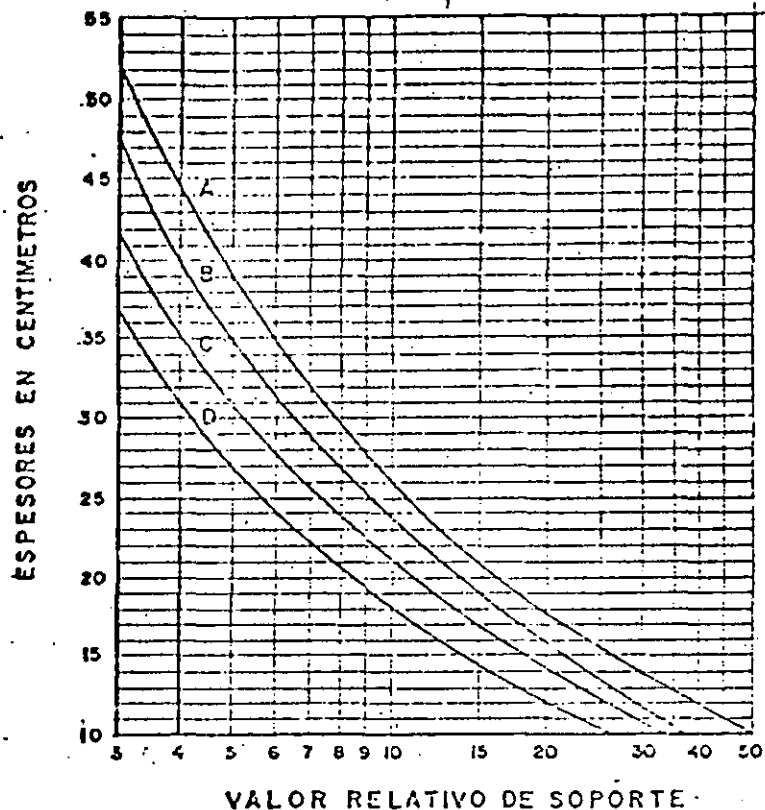
M.EN C. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

AGOSTO, 1984

PAVIMENTOS I

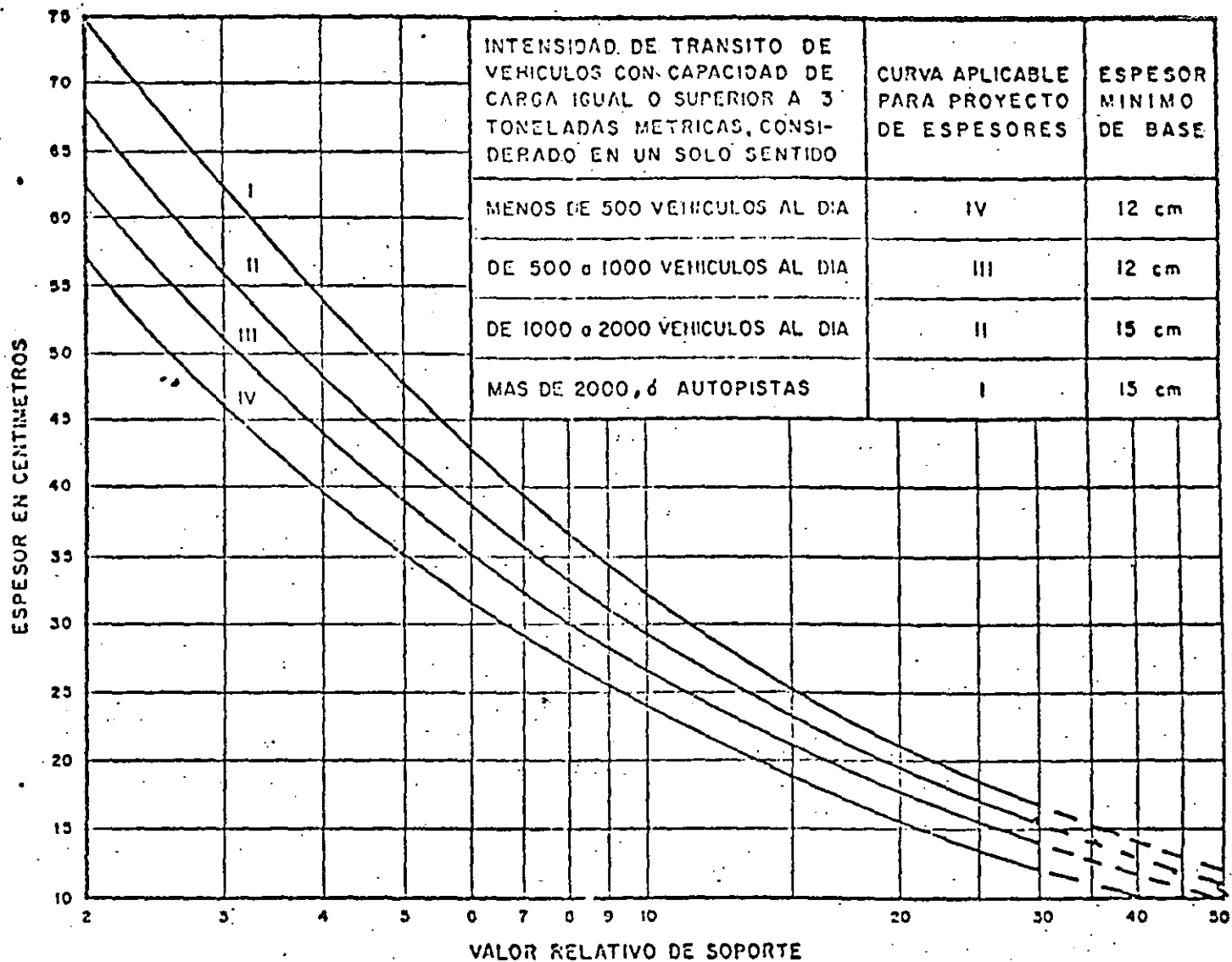
DISEÑO METODO S O P

GRAFICA PARA CALCULAR EL ESPESOR MINIMO DE SUB-BASE MAS BASE EN PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CAMINOS EN FUNCION DE V. R. S. DE LA SUB-RASANTE.



INTENSIDAD DE TRANSITO DE VEHICULOS CON CAPACIDAD DE CARGA IGUAL O SUPERIOR A 3 TONELADAS METRICAS CONSIDERADO EN UN SOLO SENTIDO.	CURVA APLICABLE PARA PROYECTO DE ESPESORES.	TIPO RECOMENDABLE DE CARPETA ASFALTICA.
MAYOR DE 1000 VEHICULOS AL DIA	A	MEZCLA EN PLANTA
DE 600 A 1000 " " "	B	MEZCLA EN EL LUGAR O MEZCLA EN PLANTA.
DE 200 A 600 " " "	C	TRATAMIENTO SUPERFICIAL TRIPLE O MEZCLA EN EL LUGAR
MEJOR DE 200 " " "	D	TRATAMIENTO SUPERFICIAL SIMPLE O DOBLE.

FIG. NUM. :



CURVAS PARA CALCULAR EL ESPESOR MINIMO DE SUB-BASE MAS BASE, EN PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CAMINOS EN FUNCION DEL V. R. S. DE LA SUB-RASANTE.

FIG. NUM. 2

CARACTERISTICAS-ESTRUCTURALES DE CARPETAS ASFALTICAS

Espesores recomendables prácticos en función del Tránsito Diario.

INTENSIDAD DE TRANSITO.	CARPETA ASFALTICA.
Más de 2000 vehículos.	Concreto asfáltico con espesor mínimo de <u>7.5 cm.</u>
De 1000 a 2000 vehículos.	Concreto asfáltico con espesor mínimo de <u>5 cm.</u>
De 500 a 1000 vehículos.	Mezcla en el lugar o en planta de 5 cm de espesor.
Menos de 500 vehículos.	Tratamiento superficial simple, o doble en lugares de alta precipitación pluvial.

por M.en C.Ing. Rodolfo Téllez G.

* * *

TERMINOLOGIA BASICA

Definiciones.-

- 1.-CARRIL DE DISEÑO.- Carril en el cual es esperado el mayor número de ejes sencillos equivalentes.
- 2.-PERIODO DE DISEÑO. El número de años desde la aplicación inicial de tráfico hasta la primera rehabilitación o refuerzo mayor.
- 3.-NUM.TRAFICO DE DISEÑO.- (DTN) Promedio diario del número de ejes equivalentes 18,000 lb. estimado para el carril de diseño durante el período de diseño.
- 4.-EJES EQUIVALENTES. 18 KIP esaw1.- Efecto sobre el pavimento de cualquier combinación de ejes de magnitud variable igualado al número de cargas por ejes de 18 mil libras requeridos para producir un efecto equivalente.
- 5.-TRAFICO DIARIO INICIAL. (IDT) Promedio diario del número de vehículos esperado en ambas direcciones durante el primer año.
- 6.-NUMERO INICIAL DE TRAFICO.- (ITN) Promedio diario del número de ejes equivalentes de 18 mil lbs. esperado en el carril de diseño durante el primer año.
- 7.-CLASIFICACION DEL TRAFICO.-
LIGERO : cuando el DTN resulte menor de 10.
MEDIANO: cuando el DTN resulte entre 10 y 100.
PESADO : cuando el DTN sea mayor de 100.

* * *

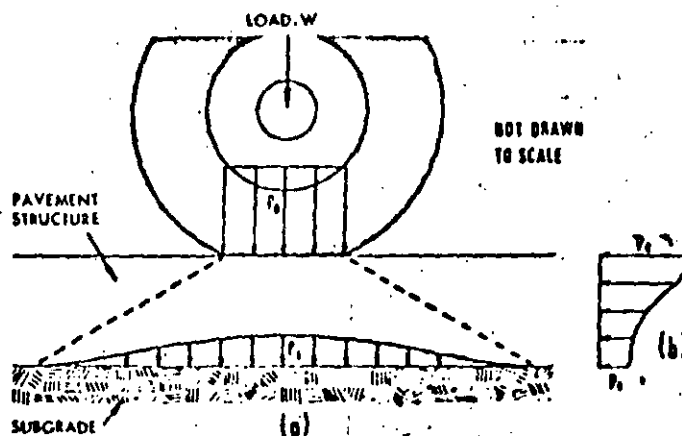


Figure 1-1—Spread of wheel-load through pavement structure

Dispersión de la carga de la rueda a través de la estructura del pavimento.

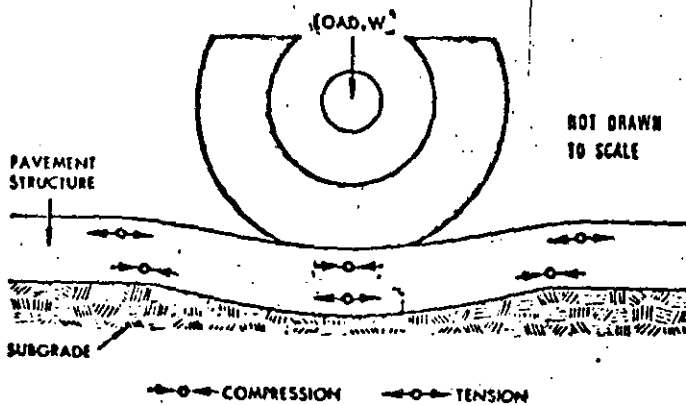


Figure 1-2—Pavement deflection results in tensile and compressive stresses in pavement structure

Deflexión del pavimento que provoca esfuerzos de tensión y compresión en la estructura total.

TABLE III-2—PERCENTAGE OF TOTAL TRUCK TRAFFIC IN DESIGN LANE

Number of Traffic Lanes (Two Directions)	Percentage of Trucks in Design Lane
2	50
4	45 (35-48) ¹
6 or more	40 (25-48) ¹

¹ Probable ranges.

Porcentaje del tráfico total de camiones en el carril de diseño.

TABLE III-1—ESTIMATED RANGES IN PERCENT TRUCKS AND AVERAGE GROSS WEIGHT IN THE UNITED STATES

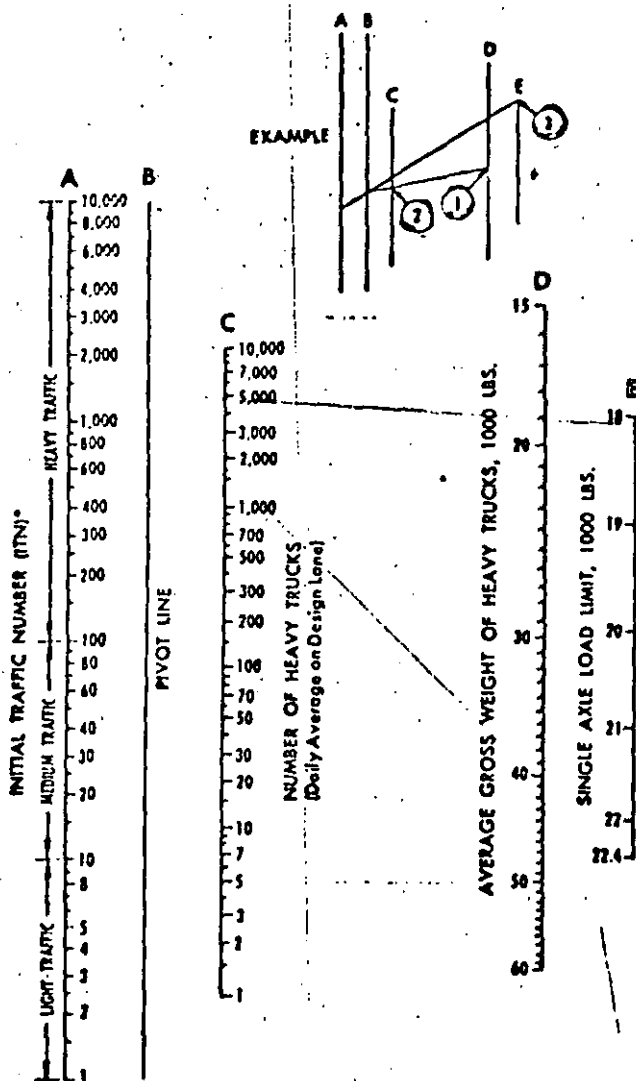
Description of Highway or Street	Percent ¹ Heavy Trucks	Average ² Gross Weight (1000 Pound)
City Streets (local)	5 or less	15-25
Urban Highways		
Primary	5 ³ - 15	20-30
Interstate	5 - 10	35-45
Local Rural Roads	15 or less	15-25
Interurban Highways		
Primary	5 - 20	30-40
Interstate	10 - 25	35-45

Rango estimado en porciento de camiones y promedio pesado en USA.

Número de camiones pesados =

$$IDT \times \frac{A}{100} \times \frac{B}{100}$$

(7-)



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

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

Figure III-1—Traffic analysis chart

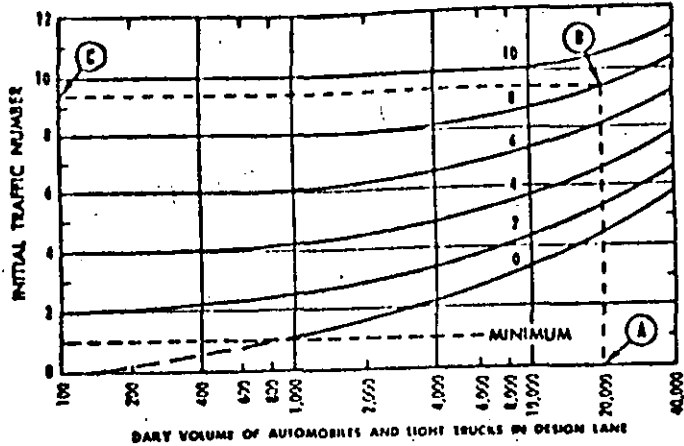


Figure III-2—Chart for adjusting Initial Traffic Number (ITN) for daily volume of automobiles and light trucks

Gráfica para ajustes del número inicial de tráfico ITN por volúmenes diarios de automóviles y pick-ups.

TABLE III-3—INITIAL TRAFFIC NUMBER (ITN) ADJUSTMENT FACTORS

Design Period, Years, (n)	Annual Growth Rate, percent (r)				
	2	4	6	8	10
1	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
4	0.21	0.21	0.22	0.22	0.23
6	0.32	0.33	0.35	0.37	0.39
8	0.43	0.46	0.50	0.53	0.57
10	0.55	0.60	0.66	0.72	0.80
12	0.67	0.75	0.84	0.95	1.07
14	0.80	0.92	1.05	1.21	1.40
16	0.93	1.09	1.28	1.52	1.80
18	1.07	1.28	1.55	1.87	2.28
20	1.21	1.49	1.84	2.29	2.86
25	1.60	2.08	2.74	3.66	4.92
30	2.03	2.80	3.95	5.66	8.22
35	2.50	3.68	5.57	8.62	13.55

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

Tabla para factores de ajuste del ITN con base al período de diseño en años y al porcentaje de crecimiento anual.

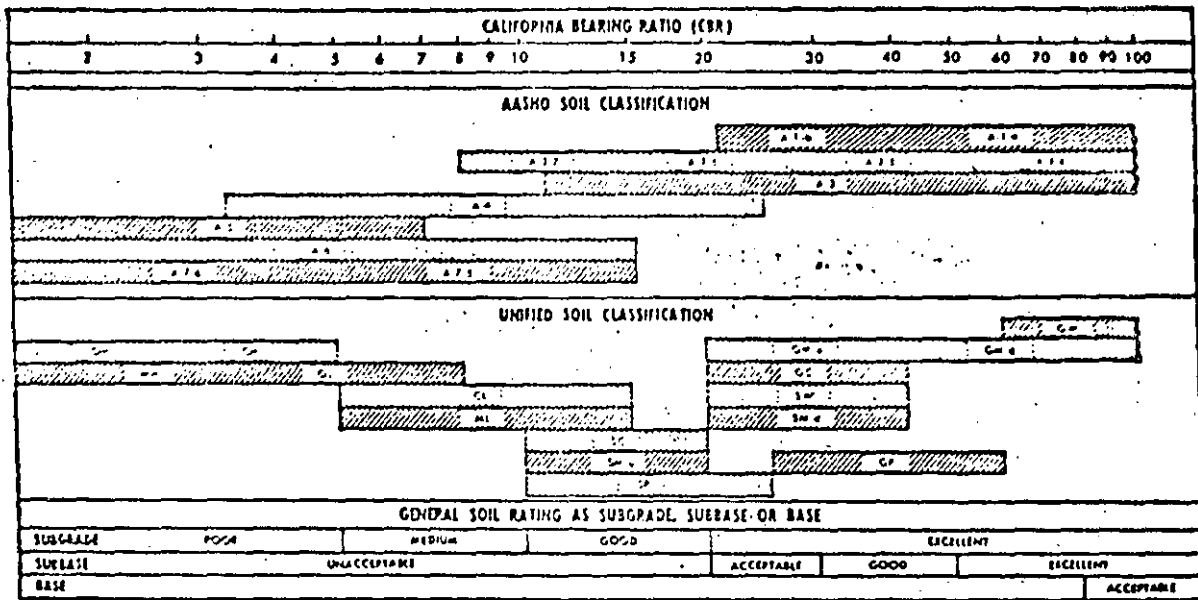
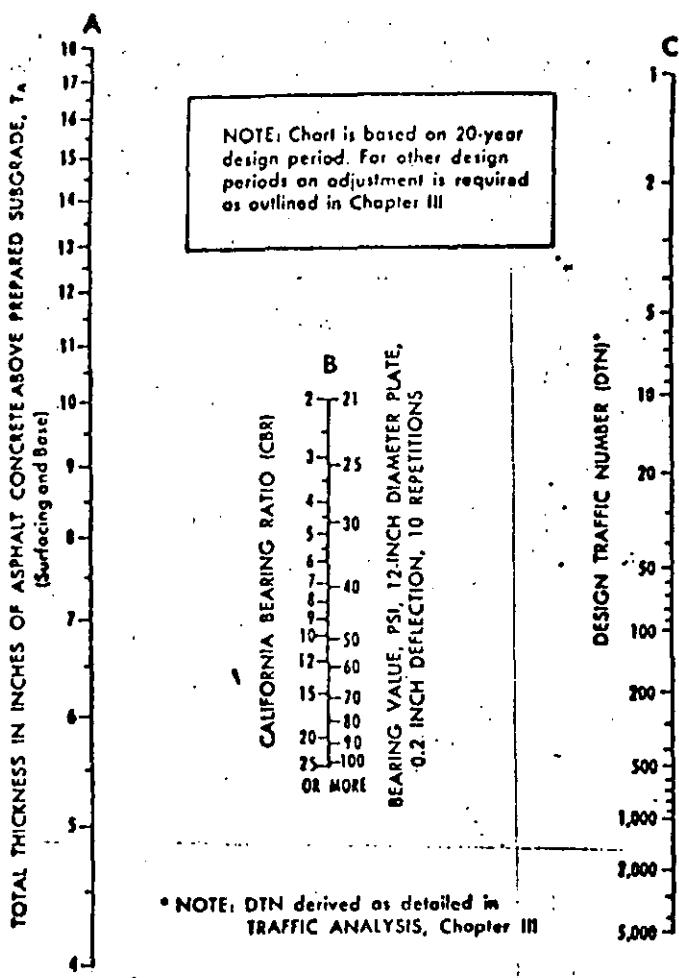


Figure IV-1)-Approximate correlation of soil ratings for use in design of light traffic pavements

GUIA para correlación y obtención de CBR con base a las clasificaciones de suelos .

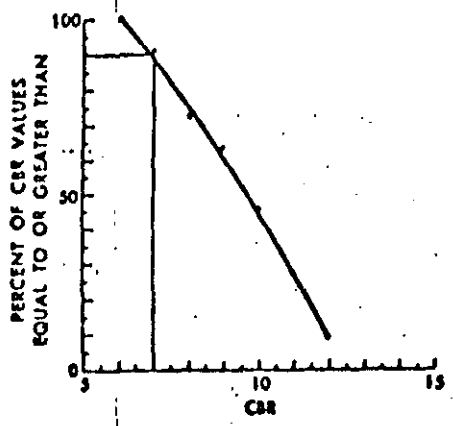
Nota : Usese solamente como guía. Deberán realizarse pruebas directas en el campo para obtención de valores reales y posteriormente análisis estadístico de probabilidades al 90 percentil.



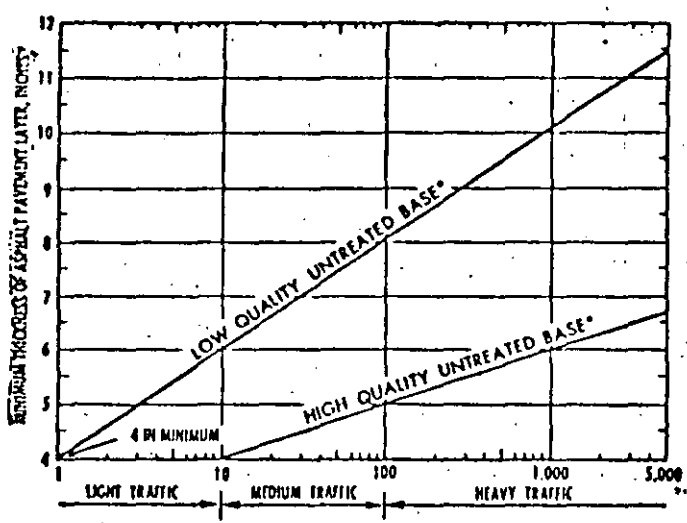
Additional copies of this nomograph are available at the nearest Asphalt Institute office.

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

GRAFICA PARA EL DISEÑO DE LOS ESPESORES DE PAVIMENTOS ASFALTICOS UTILIZANDO VALORES RELATIVOS DE SOPORTE Y NUMERO DE TRAFICO DE DISEÑO (DTN) BASADA EN PERIODOS DE 20 AÑOS.



Percentil 90 para obtención del CBR

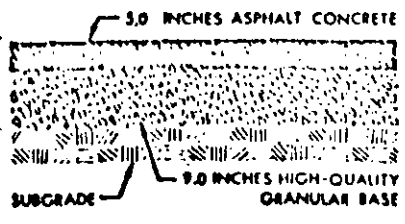
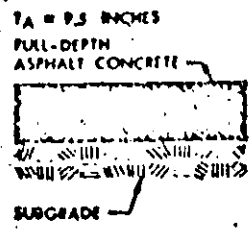


*See Article B.04 . . . DESIGN TRAFFIC NUMBER (DTN)

Figure B-1.—Minimum thickness of asphalt pavement layers over untreated granular bases

Espesores mínimos de pavimento asfáltico sobre bases no tratadas. Recomendado para convertir resultados de pavimentos con espesor asfáltico total a estructuras de carpetas mas delgadas sobre una base obtenida sin estabilizar.

Ejemplo 1

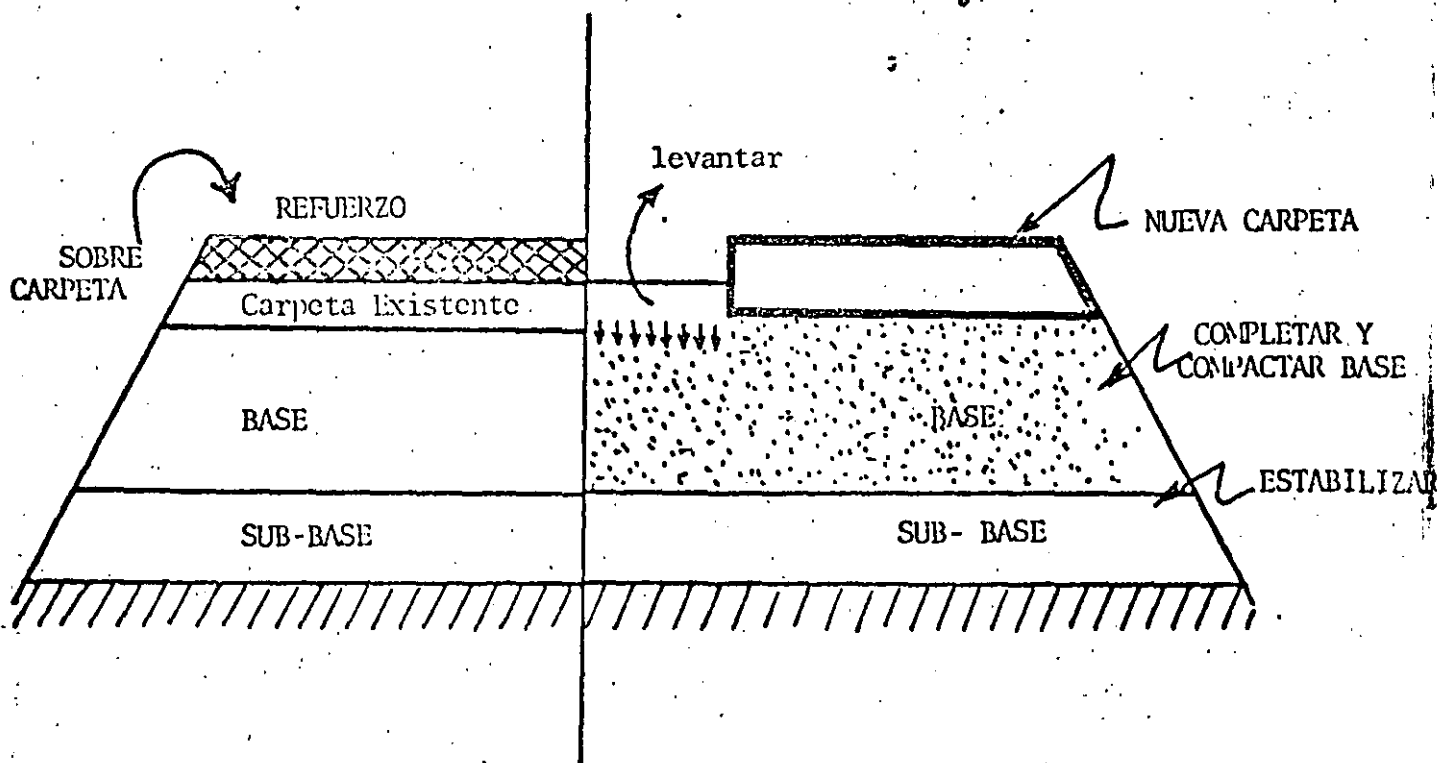
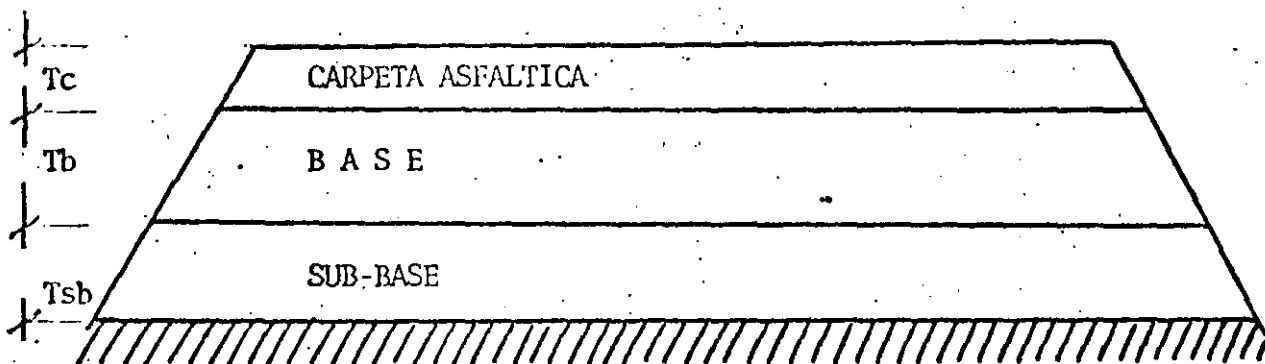


APUNTES PAVIMENTOS

EVALUACION, REHABILITACION, REFUERZO, RECONSTRUCCION

M. EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ

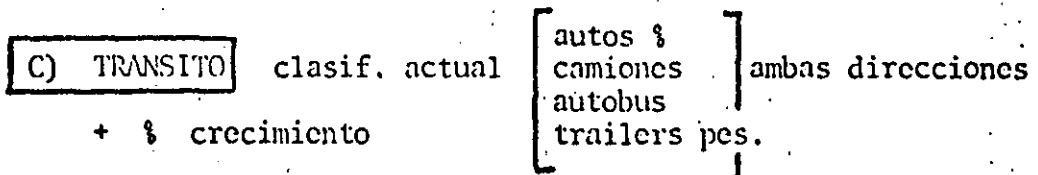
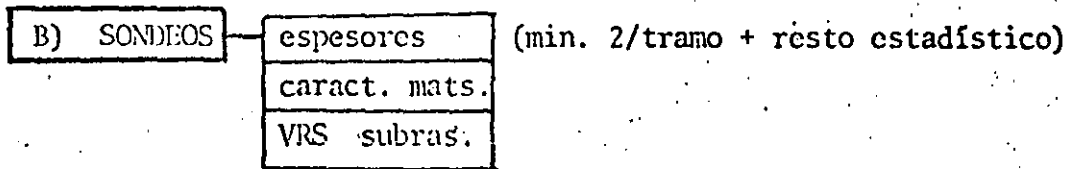
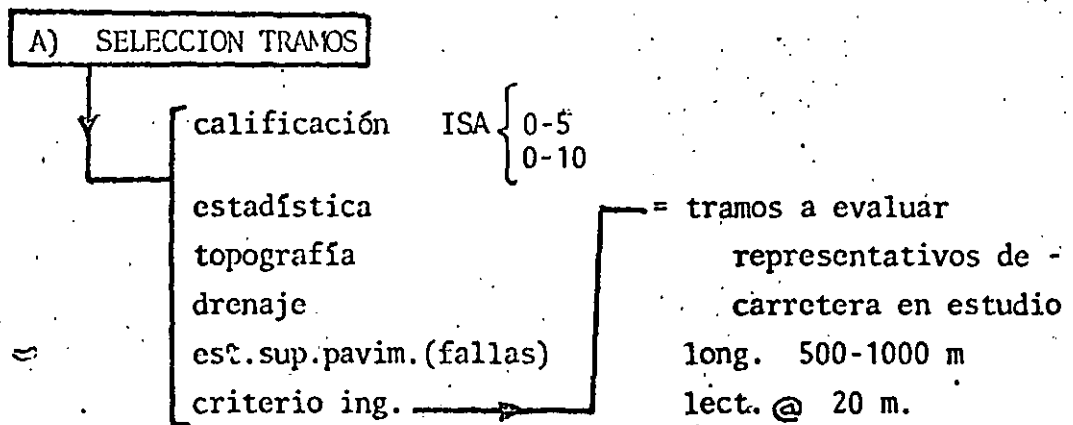
I) DIFERENCIA " DISEÑO VS. REHABILITACION"

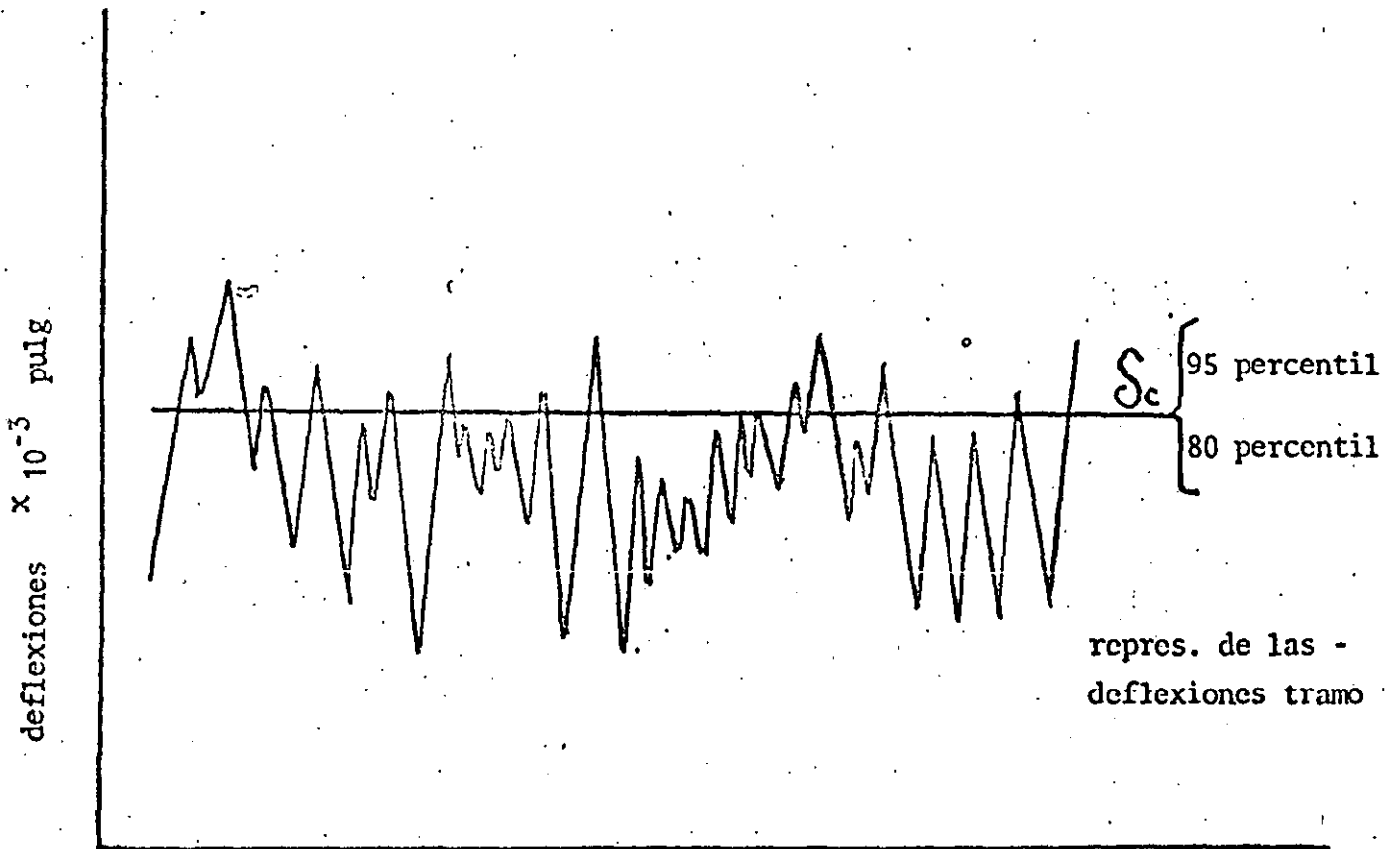
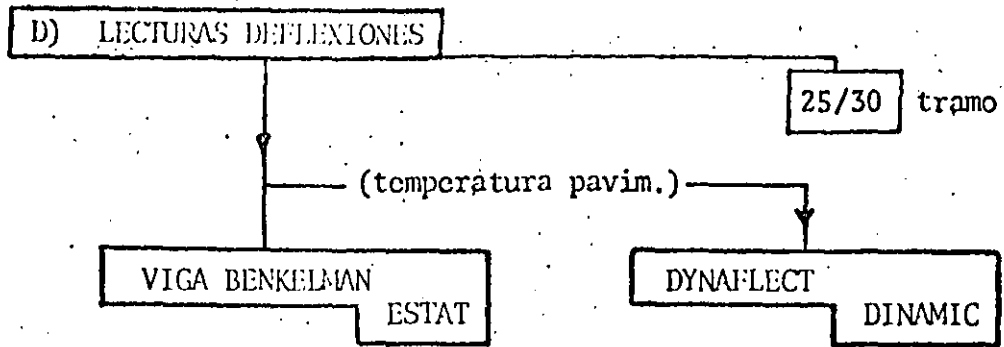


II) REFUERZO O REHABILITACION (en base a DEFLEXIONES)

Métodos exist. || CALIFORNIA (más usual , revis..78)
 || INST. ASFALTO
 || INST. INGENIERIA
 || SOP
 || CANADA
 || COMPUTACION * (tema separado)

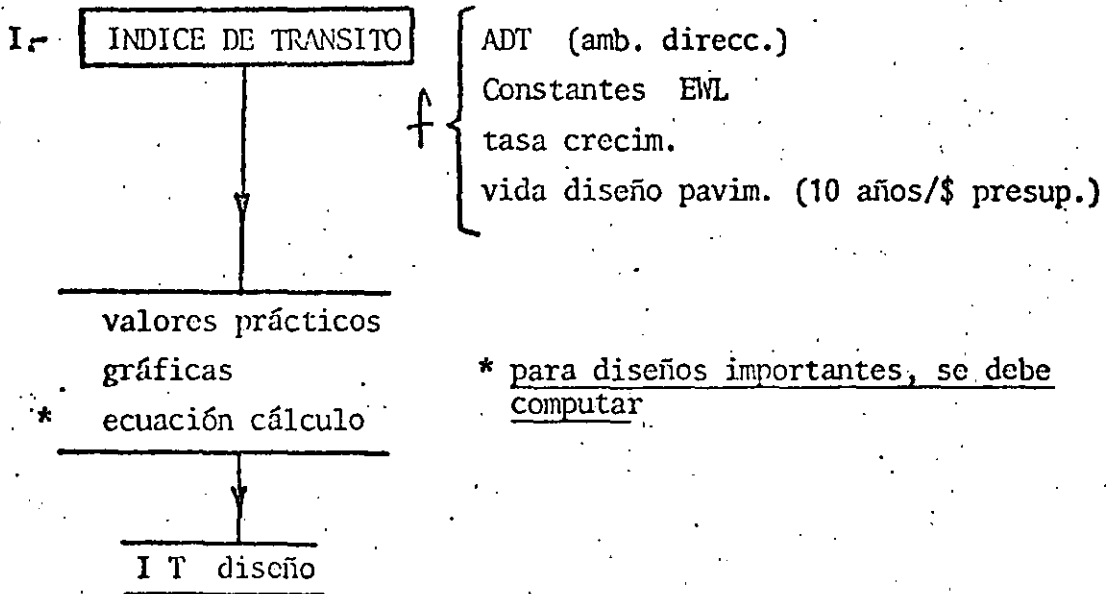
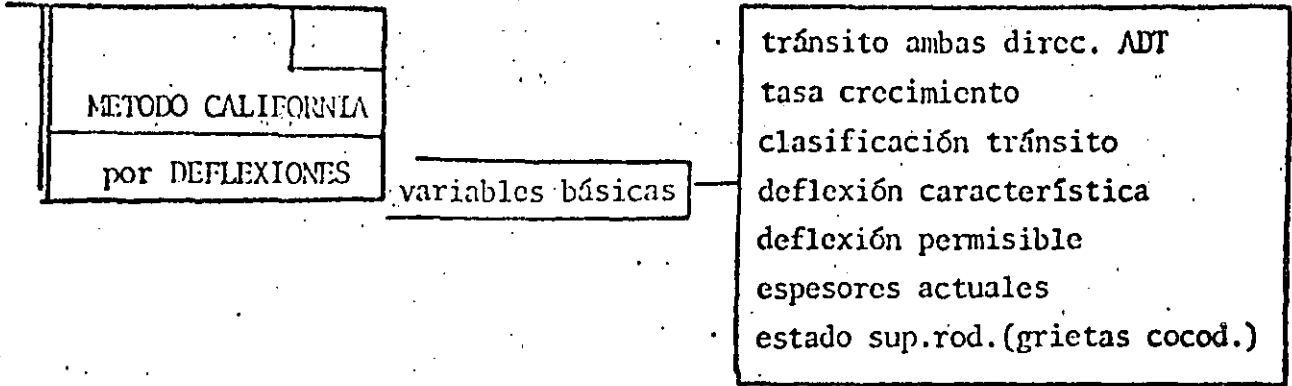
Observ: Independientemente del método de diseño por utilizar, es básico el siguiente análisis para la evaluación y diseño de refuerzos o rehabilitación para pavimentos flexibles.





long. tramo (Km)

RTG/



valores prácticos	I.T.
Calles secundarias	4.0
" residenc.	4.5
avenidas "	5.0
carreteras rurales	6.0
" secund.	8.0
" primarias o avenidas/pesado	9.0 (+)

→ A) $TEF = \frac{1 + 1.6}{2}$ media expansión (6% anual x 10 años=60% = 1.6)

→ B) CONSTANTES "EWL" CALIFORNIA

	Tipo vehículo	Carret. Principales	Carr. Secundarias
camión	2 ejes	280	200
	3 ejes	930	690
	4 ejes	1320	1070
	5 ejes	3190	1700
	6 ejes	1950	1050

→ C) CALCULO EWL ANUAL

i) ADT actual x TEF = ADT EXPANDIDO

ii) ADT_E x EWL_{CTES} = EWL ANUAL

iii) Σ EWL ANUAL x No. años diseño = TOTAL EWL

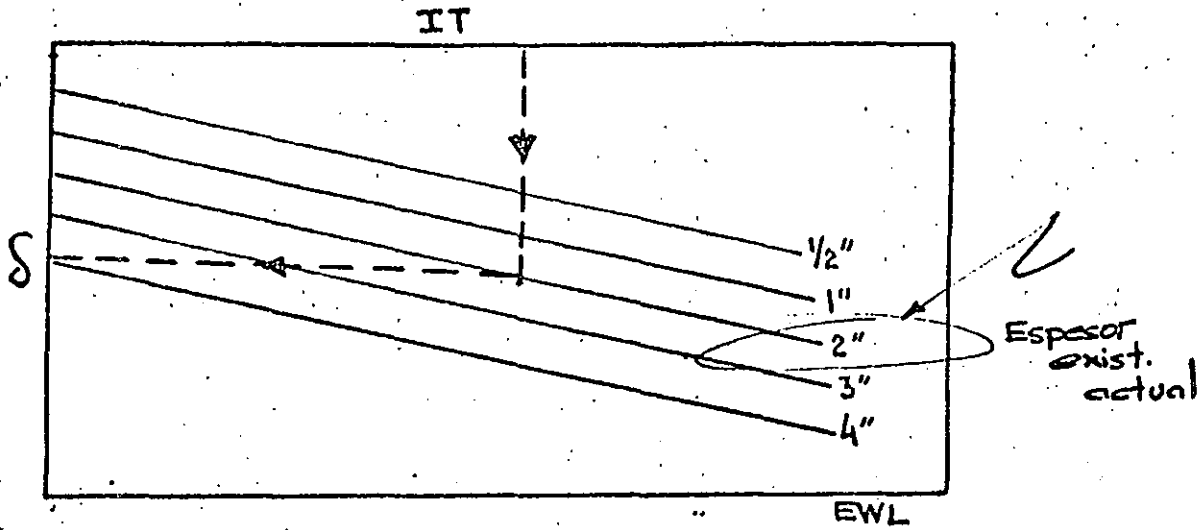
→ D) ECUACION IT

$$I T_D = 6.7 \left[\frac{\text{TOTAL EWL}}{10^6} \right]^{0.119}$$

II.- **CALCULO δ PERMISIBLE**

$f\{\delta_c, IT_D\}$

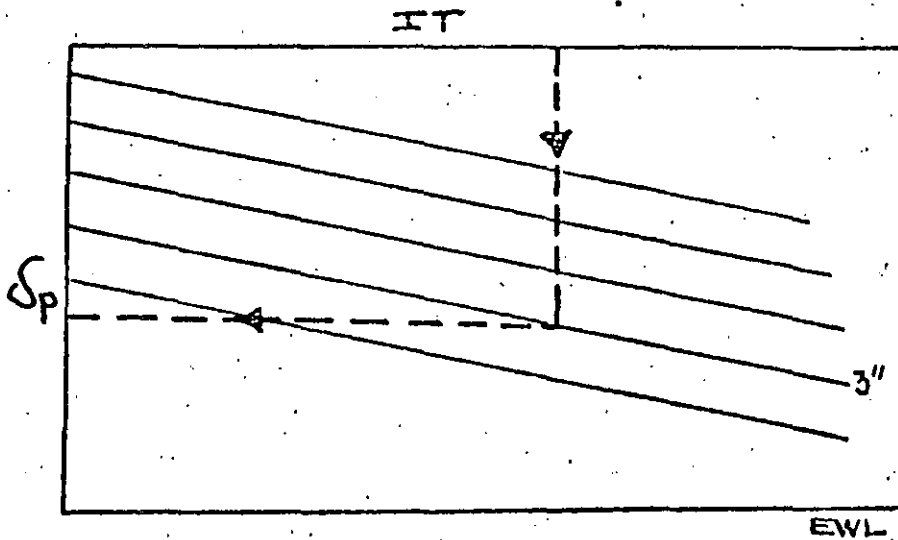
si $\delta_c > \delta_p \Rightarrow$ REFUERZO ES REQUERIDO



III.- **DISEÑO REFUERZO**

tanteos i) suposiciones de refuerzo ó S.C. en base a criterio visual carpeta p.e. agrietada cocod. \rightarrow 3" C.A.

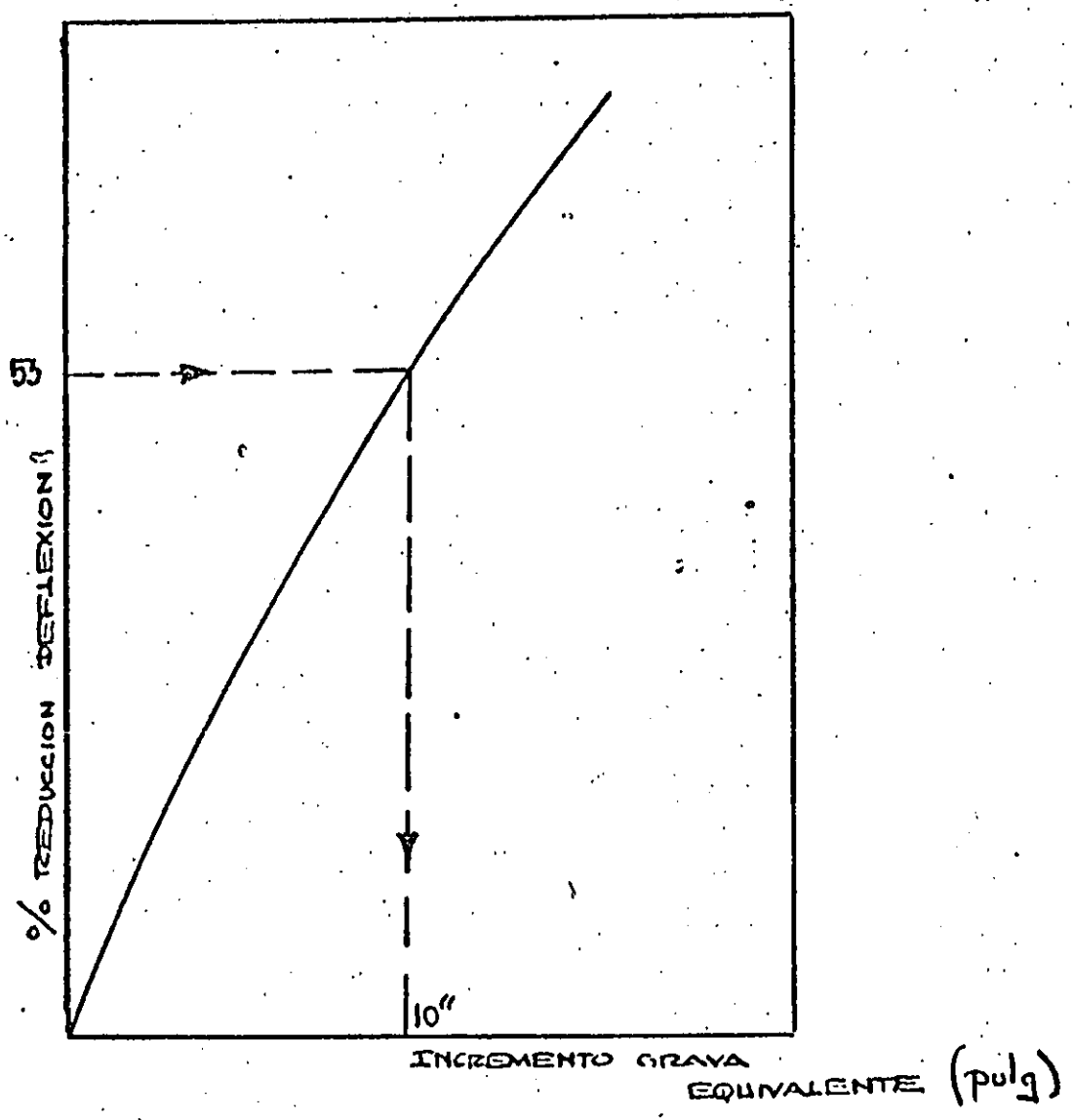
ii) suposic. de 3" C.A.; cálculo de δ permisible para ese espesor



iii) cálculo % REDUCCION DEFLEXION. $= \frac{\delta_c - \delta_P}{\delta_c} \times 100$

iv) cálculo incremento GRAVA EQUIVALENTE (gráfica)

v) criterio definir refuerzo final



VERBA INES
DYNAFLECT.
SAHOP

Hoja N° de
Hora 12.30
Km. 58+000

OBRA: Límite Edos. Mor. / Gro. - Taxco

FECHA: 16-Julio

OPERADOR: RTG / EZ

CAMINO, CALLE, AEROPISTA: Km. 58+000 al 58+500


TEMP. AMBIENTE: 35°C ESTADO DEL TIEMPO: Caluroso, claro

B=22.30 D-273

Lectura N°	Km.	Temp. °C Carpeta.	Hora	SENSOR 1			SENSOR 2			SENSOR 3			SENSOR 4			SENSOR 5			Equivalente Bx	
				Lect.	Mult.	Deflex	Lect.	Mult.	Deflex	Lect.	Mult.	Deflex	Lect.	Mult.	Deflex	Lect.	Mult.	Deflex	V. Bx10 ³	Deflex
1	58+000	40°C	12:30	3.2	0.3	0.96	2.3	0.3	0.69	1.2	0.3	0.35	1.6	0.1	0.16	2.1	0.03	0.055		18.7
2	" +020	"	"	3.0	0.3	0.90	1.4	0.3	0.42	3.2	0.1	0.32	2.3	0.1	0.23	1.4	0.1	0.14		15.0
3	" +040	"	"	2.8	0.3	0.84	1.3	0.1	0.13	3.6	0.1	0.36	2.2	0.1	0.22	1.2	0.1	0.12		16.0
4	" +060	"	"	3.4	0.3	1.02	2.2	0.1	0.22	3.2	0.1	0.32	1.6	0.1	0.16	1.9	0.03	0.057		20.5
5	" +080	"	"	1.5	0.3	0.45	1.8	0.3	0.54	1.2	0.1	0.12	3.0	0.1	0.30	1.8	0.1	0.18		8.0
6	" +100	"	"	2.5	1.0	2.50	4.0	0.3	1.20	3.3	0.3	0.99	2.2	0.3	0.66	1.3	0.3	0.39		53.0
7	" +120	"	"	1.4	1.0	1.40	1.5	0.3	0.45	1.4	0.3	0.42	2.0	0.1	0.20	2.5	0.03	0.75		28.5
8	" +140	"	"	3.0	0.3	0.90	3.4	0.03	1.02	2.0	0.1	0.20	2.8	0.03	0.84	1.4	0.03	0.42		18.0
9	" +160	"	"	1.8	0.3	0.54	1.8	0.01	0.018	1.2	0.03	0.036	1.0	0.01	0.010	1.0	0.01	0.010		10.0
10	" +180	"	"	2.8	0.1	0.28	1.2	0.03	0.035	4.4	0.03	0.122	2.8	0.03	0.084	1.8	0.03	0.054		4.0
11	" +200	"	"	3.5	0.3	1.05	1.2	0.3	0.36	2.7	0.1	0.27	1.2	0.1	0.12	1.3	0.03	0.035		22.0
12	" +220	"	"	3.2	0.3	0.96	2.2	0.1	0.22	2.4	0.1	0.24	2.8	0.03	0.084	1.5	0.03	0.045		19.0
13	" +240	"	"	4.0	0.3	1.20	1.8	0.3	0.54	3.3	0.1	0.33	1.6	0.1	0.16	2.2	0.03	0.055		24.5
14	" +260	"	"	3.6	0.3	1.08	1.6	0.3	0.48	4.4	0.1	0.44	2.4	0.1	0.24	1.2	0.1	0.12		22.5
15	" +280	"	"	1.6	1.0	1.60	1.8	0.3	0.54	2.3	0.1	0.23	1.6	0.1	0.16	1.8	0.03	0.054		32.0

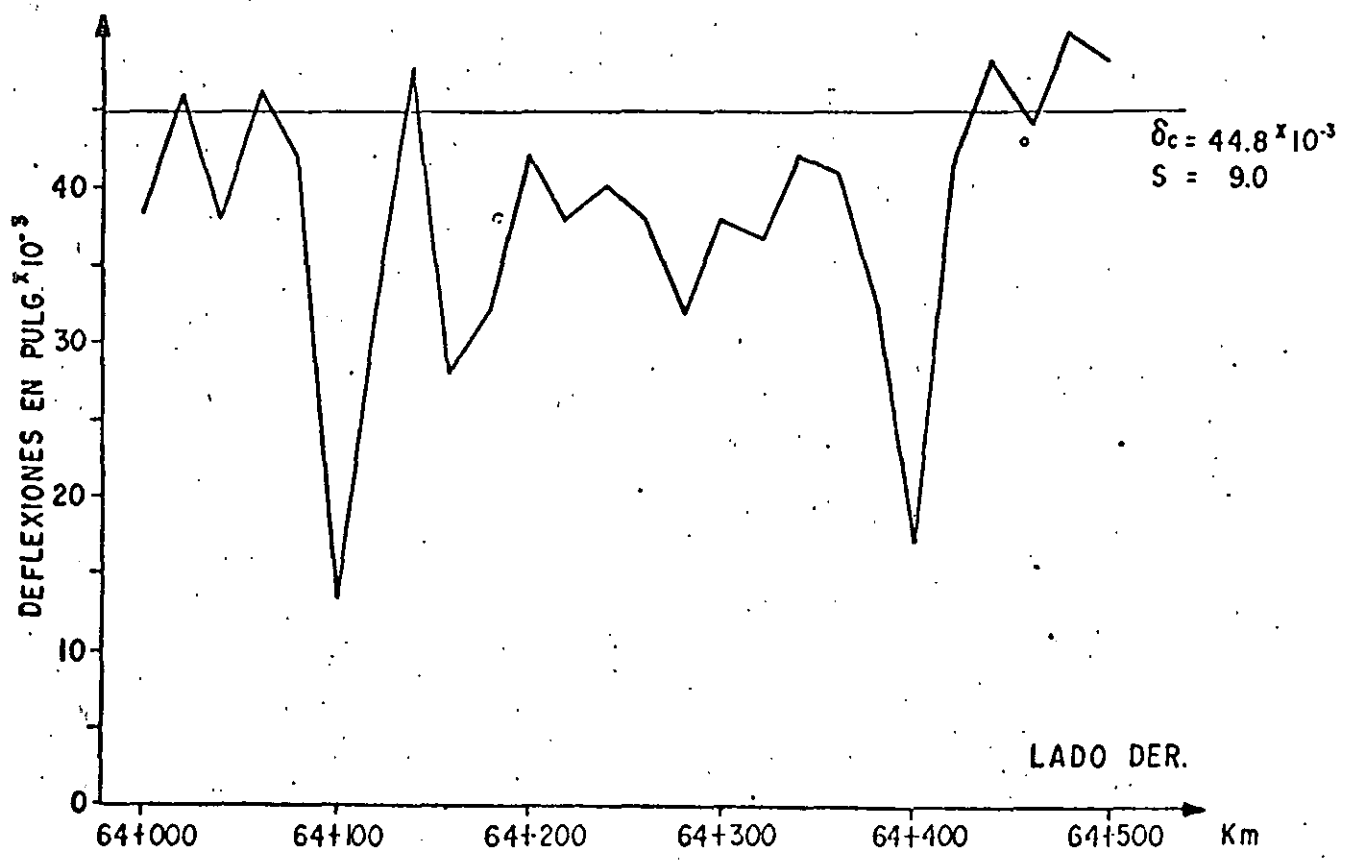
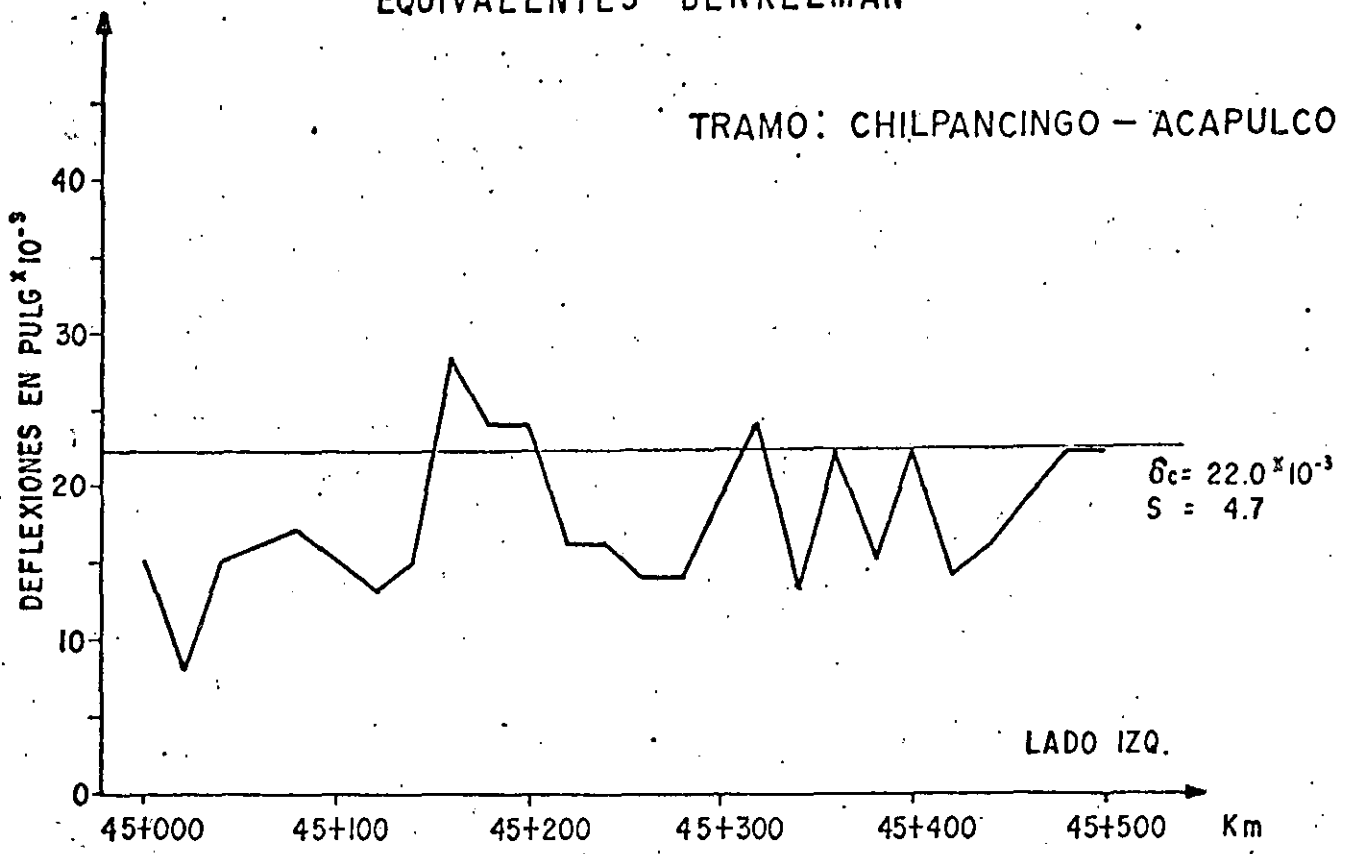
n=25

CALIFICACION DEL TRAMO Y OBSERVACIONES: _____



DEFLEXIONES MEDIDAS CON EQUIPO DYNAFLECT EQUIVALENTES BENKELMAN

TRAMO: CHILPANCINGO - ACAPULCO



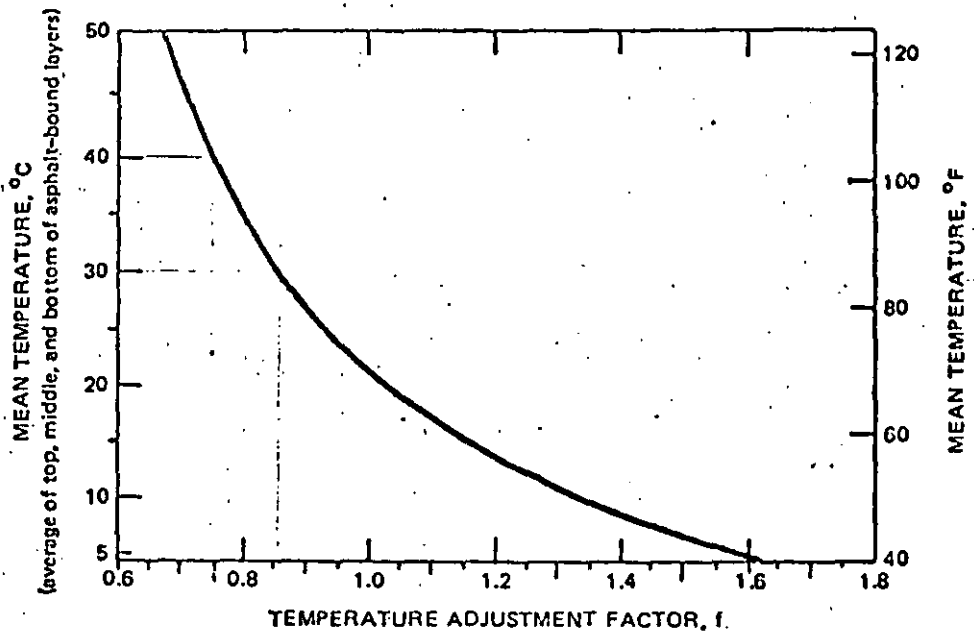
CALCULO DE LA DEFLEXION CARACTERISTICA REPRESENTATIVA

Método del Instituto del Asfalto

$$S_c = (\bar{x} + 2s) \cdot f \cdot c$$

$$s = \sqrt{\frac{n(\sum x^2) - (\sum x)^2}{n(n-1)}}$$

\bar{x} = media
 s = desviación std. (95)
 f = fact. ajuste temp.
 c = fact. período crit. (i)



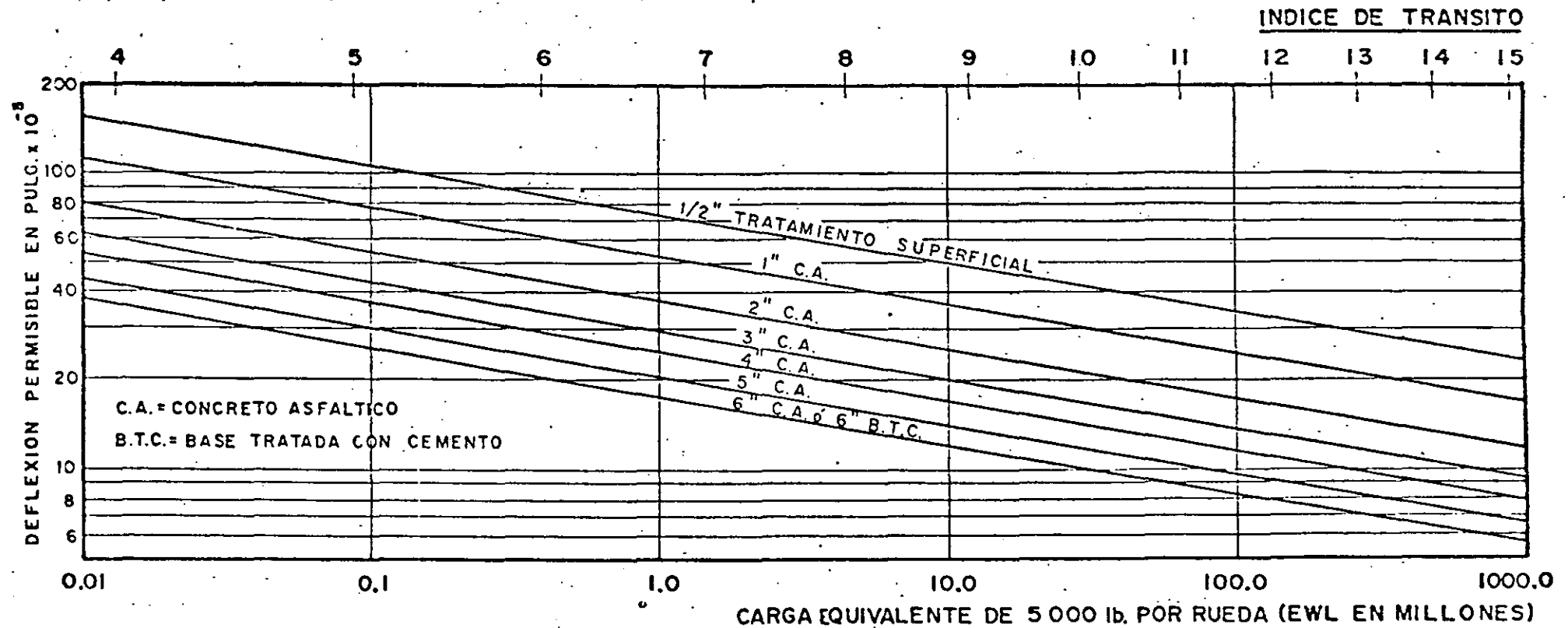
Para poblaciones de 40 o menos :

donde R es la dif. entre el valor mayor y el menor

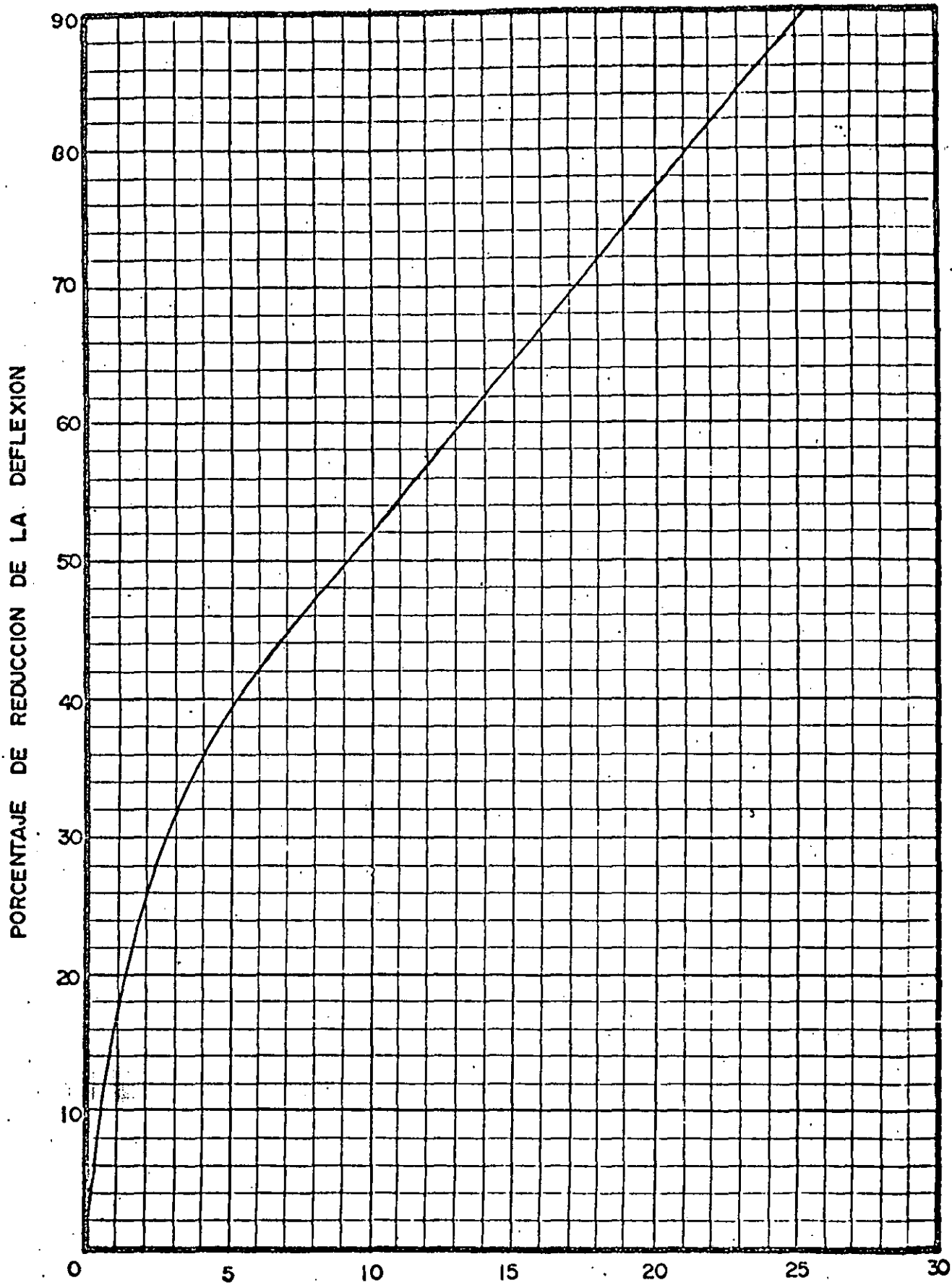
$$s = \frac{R}{d} \quad \text{ó} \quad s = R \cdot m$$

n	d	m
2	1.1284	0.8862
3	1.6926	0.5908
4	2.0588	0.4857
5	2.3259	0.4299
6	2.5344	0.3946
7	2.7044	0.3698
8	2.8472	0.3512
9	2.9700	0.3369
10	3.0775	0.3249

METODO CALIFORNIA DE LA VIGA BENKELMAN



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



INCREMENTO DE ESPESOR EN GRAVA EQUIVALENTE (Pulg.)

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

(METODO DE CALIFORNIA)

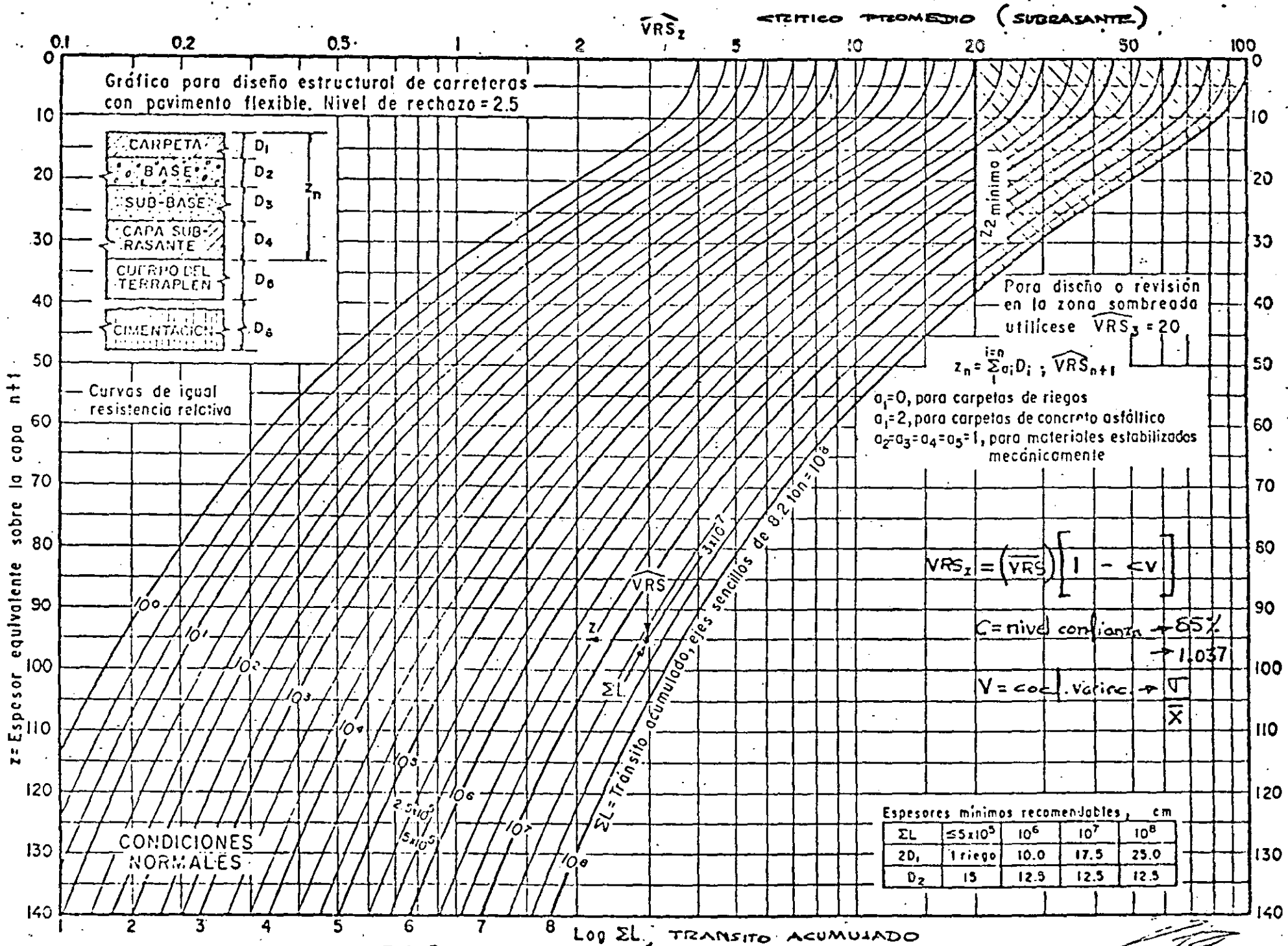


FIG. 5.

Tramo Km	"e" carpeta actual, cm.	V R S Subrasante "	Sc Deflexión característica pulg.	Sp Deflexión permisible pulg.	% Reducción deflexión	REFERENCIA PROYECTADO			Estructural cm.	Final cm.	
						Deflexiones pulg.	total cm.				
TAXCO - LIMITE ESTOS. - TAXCO I.T. = 9.5	53+000 al 58+500	11.0	22	23.7 x 10 ⁻³	18 x 10 ⁻³	7.2 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	20	RS
	75+000 al 75+500	11.5	29	20.4 x 10 ⁻³	17 x 10 ⁻³	0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	16	RS
	83+500 al 84+000	11.0	91	29.3 x 10 ⁻³	18 x 10 ⁻³	25.0 7.8	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	0	RS
	92+000 al 92+500	9.0	36	22.7 x 10 ⁻³	20 x 10 ⁻³	0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	10	RS
IGUALA - CHILPANCINGO I.T. = 9.5	7+000 al 7+500	29.0	13	16.2 x 10 ⁻³	5 x 10 ⁻³	69.0	C.A. 0 G.E. 0	0 0	0	42	5.0 s.c.
	21+000 al 21+500	37.0	10	33.8 x 10 ⁻³	5 x 10 ⁻³	47.0 29.0	C.A. 3.0 G.E. 2.3 2.0 0	7.5 6.0 5.0 0	13.5 5.0	50	5.0 s.c.
	39+000 al 38+500	12.0	22	34.7 x 10 ⁻³	15 x 10 ⁻³	48.0 31.0	C.A. 3.0 G.E. 2.6 2.0 0	7.5 7.0 5.0 0	14.5 5.0	30	5.0 s.c.
	59+000 al 59+200	8.0	67	10.5 x 10 ⁻³	19 x 10 ⁻³	* Sc LSp	C.A. 0 G.E. 0	0 0	0	4	5.0 s.c.
	85+000 al 85+500	10.0	77	19.2 x 10 ⁻³	17 x 10 ⁻³	6.2 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	0	5.0 s.c.
CHILPANCINGO - ACAPULCO I.T. = 9.6	3+000 al 3+500	14.5	7	18.6 x 10 ⁻³	12 x 10 ⁻³	3.2 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	60	7.5 s.c.
	12+000 al 12+500	14.5	8	30.2 x 10 ⁻³	12 x 10 ⁻³	40.0 20.0	C.A. 3.0 G.E. 2.0 2.0 0	7.5 5.0 5.0 0	12.5 5.0	56	7.5 s.c.
	45+000 al 45+500	29.5	12	22.0 x 10 ⁻³	5 x 10 ⁻³	18.0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	45	7.5 s.c.
	64+000 al 64+500	10.0	21	44.8 x 10 ⁻³	16 x 10 ⁻³	60.0 46.0 26.0	C.A. 3.0 G.E. 7.3 2.0 3.7 1.0 0.1	7.5 18.5 5.0 9.4 2.5 0.3	26.0 14.4 3.0	32	20 base 7.5 C.A.
	83+500 al 84+000	13.0	23	41.6 x 10 ⁻³	14 x 10 ⁻³	57.0 42.0 21.0	C.A. 3.0 G.E. 6.3 2.0 2.2 1.0 0	7.5 16.0 5.0 6.0 2.5 0	23.5 11.0 2.5	28	20 base 7.5 C.A.
	107+000 al 107+500	26.0	77	23.5 x 10 ⁻³	5 x 10 ⁻³	23.0 0	C.A. 3.0 G.E. 0 2.0 0	7.5 0 5.0 0	7.5 5.0	2	5 C.A.
	IT = 11.6 127+000 al 127+500	20.0	127	35.2 x 10 ⁻³	6 x 10 ⁻³	57.0 49.0 26.0	C.A. 3.0 G.E. 6.2 2.0 4.7 1.0 0.1	7.5 16.0 5.0 12.0 2.5 0.3	23.5 17.0 3.0	0	20 base 7.5 C.A.

FURV'RTG'vss:

Simbología: e = espesor
sc = sobre carpeta
RS = riego de sello
CA = carpeta asfáltica
GE = grava equivalente
IT = índice de tránsito

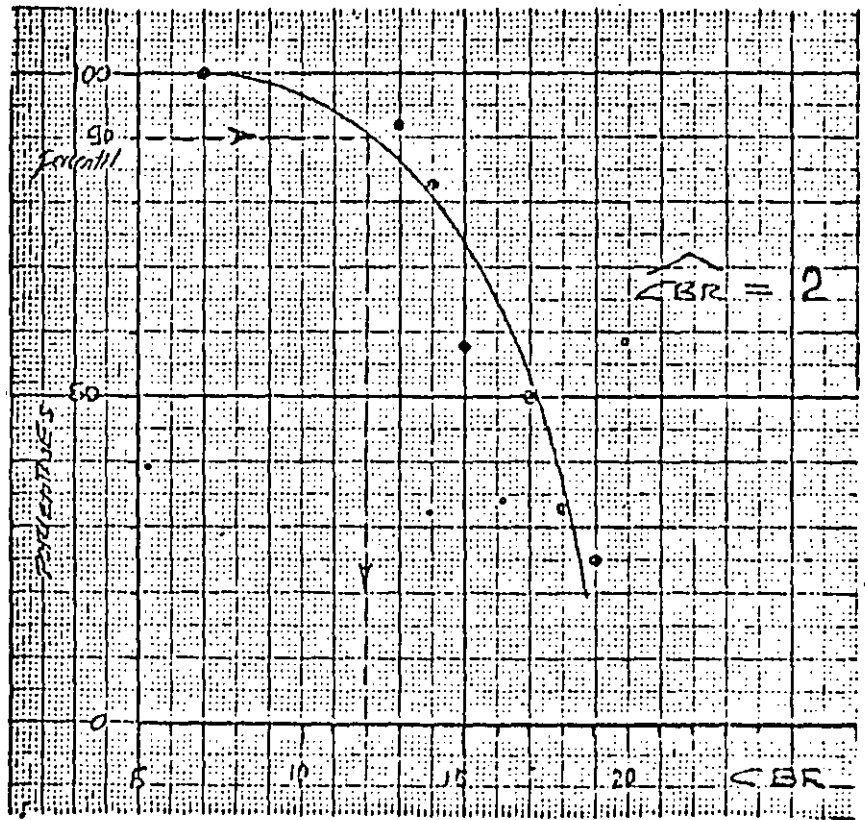
D. G. S. T.
DEPARTAMENTO DE GEOMETRIA
OFICINA TERRACERIAS Y LAVIADOS.

3

CBR	# mayor ó igual	%
7	12	$12/12 \times 100$
13	11	$11/12 \times 100$
14		
14		
14	10	$10/12 \times 100$
15	7	$7/12 \times 100$
17		
17	6	$6/12 \times 100$
18	4	$4/12 \times 100$
19		
19		
19	3	$3/12 \times 100$

n = 12

$\widehat{CBR} = 12$



En base al CBR de diseño obtenido, se considera de gub. fig. pag 5 una subrasante con resistencia:

BUENA /

APUNTES PAVIMENTOS RIGIDOS

IV

M. EN C. ING. RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ.
1983

Tipos de PAVIMENTOS RIGIDOS

SIGLAS	NOMBRE	CARACTERISTICAS
JCP	Pavimento de Concreto con Juntas.	(Caminos, Avenidas, estacionamientos, Aeropuertos). -Espaciamiento de Juntas = 4.5 a 7.5 metros -No utiliza refuerzo -Espesores usuales = 20 a 30 cm (Carreteras) 30 a 56 cm (Aeropuertos) -Colado siempre por losa
JRCP	Pavimento de Concreto Reforzado con juntas.	(Caminos, Avenidas) -Espaciamiento de Juntas = 9 a 36 metros -Porcentaje de refuerzo: 0.05 a 0.2% 3-10 lb/s.y. -Espesores : 20 a 30 cm
CRCP	Pavimento de Concreto Reforzado en forma continua sin juntas.	(Caminos, Aeropuertos) -No hay juntas transversales, excepto construcción longitudinal. -Refuerzo = 0.5% al 0.7% 18 - 21 lb/s.y. -Espesores = 15 a 23 cm
PCP	Pavimento de Concreto Presforzado.	(Aeropuertos) - Solo utiliza juntas de expansión -Refuerzo = 0.5 al 1.0% -Espesores = 12 a 23 cm.

PAVIMENTOS RIGIDOS

FACTORES QUE INTERVIENEN Y SON CONSIDERADOS EN EL DISEÑO

1.0-	ESFUERZOS :	Flexión	—	compresión	—	tensión
2.0-	Relaciones	ESFUERZO - DEFORMACION	(Módulo de elasticidad)			
3.0	Cambios de volumen :	encogimiento, expansión y contracción				
4.0	Condiciones al tiempo de colado					
5.0	Durabilidad					
6.0	Fricción entre losa y sub-base					
7.0	Calidad y espesor de la sub-base					
8.0	Tratamiento final	}	Juntas	}	magnitud del movimiento	
						transferencia de cargas
			anclaje en extremos 17'			

VARIABLES COMUNES :

- tráfico,
- cargas
- fuerzas tangenciales (aceleración, frenaje, torsión en curvas, etc.)
- factor regional
- nivel freático
- controles en construcción
- costos
- calidad de materiales empleados
- interés por financiamiento
- etc.

ECUACIONES FUNDAMENTALES PARA DISEÑO

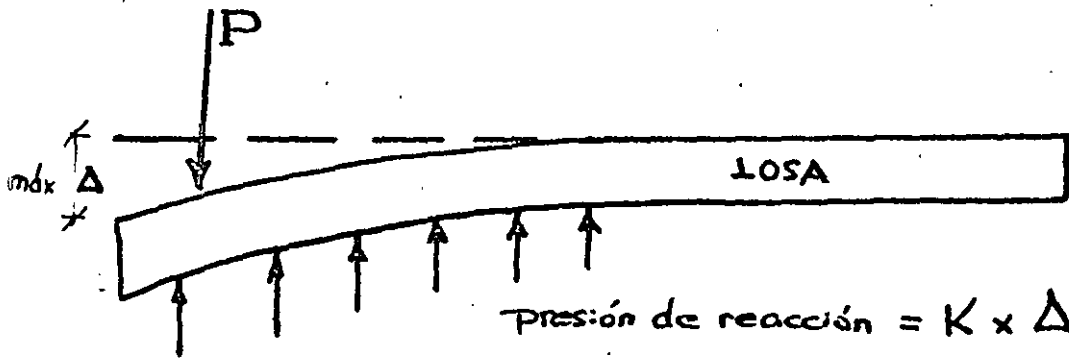
WESTERGARD

MODULO DE REACCION DEL TERRENO: " K "

Obtención a través de prueba de placa, valores estimados recomendados, calculo.

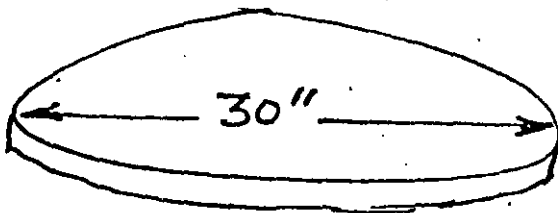
$$p = K \Delta$$

K = módulo pci
 p = presión psi
 Δ = deflexión de losa in



$$K = \frac{\text{Presión tot}}{\text{volum. tot. desplazado}}$$

tipo suelo	K
arcillas plasticas	50 - 100
limos y arcilla limosa	100 - 200
arenas y gravas arcills.	200 - 300
gravas	= + 300
CTB / AlBase	+ 400



Ejempl. $P = 5,100 \text{ lb}$ $\Delta = 0.05''$
 encontrar K

$$A = \pi r^2 = 707 \text{ in}^2$$

$$V = 5,100 / 707 = 7.21 \text{ psi}$$

$$\therefore K = \frac{7.21 \text{ psi}}{0.05 \text{ in}} = 144 \text{ pci}$$

WESTERGAARD Cont.

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{0.6} \right]$$

$a_1 = \sqrt{2} \times a$
 area del radio de contacto

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

donde :

- l = radio de rigidéz relativa (in)
- E = módulo de Elasticidad del pavimento (psi)
- h = espesor del pavimento (in)
- μ = relación de Poisson del pavimento
- K = módulo de reacción del terreno (pci)

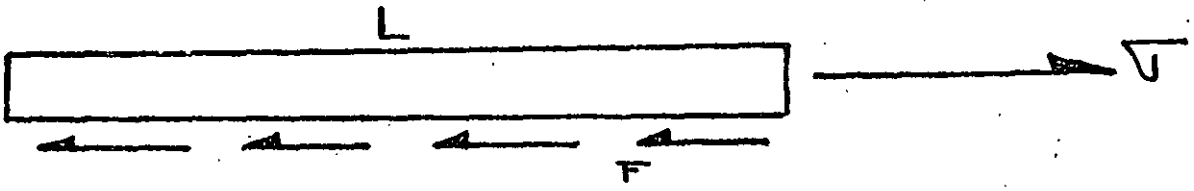
Valores del Radio de Rigidez Relativa

$(\mu = 0.15 \quad E = 4,000,000 \text{ psi})$						
h (in.)	$k = 50$	$k = 100$	$k = 200$	$k = 300$	$k = 400$	$k = 500$
9.0	47.22	39.71	33.39	30.17	28.08	26.55
9.5	49.17	41.35	34.77	31.42	29.24	27.65
10.0	51.10	42.97	36.14	32.65	30.39	28.74
10.5	53.01	44.57	37.48	33.87	31.52	29.81
11.0	54.89	46.16	38.81	35.07	32.64	30.87
11.5	56.75	47.72	40.13	36.26	33.74	31.91
12.0	58.59	49.27	41.43	37.44	34.84	32.95
12.5	60.41	50.80	42.72	38.60	35.92	33.97
13.0	62.22	52.32	43.99	39.75	36.99	34.99
14.0	65.77	55.31	46.51	42.02	39.11	36.99
15.0	69.27	58.25	48.98	44.26	41.19	38.95
16.0	72.70	61.13	51.41	46.45	43.23	40.88
17.0	76.08	63.98	53.80	48.61	45.24	42.78
18.0	79.41	66.78	56.16	50.74	47.22	44.66
19.0	82.70	69.54	58.48	52.84	49.17	46.51
20.0	85.95	72.27	60.77	54.92	51.10	48.33
21.0	89.15	74.97	63.04	56.96	53.01	50.13
22.0	92.31	77.63	65.28	58.98	54.89	51.91
23.0	95.44	80.26	67.49	60.98	56.75	53.67
24.0	98.54	82.86	69.68	62.96	58.59	55.41

ESFUERZOS POR FRICCIÓN:

$$\sigma_c = \frac{W L f}{24 h}$$

σ_c = esfuerzo unitario en el concreto (psi)
W = peso de la losa (psf)
L = longitud de losa (ft)
f = coeficiente terreno prom. = 1.5
h = espesor losa (in)



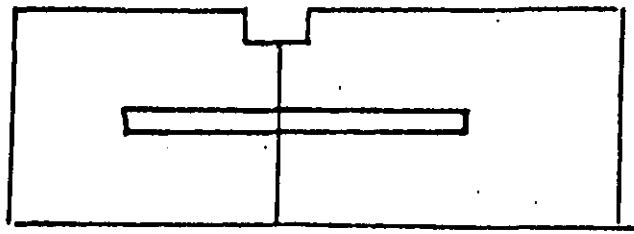
REFUERZO POR TEMPERATURA:

$$A_s = \frac{W f L}{2 f_s}$$

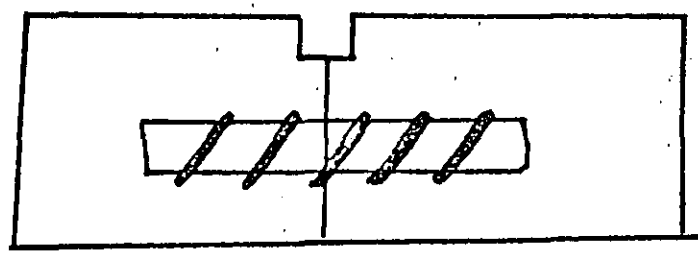
A_s = acero requerido para un pié de ancho
W = peso de losa (lb/ft²)
f = 1.5
 f_s = esfuerzo tensión del acero
L = longitud losa (ft)

JUNTAS :

1.- TRANSFERENCIA DE CARGA : Varillas lisas

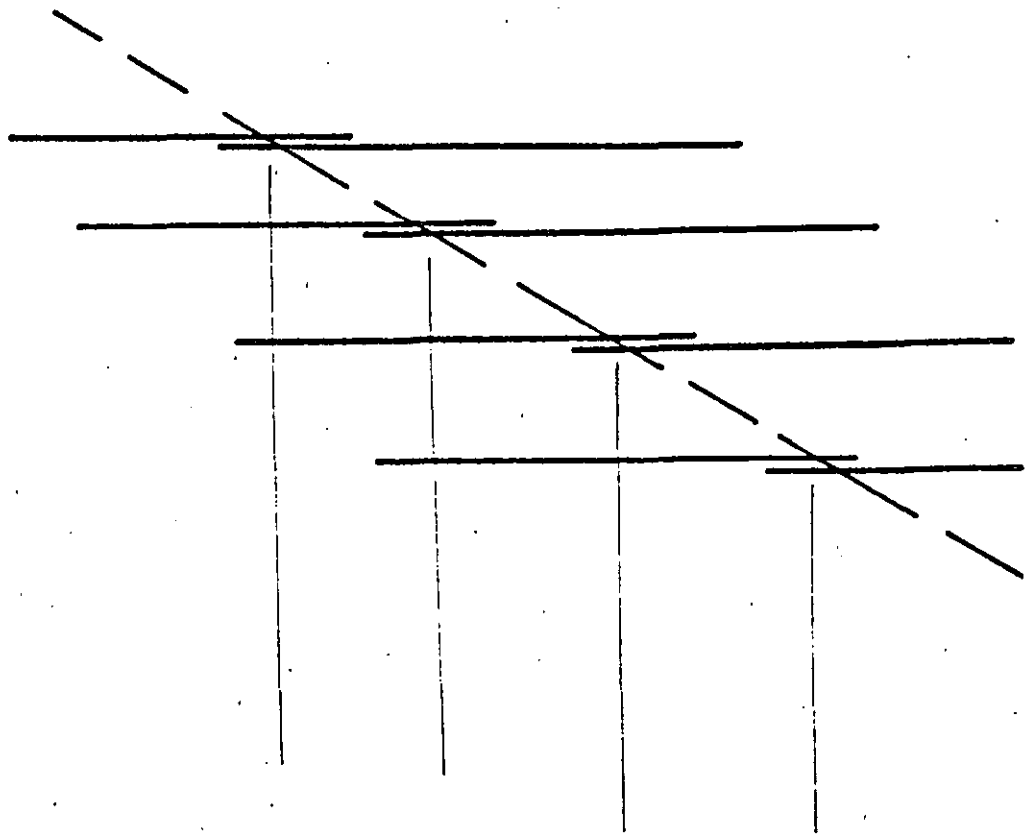


2.- PREVENCIÓN DE DESLIZAMIENTO O SEPARACIÓN varillas corrugadas



3.- TRASLAPES

varilla : 25 ϕ
alambre ; 32 ϕ



ESPECIFICACIONES AASHTO PARA ACEROS EN JUNTAS DE PAVIMENTOS RIGIDOS

TRANSFERENCIA DE CARGAS:

Espesor del pavimento (in)	(mm)	diámetro barra (in)	(mm)	longitud barra (in)	(mm)	espaciam. barra (in)	(mm)
6	150	3/4	19	18	460	12	300
7	175	1	25	18	460	12	300
8	200	1	25	18	460	12	300
9	225	1 1/4	31	18	460	12	300
10	250	1 1/4	31	18	460	12	300

Se recomienda utilizar acero grado 70 o mayor (4,900 Kg/cm²)

EVITAR SEPARACION

(barras No 4)

Tipo y grado acero	espesor pav, (mm)	long. mín. (m)	anchos carril		
			3.05m	3.35m	3.66m
40	155	0.63	1.22	1.22	1.22
	180		1.22	1.22	1.22
	205		1.22	1.12	1.02
	230		1.09	0.99	0.89
	255		0.97	0.89	0.81

Se recomienda utilizar acero de varilla "CORRUGADA" del grado 40 ó sea 2,800 Kg/cm²

MODULO DE RUPTURA " M R "

Vigas de concreto de 6 x 6 x 18 pulgadas
Pruebas a 7, 28 y 90 días
f'c de diseño

$$MR = \frac{P L}{b d^2}$$

RELACION ENTRE MR (Flexión) y f'c (compresión)

$$MR = K \sqrt{f'c}$$

MR = psi K = cte 8-10
f'c = esf. compresión (psi)

ESFUERZO DE TRABAJO DEL CONCRETO para el diseño :

" f_t "

$$f_t = 0.75 MR$$

**GUIA PARA EL DISEÑO DE SUBBASES
 EN PAVIMENTOS RIGIDOS**

TIPO DE SUELO CIMENTACION	ESPESOR RECOMENDADO
Alto soporte : Arenas	4 - 6 pulgadas
Mediano soporte: Limos y Arcillas Limosas	6 - 9 pulgadas
Bajo soporte : Suelos arcillosos activos	8- 12 pulgadas

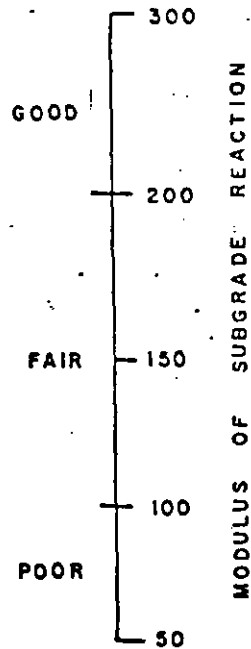
Requisitos de Esfuerzos :

Tipo de Subbase	Esfuerzo recomendado
Estabilizada con cemento	400 - 750 psi compresión *
Estabilizada con cal	100 psi mínimo compresión *
Estabilizada con asfalto	20 min. Hveem estabilómetro 500 min. Marshall estabilómetro

* Esfuerzo a la edad de 28 días.

Referencia : Manual de diseño de CRCP, United States Steel Corporation
 por Dr. B.F. Mc Cullough.

SUBGRADE CHARACTERISTICS



SUBBASE CHARACTERISTICS

UNTREATED SUBGRADE	TREATED SUBGRADE
--------------------	------------------

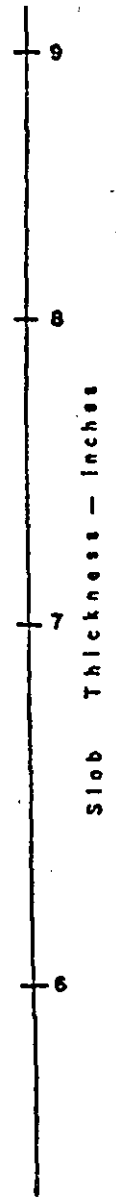
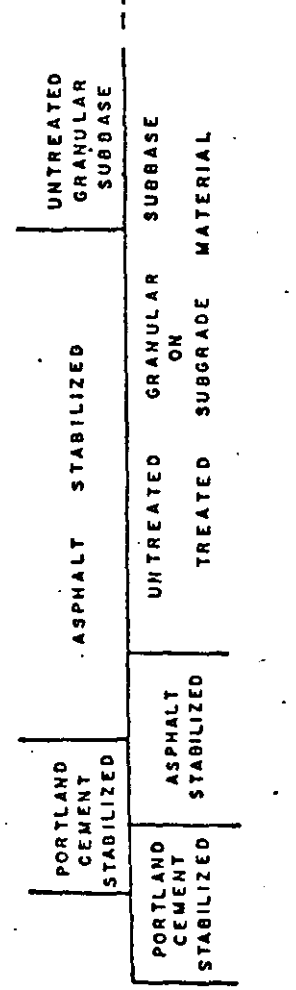


FIGURE 2.3-2—Subbase Design Chart

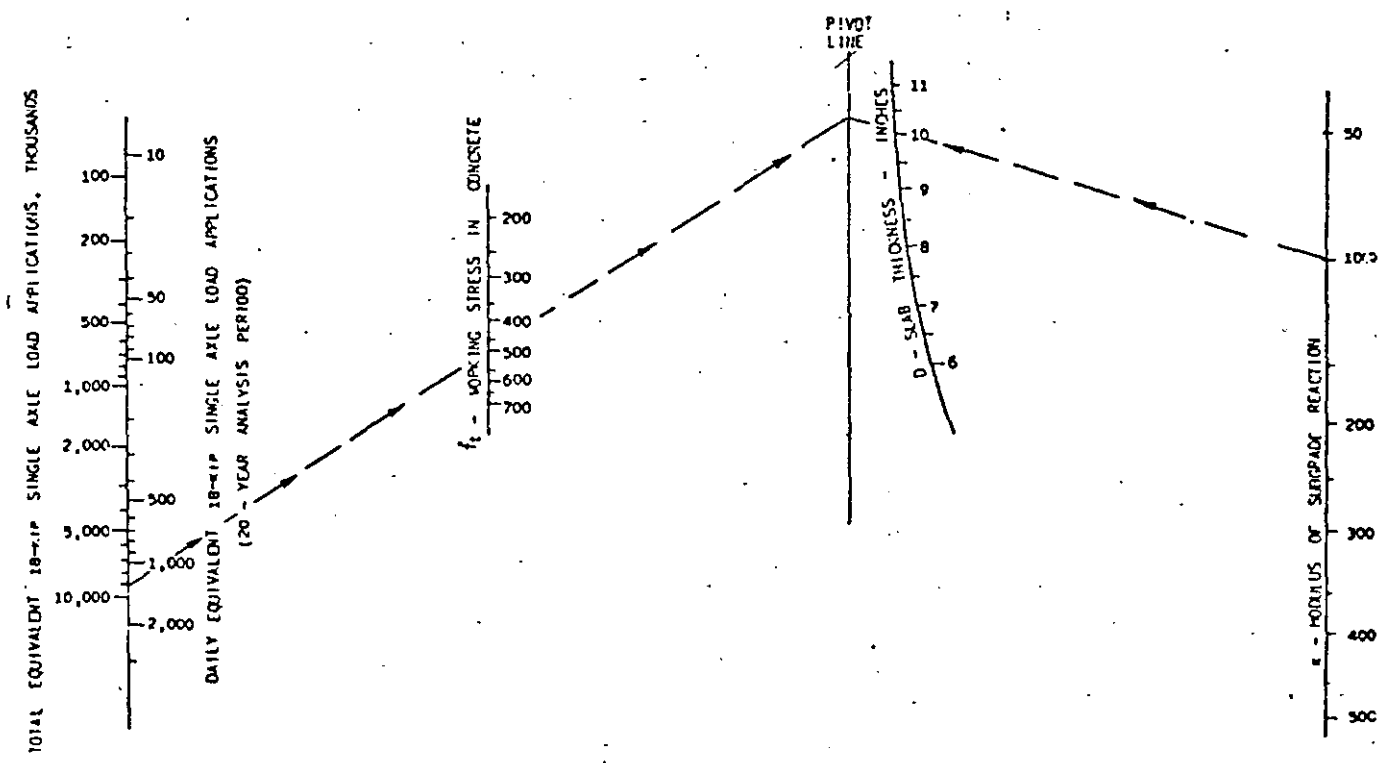


Figure III-1

Gráfica de diseño para pavimentos rígidos AASHTO $p_t = 2.5$

(con princip)
IS

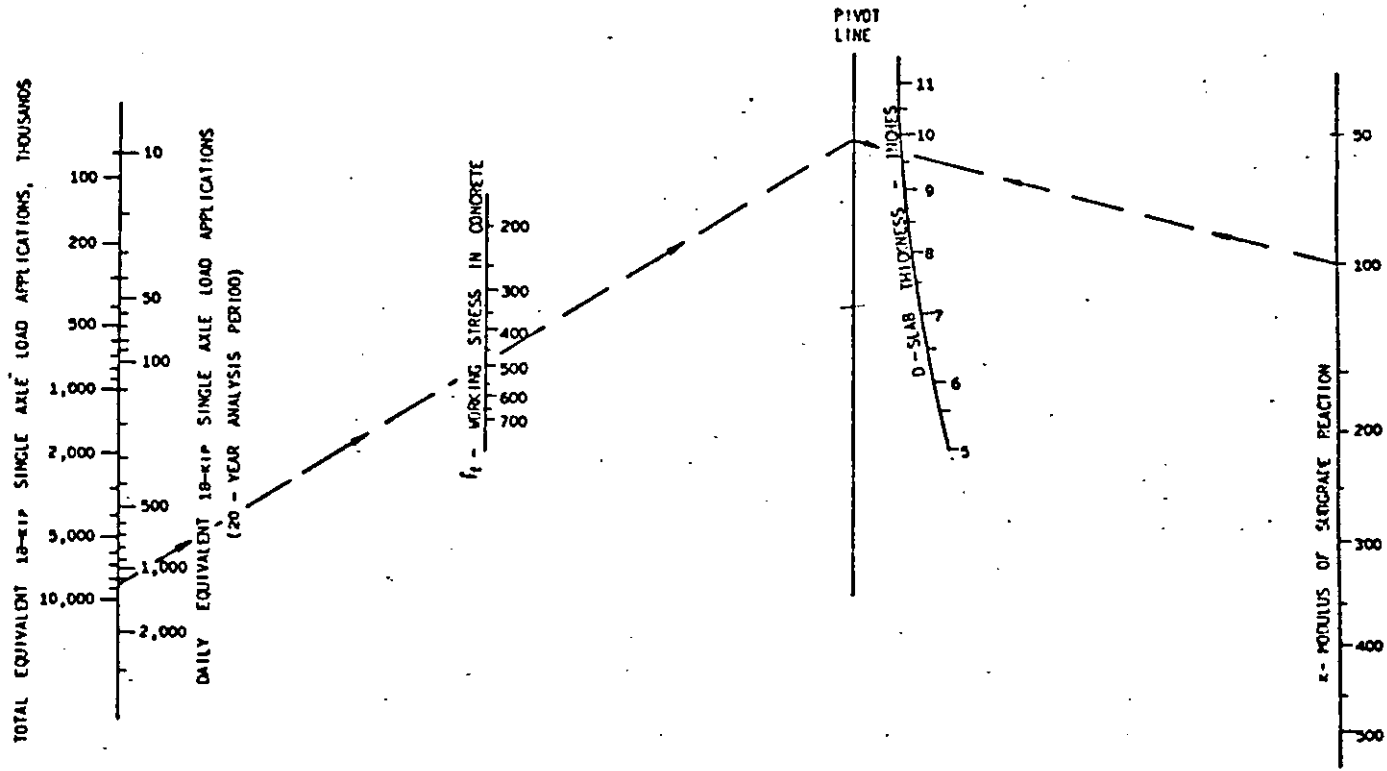


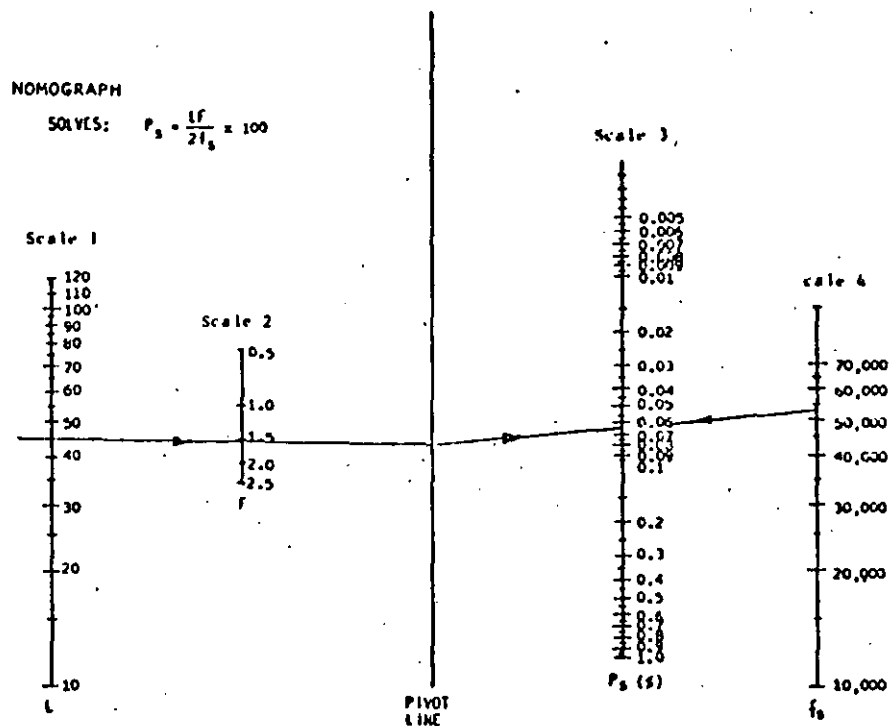
Figure III-2

Gráfica de diseño para pavimentos rígidos AASHTO $p_t = 2.0$

(IS caminos secundarios)

NOMOGRAPH

SOLVES: $P_s = \frac{1F}{2L} \times 100$



EXAMPLE PROBLEM:
 L = 45 FT.
 F = 1.5
 $f_s = 52,500$ psi
 ANSWER: $P_s = 0.067\%$

WHERE:
 P_s = REQUIRED STEEL PERCENTAGE - %
 L = WIDTH OF SLAB - FEET
 F = FRICTION FACTOR OF SUBBASE
 f_s = ALLOWABLE WORKING STRESS IN STEEL - PSI
 (0.75 OF YIELD STRENGTH RECOMMENDED,
 THE EQUIVALENT OF SAFETY FACTOR OF 1.33)

Figure D. 4-4

Grafica para obtener el porcentaje de acero de refuerzo en pavimentos rígidos de concreto armado.

Friction Factor of Subbase for Use in Empirical Design Equation

Subbase Type	Subbase Friction Factor
Surface treatment	2.2
Lime stabilization	1.8
Asphalt stabilization	1.8
Cement stabilization	1.8
River gravel	1.5
Crushed stone	1.5
Sandstone	1.2
Natural subgrade	0.9

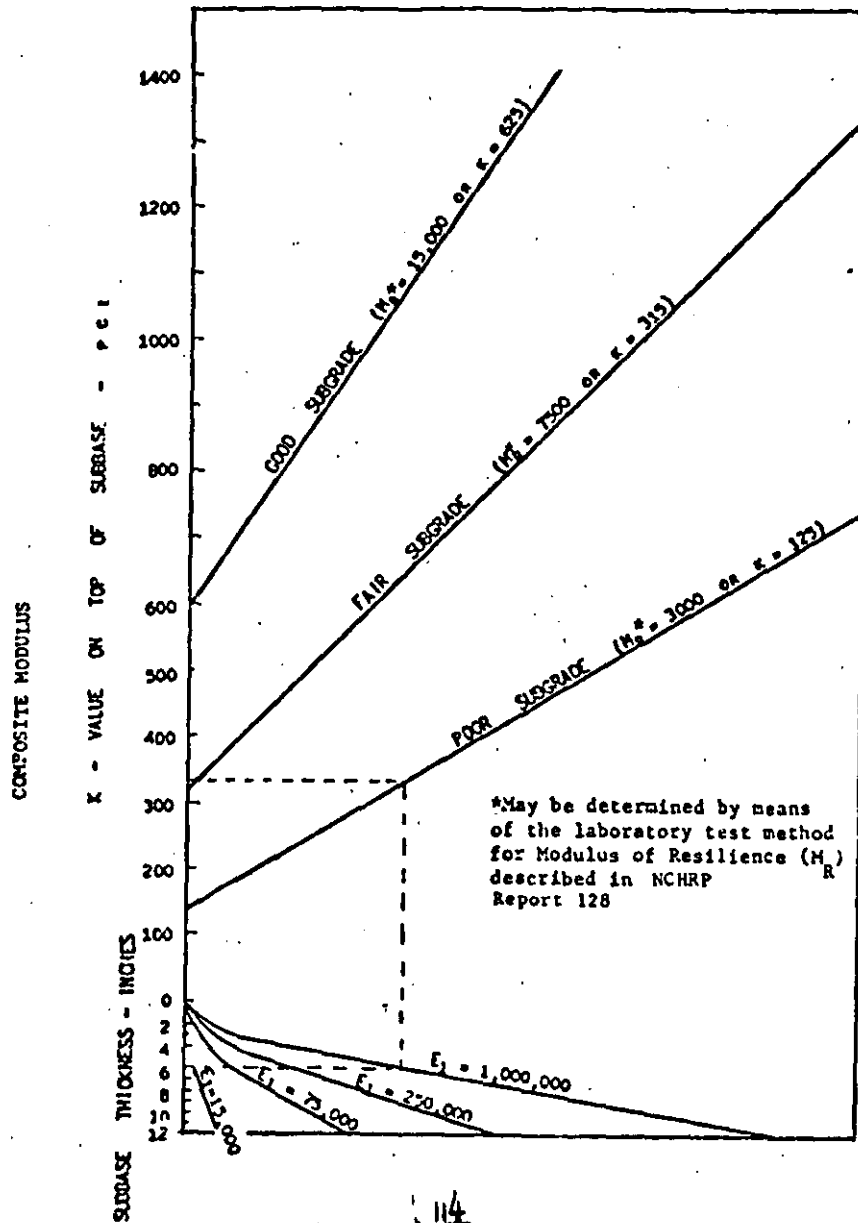


Figure D.4-1

Gráfica para obtener el valor "K"

124

NOMOGRAPH SOLVES: $P_s = (1.3 - 0.2F) \frac{f}{f_s} \times 100$

EXAMPLE PROBLEM:
f = 250
f_s = 37,500
F = 2.0
ANSWER: P_s = 0.60

WHERE
P_s = REQUIRED STEEL PERCENTAGE-%
F = FRICTION FACTOR OF SUBBASE
f = TENSILE STRENGTH OF CONCRETE - PSI
f_s = ALLOWABLE WORKING STRESS IN STEEL - PSI
(0.75 OF YIELD STRENGTH RECOMMENDED, THE
EQUIVALENT OF SAFETY FACTOR OF 1.33)

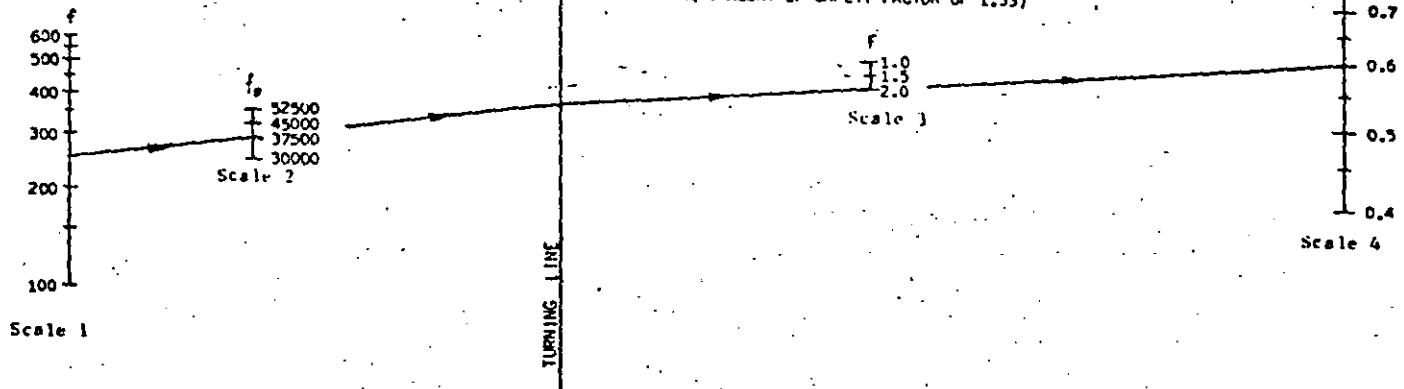


Figure 0. 4-6

Gráfica para obtener el acero longitudinal para CRCP

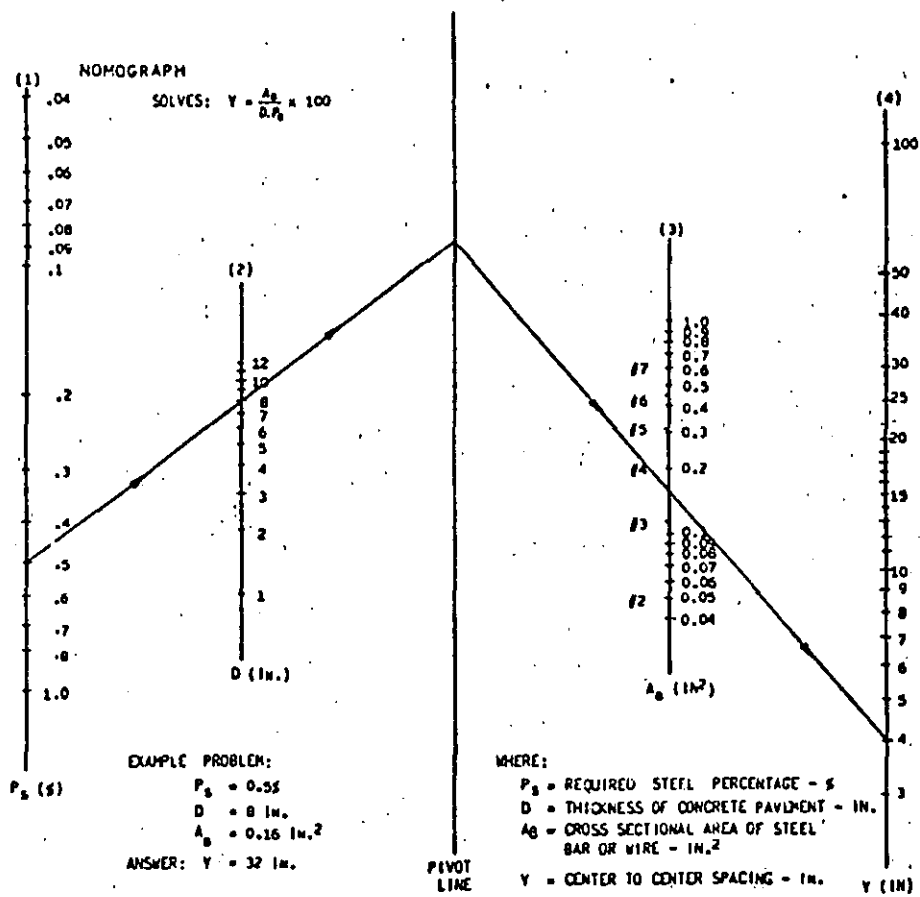


Figure 0.4-7

Nomograma para obtener el diseño del espaciamiento de varillas.

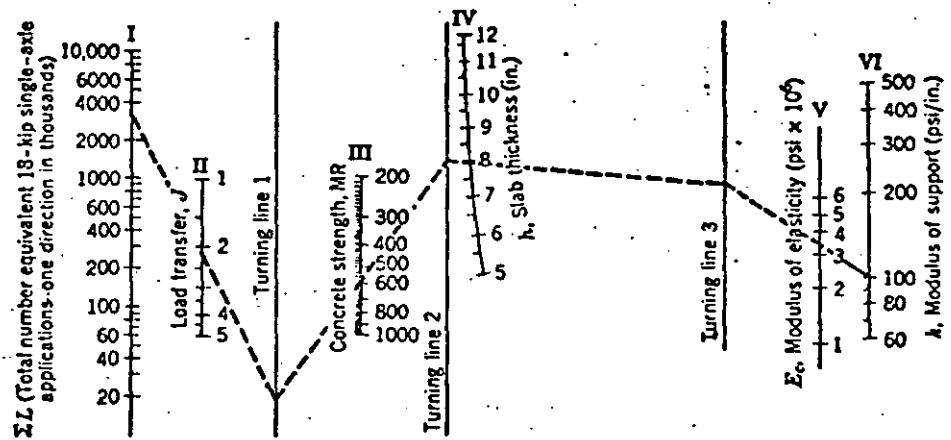


Figure 17.7.

Método de diseño de espesores para pavimentos CRC
(según ACI)



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS CON MEZCLAS DE ARENA, AZUFRE Y ASFALTO

ING. ROBERTO PASQUEL LUJÁN

AGOSTO, 1984

Construcción de pavimentos con mezclas asfálticas en caliente, empleando arena, azufre y asfalto.

En junio de 1983 la Dirección General de Carreteras Federales de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes ordenó a la empresa Construcciones Guerra del Sureste, S.A., la pavimentación del cuerpo izquierdo del tramo Cárdenas-Villahermosa de la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa, empleando mezcla caliente con arena, azufre y asfalto como ingredientes.

Los objetivos por lograr agregando azufre a las arenas mal graduadas contiguas al camino, aprovechando las propiedades del azufre de aglutinación (rigidización) y de ocupación de vacíos (densificación), fueron los de reducir el espesor de pavimento originalmente diseñado y la eliminación de bancos de gravas a gran distancia de la obra. Ambos objetivos fueron obtenidos lograndose una importante economía en el costo del camino.

Granulometría de la arena

<u>Malla</u>	<u>% pasa sin azufre</u>	<u>%pasa con azufre</u>
1/2	100	100
3/8	98	99
4	97	96
10	94	89
20	82	75
40	47	45
60	25	17
100	6	7
200	1	5

Hasta donde pudimos averiguar, nunca antes en nuestro país se había empleado el azufre en mezclas asfálticas destinadas a la pavimentación de carreteras por lo que recurrimos a información acerca de las experiencias habidas en los Estados Unidos de América principalmente en el Estado de Texas.

La información completa acerca del uso del azufre en tramos experimentales, su manejo, normas de seguridad, procedimiento de construcción, control de calidad, y resultados finales no fue proporcionada por The Sulphur Institute y la National Asphalt Pavement Association, ambos en Washington, D.C.

Según esto, el azufre ha sido empleado en sus dos formas, sólido o líquido, siendo sus propiedades las siguientes:

Estado físico	Sólido a temperatura ambiente.
Límites de explosión del polvo en el aire	La concentración mínima explosiva es de 0.0350z/ft ³ ó 35 g/m ³ . La concentración máxima explosiva se encuentra entre 1 y 2 OZ/ft ³ . probablemente en 1.4 OZ/ft ³ ó 1400 g/m ³ .
Flash point (azufre líquido)	Azufre puro 188° (370°F) Azufre impuro hasta 168°C (335°F)
Temperatura de autoignición a presión atmosférica	Nubes de polvo 190°C (374°F) Polvo no disperso 220°C (428°F)
Punto de ebullición a la presión atmosférica	444° C (832°F)
Color	Amarillo Brillante, anaranjado, bronce, gris, dependiendo de la cantidad y tipo de impurezas.
Corrosividad	El azufre seco no es corrosivo, pero en presencia de humedad, ataca rápidamente al acero.
Densidad	Sólido: 2.07 g/ml. a 20°C Líquido: 1.79 g/ml. a 280°F.
Calor de combustión	3982.2 BTU/lb a 77°F
Calor de fusión, normal	12 cal/g. a 119°C; 21.6BTU/lb. a 246°F
Punto de fusión, normal	119°C (246°F)
Punto de solidificación normal	115°C (238°F)
Calor específico	Sólido: 0.16 BTU/lb/°F (a 0°F) a 0.19 BTU/lb/°F (a 200 °F) Líquido: 0.25 BTU/lb/ °F a 290°F
Presión de vapor	Sólido: menos de 0.0001 mm. de Hg. a 20°C (68°) Líquido: 0.11 mm. de Hg. a 140° C (284°F)

l. Datos tomados de Safe Paving with Sulphur. NAPA

La primera prueba la llevamos a cabo empleando azufre en estado sólido para pavimentar el subtramo Puente Carrizal-Villahermosa (estación 0+380 - estación 1+300).

La pavimentación consistió en una base asfáltica de 15 cm. de espesor en 11.30 m. de ancho. Las proporciones de los ingredientes fueron: Azufre, 10% del peso de la arena; asfalto #6, 6% del peso de la arena, o sea una proporción azufre-asfalto de 62.5% - 37.5% .

La decisión de usar inicialmente azufre sólido se tomó porque no estábamos preparados con las instalaciones especiales que se requieren para manejarlo en estado líquido. El azufre se adquirió en Jáltipan, Veracruz de la Azufrera Panamericana siendo éste el llamado "azufre de mina" de color grisáceo. Se acarreó en camiones de volteo a nuestra planta asfáltica ubicada a 500 m. a la derecha de la estación 132+170 (Río Samaria).

El procedimiento para incluir el azufre en la mezcla consistió en; primero extenderlo en una plataforma contigua a la planta para su disgregación mediante pasadas de un compactador vibratorio Dynapac CC43 de 10 toneladas. Una vez disgregado se cargaba con cargador frontal que lo depositaba en la tolva de un transportador de 24" x 81' para conducirlo a una de las cuatro tolvas de la planta. Esto es, se trató como cualquier otro agregado mineral más de los que comúnmente se utilizan en las mezclas. Segundo, se pesaba la arena, 7000 # para formar la bachea y en seguida se pesaban 700 # de azufre y juntos arena y azufre bajaban al mezclador para un mezclado previo, en seco, de aproximadamente 20 segundos. Tercero, se pesaba el asfalto (420 #) y bajaba al mezclador para, durante 40 segundos aproximadamente, completar el proceso de mezclado. Usamos una planta Simplicity modelo S830 de 8000 #/ bachea de capacidad.

Aquí cabe observar que el manejo de azufre sólido produce polvo muy fino, que al estar en suspensión en el aire en el área de alimentación y en la de mezclado, producía molestias al personal como irritación en los ojos y en la piel a pesar de anteojos, guantes y petos especiales que usaban.

Notamos que el azufre disgregado al mezclarse con la arena tendía a reagruparse formando grumos que se notaban tanto en la descarga de la mezcla en los camiones como en el extendido.

El extendido lo realizamos con una máquina Barber Greene SB140 sin haber notado ninguna diferencia con respecto a mezclas convencionales sin azufre. La compactación, o mejor el acomodo, lo hicimos con un compactador vibra-

torio Dynapac CC43 y con un compactador de neumáticos Bros SP 3000.

Observamos que los grumos de azufre que quedaban en la superficie de la base se rompían fácilmente formándose "cajetes" que son futuras fallas. También, que la estabilidad Marshall era mayor entre más alta la temperatura de mezclado con variaciones de 210 Kg. a 120° hasta 1435 Kg. a 135°. El problema de los grumos, el de la variabilidad de los valores de estabilidad y el de la agresividad del azufre en polvo en el ambiente, nos hizo decidir el uso del azufre en su forma líquida.

Al tramo en cuestión se le dió un riego de sello con material 3E, con excepción de 80 m. que se dejaron para observaciones, abriéndose al tránsito. Diez meses después no se observa ninguna deformación, agrietamiento o falla a pesar de que no se construyó el espesor completo de proyecto.

Sistema para el manejo de azufre líquido:

El sistema de manejo, almacenamiento, calibración, dosificación y elaboración de la emulsión azufre-asfalto fue diseñado y construido por personal y con equipo de Construcciones Guerra del Sureste, S.A. de C.V., basándose en un reporte proporcionado por la Universidad de Texas A y M.

(1)

EQUIPO

+ Bomba de flujo variable para manejar azufre líquido, enchaquetada marca Blackmer ID N° 32G2 mod. VNPJ3, propulsada por motor eléctrico de 10 HP, 1170 RPM, 220/440V, 60 Cy y arrancador combinado de 10 HP. Polea del motor de 5.5" de Ø y polea de la bomba de 14", relación de 2.54: 1, RPM de la bomba 460.

+ Bomba de flujo variable para manejar asfalto, enchaquetada, marca Blackme ID N° 32G2, mod. VNPJ3, propulsada por motor eléctrico de 10 HP, 1170 RPM, 220/440 V, 60 Cy y arrancador combinado de 10 HP. Polea del motor de 5.5" de Ø y polea de la bomba de 14" de Ø, relación de 2.54: 1, RPM de la bomba 460.

+ Calentador CEI mod. PH3000A, bomba de aceite de 2" de Ø propulsada por motor de 10 HP, quemador y soplador propulsado por motor de 1 1/2 HP.

+ Molino coloidal marca YOUNG mod. SS5/15, capacidad 14 Ton./hr. propulsado por motor eléctrico de 25 HP, 3 Ø, 60 Cy, 3520 RPM, 220/440V y arrancador de 25 HP.

+ Bomba para alimentar bacha para asfalto, enchaquetada marca VIKING mod.

○

○

○

Las líneas de azufre, asfalto, calibración, premezcla y recirculación de emulsión, consisten en tubería de acero negro de 3" de diámetro con chaqueta formada por tubo de 5" de diámetro. Las líneas de recirculación de azufre y asfalto consisten en tubería de 2 1/2" de diámetro, chaqueta de tubo de 4" de \varnothing y 1" de \varnothing para la calefacción de aceite. Los serpentines tanto de los tanques de almacenamiento como el de oscilación son de 2" de \varnothing .

El aislamiento térmico para toda la tubería consiste en medias cañas de silicato de sodio de 1 1/2" de espesor para chaquetas de 5" y 4" de \varnothing y de 1" de espesor para la tubería de 3 y 2", revestidas con impermeabilizante. Las mangueras de 1" de \varnothing para paso de aceite entre chaquetas se forraron con cinta de asbesto de 1/4" de espesor.

Las bombas de azufre y asfalto, así como el cabezal de premezclado y las líneas de calibración están montadas en un marco de acero estructural para facilitar las maniobras de armado y desarmado, así como su transporte.

El acarreo de azufre se realiza por medio de pipas termo, en estado líquido desde la refinería de Pemex en Cactus, Chiapas. La pipa descarga desde la rampa de acceso a un embudo calentado por una chaqueta de aceite que conecta al tanque que recibe el azufre. Las pipas termo están dotadas de un serpentín para calentar su ducto de descarga.

El azufre almacenado en los tanques se mantiene en un rango de temperatura de 141 a 146° C, debido a que arriba de los 150° C el azufre emite gases tóxicos (H_2S y SO_2).

El equipo de seguridad que utiliza la cuadrilla de operación del circuito cuando se realizan cambios en las tuberías o se calibran las bombas, está hecho de asbesto y consiste en polainas, peto, guantes y mangas, además de protector facial y casco. En caso de sentir irritación en la garganta, cuentan con mascarillas con cartuchos químicos contra bióxido de azufre (SO_2). En caso de incendio utilizarán máscaras antigás y extintores de polvo químico (ABC).

Este sistema de manejo de emulsión azufre-asfalto permite la producción de mezcla caliente, tanto solo con asfalto, como con azufre-asfalto; además de permitir conectar el sistema a otras plantas de asfalto de diferentes capacidades ya que las bombas de flujo variable permiten ajustar la dosificación a la producción de emulsión.

Tanto el circuito de azufre como el circuito de mezcla están en posibilidades

de inundarse con asfalto una vez terminados los trabajos de mezcla caliente mediante la línea que une las recirculaciones de las dos bombas. Se deberán abrir 3 válvulas de compuerta, mover la válvula de recirculación de asfalto a esta posición y arrancar la bomba de azufre para que realice esta operación.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- J.D. Izatt. "sulphur Extended Asphalt Field Trials - MH 153, Brazos County, Texas" Texas Transportation Institute.
- 2.- Highway and Heavy Construction. "Sulphur vs Asphalt in the hot mix plant" febrero 1981.
- 3.- Miza Gail. "Safe paving with sulphur". National Asphalt Pavement Association (NAPA).

PRODUCCION DE MEZCLA ASFALTICA

Con el propósito de producir la emulsión azufre-asfalto de acuerdo con la capacidad de la planta de asfalto, se deberán calibrar las bombas de flujo variable de la siguiente manera:

Suponiendo que la planta produzca 48 bachas/hora y que cada bacha, contenga 6000 lb. (2724 Kg.) de pétreos, la producción total sería de 131 Ton./hr. suponiendo un contenido del 6% de asfalto y 10% de azufre, se requerirá calibrar la bomba de asfalto a 7860 Kg./hora (131 Kg./min.) y la bomba de azufre a 13 100 Kg./hora (218.3 Kg./min.).

La calibración de las bombas se deberá verificar midiendo el peso específico de la emulsión azufre-asfalto en el tanque de oscilación. En el caso de que el peso específico de la emulsión coincida con la calibración deseada, se deberá ajustar el peso de la bacha inmediatamente al peso específico medido para mantener constante el contenido de asfalto en la mezcla y recalibrar las bombas a la densidad deseada.

En la Tabla 1 se muestran las densidades de emulsión para diferentes proporciones de azufre, para un contenido constante de asfalto del 6%. (bacha de 6000 lb.). En la figura N° 4 se muestra una gráfica de la tabla N° 1.

El control de la dosificación de los ingredientes mediante lecturas de la densidad nos permitió mantener estables, en gran parte de la producción, tanto la temperatura como la estabilidad de la mezcla.

Las bases asfálticas con azufre líquido se construyeron en el cuerpo izquierdo de la carretera Coatzacoalcos-Villahermosa; tramo Km. 119+600 - Km. 120 + 500, 8 cm. de espesor y 9 cm. de carpeta de arena, azufre asfalto. Del Km. 120 + 500 - Km. 132 + 860, 8 cm. de base y carpeta de concreto asfáltico con grava triturada a 3/4" de 7.5 cm. espesor. Del Km. 132 + 860 - Km. 140 + 200 12 cm. de base e igual carpeta que el tramo anterior. A todo el tramo se le dió un riego de sello con material petreo 3E y emulsión asfáltica RR2K.

México, D.F., 9 de agosto de 1984.

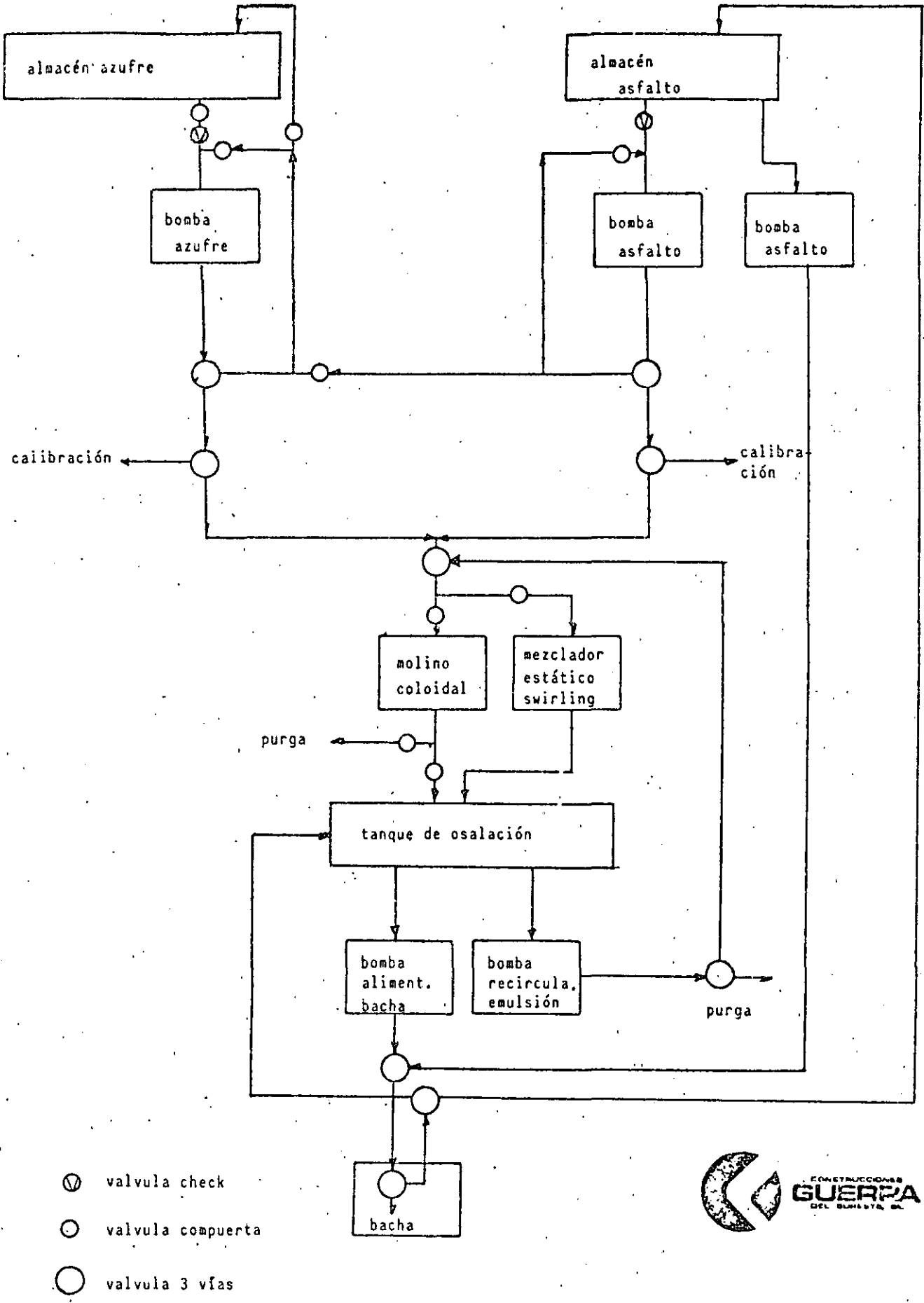
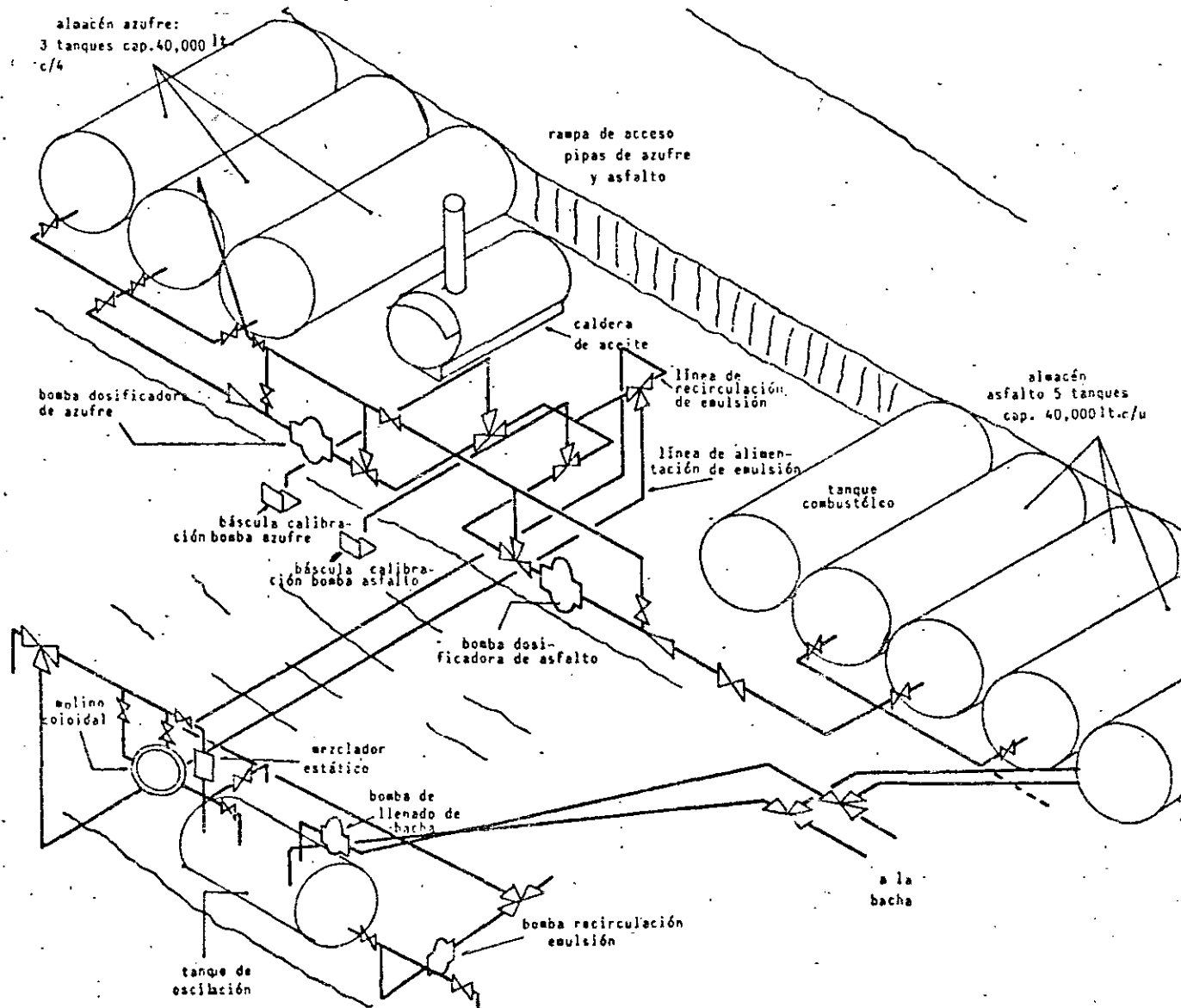


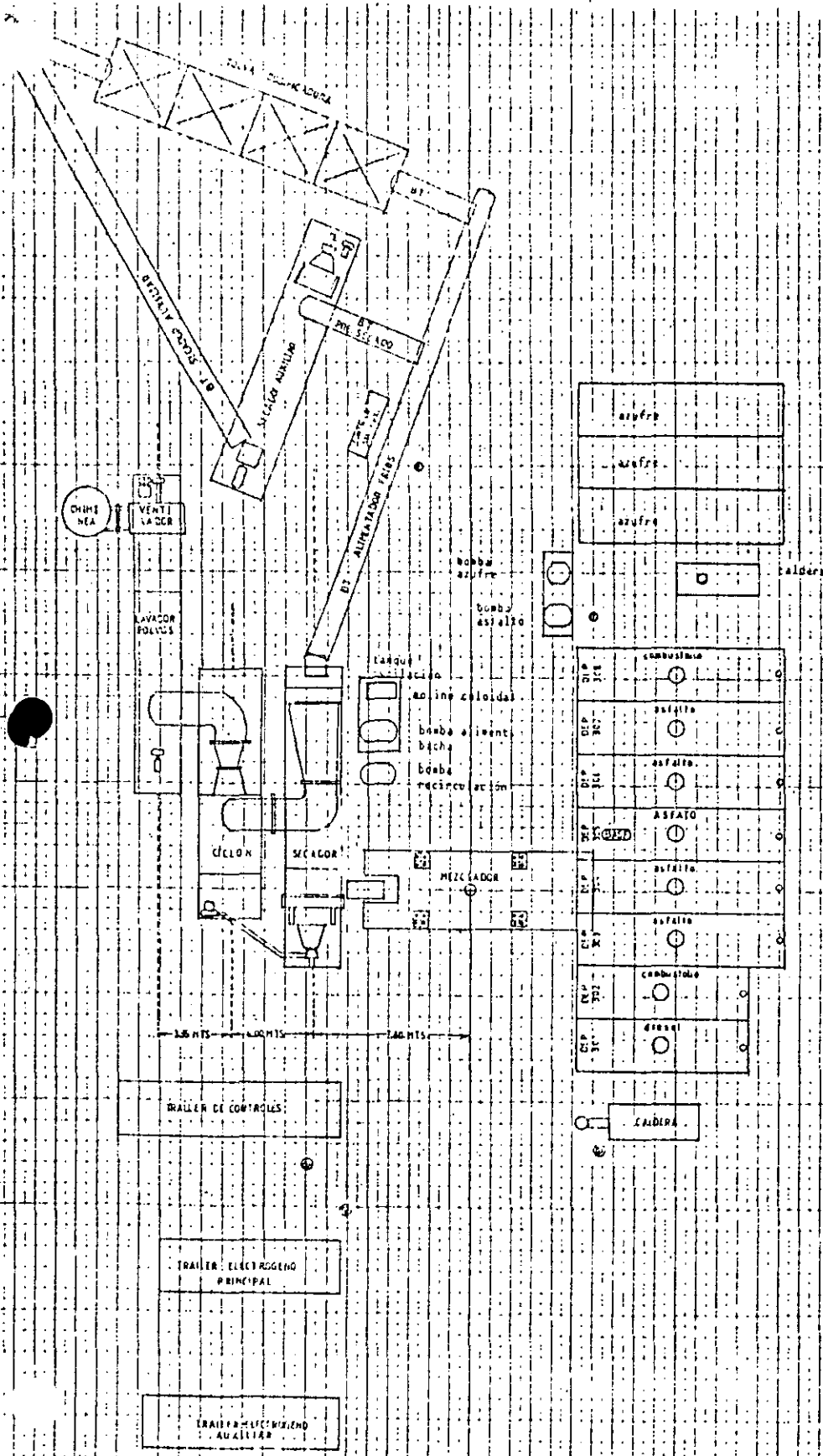
Figura 1. Diagrama de flujo sist. emulsión azufre-asfalto

SISTEMA DE MANEJO EMULSION
AZUFRE - ASFALTO



- ⊗ valvula compuesta
- ⊗ valvula 3 vias
- ▽ valvula check





**INSTALACION TÍPICA
PLANTA ASFALTO
"SIMPPLICITY"**

MODELO No S-830-SUB. CAP: 8000 LHS.
SERIE No. S-830-E9-5.

AREA de instalacion: Incluyendo almacenos, equipos, lavador, almacenos y servicios.
100 X 150 MTS. 15,000 MTS²

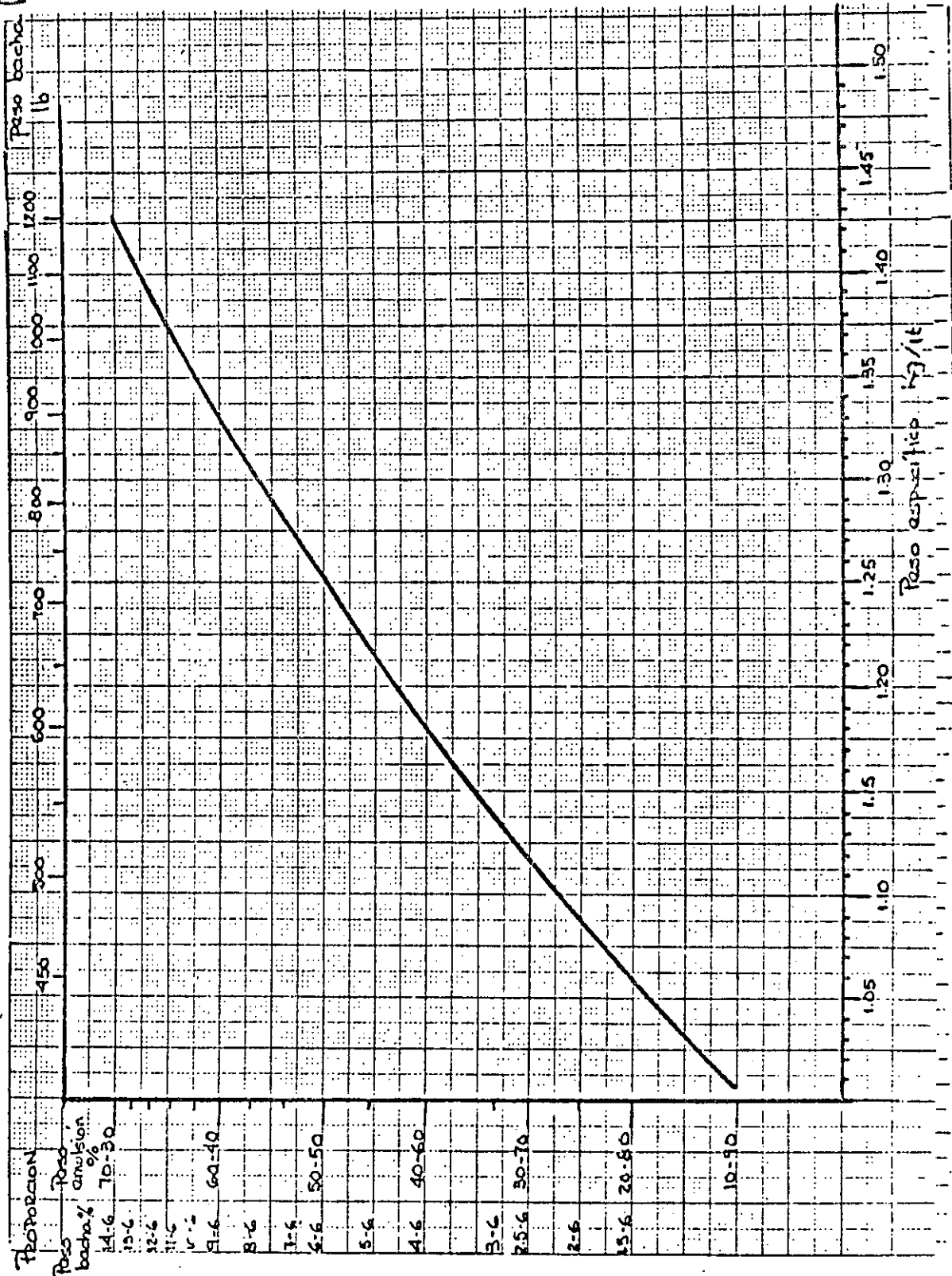
AREA compactada 93%: 55 X 80 MTS.
4,400 MTS²

AREA compactada 98%: 8 X 6 MTS.
64 MTS²

PARA: camiones buses mezclador
VALOR SOPORTE (4000 KGMS X M²)

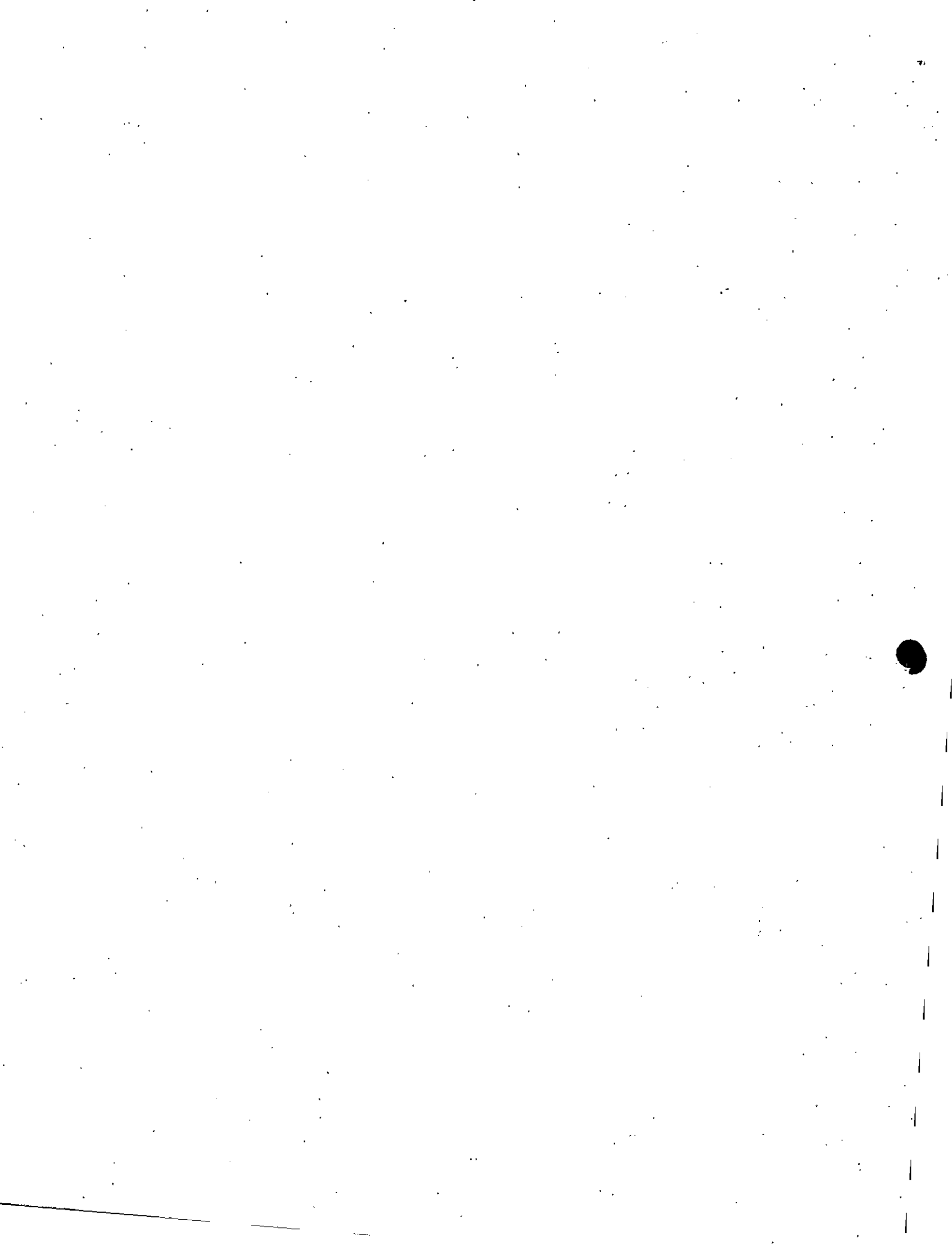
ESCALA 1:100 M

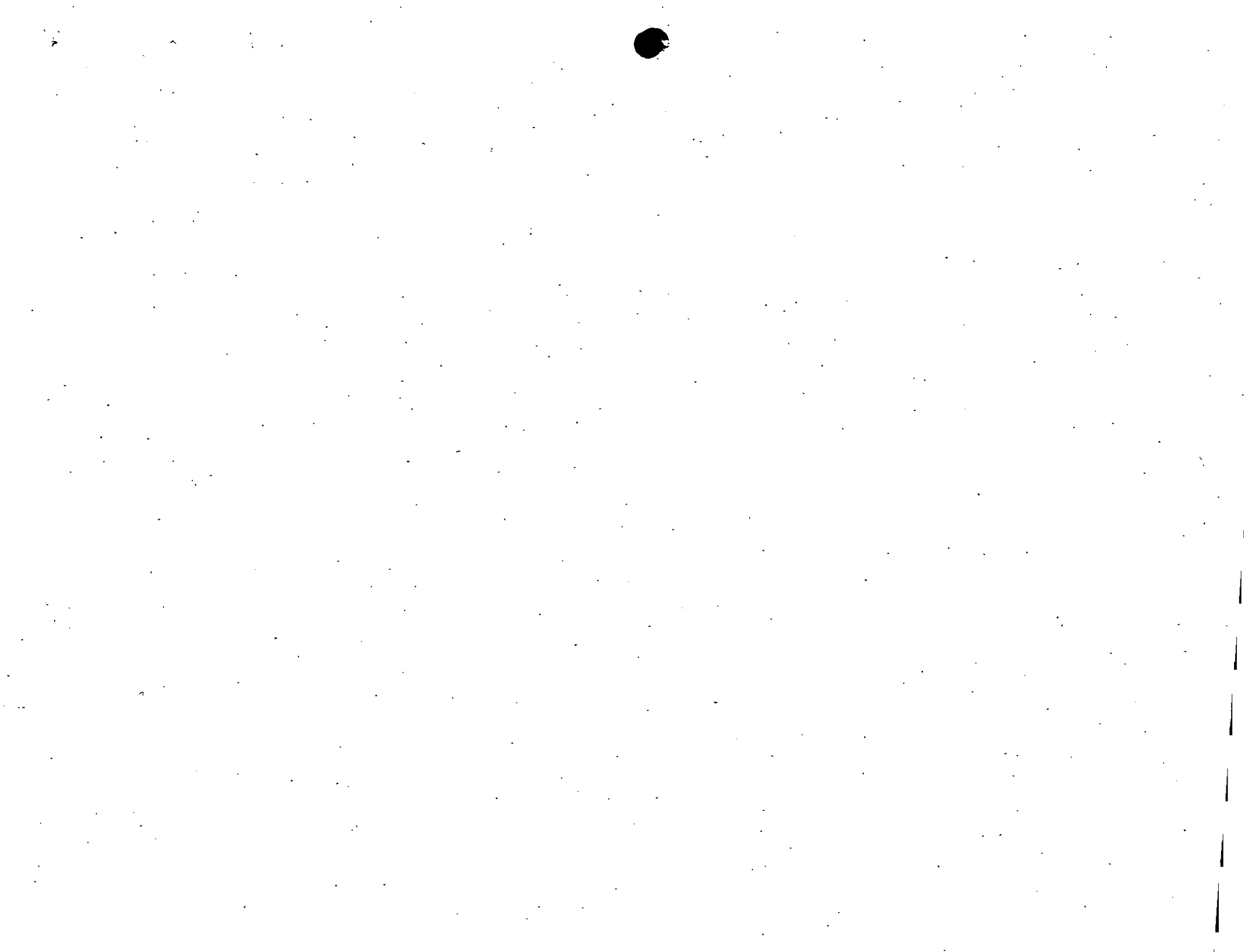
Disujó: ANTONIO GARCINI
Abril 1962



Proporción
 Paso bacha
 bacha % anulación
 14-6 70-30
 12-6
 11-6
 10-6
 9-6 60-40
 8-6
 7-6
 6-6 50-50
 5-6
 4-6 40-60
 3-6
 2.5-6 30-70
 2-6
 1.5-6 20-80
 10-90

Paso específico kg/lit







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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

CARPETAS DE MEZCLAS

ING. EMILIO GIL VALDIVIA

AGOSTO, 1984

1).- MEZCLAS.

CLASIFICACIÓN:

LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS PUEDEN CLASIFICARSE COMO SIGUE:

FRÍAS: ELABORADAS CON ASFALTOS REBAJADOS O CON EMULSIONES ASFÁLTICAS Y MATERIAL PÉTREO.

CALIENTES: ELABORADAS EN PLANTA ESTACIONARIA, MEDIANTE EL CEMENTO ASFÁLTICO Y MATERIALES PÉTREOS PARA TAL FIN.

CARPETAS DE RIEGOS: LOGRADAS CON LA APLICACIÓN DE UNA CAPA DE MATERIAL PÉTREO A UN PRODUCTO ASFÁLTICO COLOCADO COMO RIEGO PREVIO. NO SON TEMA DE ESTA PLÁTICA.

1.1.- MEZCLAS FRIAS.

LAS MEZCLAS LLAMADAS "FRÍAS" O "EN EL LUGAR" SE LOGRAN MEDIANTE LA APLICACIÓN DE UN PRODUCTO ASFÁLTICO A UN VOLUMEN DE MATERIAL PÉTREO, TENIÉNDOSE UNA SEGUNDA OPERACIÓN DE MEZCLADO, POR PROCEDIMIENTOS MECÁNICOS.

EL PRODUCTO ASFÁLTICO PUEDE SER UN ASFALTO REBAJADO O UNA EMULSIÓN ASFÁLTICA.

1.1.1.- MEZCLAS CON ASFALTOS REBAJADOS.

EL PRODUCTO SE AÑADE A UNA TEMPERATURA ESPECIFICADA Y LA OPERACIÓN DE MEZCLADO TIENE POR OBJETO LOGRAR EL RECUBRIMIENTO DE LOS MATERIALES PÉTREOS Y LA ELIMINACIÓN DE LOS

"SOLVENTES", BÁSICAMENTE GASOLINA. EL REBAJADO ASFÁLTICO DE USO MÁS COMÚN EN MÉXICO PARA ESTOS FINES, ES EL CLASIFICADO COMO FR-3, QUE CONTIENE 73% DE CEMENTO ASFÁLTICO Y 27% DE SOLVENTES, EL CUAL SE APLICA A UNA TEMPERATURA COMPRENDIDA ENTRE 60 Y 80°C.

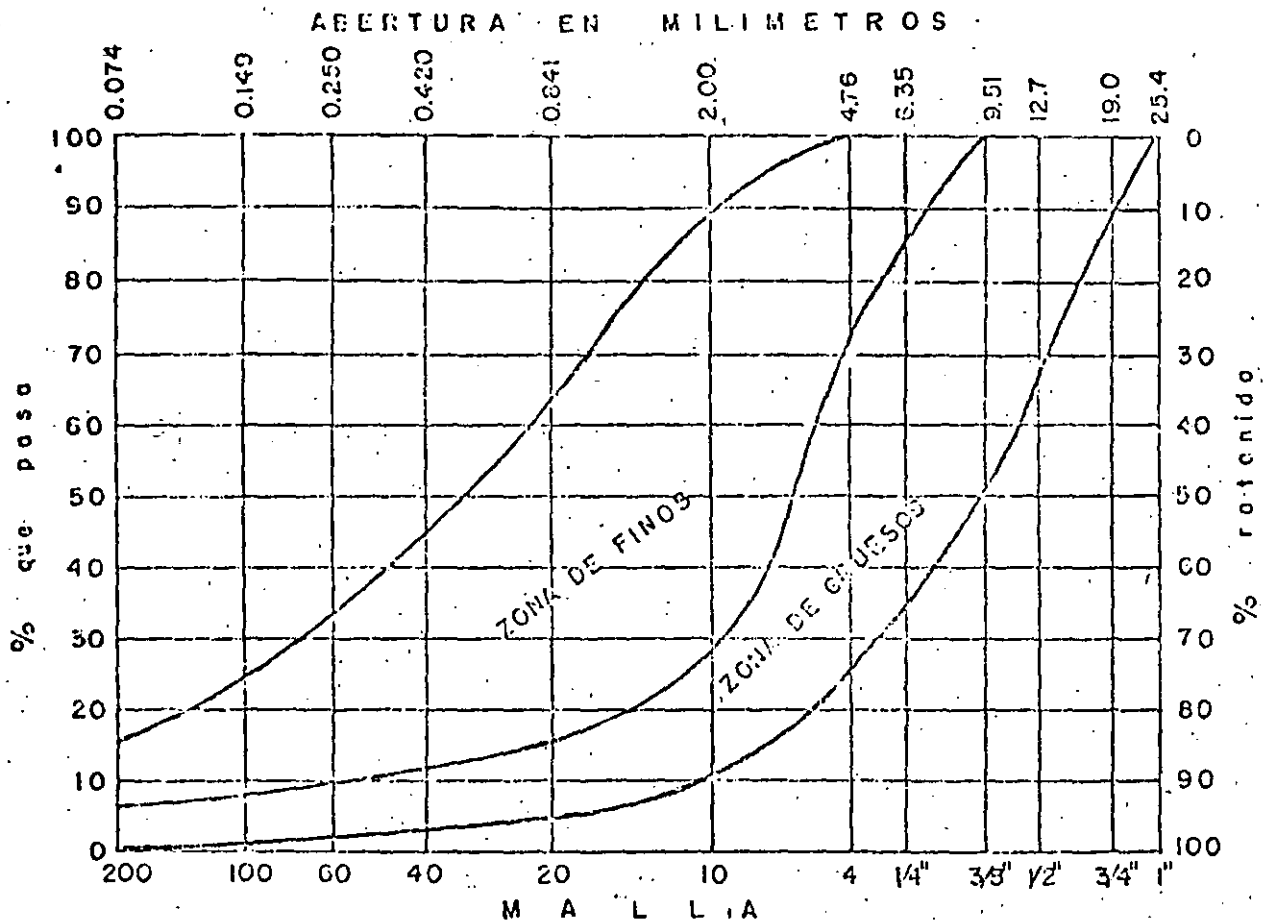
EL MATERIAL PÉTREO DEBE PRESENTAR UNA CURVA GRANULOMÉTRICA CONTÍNUA, DENTRO DE LOS LÍMITES ESTABLECIDOS EN LA FIGURA 1.1. Y SIGUIENDO EN LA MAYOR PARTE DE SU LONGITUD LA FORMA DE ALGUNA DE LAS CURVAS LÍMITE. CUANDO EL MATERIAL SE CLASIFIQUE COMO FINO, SU CONTRACCIÓN LINEAL MÁXIMA SERÁ DE 2% Y DE 3% EN LOS CASOS RESTANTES. EL DESGASTE EN MÁQUINA DE LOS ANGELES, EN TODOS LOS CASOS, SERÁ MENOR DE 40%, 35% DE PARTÍCULAS ALARGADAS; LA AFINIDAD CON EL ASFALTO DEBE CUIDARSE SEGÚN LAS NORMAS Y EL EQUIVALENTE DE ARENA NO BAJARÁ DE 55%.

LA APLICACIÓN DE ESTAS MEZCLAS, ES EN BACHEOS DE CARRETERAS, RECONSTRUCCIONES DE CARPETAS Y SOBRECARPETAS LIMITÁNDOSE SU USO A VOLÚMENES DE TRÁNSITO DE 1000 VPD, COMO MÁXIMO, CAMINOS QUE NO REQUIERAN DE ALTOS NIVELES DE SERVICIO Y QUE NO UTILICEN VEHÍCULOS DE ALTO PESO.

ES IMPORTANTE QUE ANTES DEL TENDIDO Y COMPACTACIÓN HAYAN SIDO ELIMINADOS, POR EVAPORACIÓN, LA MAYOR PARTE DE LOS SOLVENTES Y DE LA HUMEDAD LIBRE CONTENIDA POR LOS AGREGADOS. SE RECOMIENDA COLOCAR LA MEZCLA CUANDO LA HUMEDAD SEA DEL 1% APROXIMADAMENTE. ELLO IMPONE UNA LIMITACIÓN MÁS A SU USO EN LUGARES DONDE LA HUMEDAD DEL MEDIO AMBIENTE SEA ELEVADA, PUES EL CONTENIDO DE AGUA EN LOS AGREGADOS SERÁ EL DEL AIRE.

NORMAS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES PETREOS PARA
MEZCLAS ASFALTICAS EN EL LUGAR

GRANULOMETRIA



- CONTRACCIÓN LINEAL

ZONA DE FINOS _____ 2% MÁXIMO

ZONA DE GRUESOS _____ 3% MÁXIMO

- DESGASTE DE LOS ANGELES _____ 40% MÁXIMO

- PARTÍCULAS ALARGADAS _____ 35% MÁXIMO

- EQUIVALENTE DE ARENA _____ 55% MÁXIMO MÍNIMO

FIGURA 1.1.

1.1.2.- MEZCLAS DE EMULSIÓN

LAS EMULSIONES DE ASFALTO RECURREN AL AGUA PARA SEPARAR LAS PARTÍCULAS DEL CEMENTO, PERMITIENDO, ENTONCES SU TRANSPORTE EN FORMA DE LÍQUIDO;

SE CLASIFICAN EN ANIÓNICAS Y CATIONICAS, SEGÚN SU CARGA ELÉCTRICA Y DE ROMPIMIENTO LENTO, MEDIO Y RÁPIDO.

AL INCORPORARSE EL MATERIAL PÉTREO, EXPULSAN EL AGUA, QUE HASTA ENTONCES HABÍA MANTENIDO SEPARADAS A LAS PARTÍCULAS DE CEMENTANTE; LLEVANDO A LA FORMACIÓN DE UNA ESTRUCTURA DE AGREGADOS Y CEMENTO QUE CONSTITUYE LA MEZCLA. AL PROCESO DE SEPARACIÓN DEL AGUA Y DEL ASFALTO SE LE LLAMA ROMPIMIENTO,

EL USO DE ESTAS EMULSIONES QUEDA RESTRINGIDO A CARPETAS DE CAMINOS DE POCA INTENSIDAD DE TRÁNSITO, BACHEOS Y DESDE LUEGO BASES ESTABILIZADAS DE AUTOPISTA Y AEROPUERTOS. SE PREFIEREN PARA LUGARES LLUVIOSOS, Ó DE ALTA HUMEDAD AMBIENTAL, DONDE ES PARTICULARMENTE DIFÍCIL EL USO DE MEZCLAS DE ASFALTOS REBAJADOS.

1.2.- MEZCLAS ELABORADAS EN PLANTA.

SON MEZCLAS PREPARADAS EN PLANTA ESTACIONARIA, EN CALIENTE, CON CEMENTO ASFÁLTICO Y AGREGADO PÉTREO, BAJO UN CONTROL Estricto DE TODOS LOS PROCESOS INHERENTES.

SE HARÁ MENCIÓN DE LAS CUALIDADES NECESARIAS DE LOS COMPONENTES DE LA MEZCLA Y DE ESTA MISMA.

ENTRE LAS CARACTERÍSTICAS DE LOS COMPONENTES SE TIENE:

1.2.1.- NATURALEZA Y CALIDAD DE LOS INGREDIENTES:

EL MATERIAL PÉTREO DEBE PRESENTAR UNA CURVA GRANULOMÉTRICA CONTÍNUA DENTRO DE LOS LÍMITES DE LA FIGURA 1.2. LAS DEMÁS CARACTERÍSTICAS, MOSTRADAS EN LA MISMA FIGURA, SON IGUALES A LAS ESTABLECIDAS PARA LAS MEZCLAS EN EL LUGAR.

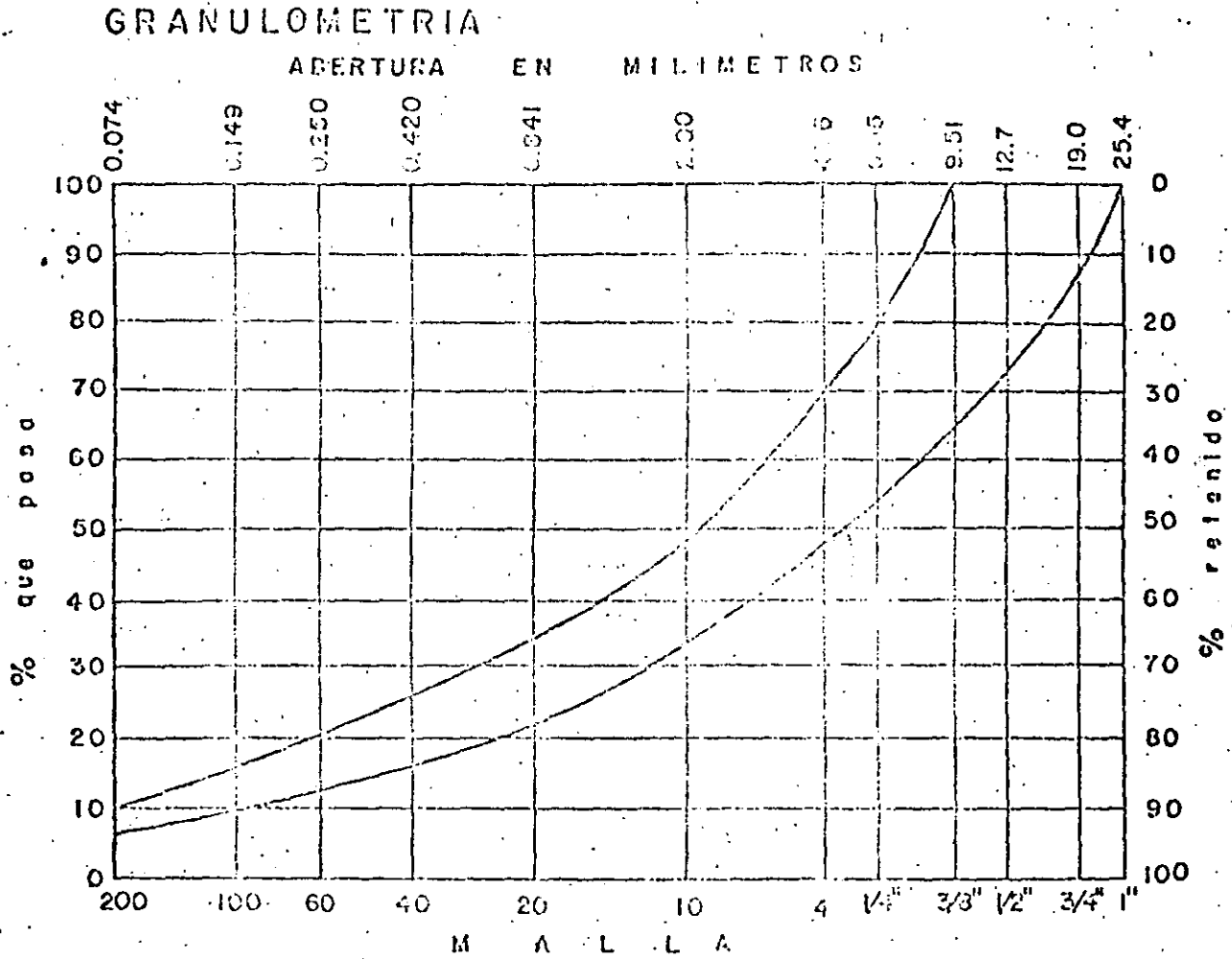
EL CEMENTO ASFÁLTICO PRODUCTO DE LA DESTILACIÓN DEL PETRÓLEO, ES EL AGLUTINANTE DE LA MEZCLA. LAS CARACTERÍSTICAS MÁS IMPORTANTES SON PENETRACIÓN, MEDIDA CON UNA AGUJA DE 1 MM DE DIÁMETRO, VISCOSIDAD SAYBOLT-FUROL MEDIDA A 135°C COMO MÍNIMO, EL PUNTO DE INFLAMACIÓN EN °C, EL DE REBLANDECIMIENTO, LA DUCTILIDAD Y LA SOLUBILIDAD. EL CEMENTO ASFÁLTICO MÁS EMPLEADO ES EL N° 6, EN NUESTRO MEDIO.

1.2.2.- NATURALEZA Y CALIDAD DE LA MEZCLA:

DEPENDERÁ DE LA DOSIFICACIÓN DE LA MISMA, UNA VEZ QUE LOS INGREDIENTES HAYAN CUMPLIDO CON LAS ESPECIFICACIONES. LA MEJOR MEZCLA SE LOGRARÁ CON UNA CANTIDAD DE CEMENTO CERCANA INFERIOR A LA QUE CUBRA A LOS AGREGADOS. LAS CARACTERÍSTICAS DESEABLES SON:

RESISTENCIA.- GENERALMENTE DETERMINADA CON LA PRUEBA MARGINAL. SE DETERMINA LA CARGA NECESARIA PARA HACER FALLAR UNA PROBETA DE LA MEZCLA, DE 4" DE DIÁMETRO Y 2½" DE ALTURA, CARGA A LA QUE SE LLAMA ESTABILIDAD; LA DEFORMACIÓN

NORMAS QUE DEBEN CUMPLIR LOS MATERIALES PETREOS PARA
MEZCLAS ASFALTICAS EN PLANTA



- CONTRACCIÓN LINEAL _____
- DESGASTE DE LOS ANGELES _____ 40% MÁXIMO
- PARTÍCULAS ALARGADAS _____ 35% MÁXIMO
- EQUIVALENTE DE ARENA _____ 55% MÁXIMO

FIGURA 1.2.

DE LA PROBETA AL FRACTURARSE SE CONOCE COMO FLUJO.

IMPERMEABILIDAD.- PROPIEDAD QUE IMPIDE EL PASO DEL AGUA, ALARGANDO LA VIDA ÚTIL DE LA CARPETA Y PERMITE EL FUNCIONAMIENTO ADECUADO DE LAS CAPAS SUBYACENTES.

SE MIDE MEDIANTE UN ARO METÁLICO SOBRE LA SUPERFICIE; SE SELLAN SUS JUNTAS Y SE COLOCA AGUA HASTA 1", MANTENIENDO EL NIVEL DE LA MISMA DURANTE DIEZ MINUTOS. SE REPORTA COMO ÍNDICE DE PERMEABILIDAD LA RELACIÓN DEL VOLUMEN DE AGUA INFILTRADA A LA CAPACIDAD DEL RECIPIENTE. LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECEN 10% COMO EL ÍNDICE MÁXIMO ACEPTABLE.

VACIOS EN EL AGREGADO MINERAL (V.A.M.)

EL EXCESO DE VACÍOS EN LA MEZCLA INCREMENTARÁ LA PERMEABILIDAD DE LA MISMA Y SI SON LLENADOS POR EL CEMENTO ASFÁLTICO, PRODUCIRÁ UNA REDUCCIÓN EN SU ESTABILIDAD. EL VALOR SE DETERMINA RELACIONANDO EL PESO VOLUMÉTRICO DE UNA MUESTRA COMPACTA DE MEZCLA, CON EL TÉORICO DEFINIDO MEDIANTE LOS PESOS Y DENSIDADES DE LOS INGREDIENTES. LAS ESPECIFICACIONES MARCAN UN V.A.M. DE 18% PARA MEZCLAS CON TAMAÑO MÁXIMO DE N° 4 Y 13% CUANDO EL TAMAÑO MÁXIMO ES DE 1", TENIÉNDOSE VALORES INTERMEDIOS DE ACEPTACIÓN PARA LOS TAMAÑOS MÁXIMOS ENTRE N° 4 Y 1".

AFINIDAD.- SI UN AGREGADO PRESENTA MAYOR COMPATIBILIDAD CON EL AGUA QUE CON EL ASFALTO, ATRAERÁ EL AGUA Y DES-

PRENDERÁ LA PELÍCULA DE ASFALTO, INICIANDO CON ELLO UN PROCESO DE DESINTEGRACIÓN DE LA CARPETA. ESTE COMPORTAMIENTO QUE OBEDECE A FENÓMENOS DE TENSIÓN SUPERFICIAL, PUEDE REDUCIR LA VIDA ÚTIL DE LA CARPETA, POR LO QUE DEBEN TOMARSE LAS PROVIDENCIAS PARA EVITARLO, QUE VAN DESDE LA APLICACIÓN DE ADITIVOS AL CEMENTO ASFÁLTICO HASTA LA SUBSTITUCIÓN TOTAL O PARCIAL DEL AGREGADO, PASANDO POR PROCESOS DE LAVADO Y DE TRITURACIÓN DE ÉSTE. PARA MEJORAR LA AFINIDAD, EN LOS PROCESOS DE LAVADO, SE RECOMIENDA LA ADICIÓN DE CAL O ALGÚN OTRO AGENTE QUÍMICO CON IGUAL EFECTO CON LO CUAL SE MODIFICA EL P.H. DEL MATERIAL POR REDUCCIÓN DE LA ACIDÉZ.

LA DETERMINACIÓN SE HACE EN LABORATORIO MEDIANTE LA INMERSIÓN EN AGUA DURANTE 24 HS DE UNA MUESTRA DE LA CARPETA A CONSTRUIR, LA CUAL SE AGITARÁ VIGOROSAMENTE Y CUYO DESPRENDIMIENTO DE ASFALTO SE COMPARARÁ CON EL DE UNA MUESTRA PILOTO DE BUENA AFINIDAD. SEGÚN EL RESULTADO DE LA COMPARACIÓN SE TOMARÁN PROVIDENCIAS PARA ARREGLAR LA MEZCLA.

DURABILIDAD.- GARANTIZADA CON EL LOGRO DE UNA MEZCLA QUE CUMPLA CON TODAS LAS ESPECIFICACIONES DE CALIDAD, GEOMETRÍA Y CONSTRUCCIÓN Y QUE ADEMÁS SE APOYE SOBRE CAPAS QUE EN IGUAL MANERA HAYAN SIDO REALIZADAS. AUNQUE EL TIPO DE FALLAS ES MÚLTIPLE PUEDE DECIRSE QUE UNA MEZCLA REALIZADA CON ESCASEZ DE CEMENTO ASFÁLTICO SE DETERIORA POR EL DESPRENDIMIENTO DEL AGREGADO; CUANDO EXISTA SOBRESOBRESIS DE CEMENTO ASFÁLTICO, ÉSTE FLUIRÁ A LA SUPERFICIE, LA HARÁ RESBALOSA Y FORMARÁ BOLSAS DE FINOS "RIÑONES". AMBAS SITUACIONES SE PRESENTARÁN EN UNA CARPETA CONSTRUIDA CON MEZCLAS HETEROGÉNEAS.

EL DISEÑO DE LA MEZCLA SE HACE CON LA FINALIDAD DE EQUILIBRAR TODAS LAS CUALIDADES DESEABLES. EN LA FIGURA 2.1 SE MUESTRAN CINCO GRÁFICAS DONDE SE APRECIA LA INFLUENCIA DEL CONTENIDO DE ASFALTO SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE UNA MUESTRA.

EN GENERAL SE SIGUE EL PROCEDIMIENTO DE PROYECTAR LA MEZCLA CON EL CONTENIDO DE ASFALTO INFERIOR ENTRE LOS QUE PERMITEN MÁXIMO PESO VOLUMÉTRICO Y MÁXIMA ESTABILIDAD; EN CASO DE DUDA EL CONTENIDO DEBE FIJARSE LIGERAMENTE MENOR AL DEFINIDO POR TALES PROCEDIMIENTOS Y DESPUÉS CALIBRAR EL COMPORTAMIENTO DE LA MEZCLA RESULTANTE EN LA OBRA.

2).- PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

TANTO EN LAS MEZCLAS FRÍAS COMO EN LAS CALIENTES PUEDEN DISTINGUIRSE 4 FASES BIEN DEFINIDAS EN EL PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN:

MEZCLADO.

TRANSPORTE.

TENDIDO.

COMPACTACIÓN.

2.1.- MEZCLADO.

VALORES MARSHALL

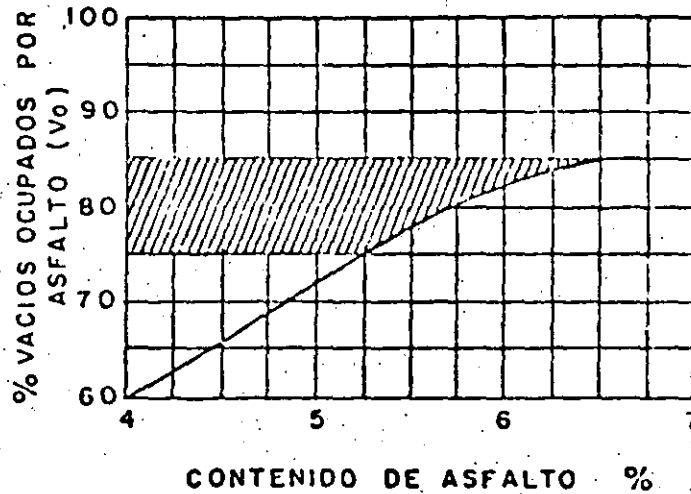
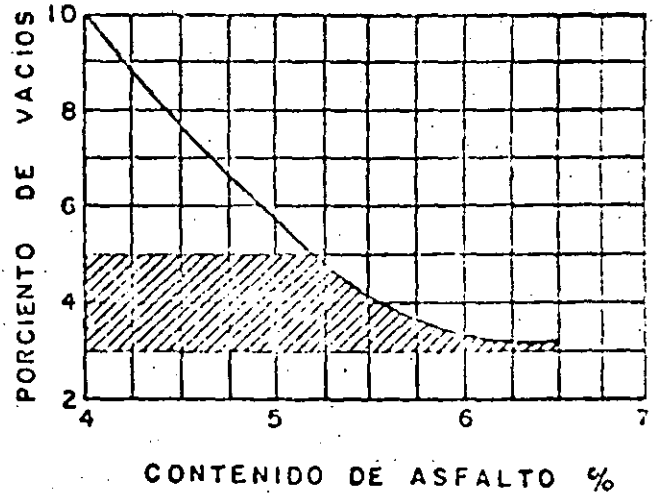
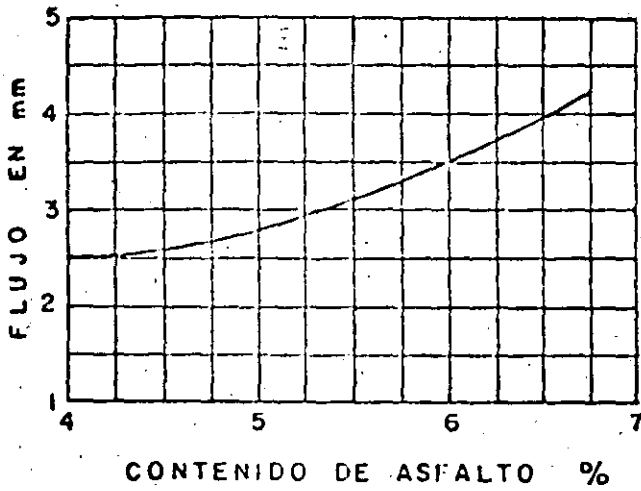
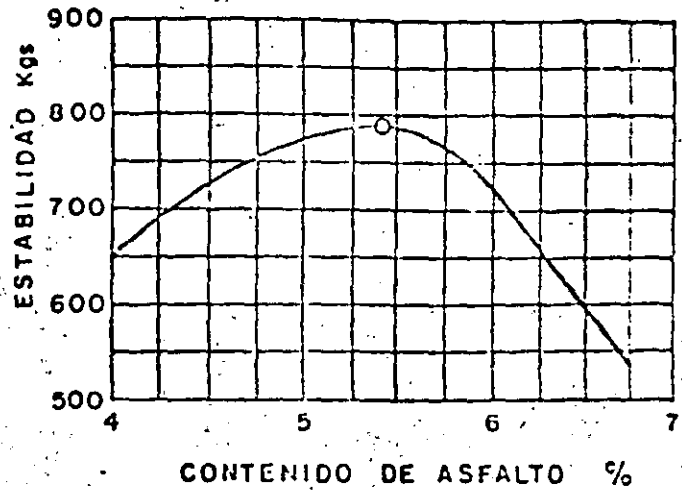
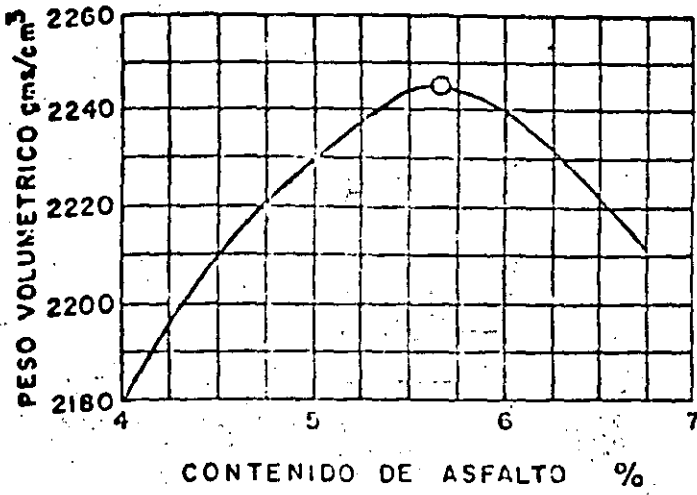


FIG. 2.1

2.1.1.- MEZCLA DE REBAJADOS ASFÁLTICOS.

PRIMERAMENTE HAY QUE CERCIORARSE DE QUE EL AGREGADO PÉTREO HAYA ELIMINADO EL AGUA SUPERFICIAL Y QUE NO CONTENGA MAYOR HUMEDAD QUE LA DE ABSORCIÓN. EN CASO DE NO SER ASÍ SE LE DEBE AIREAR MEDIANTE MOTOCONFORMADORA, PALA CARGADORA O ALGÚN OTRO PROCEDIMIENTO QUE PERMITA SU CONTACTO CON EL SOL. AQUÍ DEBE INSISTIRSE EN LA NECESIDAD DE TOMAR LAS PRECAUCIONES PARA EVITAR QUE EL MATERIAL SE MOJE ANTES DE UTILIZARLO.

UNA VEZ SECO EL PÉTREO, SE CUBICA Y SE TIENDE EN UNA CAMA Y MEDIANTE UNA PETROLIZADORA SE LE AÑADE EL PRODUCTO ASFÁLTICO A LA TEMPERATURA ESPECIFICADA, 80°C SI ES FR-3, EN LA CANTIDAD QUE EL DISEÑO DE LA MEZCLA MARQUE Y SE LE DA EL NÚMERO DE VUELTAS NECESARIO PARA ELIMINAR LOS SOLVENTES Y LOGRAR EL CUBRIMIENTO UNIFORME DE LOS AGREGADOS CON EL PRODUCTO ASFÁLTICO, HASTA EL LLAMADO FACTOR K.

CONVIENE CONSERVAR UNA PEQUEÑA PROPORCIÓN DE SOLVENTES QUE FACILITE LA OPERACIÓN DE EXTENDIDO. DURANTE LA PRIMERA ETAPA DE VIDA DE LA CARPETA DICHOS SOLVENTES SE PERDERÁN POR EVAPORACIÓN. SIN EMBARGO SI SE DEJAN SOLVENTES EN EXCESO, LA CARPETA SERÁ DEFORMADA POR LA ACCIÓN DE LAS CARGAS.

2.1.2.- MEZCLAS DE EMULSIÓN ASFÁLTICA.

LA OPERACIÓN ES SIMILAR A LA EXPRESADA PARA LAS MEZCLAS

DE REBAJADOS ASFÁLTICOS, A PARTIR DE UN PRODUCTO ASFÁLTICO DE CARACTERÍSTICAS DIFERENTES.

LA EMULSIÓN SE APLICA SOBRE EL AGREGADO Y SE PROCEDE A MOVER LA MEZCLA HASTA QUE SE PRODUCE EL ROMPIMIENTO ESCURRIENDO ENTONCES EL AGUA CONTENIDA POR LA EMULSIÓN. EN ESA ETAPA LA MEZCLA DEJA DE SER MANEJABLE Y DEBE PROCEDERSE A SU TENDIDO CON EL GRADO DE CUBRIMIENTO QUE HAYA SIDO ALCANZADO. SOBRA SEÑALAR QUE DEBE REALIZARSE EL PROCESO CON EL MAYOR CUIDADO PARA LOGRAR QUE EL ROMPIMIENTO OCURRA CUANDO SE TIENEN YA CUBIERTAS LAS PARTÍCULAS.

2.1.3.- MEZCLAS ELABORADAS EN PLANTA:

SE DISTINGUEN PLANTAS DE PRODUCCIÓN DISCONTINUA Ó DE BACHAS Y PLANTAS DE PRODUCCIÓN CONTÍNUA:

EN LO SIGUIENTE SE DA UNA DESCRIPCIÓN DE CADA UNO DE LOS TIPOS SEÑALADOS, A TRAVÉS DE LAS FIGURAS 2.2 Y 2.3.

PLANTA DE PRODUCCION DISCONTINUA:

EL MATERIAL PROCEDENTE DEL ALMACÉN SE ALIMENTA A LA PLANTA, DEPOSITÁNDOSE EN LAS TOLVAS PARA MATERIAL FRÍO (1); POR LO GENERAL SON CUATRO TOLVAS, DISPUESTAS PARA RECIBIR MATERIAL PÉTREO DE DISTINTOS TAMAÑOS. ÉSTAS TOLVAS ESTÁN EQUIPADAS, EN SU DESCARGA, CON COMPUERTAS AJUSTABLES PARA REGULAR LA CAÍDA DEL MATERIAL AL ALIMENTADOR DE FRÍOS (2), (EL CUAL PUEDE SER DE BANDA O DE VAIVÉN), POR LO QUE ES POSIBLE DOSIFICAR EL MATERIAL PÉTREO FRÍO, PARA QUE CAIGA AL DEPÓSITO (3) CON UNA PRIMERA GRADUACIÓN GRANULOMÉTRICA. DE ESTE DEPÓSITO ES LLEVADO POR EL ELEVADOR DE CANGILONES (4), HASTA LA TOLVA DE ENTRADA DEL SECADOR (5); EN ESTA PARTE SE ENCUENTRA UNA REJILLA PARA IMPEDIR LA ENTRADA DE OBJETOS MAYORES AL TAMAÑO FIJADO. AL ENTRAR EL MATERIAL AL SECADOR (7), EL POLVO (6), PUEDE SER REINCORPORADO, EN CASO NECESARIO, EN EL RECIPIENTE (8), EN DONDE SE UNE AL MATERIAL QUE SALE DEL SECADOR. DE ALLÍ ES LLEVADO POR UN SEGUNDO ELEVADOR DE CANGILONES (9), HASTAS LAS CRIBAS VIBRATORIAS (10), PARA SER SEPARADO POR TAMAÑOS, DEPOSITÁNDOSE EN LAS TOLVAS DE MATERIAL CALIENTE (11); POR LAS COMPUERTAS DE ESTAS TOLVAS SE EXTRAE DE CADA UNA LA CANTIDAD EN PESO QUE FIJA LA GRANULOMETRÍA DE PROYECTO, VALIÉNDOSE DEL RECIPIENTE PESADOR (12) Y ADICIONANDO POR LA VÁLVULA (13), EL CEMENTO ASFÁLTICO CALIENTE. LOS MATERIALES YA DOSIFICADOS, ASÍ COMO EL

CEMENTO ASFÁLTICO PASAN AL MEZCLADOR (14), EN DONDE SE HOMOGENEIZA LA MEZCLA Y SE DESCARGA AL CAMIÓN QUE LA HA DE TRANSPORTAR.

PLANTA DE PRODUCCION CONTINUA:

EL MATERIAL PROCEDENTE DEL ALMACÉN SE ALIMENTA A LA PLANTA, DEPOSITÁNDOSE EN LAS TOLVAS PARA MATERIAL FRÍO (1), POR LO GENERAL DE CUATRO TOLVAS, DISPUESTAS PARA ALIMENTAR MATERIAL PÉTREO DE DISTINTOS TAMAÑOS. ESTAS TOLVAS ESTÁN EQUIPADAS, EN SU DESCARGA, CON COMPUERTAS AJUSTABLES PARA REGULAR LA CAIDA DEL MATERIAL AL ALIMENTADOR DE FRÍOS (2), (EL CUAL PUEDE SER DE BANDA Ó DE VAIVÉN), POR LO QUE ES POSIBLE DOSIFICAR EL MATERIAL PÉTREO FRÍO, PARA QUE CAIGA AL DEPÓSITO (3) CON UNA PRIMERA GRADUACIÓN GRANULOMÉTRICA. DE ESTE DEPÓSITO ES LLEVADO POR EL ELEVADOR DE CANGILONES (4), HASTA LA TOLVA DE ENTRADA DEL SECADOR (5); EN ESTA PARTE SE ENCUENTRA UNA REJILLA PARA IMPEDIR LA ENTRADA DE OBJETOS MAYORES AL TAMAÑO FIJADO. AL ENTRAR EL MATERIAL AL SECADOR (7), EL POLVO (6), PUEDE SER INCORPORADO, EN CASO NECESARIO, EN EL RECIPIENTE (8), EN DONDE SE UNE AL MATERIAL QUE SALE DEL SECADOR. DE ALLÍ ES LLEVADO POR UN SEGUNDO ELEVADOR DE CANGILONES (9), HASTA LAS CRIBAS VIBRATORIAS (10), PARA SER SEPARADO POR TAMAÑOS, DEPOSITÁNDOSE EN LAS TOLVAS DE MATERIAL SALIENTE (11); POR LAS COMPUERTAS (12) DE ESTAS TOLVAS SE EXTRAE DE CADA UNA LA CANTIDAD QUE FIJA LA GRANULOMETRÍA DE PROYECTO, Y ADICIONANDO POR LA VÁLVULA (13), EL CEMENTO ASFÁLTICO CALIENTE.

LOS MATERIALES YA DOSIFICADOS, ASÍ COMO EL CEMENTO ASFÁLTICO

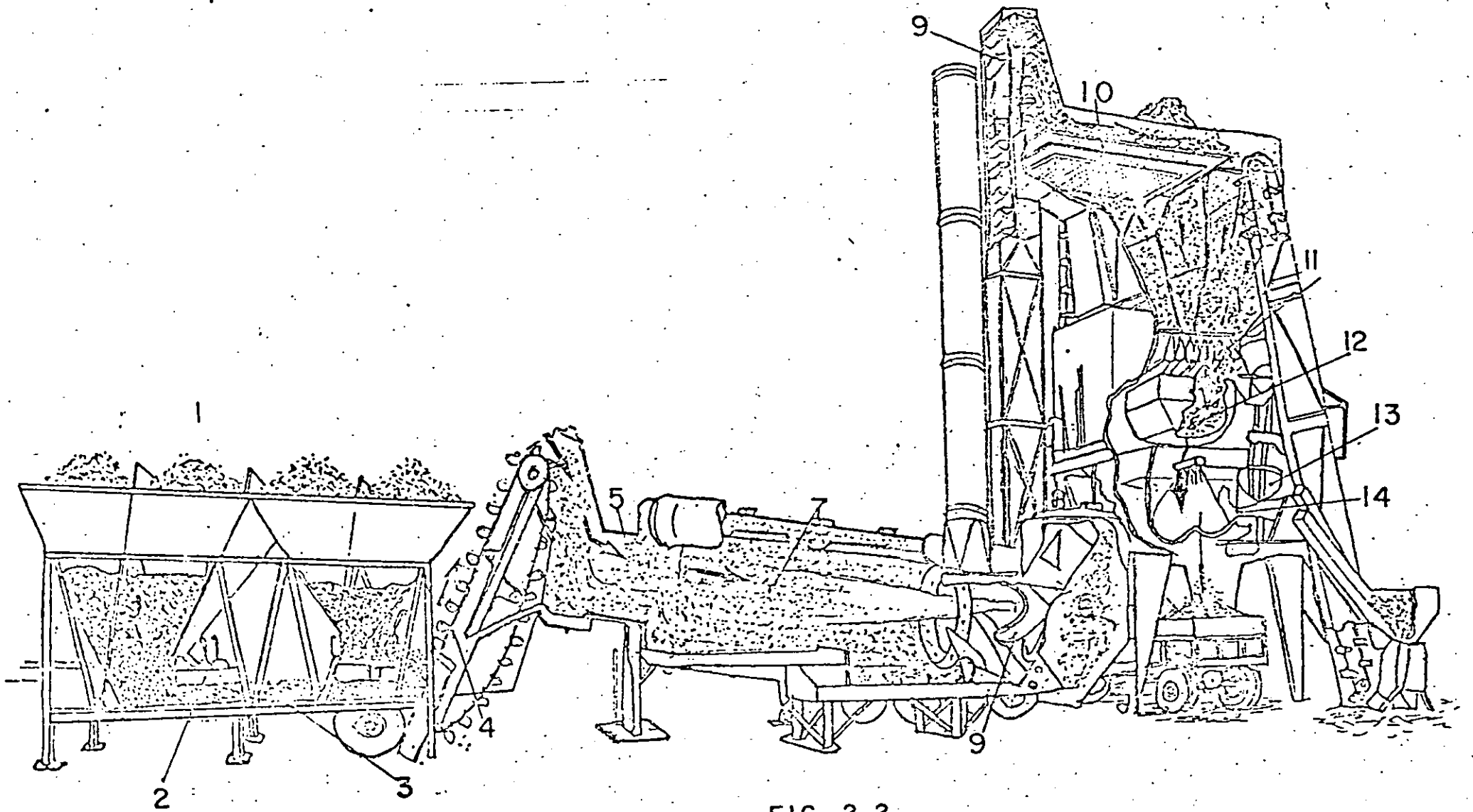


FIG. 2.2

INSTALACION MEZCLADORA DISCONTINUA

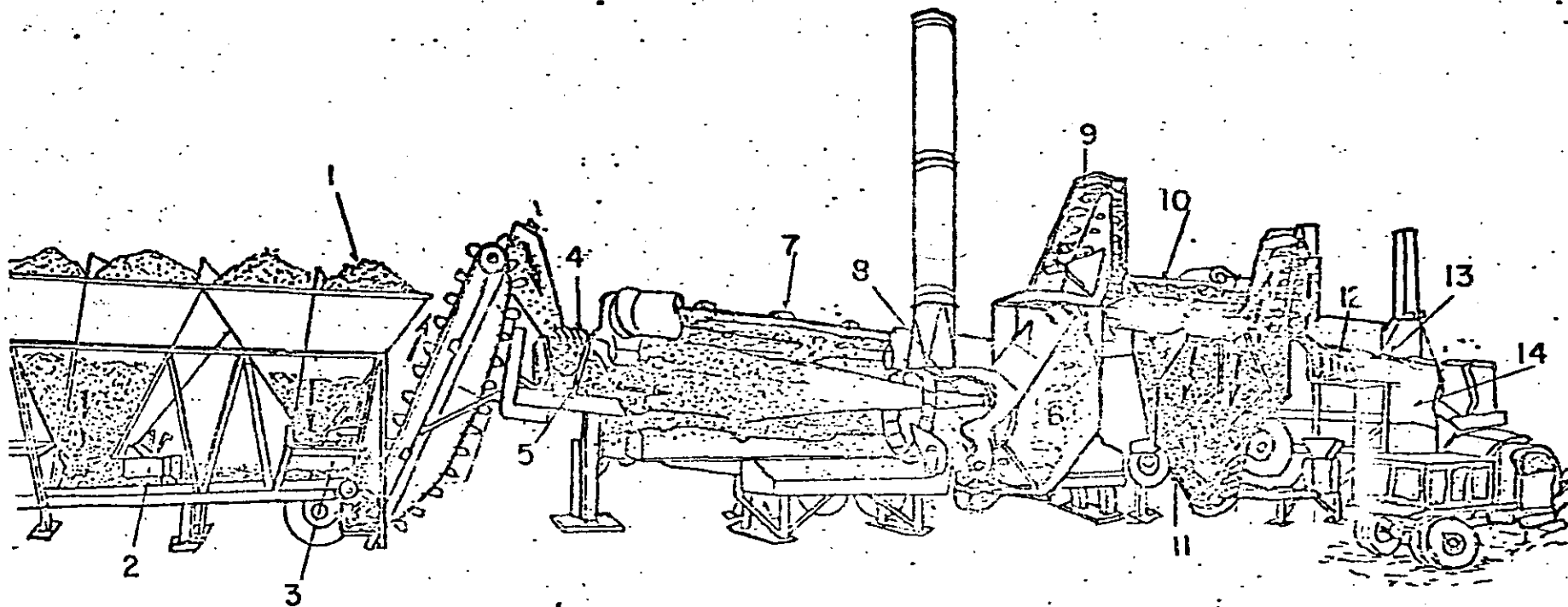


FIG. 2.3

INSTALACION MEZCLADORA CONTINUA

PASAN AL MEZCLADOR (14), EN DONDE SE HOMOGENEIZA LA MEZCLA Y SE DESCARGA AL CAMIÓN QUE LA HA DE TRANSPORTAR.

EN ESTE TIPO DE PLANTAS CONTÍNUAS, EL MATERIAL PROCEDENTE DE LAS TOLVAS DE ALMACENAJE EN CALIENTE, SE DOSIFICA POR MEDIO DE COMPUERTAS REGULABLES QUE DESCARGAN SOBRE LOS ALIMENTADORES DE MATERIAL CALIENTE. TODOS LOS MATERIALES SON TRANSPORTADOS AL MEZCLADOR EN FORMA CONTÍNUA.

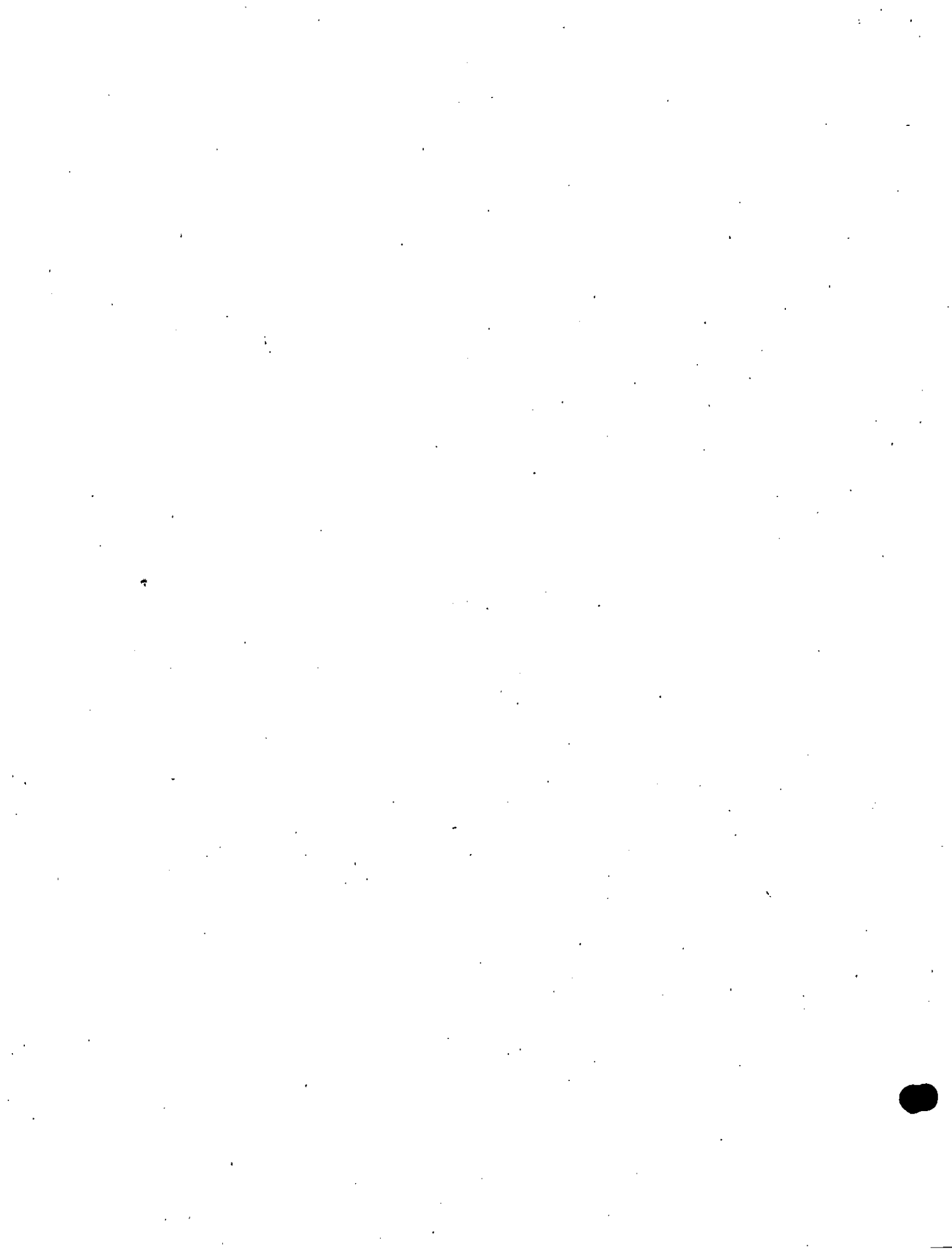
EL ASFALTO TAMBIÉN AFLUYE EN FORMA CONTÍNUA, Y SE REGULA CON UN SISTEMA DE BOMBEO CONECTADO CON EL MECANISMO DE DOSIFICACIÓN. DE TAL MANERA QUE SE OBTIENE UNA RELACIÓN CONSTANTE ENTRE LA CANTIDAD TOTAL DE LOS AGREGADOS PÉTREOS Y EL PRODUCTO ASFÁLTICO EMPLEADO, EN FORMA INDEPENDIENTE DE LA VELOCIDAD DE PRODUCCIÓN DE LA CARPETA.

3).- TENDIDO.

3.1.- MEZCLAS FRIAS.

PARA INICIAR EL TENDIDO DEBERÁ VERIFICARSE LA PENETRACIÓN DEL RIEGO DE IMPREGNACIÓN Y SI ÉSTA ES ADECUADA PROCEDER AL DE LIGA, 0.3 A 0.5 L/M².

PARA EL TENDIDO SE USA EL MISMO EQUIPO QUE DE MEZCLADO:



LA MOTOCONFORMADORA. MEDIANTE LA ALTURA DE LA CUCHILLA. SE CONTROLA EL ESPESOR QUE DESEA COLOCARSE. ESTE PROCEDIMIENTO TIENE COMO DESVENTAJA QUE CLASIFICA LOS MATERIALES POR EFECTO DE ARRASTRE, SIN EMBARGO, DADA LA CALIDAD ESPERADA DE LA MEZCLA, SE CONSIDERA ADECUADO.

EN ALGUNOS CASOS, SOBRE TODO PARA BASES ESTABILIZADAS, PUEDE USARSE LA MÁQUINA EXTENDEDORA Ó "FINISHER", CUANDO SE HA EMPLEADO EMULSIÓN; CON ELLO SE EVITAN LAS CLASIFICACIONES DE TAMAÑOS DEL PÉTREO Y SE CONSIGUE UN MEJOR CONTROL DE ESPESORES.

3.2.- MEZCLAS CALIENTES.

UNA VEZ REALIZADO EL RIEGO DE LIGA SE PROCEDE AL TENDIDO CON EQUIPO ESPECIALMENTE DISEÑADO PARA ESTE FIN, QUE CUENTA CON LOS DISPOSITIVOS NECESARIOS PARA GARANTIZAR:

- UN EXTENDIDO CONTÍNUO.
- UN ESPESOR CONSTANTE.
- UNA COMPACTACIÓN PRIMARIA.
- UNA MEZCLA UNIFORME.

LA MEZCLA DEBE SALIR DE LA PLANTA A UNA TEMPERATURA ENTRE 120 Y 150°C Y TENDERSE A UNA TEMPERATURA COMPRENDIDA ENTRE 100 Y 110°C.



4).- COMPACTACION.

ES EL PROCESO EN EL QUE SE LOGRA EL ACOMODO DE LOS MATERIALES A TRAVÉS DE LA ENERGÍA MECÁNICA DEL EQUIPO.

4.1.- MEZCLAS FRIAS.

LA MEZCLA SE ARMA CON UN RODILLO LISO LIGERO Y SE LE DA EL MAYOR PORCENTAJE DE COMPACTACIÓN CON UN RODILLO NEUMÁTICO, EL PROCESO FINAL, DE CIERRE, SE HACE NUEVAMENTE CON RODILLO LISO, DE 6-8 TONS.

EN GENERAL ESTAS MEZCLAS SE COMPACTAN AL 95% DEL PESO VOLÚMETRICO MÁXIMO ALCANZABLE, DETERMINADO MEDIANTE PRUEBAS DE COMPRESIÓN DIRECTA SIN CONFINAR.

PARA LAS MEZCLAS DE EMULSIÓN SERÁ NECESARIO PERMITIR LA EXPULSIÓN DEL AGUA Y EVITAR QUE SE PRESENTEN INESTABILIDADES MECÁNICAS POR ELLO, NO DIFIRIENDO, EN GENERAL, EL PROCESO DEL AQUÍ RELACIONADO.

4.2.- MEZCLAS CALIENTES.

INTERVIENEN 2 EQUIPOS: RODILLOS LISOS Y RODILLOS DE NEUMÁTICOS

EN LA PRÁCTICA CONOCIDA CONSISTE EN APLICAR PRIMERO EL RODILLO LISO, PARA "ARMAR" Y POSTERIORMENTE EL DE NEUMÁTICOS PARA ALCANZAR EL GRADO DESEADO DE COMPACTACIÓN.

NO OBSTANTE LO ANTERIOR ES INTERESANTE OBSERVAR LA TÉCNICA FRANCESA MODERNA:

"SE DEBE EMPLEAR EN CABEZA, MUY CERCA DE LA EXTENDEDORA, HASTA CASI TOCARLE, UN COMPACTADOR DE NEUMÁTICOS, PARA APROVECHAR EL EFECTO DE AMASADO".

LAS HUELLAS QUE MARCA SON BORRADAS POR EL RODILLO LISO.

LA COMPACTACIÓN REQUERIDA ES DE 95% DEL PESO VOLUMÉTRICO MÁXIMO MARSHALL.

SON FACTORES IMPORTANTES PARA LOGRAR UNA BUENA COMPACTACIÓN:

EL ESPESOR DE LA CAPA.

EL DISEÑO DE LA MEZCLA.

EL PESO Y TIPO DE LOS COMPACTADORES.

LAS TEMPERATURAS DE TENDIDO Y COMPACTACIÓN.

5).- CALIDAD DE LA MEZCLA.

5.1.- MEZCLAS FRIAS.

LA CALIDAD A ALCANZAR SERÁ LA PERMITIDA POR TODOS LOS PROCESOS.

QUE FORMAN PARTE DE LA ELABORACIÓN.

ESPECIAL CUIDADO DEBE TENERSE EN LA GRANULOMETRÍA DE LOS AGREGADOS, LA CALIDAD DEL ASFALTO A EMPLEAR, LA HUMEDAD DE LOS AGREGADOS AL APLICARLES EL PRODUCTO, EL DESFLUXADO DE LA MEZCLA, EL TENDIDO Y LA COMPACTACIÓN. DE ESTE RESUMEN SE APRECIA QUE LA MEZCLA RESULTANTE TENDRÁ LA CALIDAD QUE CORRESPONDE A LA CONCATENACIÓN DE TODAS ESTAS ACTIVIDADES Y QUE CUALQUIERA DE ELLAS, AL SER MAL EJECUTADA, DARÁ AL TRASTE CON EL OBJETIVO DEL TRABAJO.

5.2.- MEZCLAS CALIENTES.

LA SUPERVISIÓN Y CONTROL DEBEN COMENZAR AL MOMENTO DE INICIARSE LA PRODUCCIÓN DE AGREGADOS, SIN EMBARGO, ES CONVENIENTE QUE SE OBSERVE LA MANIOBRA DE INSTALACIÓN Y ARMADO DE LA PLANTA, CON OBJETO DE OBTENER, DESDE UN PRINCIPIO LOS DATOS NECESARIOS SOBRE LAS CONDICIONES DEL EQUIPO, COMO BANDAS, ELEVADORES, QUEMADORES, CRIBAS, COMPUERTAS, ETC., Y PODER PREVER LAS PROBABLES CAUSAS DE FUTUROS PROBLEMAS DE PRODUCCIÓN.

ACTUALMENTE LAS REGLAMENTACIONES DE LA S.C.T., DEJAN A JUICIO Y CRITERIO DEL CONTRATISTA LOS AJUSTES Y CALIBRACIÓN DE LAS PLANTAS. DE NO EFECTUARSE LA CALIBRACIÓN LA GRANULOMETRÍA SERÁ DEFECTUOSA, DE AQUÍ QUE NO SIEMPRE DEBE ACHACARSE A LOS BANCOS DE MATERIAL O A LOS PROCESOS DE TRITURACIÓN LOS DEFECTOS EN CURVAS DE GRANULOMETRÍA.

SE DA AQUÍ POR REPETIDO LO SEÑALADO EN EL PÁRRAFO ANTERIOR RESPECTO A LA CALIDAD DE LAS MEZCLAS.

HAY QUE TENER EN CUENTA, AL TRABAJAR EL CONCRETO ASFÁLTICO QUE:

UNA BUENA MEZCLA, MAL TENDIDA Y MAL COMPACTADA NOS DA UNA MALA CARPETA.

UNA MALA MEZCLA BIEN TENDIDA Y BIEN COMPACTADA NOS DA UNA MALA CARPETA.

ES DECIR, QUE EN EL CONCRETO ASFÁLTICO NO PUEDE DESCUIDARSE NI LA ELABORACIÓN, NI EL TENDIDO NI LA COMPACTACIÓN.

AL TENERSE DUDA SOBRE LA CALIDAD DE UNA ZONA DE MEZCLA YA TENDIDA, LO MEJOR ES LEVANTARLA, CON LO QUE SE LOGRARÁ EN EL PLAZO INMEDIATO REALIZAR UNA OPERACIÓN QUE INDEFECTIVAMENTE DEBE OCURRIR.

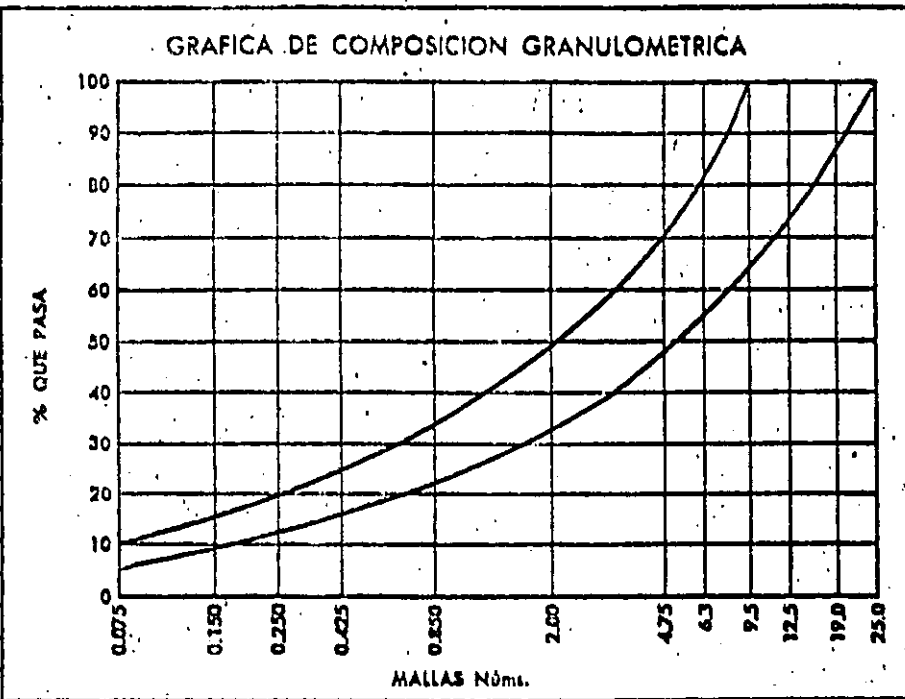
INFORME DE ENSAYE DE CONCRETO ASFALTICO

OBRA _____	ENSAYE N° _____
LOCALIZACION (CIUDAD, CAMINO, TIPO, KILOMETRO, ORIGEN DEL CADENAMIENTO, ETC.) _____	FECHA DE RECIBO _____
	FECHA DE INF. _____

DATOS DEL MUESTREO	DESCRIPCION DEL MATERIAL _____	PARA USARSE EN _____
	TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO _____	
	CLASE DE DEPOSITO MUESTREADO _____	
	UBICACION DEL BANCO DE DONDE PROCEDE EL MATERIAL PETREO _____	

VIAJE N° _____	TENDIDO EN km _____	A km _____	CARRIL _____	FRANJA _____
TEMP. DE LA MEZCLA AL BAIR DE LA PLANTA _____ °C, EN EL TENDIDO _____ °C, AL INICIAR LA COMPACT. _____ °C				

CARACTERISTICAS DE MATERIAL PETREO	P.E. SECO SUELTO, kg/m ³				
	COMPOSICION GRANULOMETRICA	MALLAS	%	QUE PASA	DEL PROYECTO
		Núm. 25.0			
		" 19.0			
		" 12.5			
		" 9.5			
		" 6.3			
		" 4.75			
		" 3.00			
		" 0.850			
		" 0.425			
	" 0.250				
	" 0.150				
	" 0.075				
		P.E. (Yp), g/cm ³			
	ABSORCION %				
	DESBOASTE %				
	% DE TRITURACION				
	PART. ALARGADAS %				
	PART. LAJEADAS %				
	EQUIV. DE ARENA %				
	CONTRACCION LINEAL %				



CARACTERISTICAS DE LA MEZCLA	DEL PROYECTO	CARACTERISTICAS DEL ESPECIMEN	ESPECIFICACION	CARACTERISTICAS DEL ASFALTO
CONTENIDO ASFALTO %		P.E. kg/m ³		TIPO
ADITIVO USADO MARCA		ESTABILIDAD, kg		PENETRACION
TIPO		FLUJO, mm		VISCOSIDAD
CANTIDAD %		VACIOS %		TEMP. RECOM.
AFINIDAD		V.A.M. %		TEMP. DE APLIC.

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

EL LABORATORISTA _____	EL JEFE DEL LABORATORIO _____	Vo. So. _____
---------------------------	----------------------------------	------------------

INFORME DE TEMPERATURAS Y TENDIDO DE MEZCLA ASFALTICA ELABORADA EN CALIENTE

OBRA _____	ENSAYE No. _____
LOCALIZACION _____ <small>(CIUDAD, CAMINO, TRAMO, KILOMETRO, ORIGEN DEL CADENAMIENTO, ETC.)</small>	FECHA DE RECIBO _____
	FECHA DE INFORME _____

CAPA _____	ESPESOR DE PROYECTO DE LA CAPA _____ cm
PLANTA EN km _____	DESVIACION _____
	ESPESOR DE LA CAPA ANTES DE COMPACTAR _____ cm

VIAJES		MUES- TRA No.	HORAS		TEMPS. DE LA MEZCLA			T E N D I D O					ESPESOR DE CAPA TENDIDA (Antes de compactar)	OBSERVACIONES
CAMION No.	VOL. m ³		SALIDA DE PLANTA	DESCARGA EN TRAMO	AL SALIR DE LA PLANTA	AL TENDER	AL COMPACTAR	DE km	A km	LADO O FRANJA	CALZADA	ANCHO m		

EL LABORATORISTA _____	EL JEFE DEL LABORATORIO _____	V° B° _____
------------------------	-------------------------------	-------------



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

DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I

BASES Y SUB-BASES

ING. ALFREDO GUERRA GUAJARDO

AGOSTO, 1984.

1.- Alimentador de banda de 24" x 6'6"	\$	743.16
2.- Bomba de agua de 4"		801.94
3.- Camión pipa de 8 m3.		2,282.77
4.- Compactador neumático de 9 ruedas		1,682.22
5.- Compactador vibratorio CA25A llantas tracción		3,161.41
6.- Disgregador de terrones		244.64
7.- Motoconformadora 12G		4,497.62
8.- Planta de luz de 75 KW		1,727.87
9.- Planta mezcladora de base		5,734.62
10.- Tractor D7G, 7U, 7		7,286.74

A) Revoltura hecha con motoconformadora

1.- Revoltura
motoconformadora 12; \$ 4,497.62/hr.
producción 54 m3./hr.

$$\frac{\$ 4,497.62/\text{hr.}}{54 \text{ m3./hr.}} = \$ 83.29/\text{m3.}$$

2.- Agua

a) Extracción del agua
bomba de 4"; \$ 801.94 hr.
producción 48 m3./hr.

$$\frac{\$ 801.94/\text{hr.}}{48 \text{ m3./hr.}} = \$ 16.71/\text{m3.}$$

b) Acarreo y aplicación
camión pipa de 8 m3.; \$ 2,282.77/hr.
producción 12 m3./hr.

$$\frac{\$ 2,282.77/\text{hr.}}{12 \text{ m3./hr.}} = \$ 190.23/\text{m3.}$$

$$a + b = \$ 206.94/\text{m3.}$$

Se requieren 200 lt. de agua/m3.

$$\$ 206.94/\text{m3.} \times 200 \text{ lt./m3.} = \$ 41.39/\text{m3.}$$

1.- \$ 83.29/m3.
 2.- 41.39
 \$ 124.68/m3. (1)

B) Revoltura hecha con planta mezcladora de subbase y base

1.- Elaboración de la mezcla en planta.

tractor D7, 7U, 7	\$ 7,286.74/hr.
alimentador de banda de 24"	743.16
disgregador de grumos	244.64
planta mezcladora de subbase y base	5,734.62
planta de luz de 75 KW	1,727.87
bomba de 4"	801.94
camión pipa de 3000 lt.	<u>2,232.77</u>
	\$ 18,821.74/hr.

producción 200 m3. sueltos/hr.
 factor de abudamiento 1.35

$$\frac{\$ 18,821.74/\text{hr.} \times 1.35}{200 \text{ m3./hr.}} = \$ 127.05/\text{m3.}$$

2.- Agua para compactación que se acarrea al camino

partida A) 2.- \$ 200.94/m3.
 se requieren 50 lt. de agua/m3.

$$\$ 200.94/\text{m3.} \times 50 \text{ lt./m3.} = \$ 10.35/\text{m3.}$$

1.- \$ 127.05
 2.- 10.35

\$ 137.40 (2)

Este aparente encarecimiento del:

$$\frac{(2) \$ 137.40/\text{m3.} - (1) \$ 124.63/\text{m3.}}{(1) \$ 124.63/\text{m3.}} = 10\%$$

que se obtiene usando el procedimiento de mezclado en planta contra el de mezclado con motoconformadora, es absorbido con margen, por los ahorros que se obtienen como consecuencia de las ventajas 5, 6 y 7 antes señaladas. (página 4)

Compactación.

El costo de compactación representa una muy pequeña parte del costo total de la obra. A cambio de esto, la compactación tiene una decisiva influencia en la calidad y tiempo de vida de la obra. Una compactación eficiente incrementa sustancialmente el valor soporte y la estabilidad del material, mejora la impermeabilidad en la mayoría de los casos y prácticamente elimina los asentamientos. Así, la compactación hace al suelo capaz de soportar las cargas de los vehículos y reduce sustancialmente los costos de mantenimiento.

La compactación de subbase y base ha tenido una evolución muy importante en la introducción de compactadores vibratorios autopropulsados.

Actualmente, para compactar la producción de una planta mezcladora de subbase y base de 540 Ton./hr. de capacidad, se requiere de un compactador vibratorio autopropulsado de 9 Ton. de peso estático, compuesto de un solo rodillo, y de un compactador neumático autopropulsado de 11 Ton. con llantas de 90 psi. El compactador neumático se utiliza no por falta de capacidad de producción del compactador vibratorio, sino porque éste no puede orillarse lo suficiente para compactar los hombros del pavimento. El compactador vibratorio autopropulsado cuenta con la tracción suficiente para compactar espesores hasta de 25 cm., lo que hace que el número de capas de pavimento se reduzca.

El costo de compactación de subbase y base utilizando el equipo antes mencionado es como sigue:

Compactador vibratorio CA25A llantas tracción	\$ 3,101.41
Compactador neumático de 9 ruedas	\$ 1,532.22
	\$ 4,633.63

$$\frac{\$ 4,633.63/\text{hr.} \times 1.35}{200 \text{ m}^3/\text{hr.}} = 32.69/\text{m}^3.$$

Las ventajas principales de este método de compactación son las siguientes:

- 1.- Bajo costo.
- 2.- Menos interrupción al tránsito.
- 3.- Estandarización de equipo para compactar tanto subbase y base como carpeta asfáltica.

Directorio de Alumnos del curso: DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS I
Del 6 al 11 de agosto de 1984

1. Jesús A. Araiza Armenta
S C T
Centro SCOP
Xola y Universidad
Depto. de Obras
Cuerpo B
México, D.F.
Medicina 37-2
Copilco Universidad
04360 México, D.F.
548 3950
2. Gustavo Barnard Reyes
S C T
Xola y Universidad
Centro SCOP
Narvarte
México, D.F.
519 88 60
Bondoquito 16-5
Michoacana
V.Carranza
15240 México, D.F.
3. José L. Villegas Grifaldo
SCT
Centro SCOP y Xola
México, D.F.
Indios Verdes 219
Netzahualcoyotl
México
765 62 58
4. Raúl Munguía Monroy
SCT
Dir.Gral. de Conservación
Centro SCOP
México, D.F.
519 88 60
Cedro 13
Los Reyes Iztacala
México, D.F.
789 60 83
5. Laura A. Alonso Salomón
Universidad de Yucatán
Fac. de Ing.
Calle 14 x 41
Mérida, Yuc.
7 30 44
Calle 59 No. 609
Mérida, Yuc.
6. Eleazar O. Barrios Vega
S C T
Dir.Gral. de Carr. en Cooperación
Centro SCOP
03028 México, D.F.
538 9085
Juan Lucas de Lassaga 97-11
Obrera
Cuauhtémoc
06800 México, D.F.
761 35 45
7. Jorge G. Barraza Carrillo
ASA
762 79 44
Argón 4 Rosario I
Azcapotzalco
02430 México, D.F.
762 79 44

8. Arturo Bernal López
A SA
Av. 606 s/n
S.J. de Aragón
G.A.Madero
México, D.F.
794 76 82
9. Jorga A. Blanco Moreno
CCYP, S.A.
Minería 145
Escandón
México, D.F.
5160460
10. Alvaro Bravo Zepeda
ASA
Av. 606 s/n
S.J. de Aragón
G.A.Madero
México, D.F.
784 23 02
11. Jorge A. Caraza Islas
Junta Local de Caminos Puebla
Coordinador Gral. de Laboratorios
17 Ote. No. 1624
Puebla, Pue.
43 37 88
12. Carlos H. Castellanos Napoles
S C T
Xol a y Av. Universidad
México, D.F.
530 75 08
13. Luis N. Castro Aguilar
Dir. Gral. de Aeropuertos
Chiapas 121
México, D.F.
C.P. 06700
584 48 94
14. Francisco M. Cerro Díaz
Dir. Gral. de Aeropuertos
Chiapas 121 P.B.
Roma
06700 México, D.F.
574 83 50
15. Miguel A. Contreras Aguilera
S C T
Dir. Gral. de Aeropuertos
Chiapas 121-5° Piso
Col. Roma
México, D.F.
574 83 00
- N. León 209
Providencia
G.A.Madero
794 76 82
- Clavijero 18
Cda. Satélite
Naucalpan, Edo. de Méx.
562 26 52
- Tarango L 14 M 9
Ampliación las Águilas
México, D.F.
- 37 Ote. No. 1631
Mirador
Puebla, Pue.
72540 C.P.
45 38 23
- José Rocabruna 57
Copilco el Alto
Coyoacán
México, D.F.
04360 C.P.
658 74 06
- Neptuno 117
San Simón
Cuauhtémoc
06920 México, D.F.
583 58 26
- Sultepec 40-201
Hipódromo
06100 México, D.F.
271 12 48
- Valle Marañón 31-4
Valle de Aragón
Estado de Méx.
574 83 00

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

NAV 01 10
NOV 1954
NAVY
OFFICE OF THE
SECRETARY OF THE NAVY
WASHINGTON, D.C.

16. Luis J. Contreras de Oteyza
Construcciones, Conducciones y
Pavimentos
ICA
Minería 145
Escandón
México, D.F.
516 04 60 Ext. 165
- Volador 31-001
Naucalpan
Edo. de Méx.
17. Hugo Alejandro Correa García
CYP, S.A.
ICA
Minería 145
Escandón
18000 México, D.F.
5160460
- Fco. J. Clavijero 31
Cda. Satélite
Edo. de México
053100 C.P.
5 72 82 64
18. José L. L. Delgado Flores
S. C.T.
Chiapas 121
Roma
México, D.F.
574 83 00
- I. Zaragoza 602
Cond. IV F 503
Cuatro Arboles
V. Carranza
15730 México, D.F.
19. Nora E. De Santiago Macedo
Dir. Gral. de Caminos Rurales
- Sta. Cruz 156-5
Portales
B. Juárez
03300 México, D.F.
532 99 22
20. José E. Díaz Pedrero
Constructora y Urbanizadora CUR, S.A.
Saltillo 194°
Condesa
06100 México, D.F.
553 51 99
- Amores 1641
Valle
B. Juárez
3100 México, D.F.
524 02 09
21. Castor Estrada Pérez
Constructora y Urbanizadora CUR, S.A.
Saltillo 19
Hipódromo Condesa
México, D.F.
553 13 22
- P. de las Yucas 43
Prados Verdes
Morelia, Mich.
22. Miguel A. Falcón Valverde
Construcciones, Conducciones y Pavimentos, S.A.
Minería 145
Escandón
México, D.F.
516 04 60
- Agrario 8 A
Estrella
Iztapalapa
09800 México, D.F.
670 15 97
23. Carlos Flores Illescas
Dir. Gral. de Aeropuertos
Chiapas 121-2°
Roma
México, D.F.
574 88 42
- Av. Unión 261
Tepeyac Insurgentes
G.A. Madero
07020 México, D.F.
781 57 94

1944
1945
1946
1947

1948
1949
1950
1951
1952

1953
1954
1955
1956
1957

1958
1959
1960
1961
1962

1963

1964
1965
1966

1967
1968
1969
1970
1971
1972

1973
1974
1975
1976
1977

1978
1979
1980
1981
1982
1983

1984
1985
1986
1987
1988
1989
1990

24. Carlos Flores Illescas
Dir. Gral. de Aeropuertos
Chiapas 121-2° Piso
México, D.F.
574 88 42
25. Armando Fuentes de la Rosa
C F E
Augusto Rodrín 265
Nochebuena
A. Obregón
México, D.F.
563 37 00 Ext. 228
26. José L. E. García Muñoz
Facultad de Ingeniería
U N A M
México, D.F.
550 52 15 Ext. 3764
27. V. Jesús García Vázquez Islas
Almacenes Nacionales de Depósito, S.A.
Plaza de la Constitución No. 7
Centro
Cuauhtémoc
México, D.F.
518 10 70 Ext. 162
28. Víctor T. Gaviño Angeles
Teoloyucán
Edo. de México
29. Octavio Giordano Bonilla
30. Miguel A. Gomez Cundapi
Nte. 180 No.651
Col. Pensador
V. Carranza
08730 México, D.F.
760 09 99
31. Víctor Guerrero Martínez
Ingenieros y Arquitectos, S.A.
Minería 145
Escandón
516 04 60
32. Raciél Gutiérrez Gutiérrez
ASA
Av. 602 # 161
S.J. de Aragón
15620 México
- Av. Unión 261
Tepeyac Insurg.
G.A. Madero
07020 México, D.F.
781 57 94
- Av. Repúblicas 188
Portales
B. Juárez
México, D.F.
- Colima 25
Progreso
Villa A. Obregón
01080 México, D.F.
550 24 59
- Av. Cuauhtémoc 226-405
Doctores
Cuauhtémoc
06720 México, D.F.
578 72 88
- Fco. Monroy 1
Los Naranjos
S.J. Del Río
Querétaro, Qro.
2 10 58
- Canal del Nte. 481-7
20 de Nov.
V. Carranza
15300 México, D.F.

3
5
6
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

33. Francisco Jiménez Zúñiga
S C T
DG Aeropuertos
Chiapas 121
Roma
México, D.F.
574 83 71
34. Miguel A. Lozano Garza
UNAM
Fac. de Ing.
México, D.F.
550 52 15
35. Francisco Macías Ornelas
36. Jorge Martínez Rivera
S.C.T.
37. Raúl Morones Torres
ALMACENES NAL. DE DEPOSITO
Plaza de la Const. 7-3°
México, D.F.
518 10 70 Ext. 162
38. Filemón Nava Carrillo
Fac. de Ing.
UNAM
México, D.F.
550 52 15 Ext. 3764
39. Gerardo Núñez Roza
C F E.
Mississippi 71-10°
Cuauhtémoc
M. Hgo.
México, D.F.
511 65 81
40. Carlos R. Ortiz Rojas
Ingenieros y Arquitectos, S.A.
Minería 145
Escandón
B. Juárez
México 11800, D.F.
516 04 60 Ext. 545
41. Pedro E. Pantoja Estrella
Norte 82 No. 6543
S. P. el Chico
G.A. Madero
07480 México, D.F.
760 67 51
42. Juan J. Prado Téllez
S C T
Dir. Gral. de Conservación de O.P.
Leandro Valle 530
Texcoco, Edo. de Méx.
4 00 58
- Carmen 356
Villa de Cortés
B. Juárez
03530 México, D.F.
696 31 81
- B. Juárez 89-J-302
Portales
B. Juárez
03300 México, D.F.
532 92 29
- C. Xaltocán 56
Xaltocán
Xochimilco
México, D.F.
676 14 32
- Violetas 33
Col. Granjas Sn. Pablo, Edo.
de México
55000 C.P.
875 02 80
- Tortolas 40
Las Alamedas
Edo. de Méx.
822 47 54
- Malvas 64
Jardines de Coyoacán
Coyoacán
México, D.F.
677 35 73
- Constitución Local 538
Texcoco, Edo. de Méx.

200 100
210 100
220 100
230 100
240 100
250 100

260 100
270 100
280 100
290 100
300 100

310 100
320 100
330 100
340 100
350 100

360 100
370 100
380 100
390 100
400 100

410 100
420 100
430 100
440 100
450 100

460 100
470 100
480 100
490 100
500 100

510 100
520 100
530 100
540 100
550 100
560 100
570 100
580 100
590 100
600 100

610 100
620 100
630 100
640 100
650 100

100 100
110 100
120 100
130 100
140 100
150 100

160 100
170 100
180 100
190 100
200 100

210 100
220 100
230 100
240 100

250 100
260 100
270 100
280 100
290 100
300 100

310 100
320 100
330 100
340 100
350 100
360 100
370 100
380 100
390 100
400 100

410 100
420 100
430 100
440 100
450 100

460 100
470 100
480 100
490 100
500 100

510 100
520 100
530 100
540 100
550 100

43. Jaime Quintero Ramos
S.C.T.
Vértiz 1342-2° Piso
México, D.F.
575 02 72 Ext. 217
Playa Guitarrón 256
Reforma Iztaccihuatl
Iztacalco
México 8810, D.F.
579 62 96
44. José L. Ramos Hernández
S. C. T.
D.G.C.C.
Centro SCOP
Xola y Av. Universidad
Narvarte
B. Juárez
03028 México, DF.
533 90 85
Manzana 2 Entrada C -201
Unidad Infonavit Nativitas
Sta. MA. Nativitas
Xochimilco
16450 México, D.F.
45. Jaime Rodríguez Rodríguez
Dir. Gral. de Const. y Ope. H.
S.A. Abad 231-8°
Obrera
México, D.F.
578 33 90
Av. Hgo. 28
S. Pedro Atzompa
Edo. de México
8 22 23
46. Jesús Rodríguez Velasco
S. C. T.
Xola y Universidad
México, D.F.
530 75 08
Av. S. Bartolo 86 Edif. O Depto. 010
Argentina
M. Hgo.
11270 México, D.F.
527 33 39
47. Arnoldo Román Lizárraga
Universidad Autónoma de Sinaloa
Esc. de Ing. de Mazatlán
Antiguo Aeropuerto
Mazatlán, Sin.
2 46 12
Michoacán Núm 4
Sánchez Celis
Mazatlán, Sin.
C.P. 82120
3 40 48
48. Fernando Rosales V.
Universidad de Yucatán
Fac. de Ing.
Calle 14 x 41
Mérida, Yuc.
7 30 44
Calle 59 No. 275
Fracc. Sur Mérida, Yuc.
49. Enrique E. Salinas Alva
C y P
Minería 145
Escandón
B. Juárez
México, D.F.
516 04 60 Ext. 680
Paseo de la Alteña 199
Alteña
Naucalpan, Edo. de Méx.
562 52 33
50. Ignacio Sánchez Chabolla
C. F. E.
Río Mississippi No. 71-8°
Proy. Manzanillo II
Cuauhtémoc
06500 México, D.F.
525 06 24
Antonio García Cubas 31-104
Obrera
Cuauhtémoc
06800 México, D.F.
588 91 27

51. Javier E. Santos Cantón
Junta Local de Caminos del
Edo. de Méx.
Independencia Ota. 1329
Toluca, México
4 03 99
52. César Sierra von Rochrich
Excavaciones y Compactaciones, S.A.
Vandick 105
Sta. Ma. Nonoalco
01420 México, D.F.
563 79 80
53. Luis E. Soría Ramírez
S.C.T.
Donato Guerra 530
Los Vagos
Texcoco, México
4 00 58
54. Mariano Tec Segura
55. Héctor F. Tena Martínez
C.F.E.
Mississippi 71-10°
Cuauhtémoc
06500 México, D.F.
511 65 81
56. Jorge Vallejo Ortíz
Equipos Belther, S.A. de C.V.
Av. FC. de Cuernavaca 520
Olivar de los Padres
A. Obregón
01780 México, D.F.
595 60 88
57. Felipe Velázquez Martín
Construcciones y Servicios de Ing., S.A.
C.G. Zetina 116-2° Piso
Escandón
México, D.F.
C.P. 1-800
5150276
58. Carlos Velázquez Pérez
ASA
571 52 88
- Gardenas 11
Izcalli
Metepec, México
6 28 32
- Margaritas 317
Florida
A. Obregón
México, D.F.
- Misión de S. Agustín 4
Misiones
Naucalpan, Edo. de Méx.
53140
562 58 59
- Hda. de Peñuelas 335
Hda. de Echegaray
Naucalpan, Edo. de Méx.
560 76 71
- Rincón del Molino 117
B.R. del Sur
Xochimilco
16010 México, D.F.
- Sur 161 No. 2431
Ramos Millán
Iztacalco
0800 México, D.F.
563 20 85