



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

CURSO INSTITUCIONAL

"DISEÑO Y CONSTRUCCION DE PAVIMENTOS"

12, 13, 19 y 20 de junio de 1992

I.C.A.

Mármol, Sin.

SECCION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO

ING. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO
junio, 1992.

- Sección estructural del pavimento.

Pero, indistintamente se ha hecho mención al pavimento o a la sección estructural de un pavimento, por lo que a continuación se aclararán estos términos.

- Definición de Sección Estructural del Pavimento.

Hasta los años 70's se consideraba que todas las capas que quedaban arriba de la capa subrasante, formaban al pavimento y que ni las terracerías, incluyendo la capa subrasante, ni el terreno natural, formaban parte del pavimento; por esta razón era muy común que un grupo de ingenieros se encargaban de diseñar las terracerías y otro del diseño del pavimento; la experiencia ha demostrado que se puede tener un pavimento muy bien formado desde la capa subrasante, con los mejores materiales y el mejor control de calidad al construirse y por tener unas terracerías inestables falle, por eso ahora se habla de sección estructural del pavimento, la cual está formada por: el terreno natural, el cuerpo del terraplén, la capa subrasante y las diferentes capas que constituyen lo que anteriormente se conocía como pavimento, sub-base, base y carpeta, incluyendo su riego de sello.

- Funciones de la Sección Estructural del Pavimento.

La sección estructural del pavimento debe ser una estructura que proporcione una superficie de rodamiento de color y textura apropiados, resistente a la acción del tránsito, intemperismo y otros agentes erosivos o perjudiciales y que transmita a las terracerías y/o el terreno natural adecuadamente los esfuerzos producidos por las cargas impuestas por el tránsito, de tal forma que no sobrepasen los esfuerzos que resisten las diferentes capas

sin llegar a la falla.

En otras palabras, la sección estructural debe tener las siguientes funciones:

- Proporcionar la textura apropiada al rodamiento.
- Resistir la acción de las cargas propiciadas por el tránsito en cuanto a su magnitud como a su intensidad, sin sufrir cambios volumétricos y/o llegar a la falla.
- Ser estable ante los agentes del intemperismo.
- Reunir las condiciones adecuadas de permeabilidad para no disminuir la resistencia de alguna de sus capas
- Minimizar tanto los gastos de construcción (costo inicial) como los de conservación y/o operación para la vida útil para la cual fué diseñado el pavimento.
- Proporcionar al usuario un tránsito seguro, cómodo y económico.

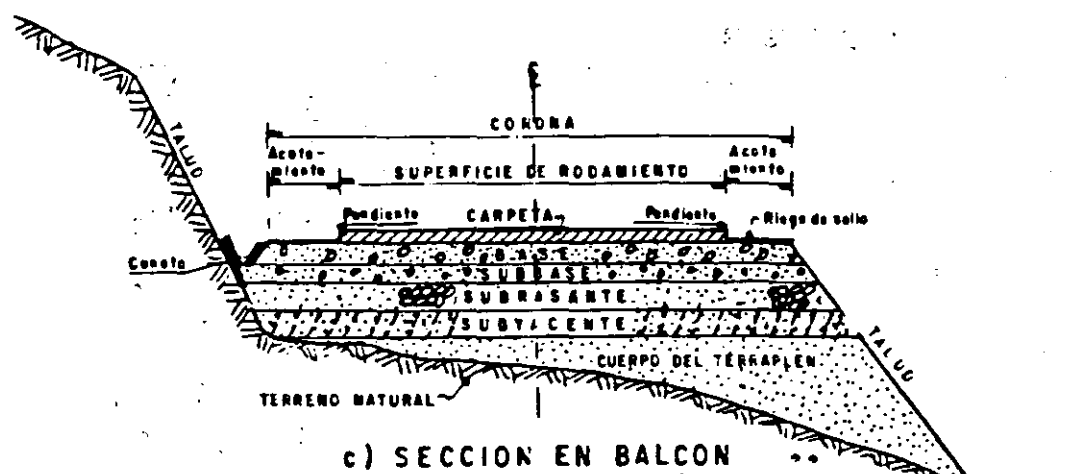
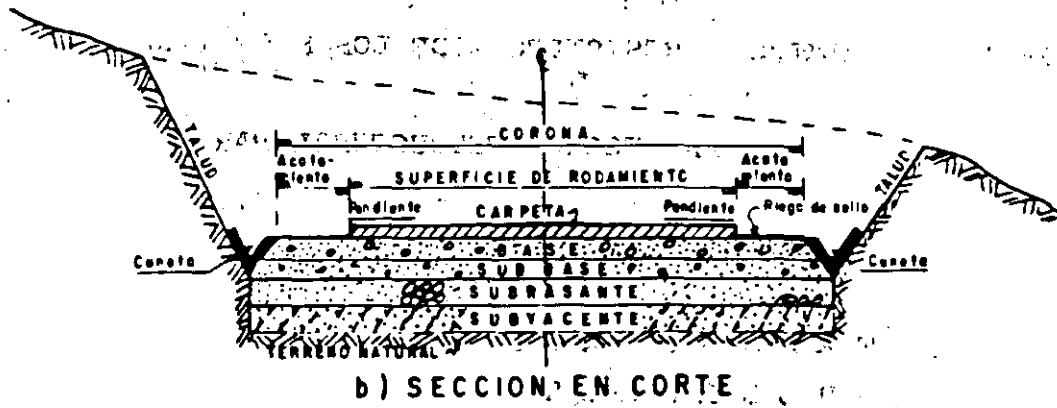
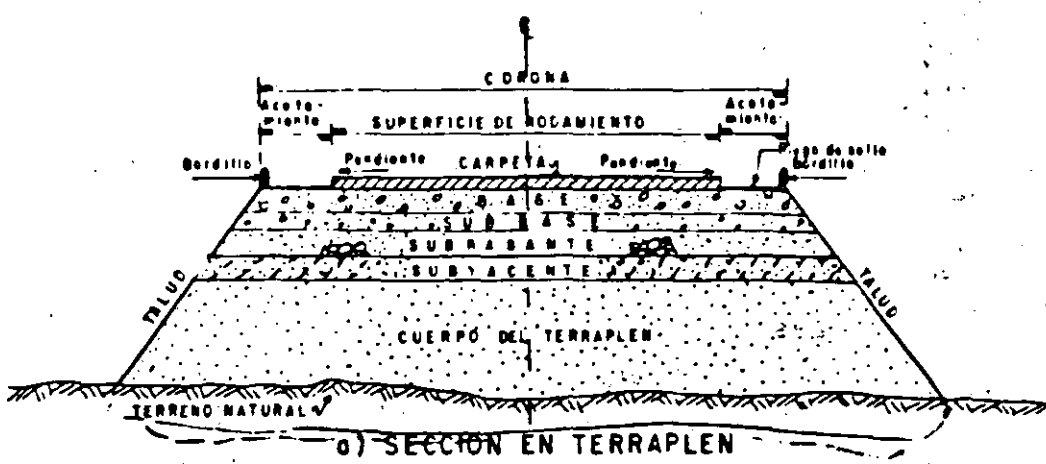


Fig. SECCIONES TIPO

mento, y hacerlos llegar a las terracerías de tal forma que éstas los resistan fácilmente, es decir, sin deformarse plásticamente.

- C). Servir como capa de transición entre el pavimento y las terracerías, esto es, debe evitar que se contamine la parte inferior del pavimento con los materiales que forman las terracerías, por una parte; por otra parte, debe impedir que el pavimento se incruste en las terracerías, si está formado por material --- grueso o viceversa.
- D). Impedir que las irregularidades en la cama de los cortes en roca, se reflejen en la superficie del pavimento.
- E). Reducir espesores en las capas del pavimento, con el ahorro que esto implica, sobre todo si se tienen terracerías de baja calidad y/o' mal drenaje y subdrenaje.
- F). Uniformizar los espesores requeridos del pavimento, al compensar la variación de resistencia en las terracerías.

En estudios realizados en el Laboratorio "Fernando Espinosa", del Instituto de Ingeniería de la UNAM, se observó que la capa sub-rasante tiene primordial importancia, aún cuando el pavimento sea de muy buena calidad y del espesor adecuado. Las combinaciones de capas en donde la sub-rasante estuvo más compacta, tuvieron mejor comportamiento.

A este respecto, conviene recalcar la propiedad -

de algunos materiales de aumentar su fuerza de expansión al compactarlos. A la capa sub-rasante se le ponen requisitos que debe cumplir, sin embargo, se ha visto que estos requisitos son muy tolerantes.

El tamaño máximo de los materiales empleados en esta capa es de 75 mm. (3"). En las observaciones a las Especificaciones Generales de Construcción de la S.A.H.O.P., se recomiendan algunas normas que sería conveniente adoptar.

En un párrafo anterior se hizo referencia al concepto de sección, que es un corte transversal al eje del camino. Las secciones típicas de pavimentos flexibles se presentan en la figura 1.6, y son: secciones en terraplén, en corte y en balcón.

Sobre la capa sub-rasante se construye el pavimento, constituido por capas de mejor calidad y que son las capas finales de la sección estructural.-

TIPO	SUB-TIPOS	SIMBOLO DE GRUPO	CARACTERISTICAS PARA SU ACOMODO	PRUEBAS ESPECIFICAS PARA LA DETERMINACION DE LOS PESOS VOLUMETRICOS SECCOS MAXIMOS	RECOMENDACIONES PARA SU USO			
					CUERPO DEL TERRAPLEN	CAPA DE SUB-BASES EN TERRAPLENES Y CORTE		
FRAGMENTOS DE ROCA	GRANDES MAYORES DE 75 cm y MENORES DE 3 m	F _g F _{gm} F _{gs} F _{gms} F _{gmn}	Susceptibles de acomodarse con tractor y/o con el equipo de construcción.		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, acomodándolos en su posición más estable, entendiéndose que el simple volteo no constituye un acomodo adecuado.	NO DEBEN USARSE		
	MEDIANOS MAYORES DE 20 cm y MENORES DE 75 cm	F _m F _{ms} F _{mg} F _{mg} F _{mg}	Susceptibles de acomodarse por bandas con tractor y/o con el equipo de construcción.		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, tendiéndolos en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores.	NO DEBEN USARSE		
	CHICOS MAYORES DE 7.5 cm y MENORES DE 20 cm	F _s F _{sm} F _{sg} F _{sg} F _{sgm}	Susceptibles de acomodarse por bandas con tractor y/o con el equipo de construcción.		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, tendiéndolos en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores.	NO DEBEN USARSE		
S U B L O S	GRUESOS	GRAVAS	GW GP GM GC	Portar Portar Portar Portar	En los casos de suelos en que por su baja cohesión no está bien definida la prueba que debe aplicarse para determinar el peso volumétrico seco máximo se efectuaron las pruebas Proctor SOP y Portar, optando por aquella que dé un peso volumétrico seco máximo más alto.	95% de Compactación		
		ARENAS	SW SP SM SC	Portar Portar Portar Proctor SOP				
	FINOS	LÍMITE LÍQUIDO MENOR DE 50	ML CL OL	Susceptibles de compactarse con equipo especial.			Portar para Ip < 6 Proctor SOP para Ip > 6 Proctor SOP Proctor SOP	90% de Compactación
		LÍMITE LÍQUIDO ENTRE 50 Y 100	ME CH OE				Proctor SOP Proctor SOP Proctor SOP	95% de Compactación en carreteras. En Aeropistas no deben usarse.
		LÍMITE LÍQUIDO MAYOR DE 100	ME CH OE					NO DEBEN USARSE
	ALTAMENTE ORGANICOS	TUBERA	FI					NO DEBEN USARSE

El proyecto deberá especificar aquellos casos en que se sea posible construir por capas, todo o parte del terraplén. Los muestreos de fragmentos de roca y pedras, en que predominen éstas, podrán, en algunas ocasiones, ser susceptibles de compactarse con equipo especial, siempre que se pueda determinar el grado de compactación. Esto sólo podrá hacerse en el cuerpo del terraplén y el proyecto deberá especificarlo a seguir en otros casos.

No deberán usarse materiales con valor relativo de aporte estimado menor de 5% o expansión mayor de 5%.

NOTA: En cuanto a los porcentajes de compactación y de expansión de los suelos, que aparecen en el presente cuadro, se hace notar que puede haber algunas excepciones, en más o en menos, que deberán ser objeto de estudios especiales y especificaciones complementarias.

TABLA II.2

CUADRO NUMERO 2
CLASIFICACION DE MATERIALES PARA TERRACERIAS

TIPO	SUB-TIPOS	SIMBOLO DE GRUPO	CARACTERISTICAS PARA SU ACOMODO	PRUEBAS ESPECIFICADAS PARA LA DETERMINACION DE LOS PESOS VOLUMETRICOS BECCOS MAXIMOS	RECOMENDACIONES PARA SU USO	
					CUERPO DEL TERRAPLEN	CAPA SUB-RASANTE EN TERRAPLENES Y CORTES
FRAGMENTOS DE ROCA	GRANDES MAYORES DE 75 cm y MENORES DE 2 m	Fg Fgm Fgc Fgmc Fgcm	Susceptibles de acomodarse por bandas con tractor y/o con el equipo de construcción.		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, acomodándolos en su posición más estable, entendiéndose que el simple volteo no constituye un acomodo adecuado.	NO DEBEN USARSE
	MEDIANOS MAYORES DE 20 cm y MENORES DE 75 cm	Fm Fmc Fmg Fmcg Fmfc	Susceptibles de acomodarse por bandas con tractor y/o con el equipo de construcción.		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, tendiéndolos en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores.	NO DEBEN USARSE
	CHICOS MAYORES DE 7.6 cm y MENORES DE 20 cm	Fc Fcm Fcg Fcmg Fcmf	Susceptibles de acomodarse por bandas con tractor y/o con el equipo de construcción.		Pueden utilizarse en todo el cuerpo del terraplén, tendiéndolos en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores.	NO DEBEN USARSE
BUENOS	GRUESOS	GRAVAS	GW GP GM GC	SUSCEPTIBLES DE COMPACTARSE CON EQUIPO ESPECIAL. PARA ESTE TRATAMIENTO	90% de compactación	95% de Compactación
		ARENAS	SW SP SM SC			
	FINOS	LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	ML CL OL			El proyecto deberá especificar aquellos casos en que no sea posible construir por capas, todo o parte del terraplén. Las mezclas de fragmentos de roca y suelos, en que predominen éstos, podrán, en algunas ocasiones, ser susceptibles de compactarse con equipo especial, aunque no pueda determinarse el grado de compactación. Esto sólo podrá hacerse en el cuerpo del terraplén y el proyecto fijará el procedimiento a seguir en estos casos.
		LIMITE LIQUIDO ENTRE 50 Y 100	MH ₁ CH ₁ OH ₁			
		LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 100	MH ₂ CH ₂ OH ₂			
	ALTAMENTE ORGANICOS	TURBA	Pt			
<p>OTRO-BOTANDAS: SIEMPRE QUE EL PROYECTO NO INDIQUE OTRA PRUEBA</p> <p>En casos especiales el proyecto deberá indicar el procedimiento a seguir en el control de la compactación.</p> <p>No deberán usarse materiales con valor relativo de soporte saturado menor de 10% o expansión mayor de 3%.</p> <p>No deberán usarse materiales con valor relativo de soporte saturado menor de 10% o expansión mayor de 3%.</p>						

SUB-BASE.

Es una capa de transición entre la capa de base y la capa sub-rasante a la que se le atribuye, más que nada, una función económica, es decir, para no usar un material de mayor calidad y por consiguiente, mayor costo, en un espesor requerido, se usa material granular de menor calidad, que es la sub-base, aún a costa de incrementar los espesores. En este caso conviene revisar el aspecto económico, ya que al aumentar espesores, aumenta el volumen de material y por consiguiente, los acarrees. Si la distancia de acarreo es grande, los costos aumentan considerablemente.

La sub-base también sirve como una especie de colchón que absorbe las deformaciones de las terracerías, debidas a cambios volumétricos por efectos de humedad, y efectos de rebote elástico.

Otra de sus funciones es la de desalojar el agua que se infiltre en el pavimento y a su vez impedir la ascensión del agua procedente de las terracerías por el fenómeno llamado capilaridad. (Capa rompedora de capilaridad).

El material que se usa en esta capa debe ser procesado, extendido y compactado de acuerdo con lo que suscriban las especificaciones de cada proyecto para esta capa del pavimento. En general a esta capa se

le exige que tenga tamaño máximo de 50.8 mm. (2"), y su granulometría debe caer dentro de cualquiera de las zonas marcadas en la gráfica de la figura 1.9, adoptando la forma de los límites; las características que debe cumplir son las indicadas en la tabla 1.8.

BASE.

Es una capa constituida con material seleccionado, de mejor graduación que el de la capa de sub-base, que tiene, entre otras, las siguientes funciones: la primera y la más importante, es la de soportar las cargas que le transmita la carpeta y aminorar los esfuerzos inducidos por las cargas rodantes, de tal manera que lleguen a las capas subyacentes con la intensidad que éstas los resistan. Esto se debe a la trabazón que existe entre las partículas, originada por la forma de las mismas.

Cuando el material de que se pueda disponer no cuenta con la calidad requerida, -- suele mejorarse con aditivos tales como cemento, puzolanas, sulfato de calcio, cal o asfalto, y entonces el pavimento pasa a -- ser del tipo mejorado.

Otra función de la capa de base, es la de drenar el agua que se infiltre por la carpeta e impedir la ascensión capilar del -- agua natural.

Por último, tiene también objetivos econó-

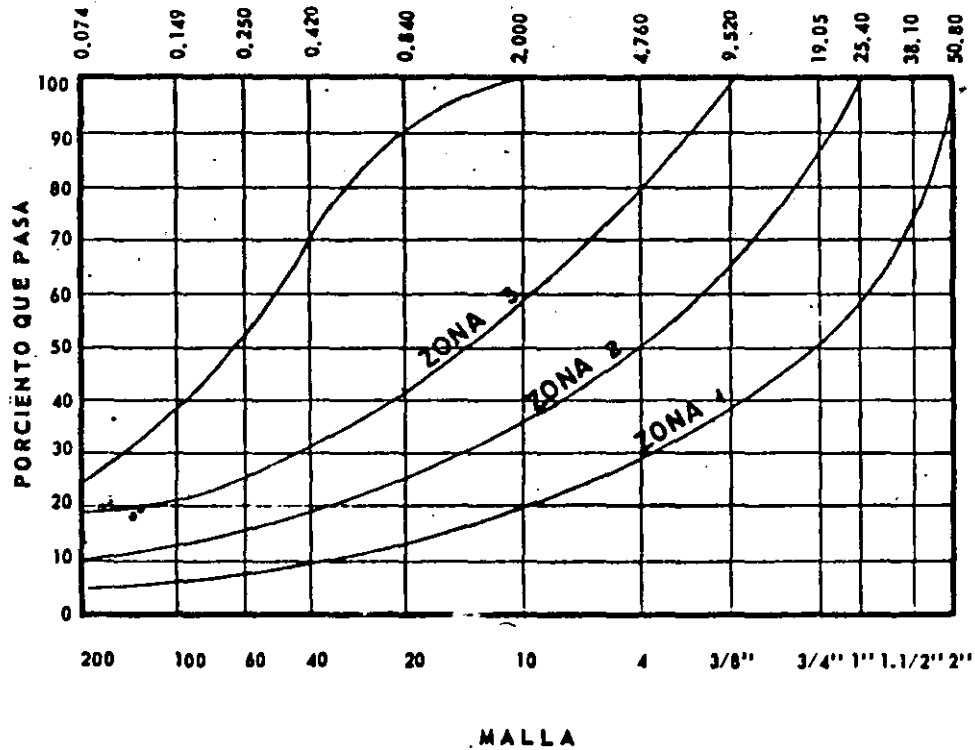


FIG. 1. - REQUISICIONES GRANULOMETRICAS PARA LA -
SUB-BASE Y BASE.

CARACTERISTICAS	ZONAS EN QUE SE CLASIFICA EL MATERIAL DE ACUERDO CON SU GRANULOMETRIA.		
	1	2	3
Contracción lineal, en por ciento.	6.0 Máx.	4.5 Máx.	3.0 Máx.
Valor cementante para materiales angulosos, en kg/cm^2	3.5 Mín.	3.0 Mín.	2.5 Mín.
Valor cementante para materiales redondeados y lisos, en kg/cm^2	5.5 Mín.	4.5 Mín.	3.5 Mín.
Valor relativo de soporte estándar saturado, en por ciento.	50 Mín.		
Equivalente de arena, en por ciento.	20 Mín. (Tentativo)		

TABLA 1. - Requisiciones para la capa de sub-base.

✓

micos, pues al aumentar el espesor de ésta capa se pueden reducir espesores en la carpetas, que es más cara, lo que reditúa en un ahorro bastante considerable.

El material de esta capa debe tener tamaño máximo de 58.8 mm. (2") si no requiere tratamiento, en caso contrario, el tamaño máximo será de 38 mm. (1.5"), aunque lo más recomendable es esto último. Su granulometría debe caer dentro de las zonas 1 y 2 indicadas en la figura 1.9, adoptando la forma de los límites. Las características del material deberán cumplir lo que indican las tablas 1.9 y 1.10; por último, el material de esta capa debe tener afinidad con el asfalto.

CARACTERISTICAS	ZONAS EN QUE SE CLASIFICA EL MATERIAL DE ACUERDO CON SU GRANULOMETRIA.					
	1		2		3	
Límite líquido, en porcentaje.	30	Máx.	30	Máx.	30	Máx.
Contracción lineal, porcentaje.	4.5	Máx.	3.5	Máx.	2.0	Máx.
Valor cementante para materiales angulosos, en kg/cm ² .	3.5	Mín.	3.0	Mín.	2.5	Mín.
Valor cementante, para materiales redondos y lisos, en kg/cm ² .	5.5	Mín.	4.5	Mín.	3.5	Mín.

TABLA Requisiciones para la capa de base.

INTENSIDAD DE TRANSITO EN AMBOS SENTIDOS	Valor relativo de soporte es- tandard	Equivalente de arena (Tentativo)	Indice de durabi- lidad (Tentativo)
Hasta 1,000 vehículos pesados al día.....	80 Mín.	30 Mín.	35 Mín.
Más de 1,000 vehículos pesados al día.....	100 Mín.	50 Mín.	40 Mín.

Los vehículos pesados incluyen los autobuses y los camiones en todos sus tipos.

TABLA

REQUISICIONES PARA LA CAPA DE BASE

S.C.T.

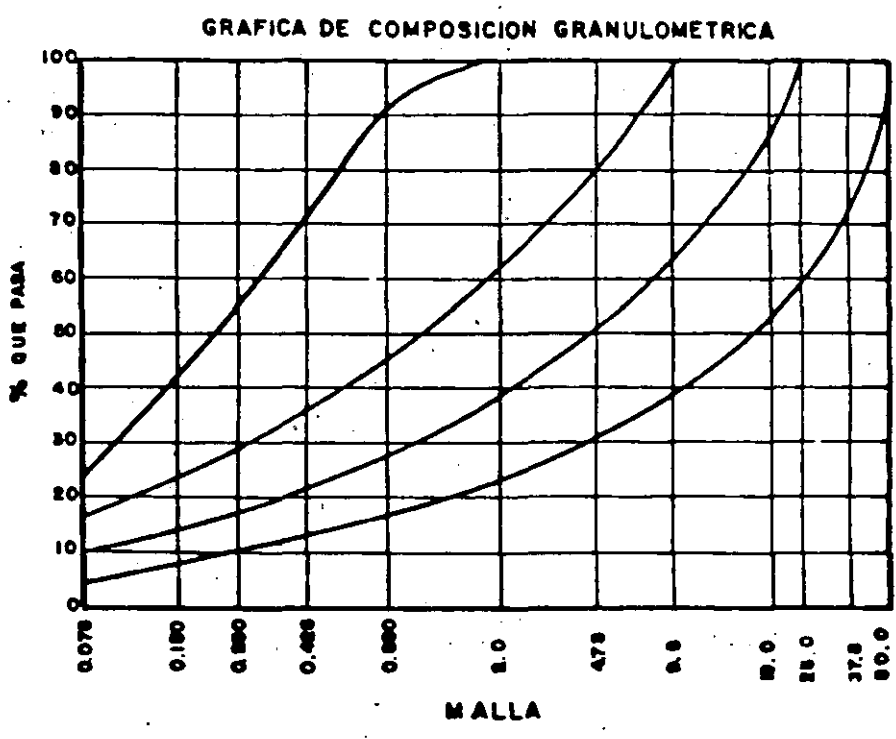
REPORTE DE ENSAYE EN MATERIALES PARA SUB-BASE Y BASE

OBRA _____ ENSAYE N° _____
 LOCALIZACION _____ FECHA DE RECIBO _____
 (CIUDAD, CAMINO, TRAMO, KILOMETRO, ORIGEN DEL CADENAMIENTO, ETC.) FECHA DE INFORME _____

DATOS DEL MUESTREO
 MATERIAL PARA CAPA DE: SUB-BASE BASE
 DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL _____
 CLASE DE DEPOSITO MUESTREADO _____
 TRATAMIENTO PREVIO AL MUESTREO _____
 UBICACION DEL BANCO _____

PE SECO SUELTOR kg/m^3			
P.E. MAXIMO kg/m^3			
HUMEDAD OPTIMA %			
P.E. DEL LUGAR kg/m^3			
HUMEDAD DEL LUGAR %			

MALLA	RETENIDO	
	EN 800	EN 57.5
	% QUE PASA	
80.0		
57.5		
25.0		
15.0		
9.5		
4.75		
2.00		
0.85		
0.425		
0.250		
0.150		
0.075		



V.R.S. (ESTANDAR) %
 EXPANSION %
 VALOR CEMENTANTE kg/cm^2
 EQUIVALENTE DE ARENA %

PRUEBAS EN MAT. MAYOR QUE LA MALLA N° 9.5
 ABSORCION %
 DENSIDAD
 DURABILIDAD

PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR LA MALLA N° 0.425

LIMITE LIQUIDO %	EQUIV. NUM DE CAMPO %
LIMITE PLASTICO %	CONTRACCION LINEAL %
INDICE PLASTICO %	CLASIFICACION SOP

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

GUIA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES
PARA CARRETERAS.

M. en I. Gabriel García Altamirano.

P R O L O G O

El presente trabajo, fue preparado para la Asignatura - de Pavimentos que se imparte en la Facultad de Ingeniería de la U. N. A. M. y tiene por objeto describir los métodos más comunes para el Cálculo del Diseño de Pavimentos Flexibles. Los suscritos agradeceríamos a los lectores - sus comentarios en el caso de que encontraran errores en el mismo.

Agradecemos la ayuda que nos brindó en los dibujos al Sr. Carlos Raúl Ramos Villalobos.

Parte del trabajo fue realizado para la Tesis que para obtener el Título de Ingeniero Civil hizo el Ing. Rubén - Frías Aldaraca bajo la Dirección del M. en I. Gabriel García Altamirano.

Primavera de 1984

M.en I. Gabriel García Altamirano
Ing. Rubén Frías Aldaraca

METODOS DE DISEÑO MAS COMUNES EN CARRETERAS
PARA CALCULAR LA SECCION ESTRUCTURAL DE PA-
VIMENTOS FLEXIBLES

Dentro de la tecnología del dimensionamiento de la sección estructural existe una gran gama de métodos, desde aquellos en que el di mensionamiento se hace por zonas y volumen de tránsito, como es el caso de Francia, hasta aquellos en los que se toma como parámetro de resistencia el concepto de valor relativo de soporte (VRS).

En la República Mexicana muy pocos laboratorios cuentan con otros-
equipos que no sean aquellos en los que se obtienen las pruebas -
tradicionales de calidad y resistencia que se encuentran en las Es-
pecificaciones Generales de Construcción, Parte Octava, Libro Pri-
mero de la extinta S.O.P.

En México, los métodos de diseño de pavimentos generalmente usados
en los años 60's eran los del Instituto de Ingeniería de la UNAM ,
el Instituto de Asfaltos de Norteamérica, el Método de la AASHO y
el Método S.O.P., todos ellos proponen espesores de pavimento en
función de la resistencia (Valor relativo soporte) de las capas de
apoyo y el volumen de tránsito, sin embargo, el método S.O.P. ade
más de que sólo propone espesores sobre la capa subrasante, no es
adecuado a las condiciones actuales; lo cual se puede apreciar en
la figura 1.

En esta se observa que para un tránsito de 2,000 vehículos por ejem-
plo, con un valor relativo soporte de 6% de la capa subrasante, se
necesita un espesor de base más sub-base de 43 cm., si se tratara
de 20,000 vehículos, el resultado sería el mismo, lo cual no es -
real ni adecuado, pues al construir una misma estructura para un -
tránsito promedio diario anual (T.P.D.A.) de 20,000 vehículos que
para 2,000; es obvio que con el tránsito mayor la estructura será-
insuficiente para soportar dicho tránsito en el período para el

que se le haya diseñado. Por lo antes expuesto y otras consideraciones se llegó a que éste método no debía ser usado para las condiciones actuales y futuras y se debía actualizar, tal como se hizo en la Tecnología Porter Modificada.

Los métodos a que se refiere este trabajo serán los del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., el Instituto de Asfaltos de Norteamérica y la Tecnología Porter Modificada.

1.- METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M.

La S.O.P. encargó al Instituto de Ingeniería de la UNAM a partir de 1962, un programa de investigación encaminado a obtener un método racional para el diseño estructural de pavimentos flexibles.

La investigación incluye desde desarrollos teóricos hasta tramos de prueba y prototipos, como es el caso de la pista circular ubicada en el Laboratorio Fernando Espinosa del propio Instituto de Ingeniería.

Todas esas investigaciones han culminado hasta la fecha con un método racional que se encuentra en el fascículo 444 de la Serie I del Instituto de Ingeniería, en el cual se indican detalladamente los lineamientos para calcular espesores de estructuras tomando en cuenta el volumen de tránsito, su composición y la resistencia (valor relativo de soporte) de las capas de apoyo. Las condiciones para las cuales se realizó el método son las imperantes en la República Mexicana.

2.- METODO DEL INSTITUTO DE ASFALTOS DE NORTEAMERICA

El procedimiento es similar al indicado en el fascículo 444, se obtiene el tránsito y su composición como en el método

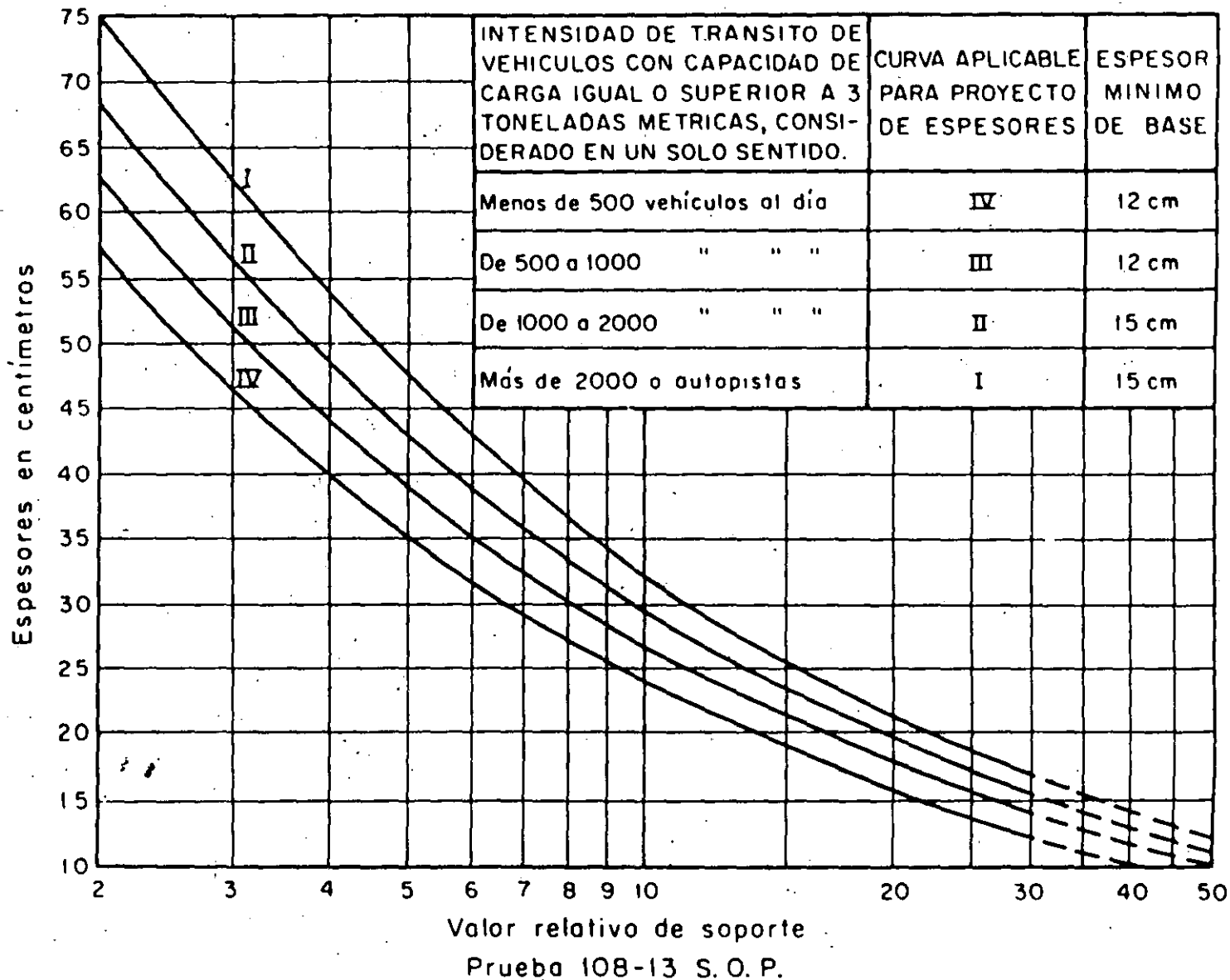


Fig 1 Curvas para calcular el espesor mínimo de sub-base más base, en pavimentos flexibles para caminos en función del V.R.S. de la sub-ras

do anterior, después se obtiene el valor de resistencia de diseño, y aquí hay una variante, en este método se usa para diseño el VRS al 90 percentil, que es un valor que se obtiene de la siguiente manera:

Todos los valores obtenidos en las pruebas de resistencia para una capa determinada se ordenan de menor a mayor en una columna, luego en el mismo orden se ve cuántos valores mayores o iguales hay a cada uno de ellos colocados en los renglones, de arriba hacia abajo, anotándolos en otra columna a la derecha de cada renglón; por último se hace la relación de este número entre el número total de valores y se multiplica por 100, con esto se obtiene el porcentaje de valores que tienen igual o mayor valor que el del renglón analizado, entonces se puede elaborar una gráfica VRS contra porcentaje y se elige el VRS correspondiente al 90% o de otra manera se interpola en los valores tabulados, esto quiere decir que el 90% de los valores son mayores al elegido y el 10% son menores.

Una vez que se hayan determinado el tránsito y su composición así como las resistencias de las capas de la sección estructural, se usa una forma como la de la figura 2 siendo necesario el uso de ábacos y tablas.

El procedimiento es el siguiente:

- a) Se anota el T.P.D.A. en ambas direcciones obtenido de aforos o de los libros de Datos viales editados por la S.C.T.
- b) Anótese el porcentaje del volumen de tránsito que va a circular en el carril de diseño, de acuerdo con la tabla 1.

Número de carriles en ambas direcciones.	Coef. de distribución para el carril de diseño.
2	50
4	45 (35-48)*
6 o más	40 (25-48)*

TABLA 1

* Rango Probable

- c) Se anota el porcentaje de vehículos pesados que va a circular en el carril de diseño.
- d) Se determina el número diario promedio de camiones pesados esperados en el carril de diseño (IDT), multiplicando el T.P.D.A. por el porcentaje del carril de diseño y el de vehículos pesados.
- e) Se estima el promedio del peso bruto de los vehículos pesados, multiplicando el IDT por los porcentajes de cada tipo de vehículo y su peso, para luego sumarlos y el resultado se divide entre el IDT - obteniéndose el valor esperado.
- f) Después, hay que obtener la carga máxima por eje sencillo que en nuestro país

METODO DE DISEÑO DEL INSTITUTO DE ASFALTOS.

- 1.- Tránsito diario inicial =
- 2.- Por ciento de camiones pesados en
ambas direcciones. =
- 3.- Por ciento de camiones pesados en
el carril de diseño =
- 4.- Número de camiones pesados en el-
carril de diseño =

- 5.- T T N = Estimación del-
- 6.- Período de diseño = promedio del pe
- 7.- Tasa de crecimiento = so bruto de los
- 8.- Factor de corrección = vehículos pesa-
- 9.- D T N = dos:
- 10.- C B R =
- 11.- T A =

Estructura propuesta:

FIG. 2 - FORMA DE CALCULO DE ESPESORES (LAN).

es de 10 Ton. (22, 050 libras).

- g) Con el promedio del peso bruto de los vehículos pesados, el número de camiones pesados y la carga máxima por eje sencillo, se obtiene el número de tránsito inicial (ITN), usando el nomograma de la figura 3 que se considera autoexplicativa; cuando el ITN sea menor o igual a 10, se corregirá por automóviles y camiones ligeros de acuerdo con la gráfica de la fig. 4.
- h) Se establece el período de diseño del pavimento (n) y se estima la tasa de incremento anual (r), con estos valores se entra a la tabla 2 y se obtiene el factor de corrección del ITN.
- i) Se determina el número de tránsito para diseño (DTN), multiplicando el ITN por el factor de corrección obtenido de la tabla 2.
- j) Con los valores del D.T.N. y el VRS (o CBR) de diseño obtenido previamente, se entra al nomograma de la figura 5. y se obtiene el espesor necesario de concreto asfáltico (T_A) sobre la capa considerada. También se puede usar el valor soporte de la prueba de placa o el valor "R" del estabilómetro de Hveem, pero el más usado en México es el valor del VRS. Entonces se puede obtener primero un espesor sobre las terracerías,

luego otro sobre la sub-rasante, después otro sobre la sub-base y así sucesivamente en función del VRS de cada capa.

Los factores de conversión de concreto asfáltico a las diferentes capas del pavimento son los que se dan en la tabla 3 siguiente:

Capas convencionales	Para obtener el espesor equivalente de x cm. de concreto asfáltico multiplíquese por:
Bases asfálticas de arena, mezclas en planta.	1.3
Bases asfálticas elaboradas con asfaltos líquidos o emulsificados.	1.4
Bases granulares de alta calidad (VRS > 100%).	2.0
Bases granulares de baja calidad (VRS < 20%).	2.7

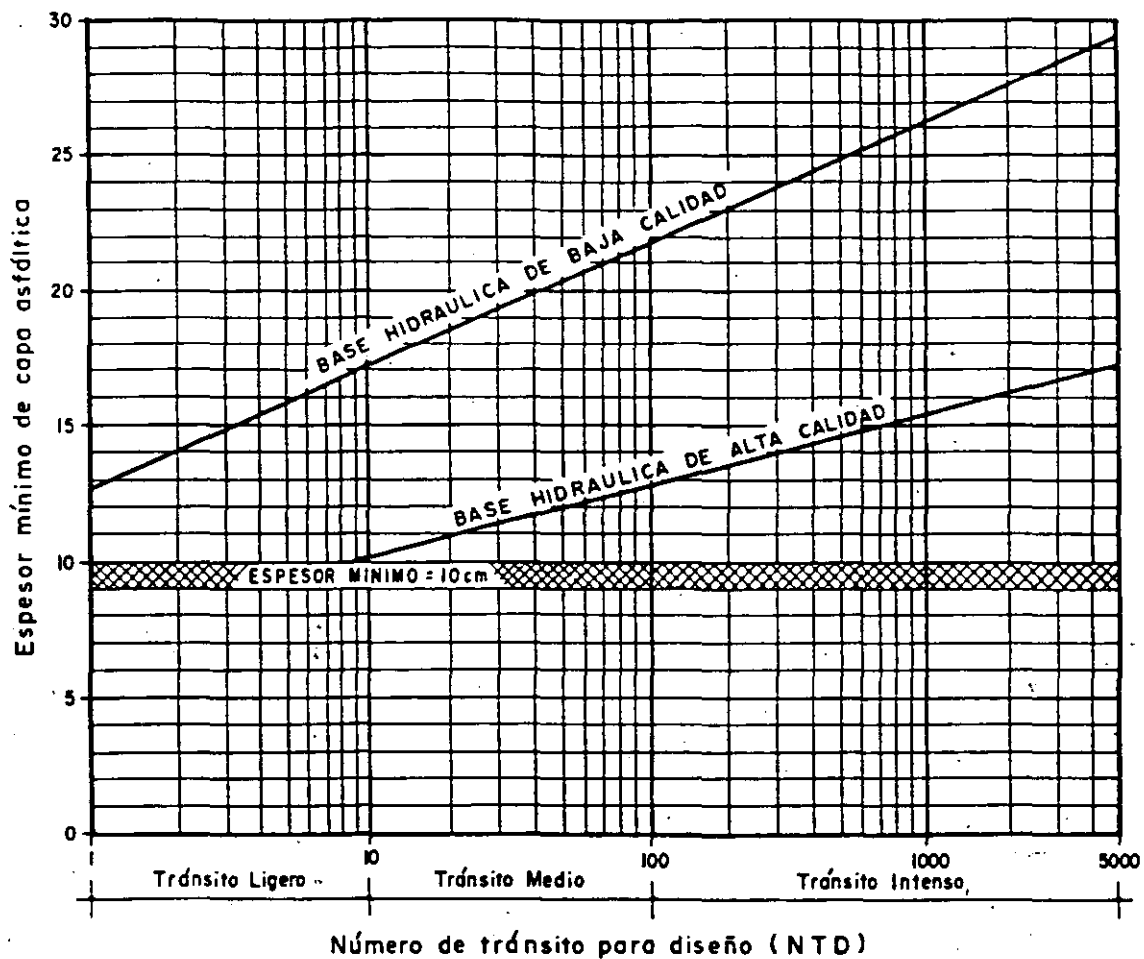
TABLA 3

Los V.R.S a que hace referencia la tabla, son los obtenidos con el procedimiento del Cuerpo de Ingenieros Militares de E.U.A., además no se incluyen otros tipos de capa usuales por no haber sido objeto de investigación. A este respecto, en muchos cálculos realizados con los métodos del I.A.N. y el I.I. UNAM, se observó que con un factor de equivalencia de 3.5 para la capa sub-rasante, los espesores obtenidos eran similares. Lo anterior no es de ninguna manera algo fundamentado, pero se considera como una aproximación.

ESPEORES MINIMOS PARA CARPETAS DE CONCRETO ASFALTICO SOBRE BASES ASFALTICAS.	
Número de tránsito de diseño (D.T.N.)	Espesor Mínimo (cm.)
Menor de 10 (tránsito ligero)	5
Entre 10 y 100 (tránsito medio)	7
Mayor de 100 (tránsito intenso)	10

TABLA 4

El Instituto de Asfaltos fija como espesores mínimos de carpeta de concreto asfáltico los de la tabla 4 en el caso de que se construya sobre base asfáltica y los de la figura 6 si se construye encima de una base hidráulica.

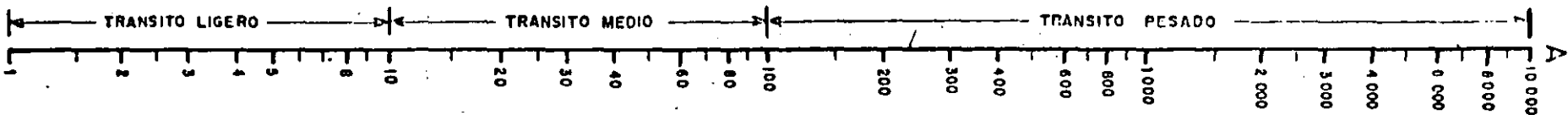


REQUISITOS MINIMOS PARA MATERIALES DE BASES HIDRAULICAS

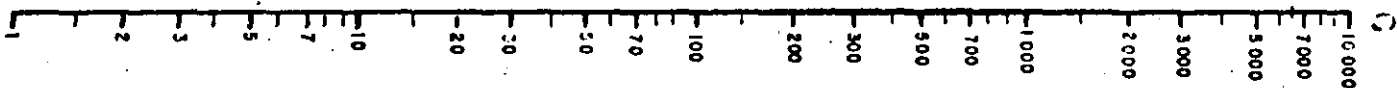
TIPO DE PRUEBA	NORMAS	
	BAJA CALIDAD	ALTA CALIDAD
VRS Mínimo	20	100
Valor de R Mínimo	55	80
Límite Líquido Máximo	25	25
Índice Plástico Máximo	6	NP
Equivalente de Arena Mínimo	25	50
Máximo Porcentaje de Material que pasa Malla N° 200	12	7

FIG. 6. 1.- ESPESORES MINIMOS SOBRE BASES HIDRAULICAS. (I.A.N.)

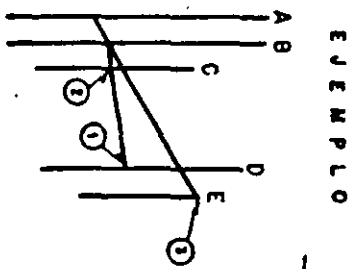
NUMERO DE TRANSITO INICIAL (ITN)



LINEA PIVOTE



NUMERO DE CAMIONES PESADOS (PROMEDIO DIARIO EN EL CARRIL DE DISEÑO)



PROMEDIO APROXIMADO DEL PESO DE LOS CAMIONES PESADOS, MILES DE LBS.



CARGA MAXIMA PERMISIBLE EN EJE SENCILLO, MILES DE LBS.



NOMOGRAMA DE ANALISIS DE TRANSITO

Fig. No. 3

NOTA : Este nomograma está basado en un período -
 de diseño de 20 años ; para otros períodos
 de diseño se requiere un ajuste según los -
 lineamientos dados.

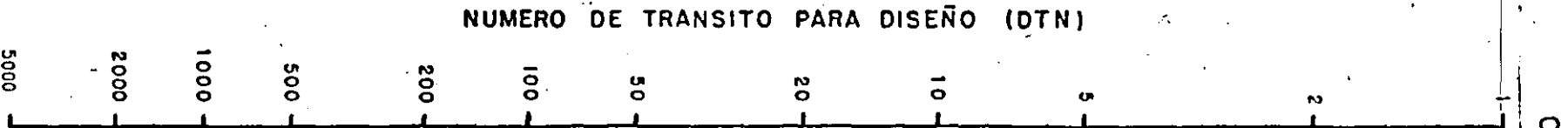
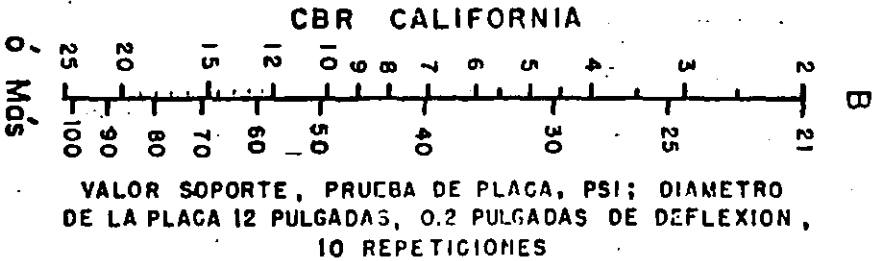
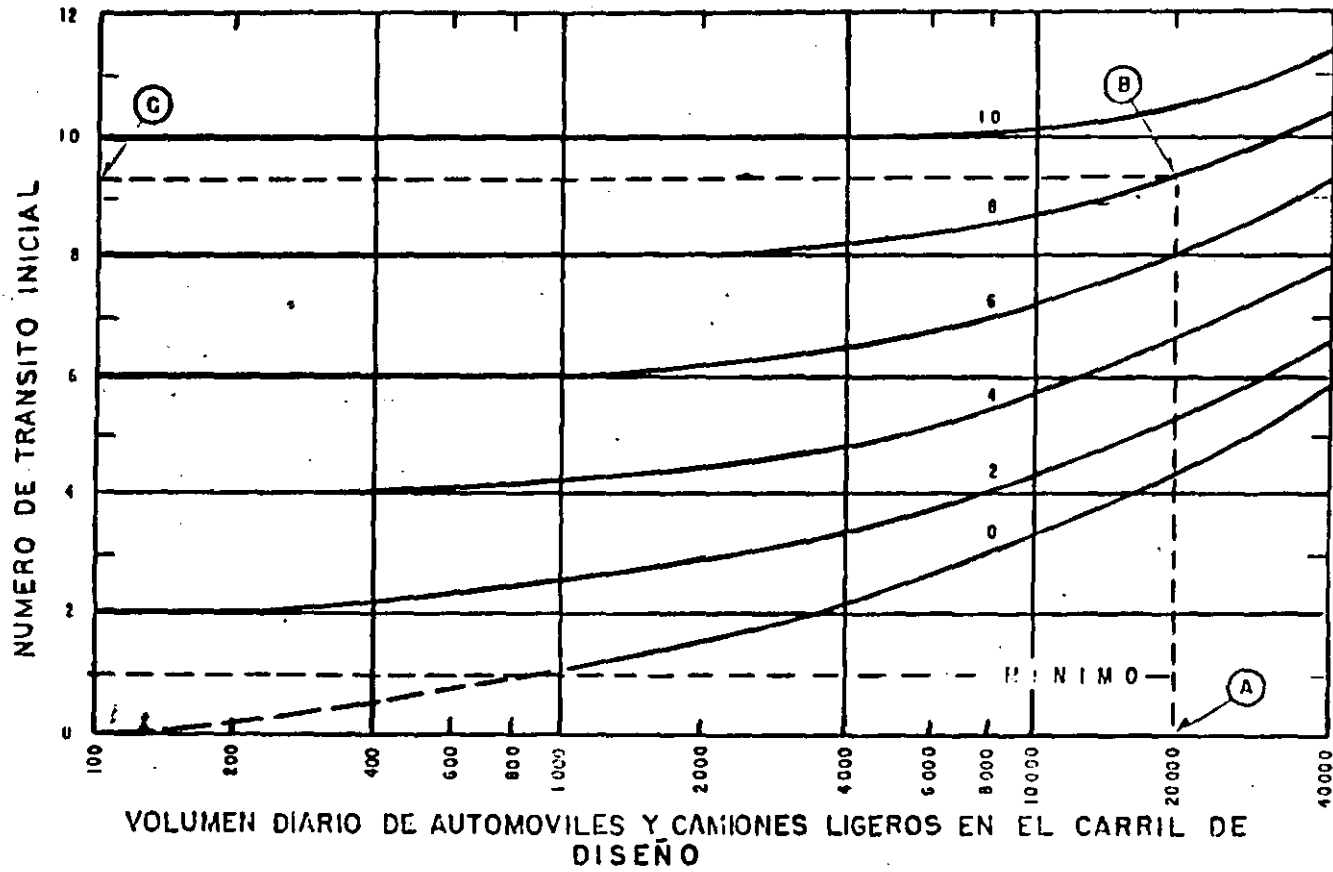


Fig. Núm. 5

NOMOGAMA DE DISEÑO DE ESPESORES PARA
 PAVIMENTOS ASFALTICOS, USANDO LA PRUEBA
 DEL CBR ó LA PRUEBA DE PLACA

33



Gráfica para corregir el número de tránsito inicial (ITN) por volumen de automóviles ó vehículos ligeros.

Fig. Núm. 4

METODO DEL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M.

El procedimiento es el siguiente:

- a).- Se obtiene el T.P.D.A. actual y su composición, o sea, los porcentajes de cada tipo de vehículos.
- b).- Se hace intervenir una tasa de crecimiento vehicular(r) ya sea

constante o variable durante el período de diseño.

- c) Se convierte el volumen de vehículos de cada tipo a ejes equivalentes de 8.2 toneladas que denominaremos ΣL , obteniéndose el total para el período de diseño.

La fórmula empleada es la siguiente:

$$\Sigma L = (T.P.D.A.) (C_D) (C_T) \sum_{i=1}^P C_i \left[W_i \Sigma d_m + (1-W_i) \Sigma d_v \right]$$

donde:

ΣL = Número de pasadas de ejes equivalentes a 8.2 Ton. producidas por "p" tipos de vehículos durante "n" años.

T.P.D.A. = Volumen de tránsito promedio diario-anual en ambas direcciones en el año inicial de operación.

C_D = Porcentaje del número de vehículos en el carril de diseño. Lo recomendado es:

CARRILES	C_D
2	0.5
4	0.4-0.5
6 o más	0.3-0.4

C_T = Coeficiente de acumulación del tránsito para el período de diseño, que se calcula mediante:

$$C_T = 365 \sum_{i=1}^n (1+r)^{i-1} = 365 \frac{(1+r)^n - 1}{r}$$

siendo "r" la tasa de incremento -
anual antes mencionada y "n" el nú-
mero de años de vida útil o perío-
do de proyecto.

El coeficiente C_T también se puede
obtener de la gráfica de la figura
4.2.

C_i = Porcentaje en el tránsito total de
cada tipo de vehículo (i).

W_i = Porcentaje de vehículos cargados -
de cada tipo de vehículo (i).

dm = Coeficiente de daño del vehículo -
tipo i cargado.

dv = Coeficiente de daño del vehículo -
tipo i vacío.

Los coeficientes de daño para vehículos -
cargados y vacíos, son los de la Tabla --
4.1 y corresponden a los vehículos mostra-
dos en la fig. 2.2 y clasificados en la -
tabla 2.2.

Si se desea obtener el coeficiente de da-
ño para vehículos especiales, se puede --
usar la gráfica de la fig. 4.3. Cabe acla-
rar que regularmente los aforos de tránsi-
to solo proporcionan los volúmenes de --
tránsito y la composición o porcentaje de
vehículos tipo "A" (Automóviles), tipo --
"B" (Autobuses) y tipo "C" (Camiones), sin
aclarar que tipo de vehículos pesados son

los que circulan; entonces es difícil establecer los porcentajes de cada tipo de vehículo pesado y por lo tanto es más difícil aún fijar un porcentaje de vehículos cargados o vacíos.

Por otra parte, el estado actual de las carreteras requiere de medidas enérgicas y se debe tomar en cuenta que la mayoría de los transportistas circula con sobrecarga con respecto a la carga máxima permitida. Adicionalmente, las obras de modernización y reconstrucción se están realizando en las carreteras de mayor importancia (Caminos tipo "A").

Por lo antes expuesto, se recomienda no usar los coeficientes de daño de vehículos vacíos, mas que en casos especiales donde se tenga seguridad de los porcentajes de vehículos cargados o vacíos.

Entonces la fórmula queda:

$$\sum L = (TDPA) (C_D) (C_T) \sum_{i=1}^P C_i (W_i \sum dm).$$

que se puede calcular usando la forma mostrada en la figura 4.4.

En esa figura se encuentran los tipos de vehículos que usualmente circulan por las carreteras, no obstante, en caso de considerarse otro tipo de vehículos, se puede acondicionar dicha forma. Determinados las resistencias críticas esperadas y el número de ejes equivalentes a 8.2 Ton. a dife-



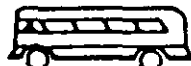



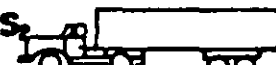
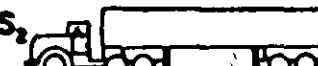

rentes profundidades, se puede hacer uso de las gráficas de las figuras 4.5 a 4.8. dependiendo del nivel de confianza elegido, que va de 0.6 a 0.9 y que está en función del tipo e importancia de la carretera, procedimientos y control de construcción, tipo de conservación previsto y --- riesgo que se desee aceptar.

Para el cálculo de los espesores del pavimento el IIUNAM recomienda usar el ΣL -- a $z=0$ para la carpeta y ΣL a $z=30$ para las demás de la forma de la figura 4.4, pero estrictamente hay que realizar tanteos para determinar que número de --- ejes equivalentes hay que usar, calculando primero un espesor y viendo si la "z" empleada es la correcta, lo que es factible con la forma mencionada; otra forma de hacerlo es calculando los espesores -- primero por otro método como el del Instituto de Asfaltos de Norteamérica o la Porter Modificada y luego afinando con el -- del IIUNAM.

Por último, existen ciertas condiciones, que son:

- A) El coeficiente de equivalencia para -- la carpeta, si es de concreto asfáltico, es de 2 , si es de uno o dos riegos es igual a cero y para las otras capas del pavimento es igual a 1, siempre y cuando estén solo compactadas -- sin algún agente estabilizador; en ca-

CARRETERA _____ TRAMO: _____
 VDPA () _____ COMPOSICION: A₂ _____ A'₂ _____ B₂ _____ C₂ _____ C₃ _____ T₂-S₁ _____ T₂-S₂ _____ T₃-S₂ _____ T₃-S₃ _____

TIPO DE VEHICULO	Nº DE VEHICULOS EN AMBOS LADOS	Nº DE VEHICULOS EN EL CARRIL DE PROJ.	COEFICIENTE DE DAÑO POR TRANSITO				NUMERO DE EJES EQUIVALENTES DE 8.2 TONELADAS			
			Z : 0 cms	Z : 15 cms	Z : 30 cms	Z : 60 cms	Z : 0 cms	Z : 15 cms	Z : 30 cms	Z : 60 cms
A ₂ 			0.004	0.000	0.000	0.000				
A' ₂ 			0.536	0.064	0.023	0.015				
B ₂ 			2.000	1.890	2.457	2.939				
C ₂ 			2.000	1.890	2.457	2.939				
C ₃ 			3.000	2.817	2.457	2.940				
T ₂ -S ₁ 			3.000	3.431	4.747	5.759				
T ₂ -S ₂ 			4.000	4.358	4.747	5.760				
T ₃ -S ₂ 			5.000	5.285	4.747	5.761				
T ₃ -S ₃ 			6.000	5.239	4.746	5.758				

Nº de carriles en ambas direcciones	Coefficiente de distribución para el carril de proy.
2	50
4	40—50
6 o mas	30—40

TOTAL T₁, T₂, T₃, T₄ : Transito equivalente inicial:

Años de servicio, n = _____ Tasa de crecimiento anual, t : _____ %
 Coeficiente de acumulación del transito, C : _____
 Transito acumulado: $\sum L_n = CT_1$ _____ $\sum L_n = CT_2$ _____
 $\sum L_n = CT_3$ _____ $\sum L_n = CT_4$ _____

Fig. 4.4
TABLA PARA CALCULO DEL TRANSITO ACUMULADO EN FUNCION DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 TONELADAS.

Coef. de distribución por carril _____

0/5

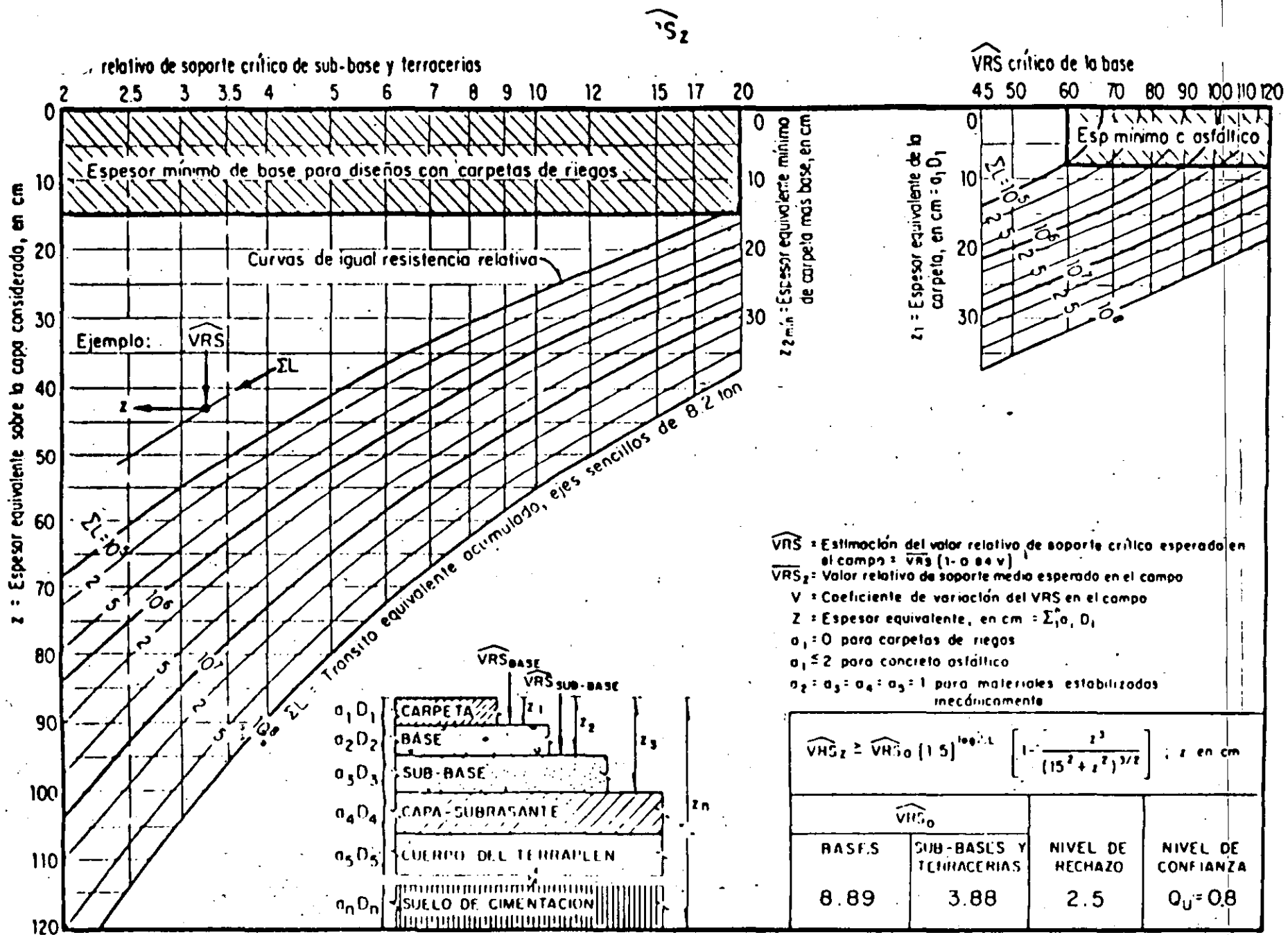


Fig.4.7 Grafica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible.

\widehat{VRS}_c

\widehat{VRS} crítico de la base

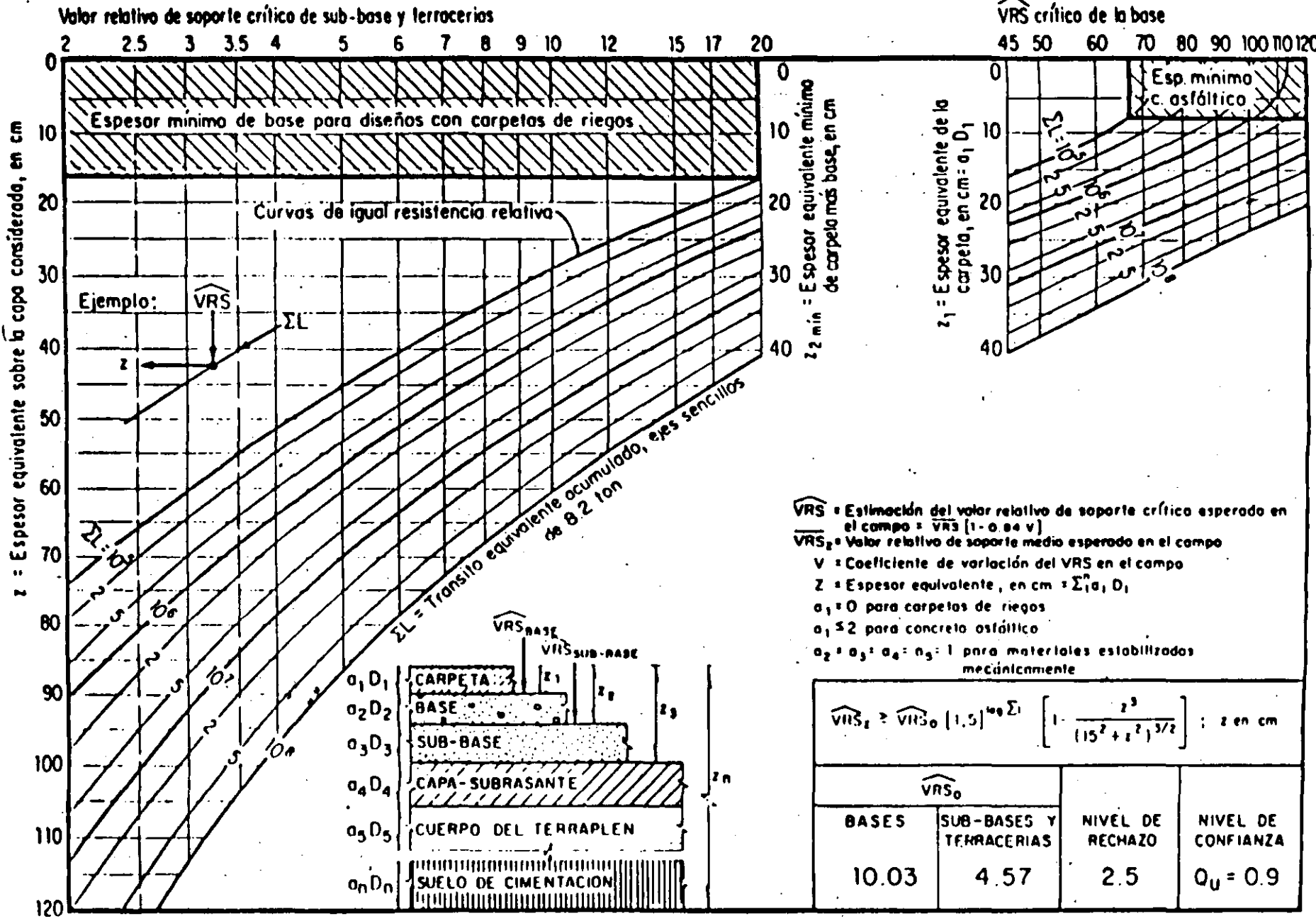


Fig. 4.8. Gráfico para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible.

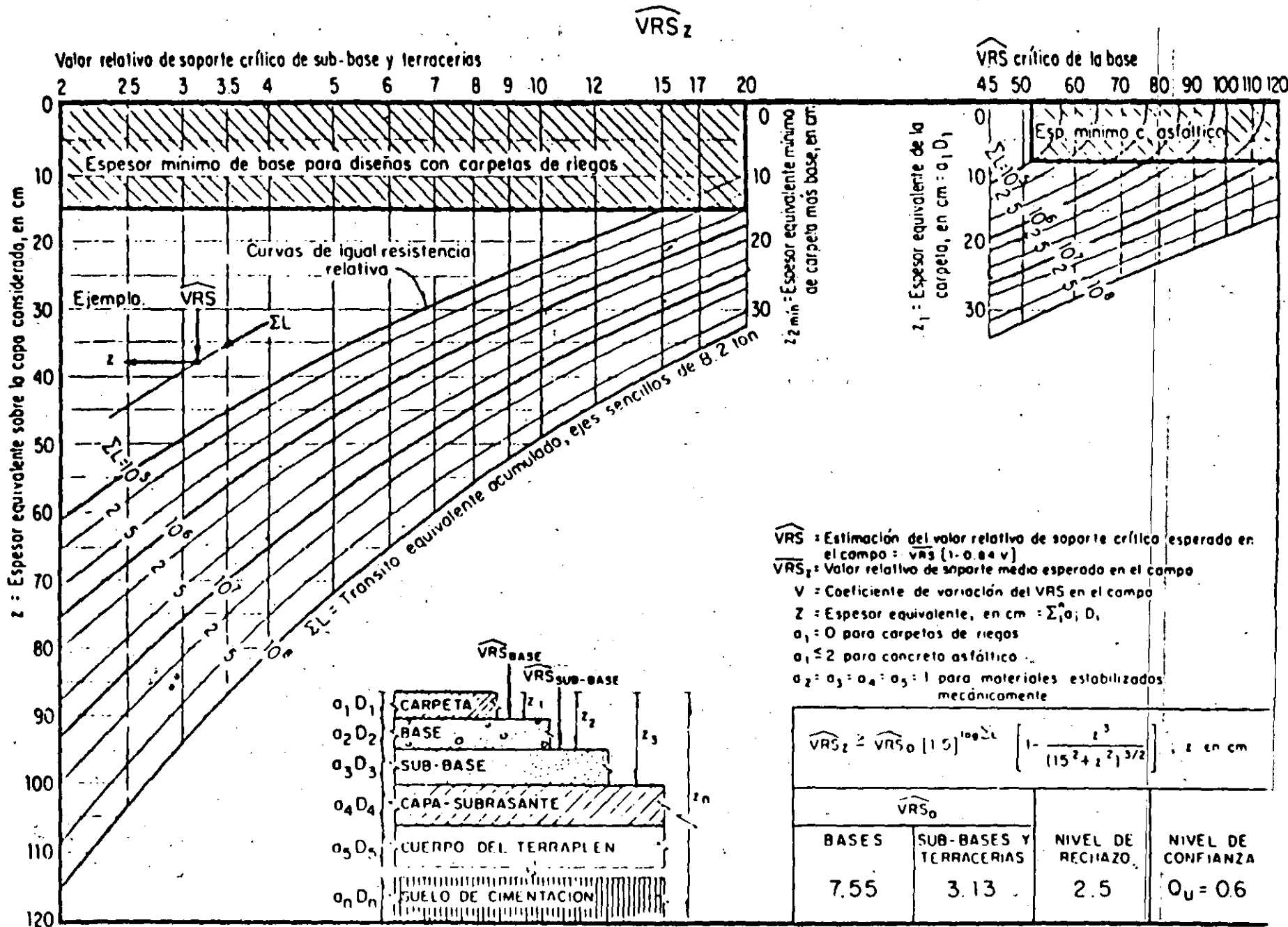


Fig 4.5 Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible.

\widehat{VRS}_z

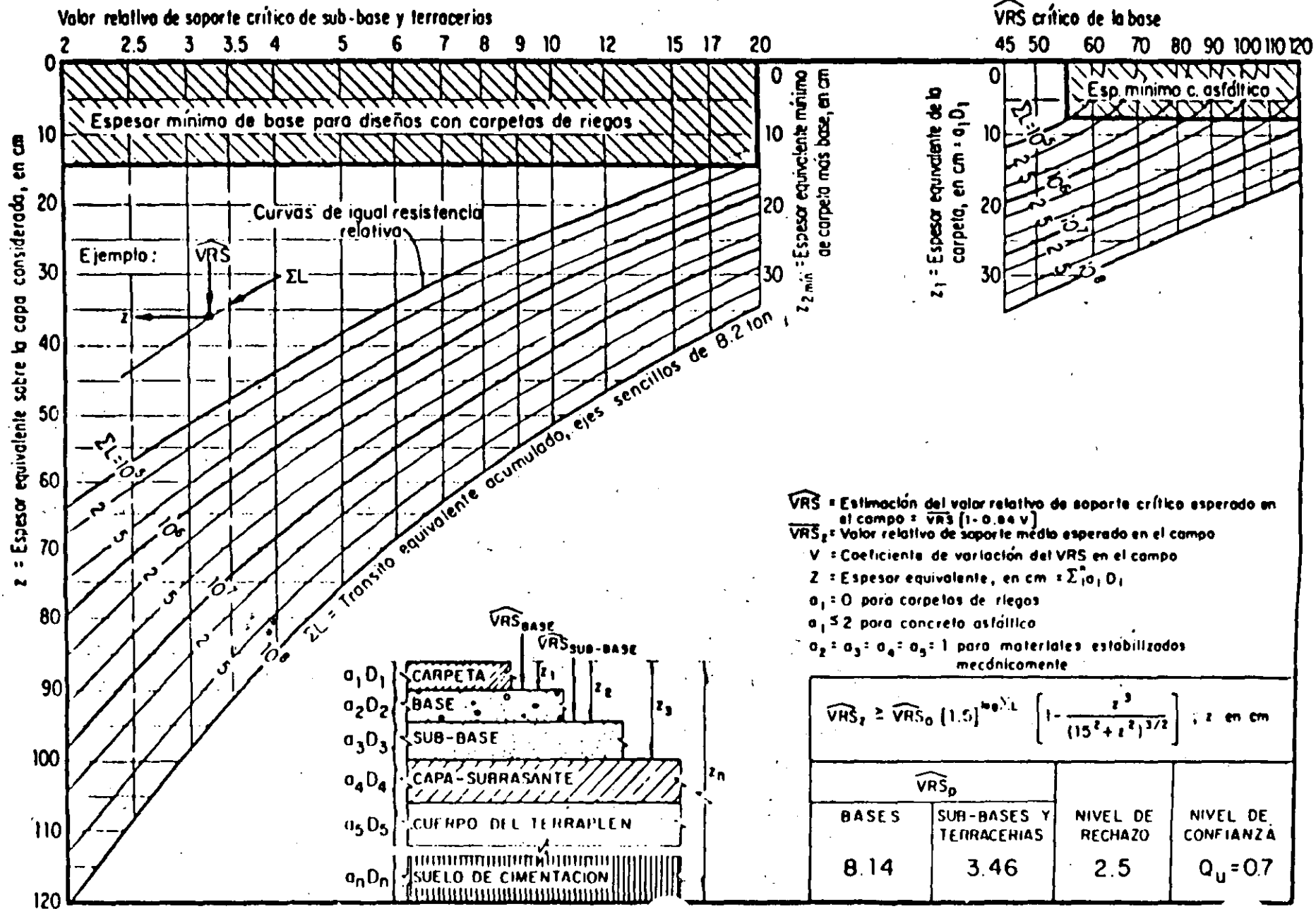


Fig. 4.6 Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible.

so de que lo tengan hay que establecer un coeficiente de equivalencia.

- B) En cuanto a las resistencias para las diferentes capas, el método establece un límite que es de 120 máximo para bases y 20 máximo para sub-bases. El VRS mínimo de diseño es 2%.

Cabe aclarar que los valores de resistencia especificados para las capas -- del pavimento no son los mismos que para el diseño, y éstos hay que obtenerlos por pruebas en el lugar o en el laboratorio semejando las condiciones -- del campo.

- C) Los espesores mínimos de las capas del pavimento se fijarán de acuerdo a lo - que sigue:

- a) 8 cm. para carpeta de concreto as--fáltico, o 10 cm. para cualquier -- otra capa.
- b) 15 cm. para capa de base, si la carpeta es de riego de sello.
- c) El espesor correspondiente a un --- $VRS_2 = 20$, para espesor combinado de base y carpeta.
- d) El que fije el analista de acuerdo con las condiciones particulares de la carretera.

Los métodos aquí presentados tienen diferentes criterios para dimensionar la sección estructural, sin embargo la decisión final será del Ingeniero Proyectista, el cual debe buscar la solución que proporcione al usuario un tránsito cómodo y seguro que sea compatible con los materiales existentes en la región, por lo que las alternativas que puede tener dependerán de su ingenio, para obtener aquellas soluciones que sean las más económicas y en las cuales los gastos de conservación sean mínimos, dentro de la vida útil de la estructura.

- 1.- Conservación y Reconstrucción de Carreteras con Pavimento Flexible. Tesis Profesional. Ing. Rubén Frías Aldaraca. ENEP Aragón. UNAM. México 1982.
- 2.- Instructivo para Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras S.Co--rro, R. Magallanes y G. Prado. Fascículo-444 Serie 1 del Instituto de Ingeniería - de la UNAM.
- 3.- Instructivo para la Rehabilitación de Pavimentos Flexibles y Rígidos de Carreteras S.O.P. México 1974.
- 4.- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. A. Rico, H. del Castillo. Editorial Limusa. México 1981.
- 5.- Manual "Series No. 17 (MS-17), Instituto del Asfalto de EUA. Nov. 1969.

TEMA VII.- CARPETAS ASFALTICAS.

VII.1.FUNCIONES DE LAS CARPETAS ASFALTICAS.

Los vehículos ruedan sobre la superficie de esta capa del pavimento: entre sus funciones están las siguientes:

- Soportar los efectos del tránsito tanto en magnitud como en repeticiones de carga.
- Contar con la textura y color apropiados, es decir, antiderrapante y antideslumbrante.
- Tener resistencia estructural.
- Reunir ciertas características de impermeabilidad, sin excederse en asfalto, y ser flexible .
- Debe ser uniforme a lo largo de su vida útil.

Las carpetas de los pavimentos flexibles están formados por una mezcla de materiales pétreos y asfálticos en ciertas proporciones y con determinadas características como se verá más adelante, la mezcla producida se coloca sobre la base, se extiende y se compacta.

A continuación se verán algunas características del asfalto.

LA FIGURA VII.1.- presenta esquemáticamente el proceso de la obtención del petróleo.

Como se puede observar, el residuo que se obtiene después de bombear, calentar y destilar el petróleo crudo, se vaporizan los componentes más ligeros o volátiles que posteriormente se industrializan; el residuo que queda de este último proceso puede emplearse como aceite combustible o ser procesado nuevamente; si sus características son adecuadas y ha sido refinado para alcanzar una consistencia apropiada puede servir como asfalto rebajado que tiene un fraguado lento denominado FL y que ya es poco empleado en la República Mexicana.

VII.2.2.1.CEMENTO ASFALTICO.

Este residuo cuando reúne buenas características, se somete a un proceso de refinación posterior para obtener el cemento asfáltico o sea el asfalto básico para la elaboración de los demás materiales asfálticos utilizables en carpetas.

Los procesos de refinación empleados pueden ser:
Método de destilación
Método de extracción de solventes

Existen varios tipos de cementos asfálticos, el ofrecido en la República Mexicana es el cemento asfáltico No. 6; las normas SCT a las que están sujetas se muestran en la tabla VII.1, algunas Normas se discutirán posteriormente.

Analizando nuevamente la fig.VII.1 se puede ver que los Asfaltos Rebajados son el producto de la mezcla del cemento asfáltico con las fracciones ligeras del petróleo, denominadas dichas fracciones solventes o diluentes como se indica a continuación:

VII.2.2.2 REBAJADOS ASFALTICOS.

- Asfaltos Rebajados de Fraguado Rápido (FR).

Son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente del tipo de la nafta o gasolina.

- Asfaltos Rebajados de Fraguado Medio (FM).

Son los materiales asfálticos líquidos compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente del tipo del que-roseno.

- Asfaltos Rebajados de Fraguado Lento (FL).

Son los materiales asfálticos líquidos, compuestos de un cemento asfáltico y un disolvente de baja volatibilidad o aceite ligero.

Los rebajados asfálticos deben cumplir con las normas SCT indicadas en las tablas VII.2 y VII.4 algunas Normas se discutirán posteriormente

VII.2.2.3. EMULSIONES ASFALTICAS.

Son los materiales asfálticos líquidos estables, formados por dos fases no mezclables, en los que la fase continua de la emulsión está formada por agua y la fase discontinua por pequeños glóbulos de asfalto. Dependiendo del agente emulsificante, las emulsiones asfálticas pueden ser aniónicas, si los glóbulos de asfalto tienen carga eléctrica negativa o catiónicas, si los glóbulos asfálticos tienen carga eléctrica positiva. Estas emulsiones pueden ser de rompimiento rápido, medio y lento.

Los glóbulos de asfalto son de tamaño coloidal (2 micras) y para preparar las emulsiones se usan mezcladores

de alta velocidad o molinos coloidales.

VII.2.3. TEMPERATURAS DE APLICACION DE LOS MATERIALES ASFALTA

Las temperaturas a las cuales se les debe preparar los productos asfálticos para formar las carpetas, son las siguientes:

. Cementos Asfálticos.
De 120°C. a 160°C.

. Asfaltos Rebajados de Fraguado Lento:

- FL-0, de 20°C a 30°C
- FL-1, de 30°C a 45°C
- FL-2, de 75°C a 85°C
- FL-3, de 85°C a 95°C
- FL-4, de 95°C a 100°C

. Asfaltos rebajados de Fraguado Medio:

- FM-0, de 20°C a 40°C
- FM-1, de 30°C a 60°C
- FM-2, de 70°C a 85°C
- FM-3, de 80°C a 95°C
- FM-4, de 90°C a 100°C

. Asfaltos Rebajados de Fraguado Rápido:

- FR-0, de 20°C a 40°C
- FR-1, de 30°C a 50°C
- FR-2, de 40°C a 60°C
- FR-3, de 60°C a 80°C
- FR-4, de 80°C a 100°C.

. Emulsiones Asfálticas.

En general no requieren calentamiento, se aplican

de 50°C a 40°C.

Los riegos de material asfáltico no deberán aplicarse cuando la temperatura ambiente sea menor de 50°C., si hay amenaza de lluvia o la velocidad del viento sea tal que impida la aplicación uniforme.

VII.2.4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ASFALTICOS.

A continuación se analizarán algunas propiedades mecánicas que influyen en el comportamiento mecánico de las carpetas.

ADHESIVIDAD.- Lo que se debe lograr entre los agregados pétreos y el asfalto es la adhesividad y se define como la propiedad del asfalto de adherirse al agregado pétreo y mantener esta condición ante cualquier agente externo incluyendo la presencia del agua.

Las teorías que se tienen al respecto son las siguientes.

Concepto de Reacción Química.- Cuando el asfalto moja los agregados, se presenta una adsorción en la frontera que propicia una reacción química entre el material adsorbido y los constituyentes de la fosa sólida.

Los componentes ácidos del asfalto reaccionan con el material básico del agregado y forman compuestos insolubles en agua. Si el pétreo tiene una película de arcilla entonces no se produce la reacción química, o ésta es pobre pues no se propicia la adsorción y no se tiene la adherencia adecuada, por lo que debe evitarse este tipo de materiales denominados materiales contaminados.

Por otro lado, cuando se tienen agregados con un exceso de constituyentes ácidos como las dolomitas y los granitos, deben protegerse de la acción del agua, con algún aditivo como se

verá posteriormente; a los materiales que contienen exceso de ácidos se les llaman hidrófilos.

El concepto mecánico.- De acuerdo al origen del agregado pétreo, presenta diferentes texturas superficiales, por ejemplo no tiene la misma textura un material piroclástico como el tezontle, que los agregados extraídos de una roca ignea sana como el basalto; los diferentes tipos de textura influyen en la porosidad del agregado, angulosidad de las partículas, la adsorción y el cubrimiento de la partícula, así como la dureza del propio agregado, los cuales son factores que influyen en la adhesividad del asfalto con el pétreo

- El concepto de energía en la superficie.- Existen teorías que suponen que la adhesividad se propicia de la energía interfacial producida en la frontera agregado - asfalto - agua - aire; por ejemplo cuando un fluido como el asfalto licuado se pone en contacto con un sólido como el agregado pétreo, el fluido:

- puede no mojar ni cubrir la superficie sólida
- puede cubrir y mojar la superficie
- puede cubrir y no mojar la superficie

El grado de cubrimiento y mojado es función de las tensiones: superficial, interfacial y de adhesión de las fases que intervienen.

Si la tensión de adhesión agua-agregado es mayor que la del asfalto-agregado, el agua tenderá a desalojar y/o desprender el cubrimiento asfáltico en la frontera, por lo cual se debe tener mucho cuidado de no mojar con agua el agregado pétreo

VII.2.5. ADITIVOS PARA MEJORAR LA ADHERENCIA.

Las mezclas asfálticas se deben diseñar para que la adherencia entre el agregado pétreo y el asfalto aún con la pre-

VII.2.6.2.- Prueba de penetración.- Mide la resistencia a la penetración de una aguja en el asfalto, bajo determinadas condiciones; si la matriz asfáltica es muy rígida no tiene flexibilidad, la penetración es mínima y la carpeta se agrieta por lo que es conveniente emplear asfaltos suave o de altas penetraciones, teniendo cuidado de no alterar la estabilidad de la mezcla.

VII.2.6.3.- Prueba de ductilidad. Mide el alargamiento máximo que tiene una muestra de asfalto de determinadas características y en ciertas condiciones sin romperse.

La experiencia y el comportamiento de las mezclas ha demostrado que los asfaltos que tienen altas ductilidades, tienen buena cementación en los pavimentos, se adhieren a los agregados y conservan sus propiedades con las variaciones de la temperatura.

VII.2.6.4.- Prueba de Adhesividad.- Las pruebas de adhesividad se hacen entre asfaltos y pétreos y se conocen en las Normas SCT como pruebas de afinidad entre el material pétreo y el asfalto y está formada por las siguientes pruebas:

- . desprendimiento de pétreos por fricción
- . pérdida de estabilidad

VII.2.6.5 Prueba del punto de inflamación.- Representa la temperatura máxima a la que puede calentarse un producto asfáltico (para licuarlo), sin peligro de que se incendie. Si se calienta el asfalto a una temperatura mayor, se pueden producir accidentes sobre todo cuando los solventes son muy volátiles.

VII.2.6.6.- Solubilidad.- Determina el grado de pureza del asfalto que se esté usando y siempre se debe cuidar que no contengan sales o materiales indeseables que modifiquen sus propiedades.

VII.2.6.7.- Prueba de película delgada.- Se emplea solo en los cementos y permite conocer si estos están contaminados con materiales ligeros como residuos de asfaltos rebajados.

VII.2.6.8.- Prueba de destilación.- Determina los porcentajes de solventes en los asfaltos rebajados o las porciones de cemento asfáltico y agua en las emulsiones.

La eliminación de los solventes en los asfaltos rebajados es lo que se conoce como el proceso de curado en las mezclas asfálticas y en algunos casos es necesario que el material se cure rápidamente como es el caso de tratamientos superficiales y/o riegos de sello con el fin de desarrollar poder de retención y empotramiento del material pétreo y entonces, por ejemplo, se emplean asfaltos rebajados de fraguado rápido.

VII.3 MEZCLAS ASFALTICAS.

Las mezclas asfálticas, son el producto de la incorporación y distribución uniforme de un material asfáltico en un pétreo, y se clasifican de la siguiente manera:

Mezclas frías:

Son aquéllas elaboradas con asfaltos rebajados y con emulsiones asfálticas; comúnmente llamadas mezclas en el lugar y/o en plataforma.

Mezclas en caliente:

Elaboradas en planta estacionaria con cemento asfáltico No. 6; o en bachas.

Carpetas de riegos.

A continuación se describen cada una de ellas.

VII.3.1. Mezclas frías con asfaltos rebajados.

Se hacen en el lugar incorporando los agregados el cementante en frío; el cementante usa gasolina como solvente.

Los agregados pétreos deben sujetarse a la granulometría de la Fig. VII-3. Esta mezcla se puede transportar a la temperatura ambiente, si no es muy baja.

El asfalto rebajado usado normalmente es el de fraguado rápido FR-3, que contiene 73% de residuos y 27% de solventes.

Estas mezclas, según las especificaciones, sólo se deben emplear cuando el tránsito promedio diario anual es menor a 1,000 vehículos pesados diarios, como carpeta; también se puede emplear en bacheos, reconstrucciones en tramos aislados y sobre carpetas, aunque actualmente no se recomienda.

Es recomendable que la mezcla contenga aproximadamente 1% de humedad al colocarse, previa eliminación por evaporación de la mayor parte de los solventes y la humedad.

Su tendido se hace con motoconformadores y el acabado es defectuoso.

VII.3.2.- Mezclas frías con emulsiones.

Se dividen a su vez en aniónicas y catiónicas, las cuales usan como vehículo agua.

Al incorporarse el material pétreo y dependiendo de la carga eléctrica que tenga, permitirá su acercamiento con el cementante, expulsando el agua que antes separaba a pétreos y cemento, entonces se forma una estructura de agregados y cemento que constituye a la mezcla. Al momento en que se expulsa el agua se le llama rompimiento de la emulsión y es cuando debe empezarse a compactar.

Dichas mezclas pueden hacerse en camellones o en máquinas revolvedoras, y se usan en carpetas de caminos con poco tránsito, en bacheos y en lugares lluviosos o húmedos donde se hace difícil el empleo de asfaltos rebajados. El material asfáltico más usado es del tipo RM-2.

Las mezclas que se elaboran con asfaltos rebajados o

emulsiones, deberán cumplir con las normas indicadas en la tabla VII.5, por el procedimiento de pruebas de compresión sobre cilindros sin confinar.

VII.3.3 Mezclas elaboradas en planta.

Son las mezclas hechas en caliente de agregados pétreos y cemento asfáltico. Para que estas mezclas sean adecuadas debe cuidarse que los agregados tengan la dureza, forma y distribución de tamaños adecuados, así como cumplir con la Norma de afinidad con el cemento.

El cemento asfáltico usado en México es el No. 6 y sus características deben ser las indicadas en la tabla de materiales asfálticos. (tabla VII.1).

La mezcla, como tal, debe cumplir con ciertas características de resistencia, durabilidad y textura.

Es necesario buscar la proporción adecuada entre los agregados pétreos y el cemento asfáltico; esto se logra en el laboratorio por medio de la prueba Marshall para obtener el contenido óptimo de asfalto.

La elaboración de estas mezclas se hace, como su nombre lo indica, en plantas, ya sean continuas o discontinuas (llamadas también batchas).

La elaboración del concreto asfáltico para carpetas requiere pétreos de tamaño máximo de 25.4 mm. (1"), sin embargo, se ha visto que las carpetas de concreto asfáltico funcionan mejor con tamaño máximo de agregado de 19.05 mm. (3/4").

El concreto asfáltico debe cumplir las normas de la tabla VII.6 establecidas para el procedimiento Marshall. Además, el material usado para elaborar concreto asfáltico para carpetas deberá tener afinidad con el asfalto, granulometría dentro de la zona marcada en la figura VII.2, contracción lineal máxima de 2%,

desgaste medido con la prueba de los Angeles de 40% máximo, equivalente de arena 55% mínimo y forma de las partículas alargadas y/o en forma de laja de 35% máximo.

VII.2.7.4. Carpetas de Riegos.

Estas carpetas se hacen con la colocación de un riego de asfalto en caliente y encima un riego de material pétreo y sirven para caminos con un tránsito menor a 1,000 vehículos pesados diarios. Actualmente se acostumbra dar a la superficie de rodamiento o carpeta, un riego llamado "de sello", que es una carpeta de un riego y es la capa de desgaste que proporciona la textura y color adecuados para dar seguridad y comodidad al usuario; además "impermeabiliza" la superficie de la carpeta.

Existen carpetas de uno, dos y tres riegos, en donde para cada riego se usa material pétreo diferente, tal como se indica en las tablas VII.7 y VII.8.

Como el asfalto y el agua no son mezclables, si la llanta rueda directamente sobre el asfalto con agua se produce una superficie resbalosa, por lo que es necesario que las llantas rueden sobre el material pétreo. Esto se logra con una proporción adecuada entre material pétreo y asfalto, hundiendo la gravilla 2/3 de su tamaño en el material asfáltico, en el caso de un riego de sello.

Como una norma a seguir, cuando el tránsito diario en ambos sentidos sea mayor a 1,000 vehículos pesados, se hará uso de mezclas con cemento asfáltico denominadas carpetas de concreto asfáltico.

- 1.-MATERIALES ASFALTICOS UTILIZADOS EN PAVIMENTACION
Secretaría de Comunicaciones y Transportes.México.1987. •
- 2.-EL PETROLEO.Publicación de Petróleos Mexicanos,Ciudad de México.1974.
- 3.-NORMAS.en vigor de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. México,D.F. 1989
- 4.-ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES.Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras y Transportes(AASHTO), Washington,D.C.,E.U.,1974.
- 5.-CONCLUSIONES DEL XVII CONGRESO MUNDIAL DE CARRETERAS, -
Celebrado en Sidney,Australia,Octubre de 1983.
- 6.-CONSERVACION Y RECONSTRUCCION DE CARRETERAS CON PAVIMENTO FLEXIBLE.Tesis Profesional Ing.Ruben Frías Aldaraca. México.,1982.

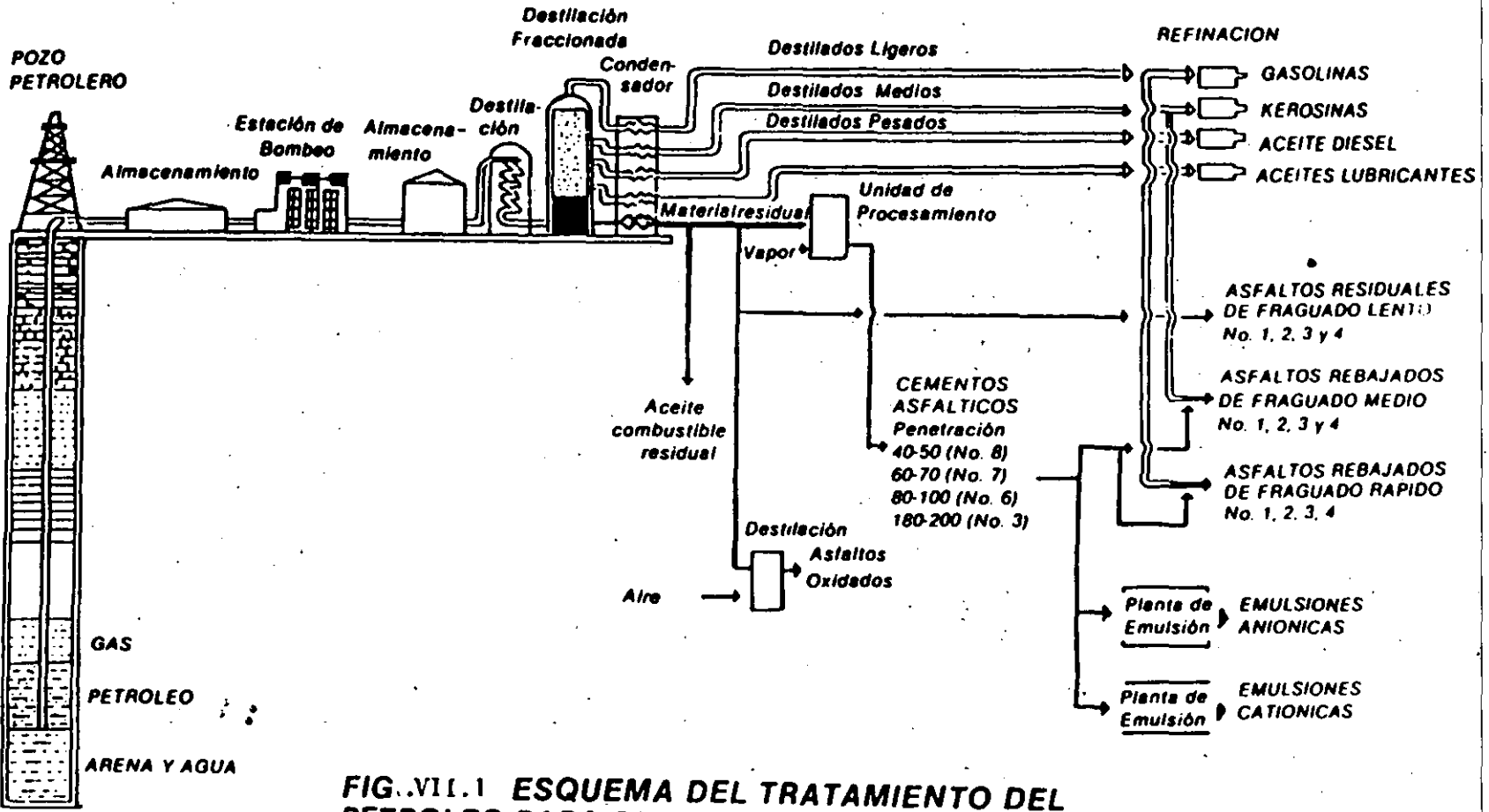


FIG. VII.1 ESQUEMA DEL TRATAMIENTO DEL PETROLEO PARA OBTENER LOS DIVERSOS PRODUCTOS ASFALTICOS

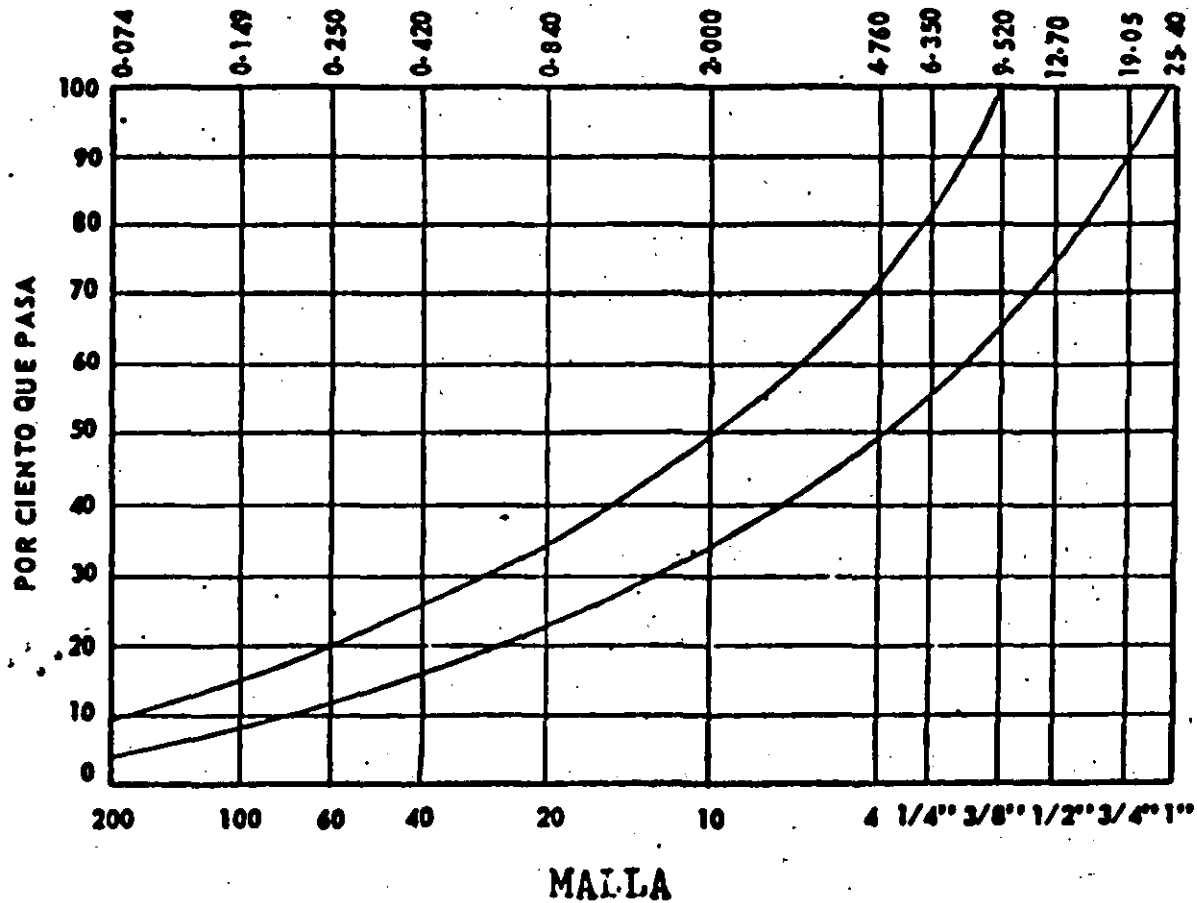


FIG. VII.2 .- REQUISITOS GRANULOMETRICOS PARA CONCRETO ASFALTICO.

**ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS
PARA MATERIALES PETREOS QUE SE EMPLEEN
EN MEZCLAS ASFALTICAS EN EL LUGAR**

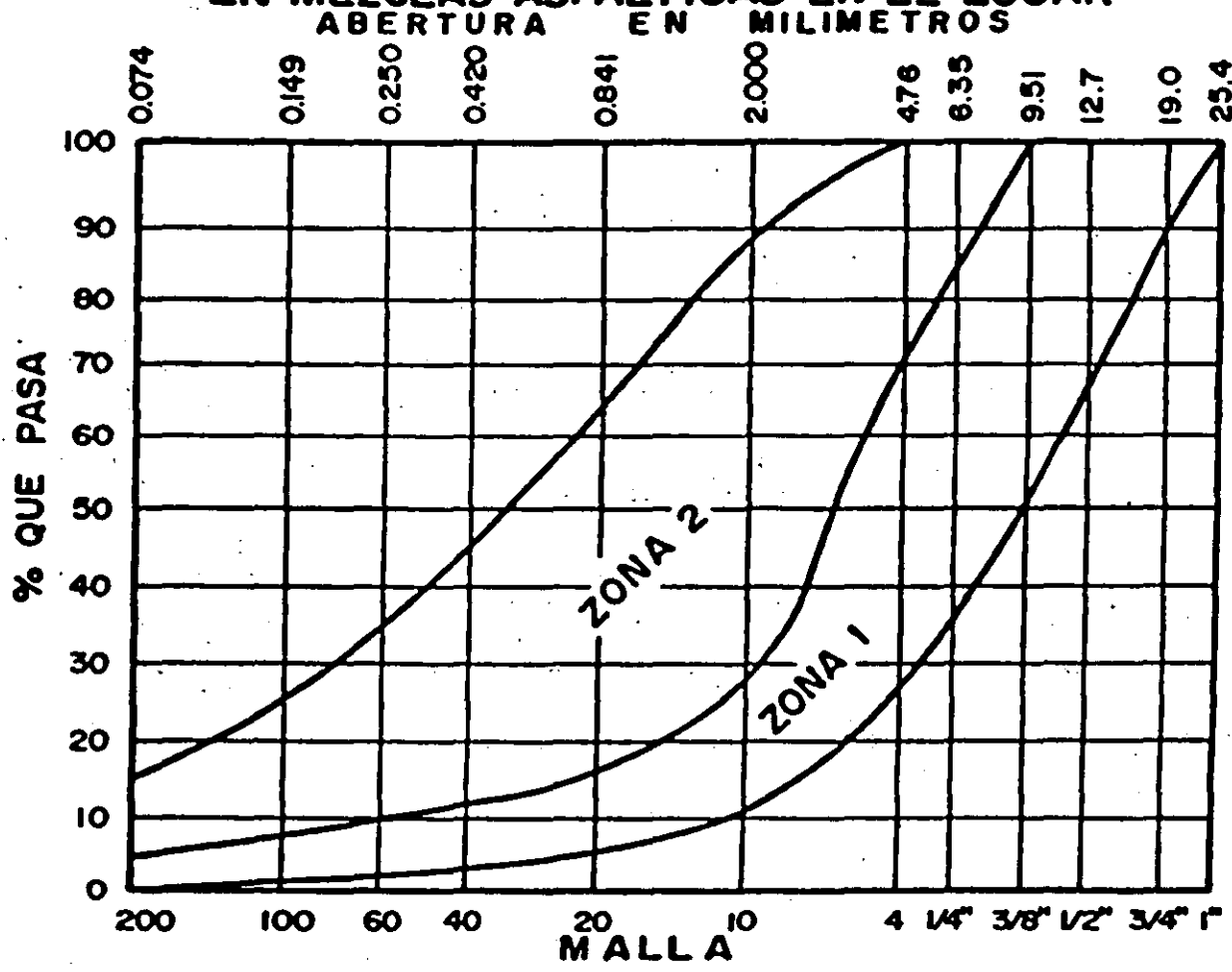


FIG. VII.3

13

TABLA VII.1 NORMAS DE CALIDAD PARA CEMENTOS ASFALTICOS

CARACTERISTICAS	GRADO DEL CEMENTO ASFALTICO			
	Núm. 3	Núm. 6	Núm. 7	Núm. 8
Penetración, 100 g, 5 seg, 25°C, grados	180-200	80-100	60-70	40-50
Viscosidad Saybolt-Furol a 135°C, seg, mínimo	60	85	100	120
Punto de inflamación (copa abierta de Cleveland), °C mínimo	220	232	232	232
Punto de reblandecimiento, °C	37-43	45-52	48-56	52-60
Ductilidad, 25°C, cm, mínimo	60	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %, mínimo	99.5	99.5	99.5	99.5
Prueba de la película delgada, 50 cm ³ , 5 h, 163°C: Penetración retenida, por ciento, mínimo	40	50	54	58
Pérdida por calentamiento, por ciento, máximo	1.4	1.0	0.8	0.8

TABLA VII.2 NORMAS DE CALIDAD PARA ASFALTOS REBAJADOS DE FRAGUADO RAPIDO

. CARACTERISTICAS	GRADO				
	FR-0	FR-1	FR-2	FR-3	FR-4
PRUEBAS EN EL PRODUCTO ORIGINAL					
Punto de Inflamación (copa abierta de Tag) °C mínimo	—	—	27	27	27
Viscosidad Saybolt-Furol:					
A 25°C, seg.	75-150	—	—	—	—
A 50°C, seg.	—	75-150	—	—	—
A 60°C, seg.	—	—	100-200	250-500	—
A 82°C, seg.	—	—	—	—	125-250
Destilación: Por ciento del total destilado a 360°C.					
Hasta 190°C, mínimo	15	10	—	—	—
Hasta 225°C, mínimo	55	50	40	25	8
Hasta 260°C, mínimo	75	70	65	55	40
Hasta 315°C, mínimo	90	88	87	83	80
Residuo de la destilación a 360°C, por ciento del volumen total por diferencia, mínimo	50	60	67	73	78
Agua por destilación, %, máximo	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
PRUEBAS EN RESIDUO DE LA DESTILACION					
Penetración, grados	80-120	80-120	80-120	80-120	80-120
Ductilidad en centímetros, mínimo	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %, mínimo	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

TABLA VII.3 . NORMAS DE CALIDAD PARA ASFALTOS REBAJADOS DE FRAGUADO MEDIO

CARACTERISTICAS	GRADO				
	FM-0	FM-1	FM-2	FM-3	FM-4
PRUEBAS EN EL PRODUCTO ORIGINAL					
Punto de Inflamación (copa abierta de Tag), °C mínimo	38	38	66	66	66
Viscosidad Saybolt-Furol:					
A 25°C, seg.	75-150	—	—	—	—
A 50°C, seg.	—	75-150	—	—	—
A 60°C, seg.	—	—	100-200	250-500	—
A 82°C, seg.	—	—	—	—	125-250
Destilación: Por ciento del total destilado a 360°C.					
Hasta 225°C, máximo	25	20	10	5	0
Hasta 260°C,	40-70	25-65	15-55	5-40	30 máx.
Hasta 315°C,	75-93	70-90	60-87	55-85	40-80
Residuo de la destilación a 360°C, por ciento del volumen total por diferencia, mínimo	50	60	67	73	78
Agua por destilación, %, máximo	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE LA DESTILACION					
Penetración, grados	120-300	120-300	120-300	120-300	120-300
Ductilidad en centímetros, mínimo	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %, mínimo	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

66

TABLA VII.4 NORMAS DE CALIDAD PARA ASFALTOS REBAJADOS DE FRAGUADO LENTO

CARACTERISTICAS	GRADO				
	FL-0	FL-1	FL-2	FL-3	FL-4
PRUEBAS EN EL PRODUCTO ORIGINAL					
Punto de inflamación (copa abierta de Cleveland), °C mínimo	66	66	80	93	107
Viscosidad Saybolt-Furol:					
A 25°C, seg.	75-150	—	—	—	—
A 50°C, seg.	—	75-150	—	—	—
A 60°C, seg.	—	—	100-200	250-500	—
A 82°C, seg.	—	—	—	—	125-250
Destilación: Destilado total a 360°C, por ciento en volumen	15-40	10-30	5-25	2-15	10 máx.
Agua por destilación, %, máximo	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Residuo asfáltico de 100 grados de penetración, %, mínimo	40	50	60	70	75
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE LA DESTILACION					
Flotación en el residuo de la destilación, a 25°C, seg	15-100	20-100	25-100	50-125	60-150
Ductilidad del residuo asfáltico de 100 grados de penetración, 25°C, cm, mínimo ..	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %, mínimo	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

CARACTERISTICAS		PARA CARRETERAS			OBSERVACIONES
		TRANSITO DIARIO EN AMBOS SENTIDOS DE VEHICULOS PESADOS. (6)			
		Menos de 500	de 500 a 1000	Más de 1000	
Resistencia mínima en kg/cm. ²		2.5	4.0		
Por ciento de vacíos, mínimo (a)	Con material de graduación gruesa ó fina	7	7	En general no debe usarse este tipo de mezclas.	Valores Tentativos
	Con material de graduación intermedia	4	4		

- (a) El por ciento de vacíos especificado: en cada caso, deberá ser calculado de acuerdo con el procedimiento descrito en el capítulo CXII de la Parte Novena.
- (b) Se consideran como vehículos pesados los camiones en todos sus tipos y los autobuses.

TABLA VII.5 Requisitos para mezclas elaboradas con asfaltos rebajados y emulsiones (Prueba de compresión sobre cilindros sin confinar).

29

CARACTERISTICAS	USO DE LA MEZCLA ASFALTICA ELABORADA CON CEMENTO ASFALTICO	PARA CARRETERAS TRANSITO DIARIO EN AMBOS SENTIDOS	
		Hasta 2000 vehículos pesados (a)	Mas de 2000 vehículos pesados (a)
Número de golpes por cara.....	50	75
Estabilidad mínima, kilogramos...	Para carpetas, capas de renive- lación, bases asfálticas y ba- cheo.....	450	700
Flujo, en milímetros.....	Para carpetas, capas de renive- lación, bases asfálticas y ba- cheos.....	2-4.5	2-4
Por ciento de vacíos en la mezcla respecto al volumen del espécimen (b).....	Para carpetas y mezclas de reni- velación..... Para bases asfálticas.....	3-5 3-8	3-5 3-8
Por ciento de vacíos en el agrega- do mineral (VAM), respecto al vo- lumen del espécimen de mezcla, de acuerdo con el tamaño máximo del material pétreo, mínimo. (b).....	Para carpe- tas, de re- nivelación, bases asfal- ticas y ba- cheo.....	4.76mm. (Núm. 4).... 6.35mm. (1/4 ").... 9.51mm. (3/8 ").... 12.7 mm. (1/2 ").... 19.0 mm. (3/4 ").... 25.4 mm. (1 ")....	18 17 16 15 14 13

(a).- Se consideran como vehículos pesados los camiones en todos sus tipos y los autobuses.

(b).- Los porcentos de vacíos de la mezcla y del material pétreo, respecto al volumen del espécimen, deberán determinarse de acuerdo con el procedimiento descrito en el capítulo CXII de la Parte Novena.

TABLA VII. 6 REQUISITOS PARA MEZCLAS ELABORADAS CON CONCRETO ASFALTICO (PRUEBA MARSHALL).

MATERIALES	TIPO DE CARPETA		
	TRES RIEGOS	DOS RIEGOS	UN RIEGO
Cemento asfáltico Material pétreo No. 1	0.6-1.1 20-25		
Cemento asfáltico Material pétreo No. 2	1.0-1.4 8-12	0.6-1.1 8-12	
Cemento asfáltico Material pétreo 3-A			0.7-1.0 8-10
Cemento asfáltico Material pétreo 3-B	0.7-1.0 6-8	0.8-1.1 6-8	
Cemento asfáltico Material pétreo 3-E			0.8-1.0 9-11

TABLA VII.7

NOTAS :

- 1). El cemento asfáltico considerado en esta tabla se refiere al que existe en los materiales asfálticos que se emplean en la República M.
- 2). Para calcular la cantidad de material asfáltico por aplicar, deberá dividirse el valor anotado en esta tabla entre el contenido de cemento que presente el material asfáltico utilizado, ambos expresados en litros.

MALLAS	CONDICIONES	DENOMINACION DEL MATERIAL PETREO				
		1	2	3-A	3-B	3-E
De 31.8 mm (1 1/4")	Debe pasar	100%				
De 25.4 mm (1")	Debe pasar	95% mínimo				
De 19.1 mm (3/4")	Debe pasar		100%			
De 12.7 mm (1/2")	Debe pasar		95% mínimo	100%		100%
	Debe retenerse	95% mínimo				
De 9.5 mm (3/8")	Debe pasar			95% mínimo	100%	95% mín:
De 6.3 mm (1/4")	Debe pasar				95% mínimo	
	Debe retenerse		95% mínimo			
Número 4	Debe retenerse					95% mínimo
Número 8	Debe retenerse		100%	95% mínimo	95% mínimo	100%
Número 40	Debe retenerse			100%	100%	

TABLA VII.8.- Requisitos granulométricos para el material empleado en carpetas de riegos.

EVALUACION DE PAVIMENTOS

III EVALUACION DE LA SECCION

ESTRUCTURAL DE UN PAVIMENTO

M. EN I. GABRIEL GARCIA ALONSO.

III. EVALUACION DE LA RED CARRETERA.

3.1 EVALUACION.

Para conocer el estado de la sección estructural de una carretera es necesario realizarle una evaluación, para conocer los materiales con que está construido, cómo está construido y como se comporta. El grado en que estos conceptos son adecuados, se refleja en las condiciones de la superficie de rodamiento y por consiguiente en la capacidad de servicio del pavimento. Aquí es necesario distinguir entre capacidad de servicio de la carretera y capacidad de servicio del pavimento, siendo la primera la que se refiere al volumen de tránsito que puede circular por una carretera y la segunda la que se refiere a conducir ese volumen en forma cómoda y segura, esto es, la capacidad del pavimento es función del estado de la superficie de rodamiento.

Para efectuar una evaluación a la red carretera de México, se tiene que tomar en cuenta que ésta tiene varios años de antigüedad en su mayor parte y existe la urgencia de adecuarla a las condiciones que le impone el tránsito actual y futuro, además de no disponer de los recursos económicos necesarios, por lo que debe establecerse un sistema por medio del cual se lleve un record de las carreteras y sus condiciones, para así poder determinar jerarquías en cuanto a la prioridad para conservarlas, reconstruirlas o modernizarlas. En el Capítulo V de ésta tesis, se propone un modelo para llevar a cabo lo antes expuesto.

Este capítulo tratará solo la manera de realizar una evaluación y los medios que se utilizan para ello, por

lo cual se establecerá una clasificación de los tipos de evaluación, que son:

- . Evaluación cualitativa
- . Evaluación cuantitativa

Se entenderá por evaluación cualitativa la que se realice tomando en cuenta la comodidad y seguridad del usuario, en forma subjetiva, por medio del concepto de Calificación Actual, el cual mide el grado de comodidad que proporciona un pavimento. El otro tipo de evaluación es el que se realiza en forma objetiva, utilizando dispositivos que miden físicamente y valoran numéricamente diversos conceptos como son los deterioros o fallas, las deformaciones, resistencia al deslizamiento, deflexiones, etc.

Dentro de la evaluación cuantitativa, se utilizan dos métodos en general, que son los destructivos y los no destructivos.

Los métodos no destructivos son aquéllos en los que no es necesario destruir el pavimento para conocer sus características y propiedades, en éstos encajan los que miden las propiedades superficiales del pavimento y las deflexiones bajo una carga estática o dinámica.

Los métodos destructivos están representados por los sondeos o calas y la extracción de corazones, en los que la estructura del pavimento tiene que ser alterada o destruída para conocer los espesores de las capas que la forman y sus propiedades y estado, así como los tipos de materiales que la constituyen.

Para que la evaluación sea completa, se deben revisar también el drenaje y sub-drenaje, factores fundamenta--

les que norman el comportamiento futuro de la estructura de la carretera.

3.2 METODOS USADOS PARA REALIZAR UNA EVALUACION.

Para introducirnos al tema, es necesario conocer antes algunos conceptos. Como se mencionó anteriormente, el estado de la superficie de rodamiento es el factor fundamental en la capacidad de servicio de un pavimento, lo que quiere decir que cuando un pavimento falla (funcional y estructuralmente), la capacidad de servicio del pavimento se ve afectada en forma inversamente proporcional, o sea, a mayor grado de falla, menor capacidad de servicio del pavimento. Los conceptos de falla funcional y falla estructural fueron mencionados en el capítulo I y el concepto de falla es el resultado apreciable de la intervención de varios factores sobre el pavimento que conducen a una reducción de su capacidad de servicio.

3.2.1 TIPOS Y CAUSAS DE FALLA.

Las fallas de las secciones estructurales con pavimento flexible, se pueden originar por varias razones, como son: mal diseño, mala construcción, empleo de materiales inadecuados y específicamente por consolidación o esfuerzos cortantes en la terracería, subrasante o alguna capa del pavimento. Generalmente, cuando la falla es por consolidación, se origina una depresión en el lugar por donde acostumbran pasar las ruedas de los vehículos. Cuando la falla es por cortante en las terracerías o subrasante se origina esa misma depresión, pero el material en la superficie a una cierta distancia de la huella de la rodada de los vehículos se levanta o "bufa"; si la falla por --

cortante se produce en la superficie, ocurre lo mismo, sólo que el bufamiento se localiza muy cerca de la huella de las llantas de los vehículos, sin embargo, para conocer con más exactitud la causa de la falla, es conveniente realizar un análisis más detallado, que puede ser por medio de trincheras o sondeos en el pavimento, sólo que esta prueba es destructiva.

También se originan las fallas por comportamientos inadecuados de la carpeta o riego de sello.

3.2.1.1 FALLA DE PIEL DE COCODRILO (O DE MAPA).

Es un tipo de agrietamiento que figura la piel del cocodrilo y se debe a las siguientes causas:

- Movimientos verticales excesivos de las capas subyacentes a la carpeta.
- Fatiga de la carpeta.

Originados por capas de apoyo resilientes, mal compactadas o con espesores inadecuados.

3.2.1.2 FALLA DE CONSOLIDACION.

Se puede producir en una o varias capas del pavimento y se debe a deficiencias de compactación o a materiales degradables.

3.2.1.3 FALLA POR CORTANTE.

Tienen su origen en la falta de cohesión y fricción interna en la sub-estructura, se les conoce por el bufamiento a los la-

dos de la rodada; cuando los acotamientos no están bien construídos o diseñados, es ta falla ocurre en la rodada exterior.

3.2.1.4 FALLA LONGITUDINAL.

Son grietas paralelas al eje del camino - que aparecen a poca distancia del borde - del pavimento y que suelen acompañarse -- con ramificaciones transversales hacia -- los acotamientos; se originan por falta - de soporte lateral, asentamiento de los - terraplenes, cambios de humedad y tempera tura o uso de materiales con alta contra cción. Esta grieta también puede aparecer en la carpeta o en la junta entre la carpeta y el acotamiento por causa de un mal proyecto, o sea, no dar a los acotamien-- tos el ancho suficiente para que la grieta se produzca en ellos.

3.2.1.5 FALTA DE ADHERENCIA.

Esta falla se manifiesta por corrimientos en el sentido del tránsito y/o desprendimientos de la capa superior, que pueden - ocurrir entre la base y la carpeta o la - carpeta y la sobrecarpeta, debidos a falta de liga entre las capás.

3.2.1.6 GRIETAS REFLEJADAS.

Este tipo de fallas ocurren sólo en las - sobrecarpetas y son la reflexión de grietas de un pavimento antiguo en la misma - sobrecarpeta. En éstas es necesario cui dar que no permitan infiltraciones de --

agua por medio de sellados. En EE.UU. -- han evitando las reflexiones construyendo una capa de mezcla asfáltica con agregados pétreos de tamaño uniforme, más o menos de 5.08 mm. (2") y sobre ella la sobrecarpeta. En todos los casos, es necesario sellar las grietas antes de construir las sobrecarpetas.

3.2.1.7 GRIETAS DE CONTRACCION.

Se presentan sólo en la carpeta y se deben en su mayor parte, a cambios volumétricos debidos a la temperatura en las mezclas asfálticas con granulometrías finas. Se caracterizan por estar interconectadas entre sí y formar grandes áreas, por lo general con ángulos agudos y esquinas.

3.2.1.8 FALLAS TRANSVERSALES.

También se les conoce como de "tabla de lavadero" y son ondulaciones pequeñas -- transversales al eje del camino que se producen en la superficie de rodamiento. Se originan por inestabilidad de las mezclas o derramamiento de diesel o aceite en la carpeta, así como por procedimientos de construcción deficientes.

3.2.1.9 DEPRESIONES EN LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO.

Son asentamientos en zonas pequeñas aisladas y pueden ser originadas por tráfico que excede al diseñado, hundimientos-

de las capas inferiores o defectos de ---
construcción.

3.2.1.10 DESINTEGRACION DE LAS CARPETAS.

Es la destrucción de las mismas en pequeños fragmentos sueltos que se conoce como "hoyancos" y "calaveras" y son agujeros - en la superficie del pavimento.

Se deben a zonas débiles por falta de asfalto, superficies de desgaste delgadas, - exceso o falta de finos, mal drenaje, mala construcción, uso de materiales degrada-- bles, poca afinidad de los pétreos y el asfalto, falta de limpieza de los agregados.

El proceso puede avanzar de la superficie hacia abajo y de las orillas al centro, - llamándose erosión.

3.2.1.11 PAVIMENTO RESBALOSO,

Es la falla consistente en que la superficie de rodamiento no sea ya antiderrapan- te y por lo tanto sea insegura. Las razo- nes por las que esto sucede, son: excedencia o afloramiento del asfalto de la mez- cla y pulido de los pétreos de la superficie.

3.2.1.12 FALLAS POR CONSOLIDACION. O MOVIMIENTOS -- DEL TERRENO DE CIMENTACION.

Estas se manifiestan por depresiones o -- abultamientos en zonas grandes aisladas y pueden ser indicios de posibles fallas de talud, por lo que hay que investigarlas.-

Empiezan con el agrietamiento longitudinal o semicircular de la superficie de rodamiento y terminan con las depresiones o abultamientos que se reflejan en la carpeta.

3.2.1.13 FALLAS POR CONDICIONES ADVERSAS DEL AGUA Y EL NIVEL FREÁTICO.

El agua en exceso dentro del pavimento, reduce sus características de calidad y resistencia y puede volverlo peligroso cuando los materiales empleados en su construcción son inestables o se genera una subpresión. Por ejemplo, si el agua llega a las terracerías o la subrasante y el material de éstos es expansivo, el resultado es fatalmente predecible.

También el agua de lluvia que escurre a los lados del terraplén de un camino, por ejemplo, puede erosionar el talud del mismo, causando su inestabilidad. El agua, sea superficial o subterránea, si no es tratada adecuadamente siempre originará problemas. Una vez que se conocen los tipos de falla y sus posibles causas, se puede pasar a los métodos que existen para evaluar pavimentos.

3.2.2 METODOS PARA VALORAR EL ESTADO DE LA SUPERFICIE DEL PAVIMENTO.

Al realizar la evaluación se puede hacer revisando lo siguiente:

- a) Estado de la superficie del pavimento.
- b) Estado y comportamiento de la sección estructural.
- c) Estado y comportamiento de las obras de drenaje y sub-drenaje.

El primer concepto (inciso a), se evalúa por medio del índice de servicio o la calificación actual, que son métodos cuantitativo y cualitativo, respectivamente. El término del inciso b) se valora por medio de pruebas en el lugar (destruktivas y no destruktivas) y pruebas en el laboratorio para determinar deflexiones, espesores, grados de compactación, calidad y resistencia de las diferentes capas. (métodos cuantitativos).

El último concepto (inciso c), se evalúa por medio de observaciones hechas en el lugar y preguntando a la gente que habita la zona, además, si se requiere, por estudios topohidráulicos completos (en el caso de obras de drenaje). Con esto se determina si las obras de drenaje son suficientes para las condiciones imperantes en el lugar.

El sub-drenaje es un factor de la sección estructural que cuando se construye no se ve, pero su inexistencia es apreciable en el pavimento por los efectos que causa.

El sub-drenaje intercepta las aguas infiltradas en el terreno natural donde se aloja la carretera, canalizándolas hacia el sistema de drenaje o hacia lugares donde no afecte a la estructura del camino y evitando que lleguen al material de apoyo del pavimento o a las capas que lo constituyen,

conservándoles una humedad uniforme.

El sub-drenaje es necesario en las secciones en corte, o cuando las terracerías están cerca o incrustadas en el terreno natural.

Es fácil ver cuando en una sección en corte donde existen aguas de infiltración hace falta el sub-drenaje, pues la superficie del pavimento y el mismo pavimento están muy deteriorados.

Valorados los conceptos de los incisos a), b) y c), se puede determinar:

- a) Si el nivel de servicio es aceptable o inaceptable.
- b) Cuál es el nivel de seguridad.
- c) El grado de deterioro.
- d) Si la capacidad estructural es o no adecuada.
- e) Los costos que gravan al usuario.
- f) Cuáles son los costos de conservación rutinaria y si estos son aceptables.

Realizando una evaluación de la superficie del pavimento a nivel nacional, se puede determinar qué carreteras tienen más urgencia de ser conservadas, reconstruídas o modernizadas. Una vez determinada la necesidad de preacticarle alguna de las operaciones anteriores a una carretera determinada, -- con la evaluación a fondo de su estructura, se -- pueden adoptar procedimientos de construcción o medidas adecuados.

De igual manera se procede con las obras de drenaje y subdrenaje, pues de la evaluación se decide si hay que limpiarlas, ampliarlas, reubicarlas o

construir más.

3.2.2.1 INDICE DE SERVICIO ACTUAL.

Este índice está en función de varios factores, que son:

- a) Deformación longitudinal.
- b) Deformación transversal.
- c) Textura.
- d) Porcentaje de baches y áreas reparadas.

Si las deformaciones y los baches son numerosos y constantes, el estado de la superficie del pavimento analizado será --- irregular y proporcionará un tránsito incómodo e inseguro, lo que quiere decir -- que este índice valora el estado de la superficie de rodamiento desde el punto de vista comodidad y seguridad, siendo un método cuantitativo, puesto que es objetivo.

Los dispositivos existentes que se usan para medir lo deformado de la superficie de un pavimento son variados y entre -- otros son los siguientes:

- a) El rugosímetro del B.P.R.
- b) El perfilómetro C.H.L.O.E.
- c) La regla rodante R.S.E.
- d) El perfilómetro británico R.R.L.
- e) El perfilómetro dinámico de superficie S.D.P.
- f) El vehículo medidor de carreteras Mays C.R.M.
- g) El método nivelador preciso para la --

determinación de perfiles "LEVEL".

Los más conocidos en México son el perfilómetro C.H.L.O.E. y el vehículo Mays C.R.M. y son a los que nos enfocaremos.

El perfilómetro C.H.L.O.E., se usa para -- calcular la variancia de la pendiente longitudinal del camino, es decir, mide la de formación longitudinal por cambio de ángulo entre dos líneas de referencia, no obstante, este dispositivo tiene limitaciones como son: lentitud de operación, medidas imprecisas de ondulaciones menores que la distancia entre las dos ruedas medidoras y carencia de información sobre ondulaciones mayores.

En México se adaptaron las fórmulas utilizadas en Texas E.U.A (Texas Transportation Institute), para calcular el índice de servicio actual (ISA) haciendo intervenir la variancia de la pendiente longitudinal e introduciendo además la textura de la carpeta (Factor de seguridad antiderrapante), que se mide con el texturómetro de Texas y son las siguientes:

$$\overline{SV} = \frac{\sum_{i=1}^N \left\{ 8.46 \left[\frac{\sum_{i=1}^n y^2}{n} - \left(\frac{\sum_{i=1}^n y}{n} \right)^2 \right] - 2.5 \right\}}{N}$$

$$P = 4.85 - 1.91 \log(1 + \overline{SV}) + 0.81 \log(1 + T) - 0.01 \sqrt{10(G+B)} - 1.38 \times \left[\frac{\text{Amf}}{25.4} \right]^2$$

donde:

\overline{SV} = Variancia media de la pendiente del perfil longitudinal, basada en lecturas discretas a cada 15 cm. del avance del perfilógrafo C.H.L.O.E.

y = Lectura del perfilógrafo C.H.L.O.E. proporcional a la pendiente longitudinal en un punto determinado. La constante de proporcionalidad es 8.46×10^6

n = Número de lecturas en un recorrido del perfilómetro.

N = Número de recorridos en una misma sección.

P = Índice de servicio actual.

T = Textura de la carpeta, promedio de 10 mediciones -- con el texturómetro de Texas, en milésimos de pulgada.

G+B= Porcentaje de áreas agrietadas o con baches, tanto abiertas como reparadas.

Amf= Flecha media final, promedio de 60 lecturas representativas de la sección transversal, en la huella exterior, referidas a 2 puntos distantes 1.20 m. - entre sí.

Como se habrá notado, el índice de servicio involucra los factores citados al principio de este inciso, sin embargo, se ha visto -- que los factores que más intervienen en el sentimiento de incomodidad del usuario, son

la deformación longitudinal y la transversal.

El vehículo medidor Mays, es un aparato -- que consta de un dispositivo electromecánico que mide el número y magnitud de las deformaciones verticales a que se da lugar -- entre el cuerpo del vehículo que lo transporta y el centro del diferencial del mismo vehículo. Un sistema de cables y poleas transmite estos movimientos y los registra un contador accionado por un interruptor -- de rodillo dividido en segmentos de un octavo de pulgada. El sistema de calificación se establece en función de la frecuencia y la magnitud de las deformaciones. Este aparato tiene las ventajas de que su -- operación es sencilla, su costo es relativamente bajo y su rendimiento diario alto, puesto que el vehículo en el cual va montado puede viajar a una velocidad de 50 a 60 Km./h. Las desventajas de este dispositivo estriban en la necesidad de calibrarlo frecuentemente y en la imposibilidad de medir perfiles o grandes ondulaciones.

El valor obtenido del "Índice de Servicio-Actual" por medio del perfilómetro C.H.L.O. E. es equivalente al obtenido por medio de la "Calificación Actual" de la superficie de rodamiento. De la misma manera, los resultados obtenidos con el aparato Mays se pueden comparar con los de la calificación actual, empleando una correlación adecuada.

3.2.2.2 CALIFICACION ACTUAL.

Es la manera de valorar el estado de la su superficie de rodamiento en forma subjetiva, esto es, el grado de comodidad de viaje que tiene el usuario al transitar sobre un pavimento. Este es un método cualitativo.

Esta calificación se basa en el principio de que un grupo determinado de personas -- circule por algún camino, dividiéndolo en tramos con condiciones homogéneas, o si -- hay algún tramo especial tomar un sub-tramo, y calificarlo considerando que se tuvieran que recorrer 500 Km. de carretera - con el mismo estado superficial de la que se analiza.

La escala de calificación de la superficie del pavimento es la siguiente:

Calificación	Estado del pavimento.
4 - 5	Excelente o muy bueno
3 - 4	Bueno
2 - 3	Regular
1 - 2	Malo
0 - 1	Muy malo

Se considera que el juicio de las personas que realicen la calificación es representativo de los usuarios en general y de acuerdo a las experiencias se ha visto que un grupo de cinco personas calificadoras es apropiado, con un error de ± 0.5 , lo cual -

es aceptable, no obstante, si se requiere mayor precisión hay que aumentar el número de personas calificadoras o usar un método directo o cuantitativo.

Al resultado obtenido de manera subjetiva se le puede equiparar con el del índice de servicio actual mencionado antes, y no es tan caro y complicado.

Por otra parte, como el recorrido lo debe efectuar el grupo de personas en una vez, por cuestión económica, se debe procurar que el criterio de un calificador no sea influenciado por la opinión de otro y se recomienda que cada calificador lleve su propio registro. Una vez que los calificadores realicen el recorrido, se tomarán todos los resultados y se sacará el promedio para cada tramo de la siguiente manera:

$$CA = \bar{X} = \frac{\sum X}{n}$$

Donde:

\bar{X} = C.A. (Calificación actual).

X = Valores de las calificaciones individuales de cada integrante del grupo.

n = Número de integrantes del grupo.

De esta manera se puede establecer el nivel de servicio en el que se encuentra la superficie del pavimento y si es acepta--

ble o no. A este respecto se ha establecido un límite en el cual un pavimento tiene que ser reparado, a este límite se le llama "de rechazo" cuyo valor es de 2.5 en la escala antes mencionada y ningún pavimento debe tener una calificación menor a éste límite.

Hay en existencia unas formas que se pueden usar para calificar a un pavimento; en estas formas, además de anotar las calificaciones de un tramo, se puede anotar si el pavimento es aceptable, dudoso o inaceptable y un levantamiento superficial de las fallas; dicha forma es la de la fig. No. 3.1.

Aquí cabe aclarar que para calificar a un pavimento sólo debe intervenir la sensación de comodidad al viajar sobre él, sin realizar la calificación en función de las fallas que se le aprecien al pavimento.

Como su nombre lo dice, el concepto de "Calificación Actual" sólo es la calificación del pavimento en el momento de realizarla. Si se realizara esta calificación periódicamente, se tendría información del estado de la superficie de rodamiento a través del tiempo, o sea, se tendría el "comportamiento del pavimento", lo cual en un momento dado puede influir mucho en la toma de decisiones con respecto a si sólo realizarle un mantenimiento menor, mayor o ninguno.

Por otra parte, tanto el "Índice de Servicio Actual" como la "Calificación Actual" se basan principalmente en lo deformado de la superficie de rodamiento, es decir, en la comodidad que se sienta al circular sobre ella, sin embargo, también es necesario considerar el aspecto de seguridad para poder circular sobre un pavimento, lo cual se hará en lo que sigue.

3.2.2.3 EVALUACION DE SEGURIDAD DE LA SUPERFICIE DEL PAVIMENTO.

En este aspecto, lo que se analiza es la resistencia al deslizamiento o derrapamiento de los vehículos que ofrece el pavimento, pero intervienen otros factores, que son:

- a) Existencia de roderas, por el peligro de acumulación de aguas que dan origen al acuaplaneo y la acumulación de hielo. Acuaplaneo se le llama al hecho de que las ruedas de un vehículo no hagan contacto con el pavimento, sino que van "flotando" sobre el agua acumulada.
- b) Que el pavimento, por su color o debido al afloramiento de asfalto, refleje la luz y deslumbre a los conductores.
- c) Piedras u objetos extraños sobre el pavimento.

En sí, la propiedad antiderrapante de un pavimento es función de la interrelación de tres factores: el pavimento, las llan-

tas y el conductor.

La A.S.T.M. ha formalizado un método (el E-274) para obtener los números de deslizamiento (SN) de un pavimento, los cuales -- son valores medios y representan a la ma-- yor parte de los vehículos que transiten -- por un camino determinado.

Para obtener estos números hay variedad de dispositivos, de los cuales se citan algunos a continuación:

- a) Empleando automóviles.
- b) El dispositivo de tipo de péndulo.
- c) El método del desacelerómetro.
- d) El medidor de fricción ("mumómetro"), -- que se ha usado bastante en nuestro --- país.
- e) La S.C.R.I.M., llamada máquina de inves-- tación rutinaria de coeficiente de -- fuerza hacia los lados, la cual mide la resistencia al derrape en forma contínuua y con alta velocidad de operación.

Como comentarios adicionales, cuando las -- roderas tengan profundidades menores a 1.0- cm., no constituyen peligro alguno, pero -- cuando la profundidad de las depresiones -- es mayor o igual a 2 cm. son un riesgo.

En cuanto al color de la superficie de rodamiento, debe ser un color que no refleje la luz en el día, pero en la noche y más -- aún si es lluviosa, se recomienda un riego

de sello color claro para mejorar la visibilidad.

Es muy importante que al analizar la superficie del pavimento de una carretera, se hagan levantamientos con croquis detallados de las fallas así como que se tomen fotografías para ilustrar las condiciones de la superficie del pavimento, anotando las fechas para después usarlas y compararlas con otras futuras, teniendo de esta manera las variaciones del estado superficial del pavimento con el tiempo.

Actualmente no se realiza esta prueba en las carreteras mexicanas, pero sería conveniente pues basándose en esta prueba se pueden realizar obras que evitarían accidentes.

3.2.3 EVALUACION DE LA ESTRUCTURA DE UN PAVIMENTO.

Este tipo de valuación es necesaria, porque con ella podemos determinar, por ejemplo, cuando un pavimento necesita de una carpeta niveladora, en el caso de estar deformado, pero estructuralmente sano, o cuando necesita una verdadera sobrecarpeta de refuerzo al haberse rebasado su capacidad de carga.

En este renglón, existe una amplia variedad de métodos; mismos que se pueden encasillar dentro de dos tipos generales.

- a) Métodos destructivos.
- b) Métodos no destructivos.

Los métodos destructivos son aquéllos que requieren de muestreos y pruebas de laboratorio a los materiales que componen una sección estructural, destruyéndola parcialmente por medio de calas, trincheras o extracción de corazones.

Los métodos no destructivos son los que por medio de mediciones en el lugar valoran el comportamiento del pavimento, sin destruirlo.

Dentro de los métodos no destructivos, existen tres categorías que son, a saber:

- a) Las medidas de la reacción o respuesta de un pavimento a una carga estática o a una sola aplicación de una carga que se mueve lentamente.
- b) Las mediciones de respuestas del pavimento a repeticiones de cargas dinámicas.
- c) Las mediciones de respuestas del pavimento a radiación nuclear de una fuente controlada. (La cual se usa sólo para estimar la densidad de los materiales subyacentes).

La primera categoría comprende a los métodos para obtener la medida de la deformación que sufre un pavimento ante la aplicación de una carga estática o que se mueve lentamente, a esta deformación que sufre el pavimento, se le llama deflexión.

Para realizar estas mediciones hay en existencia varios instrumentos que es posible utilizar: viga Benkelman, deflectómetro viajero, deflectógrafo - Lacroix y medidor de curvatura Dehlen, entre otros. El principio en el que operan los cuatro mencionados es básicamente el mismo.

Dentro de estos tipos de dispositivos, el más conocido en México es la viga Benkelman.

El procedimiento de empleo de la viga es colocarla entre las llantas duales del vehículo, que al moverse provocan el movimiento vertical del pavimento antes mencionado, que a su vez da origen a un movimiento rotacional de la viga sobre un punto fijo que se registra en un extensómetro en uno de los extremos de dicha viga con una aproximación de 0.001 pulg.; huelga decir que los apoyos del dispositivo no deben quedar dentro de la zona de influencia de las llantas cargadas.

El método en sí es simple y rápido pero tiene la desventaja de utilizar vehículos de prueba a velocidades relativamente pequeñas. Las deflexiones obtenidas sirven para determinar espesores de refuerzo o valores de deflexión permisibles, en función del volumen de tránsito y los espesores actuales del pavimento, dependiendo del método que se use. Con este aparato es posible realizar de 300 a 400 medidas individuales por jornada de trabajo.

Tanto el deflectómetro viajero como el deflectógrafo Lacroix operan bajo el mismo principio. Son instrumentos electromecánicos que miden deflexiones de manera uniforme y continua. Tienen un rendimiento aproximado de 2,000 mediciones individuales por jornada de trabajo.

La segunda categoría, o sea, la que incluye los dispositivos que miden la respuesta del pavimento a repeticiones de cargas dinámicas, está represen

tada por el vehículo más generalmente usado, el -- "Dynalect", que es un aparato electromecánico para medir la deflexión dinámica de la superficie - de una carretera, producida por una carga oscilatoria. Consiste en un generador de fuerza dinámica, un aparato móvil de medición, una unidad de - calibración y una serie de cinco geófonos móviles, montados en un pequeño remolque, el cual, estando en posición fija, ejerce en la superficie del pavimento, mediante dos ruedas de acero cubiertas de hule, una carga oscilatoria cuya intensidad es de 1,000 lbs. en los puntos máximos. La amplitud re-- sultante de la deflexión, es recogida por los geófonos y leída como una medida de la propia deflexión, en un aparato colocado dentro de la cabina - del vehículo remolcador.

Pasando a los métodos destructivos, se puede de-- cir que se usan cuando se requiere saber exacta-- mente dónde están ocurriendo las fallas en el pavimento y sus causas, o para determinar los tipos de capas y materiales que constituyen la estructura de la carretera, así como sus características de calidad y resistencia.

Los métodos destructivos están representados por trincheras, sondeos, calas o extracción de corazones, que destruyen parcialmente la estructura del pavimento. Cuando se realiza alguna de estas operaciones es necesario que las capas del pavimento destruídas sean repuestas con material de calidad adecuada, dándoles una buena compactación.

Llevar a cabo cualquiera de las operaciones anteriores sirve para poder medir los espesores de la

estructura actual, los grados de compactación de las capas que forman al pavimento y con ayuda de pruebas de laboratorio poder determinar propiedades de interés fundamental de los materiales del pavimento y las terracerías.

En el caso de la carpeta lo que se requiere conocer es si el material pétreo es adecuado en dureza, resistencia y tiene adherencia con el material asfáltico empleado, el cual define el tipo de mezcla asfáltica elaborada.

También se requiere conocer la granulometría del material pétreo, así como otros aspectos.

Para las bases y sub-bases se requiere conocer su granulometría, V.R.S. estándar, propiedades índice, clasificación, contracción lineal, contenido natural de agua, etc.

Las terracerías y la capa sub-rasante también se analizan con mucho detalle, puesto que son las capas de apoyo de la estructura del pavimento.

A estos materiales se les revisa espesores, compactaciones, contenidos natural y óptimo de agua, propiedades índice, V.R.S. estándar, expansiones, contracción lineal y se les clasifica.

Por lo regular, en los caminos construídos de antiguo, la capa sub-rasante y las terracerías están hechas con material de préstamos laterales de mala calidad, sensible a los cambios de humedad y en los caminos alojados en zonas de alta precipitación o con drenaje y sub-drenaje deficientes, las terracerías y capa sub-rasante tienen casi --

siempre excesos de humedad (valores mayores al -- óptimo), a los que reaccionan con disminución de resistencia al esfuerzo cortante y con deformaciones volumétricas.

Los resultados de las pruebas anteriores se comparan con las requisiciones especificadas para cada capa de la estructura del camino y de esta manera se determina si los materiales son adecuados o no.

Con estas bases se decide, cuando un camino va a ser modificado, si se pueden aprovechar capas del pavimento actual o éste en su totalidad, o se tiene que deshechar.

Actualmente en las operaciones de conservación se hacen bacheos en zonas localizadas, interesando sólo a las capas superficiales, siendo esto un -- gran error, pues muchas veces el origen de la falla está en las capas de apoyo y aunque se repare la superficie, la falla irremediablemente seguirá apareciendo, por lo que hay que reparar esa falla desde las capas donde se originó.

Para evaluar totalmente un pavimento, es necesario analizar cuidadosamente todos los factores -- que intervienen, pudiendo usar como guía general en primera instancia, los defectos superficiales del pavimento para luego, en función de éstos, determinar si se requiere un estudio más a fondo de las condiciones en las capas inferiores del pavimento. (Evaluación cuantitativa).

Aquí conviene mencionar la ventaja de llevar un registro de la historia de cada pavimento, pues si se realiza una evaluación cualitativa cuando al -

pavimento se le acaba de dar un riego de sello, -- por ejemplo, el resultado que se obtenga no es representativo de las condiciones de toda la estructura ya que puede ser que el camino necesite de reparaciones frecuentes que rebasen el límite de presupuesto de conservación normal otorgado a un camino cualquiera. Entonces los técnicos que realicen una evaluación deben estar concientes de esto al tomar decisiones con respecto a lo que hay que hacerle en lo futuro al pavimento analizado.

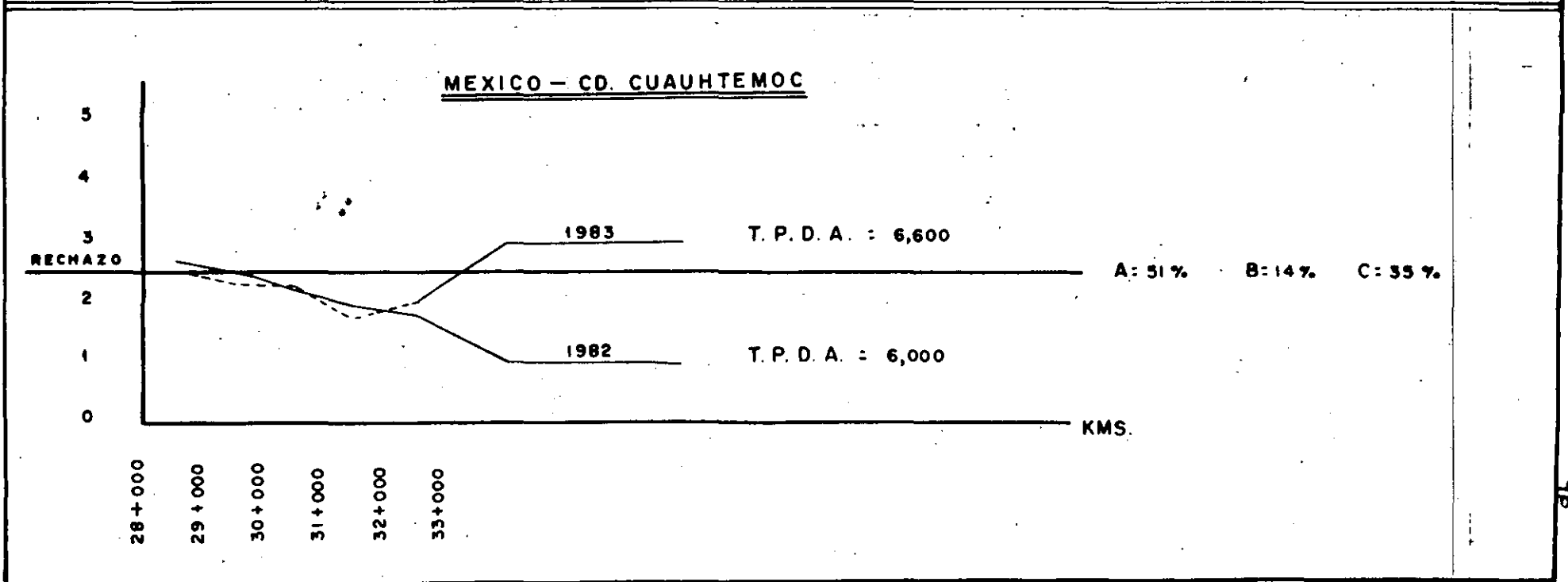
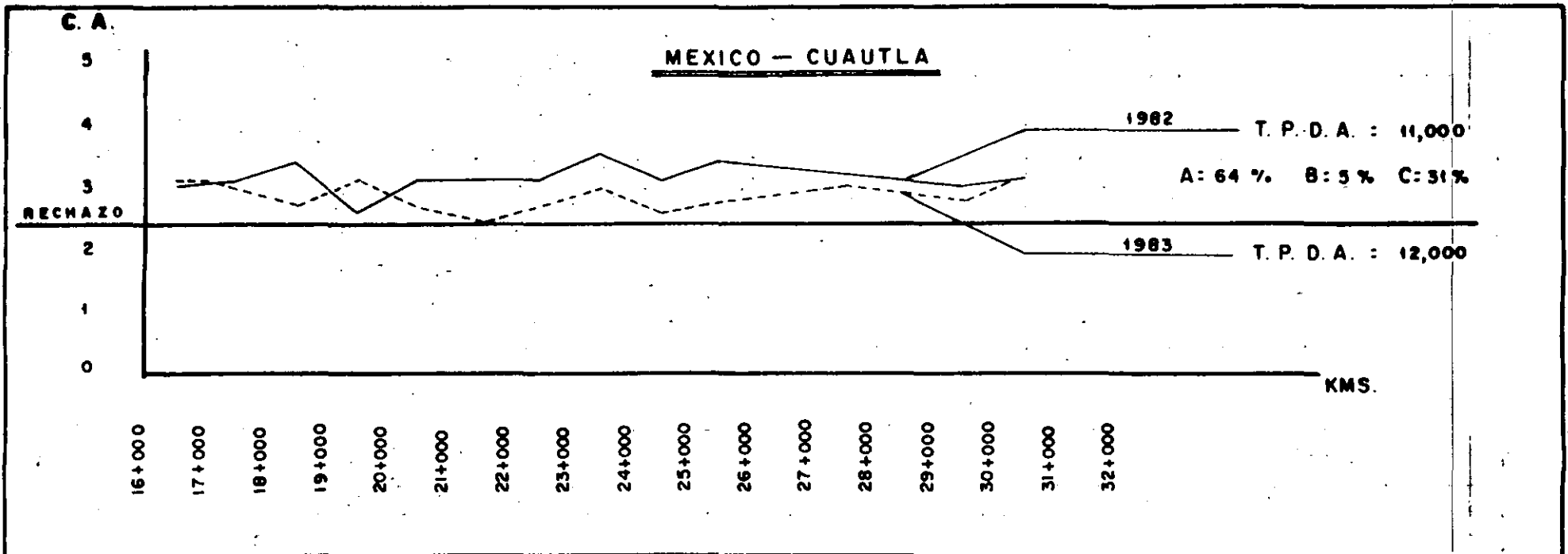
Por último, hay que comentar que no se debe escatimar en la búsqueda de las verdaderas causas de las fallas, realizando estudios concientes y confiables para así poder remediar los males desde su origen y no sólo en los resultados apreciables de su comportamiento, esto es equiparable al caso de una persona con caries a la que se le puede tapar una muela picada y el mal no se ve, pero existe, molesta y sigue avanzando.

A manera de ejemplo en las figs. 1, 2 y 3 se tiene lo -- siguiente:

- en la fig. 1 se obtuvo la calificación del tramo Chalco-
-Amecameca para los años de 1982 y 1983. En la misma figura se tiene la calificación para el tramo Sta. Barbara-
-Río Frio en el mismo lapso.
- En las figs. 2 y 3 respectivamente, aparecen los índices -
de servicio hechos en 1982 para los tramos antes menciona
dos.

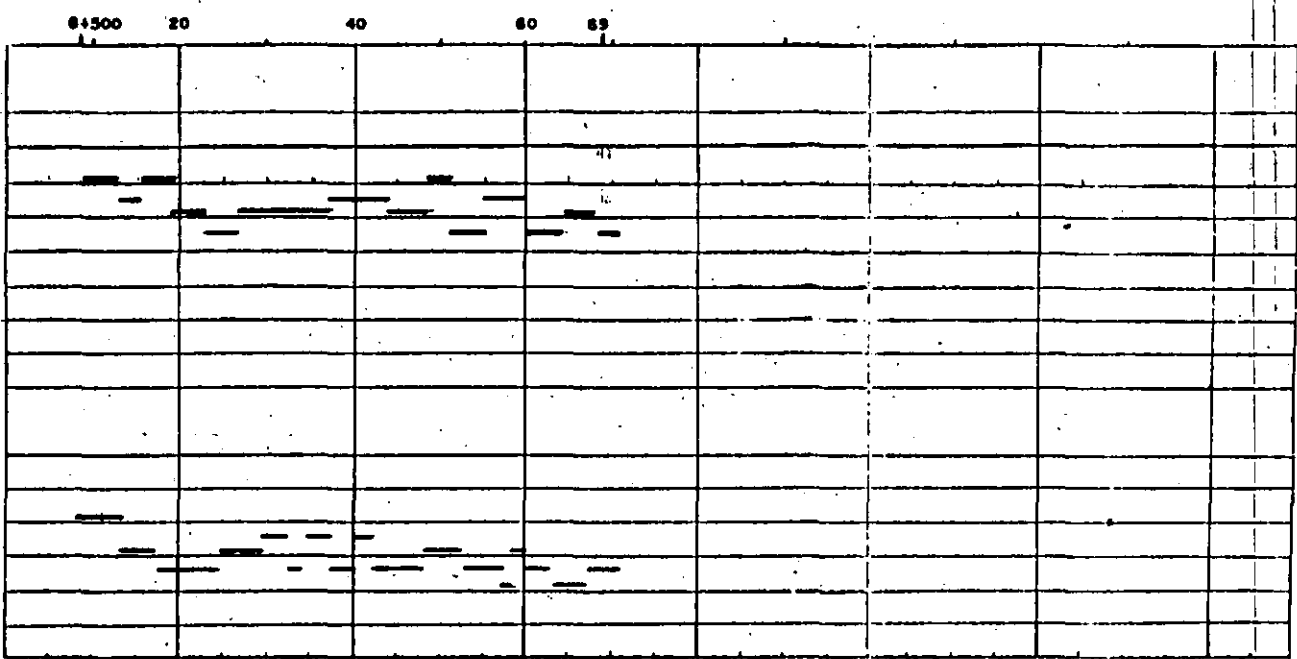
BIBLIOGRAFIA

- 1.- Conservación y Reconstrucción de Carreteras con Pavimento Flexible. Tesis Profesional. Ing. Rubén Frijas Aldaraca. ENEP Aragón. UNAM. México 1982.
- 2.- Instructivo para Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras S.Co--rro, R. Magallanes y G. Prado. Fascículo-444 Serie 1 del Instituto de Ingeniería - de la UNAM.
- 3.- Instructivo para la Rehabilitación de Pavimentos Flexibles y Rígidos de Carreteras S.O.P. México 1974.
- 4.- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. A. Rico, H. del Castillo. Editorial Limusa. México 1981.
- 5.- Manual "Series No. 17 (MS-17)", Instituto del Asfalto de EUA. Nov. 1969.
- 6.- Tecnología para el Proyecto de Pavimentos Flexibles. Ing. Fernando Olivera B. ENEP Aragón. UNAM. Marzo de 1981.
- 7.- Diarios Oficiales de 1824 a 1900.



CARRETERA: MEXICO-CUAUTLA	
TRAMO: CHALCO-CUATLINDO	
KMS. : 8+500 - 89+000	
ORIGEN:	
CUERPO DERECHO	
RECOMENDACIONES	I. S. A.
CONSERVACION	3 a 5
REHABILITACION	2 a 3
RECONSTRUCCION	0 a 2
PROMEDIO : I. S. A. = 3.10	
PROMEDIO : TAPA = 13365	
CUERPO IZQUIERDO	
RECOMENDACIONES	I. S. A.
CONSERVACION	3 a 5
REHABILITACION	2 a 3
RECONSTRUCCION	0 a 2
LONG. DE KMS. A :	60.500
T. CONSERVACION	42.500
T. REHABILITACION	18.000
T. RECONSTRUCCION	

E S T A C I O N E S



103

8. C. T. CALIFICACION ACTUAL DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO

DIR. GRAL. DE CONSERVACION DE O.P.
SUB-DIRECCION DE PROYECTOS
DE PROYECTO GEOTECNICO

FECHA DEL LEVANTAMIENTO: Dia ____ Mes ____ 19__

CARRETERA _____ TRAMO _____ ORIGEN _____	PARA: _____ OBRA: _____
--	----------------------------

KILOMETRAJE DE A																				
CALIFICACION ACTUAL DEL PAVIMENTO	5 MUY BUENO																			
	4 BUENO																			
	3 REGULAR																			
	2 MALO																			
	1 MUY MALO																			
	0																			
CALIFICACION																				
MANIFESTACION DE DETERIORS DEL PAVIMENTO	BACHES EN % DE LA SUPERFICIE DE LA LONG./SUP																			
	ABERTOS/TAPADOS																			
	DEFOR-MACTOR																			
	ZONA LLORADA																			
RECOMENDACION PARA EL PAVIMENTO	CONSERVACION																			
	REHABILITACION																			
	CONSTRUCCION																			
PAVIMENTO ACEPTABLE	SI																			
	NO																			
	DUDOSO																			

154

RETROALIMENTACIÓN

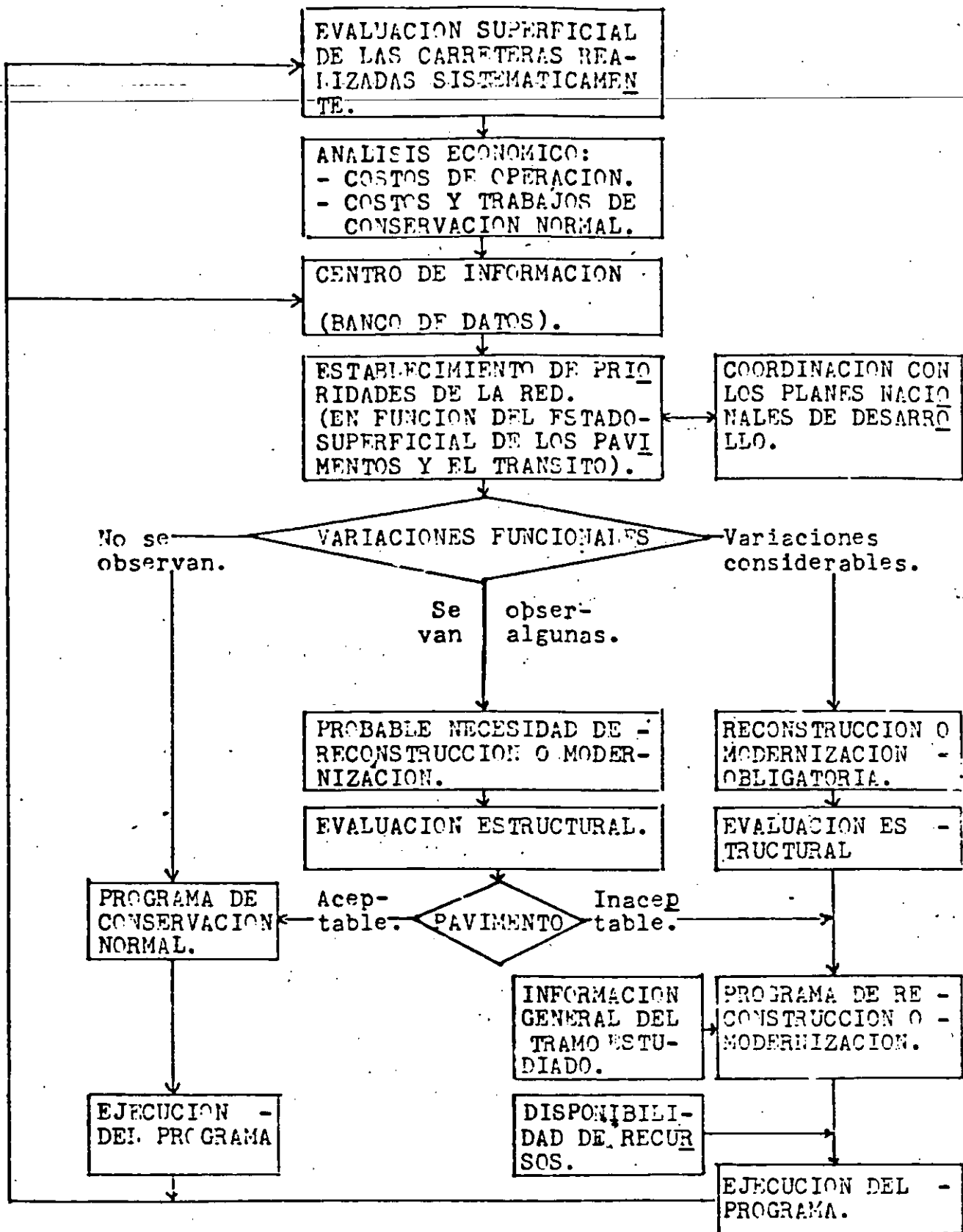


FIG. 5.1.- MODELO PROPUESTO PARA REALIZAR LA CONSERVACION DE LA RED NACIONAL DE CARRETERAS.

**12. ALGUNAS IDEAS
RELATIVAS AL
DISEÑO DE
SECCIONES
ESTRUCTURALES
EN CARRETERAS
Y AEROPISTAS.**

ING. ALFONSO RICO RODRIGUEZ.

I. ALGUNAS IDEAS RELATIVAS AL DISEÑO DE SECCIONES ESTRUCTURALES EN CARRETERAS Y 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.

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 trabajar se, 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, fracasa rá. Un pavimento de gruesas planchas de acero sobre arcilla -- blanda, se distorsionará hasta hacerse intransitable en breve -- tiempo.

La SCT deberá conceder atención a los materiales de terracería, especialmente en deformabilidad y estabilidad volumétrica.

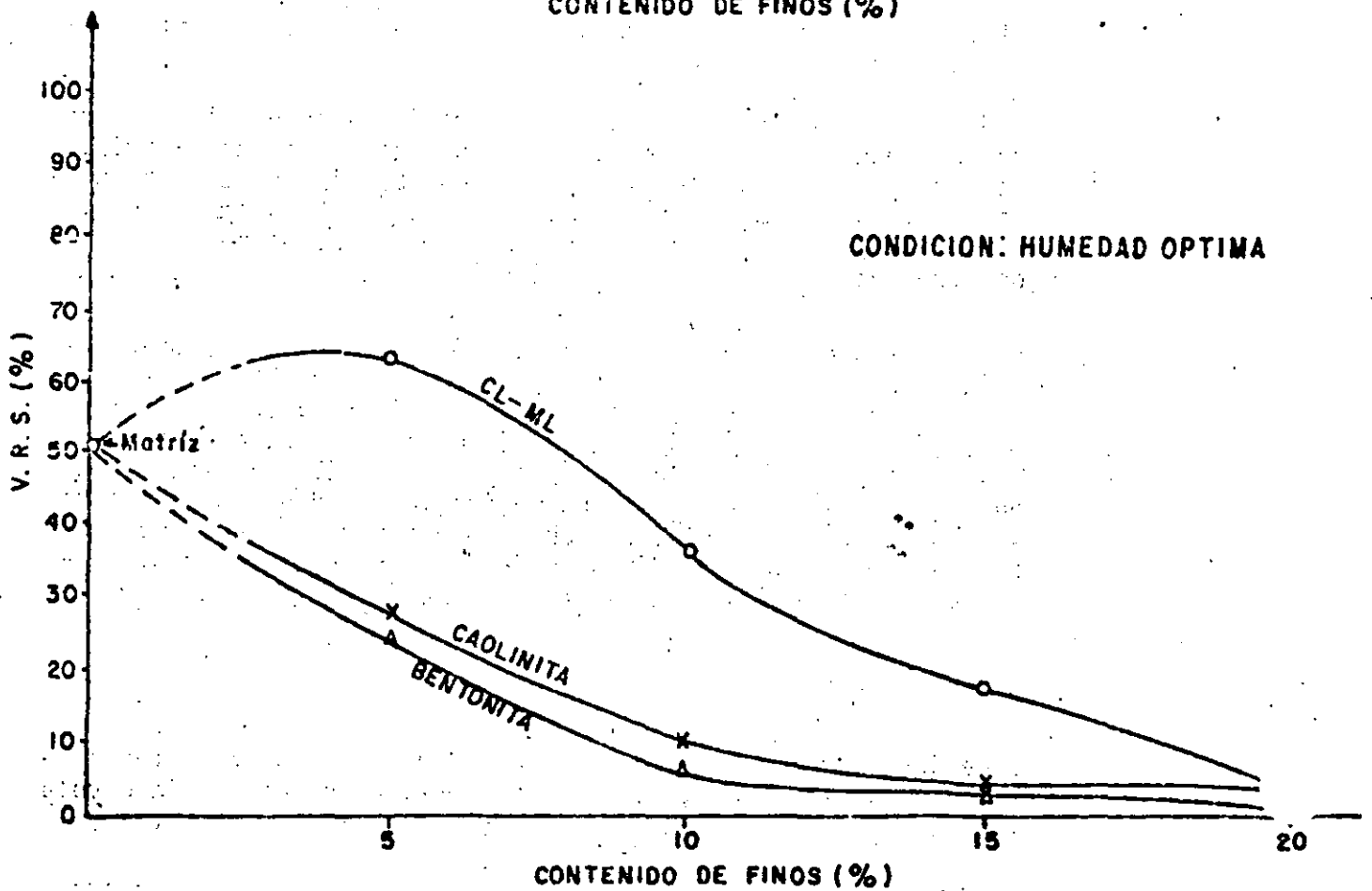
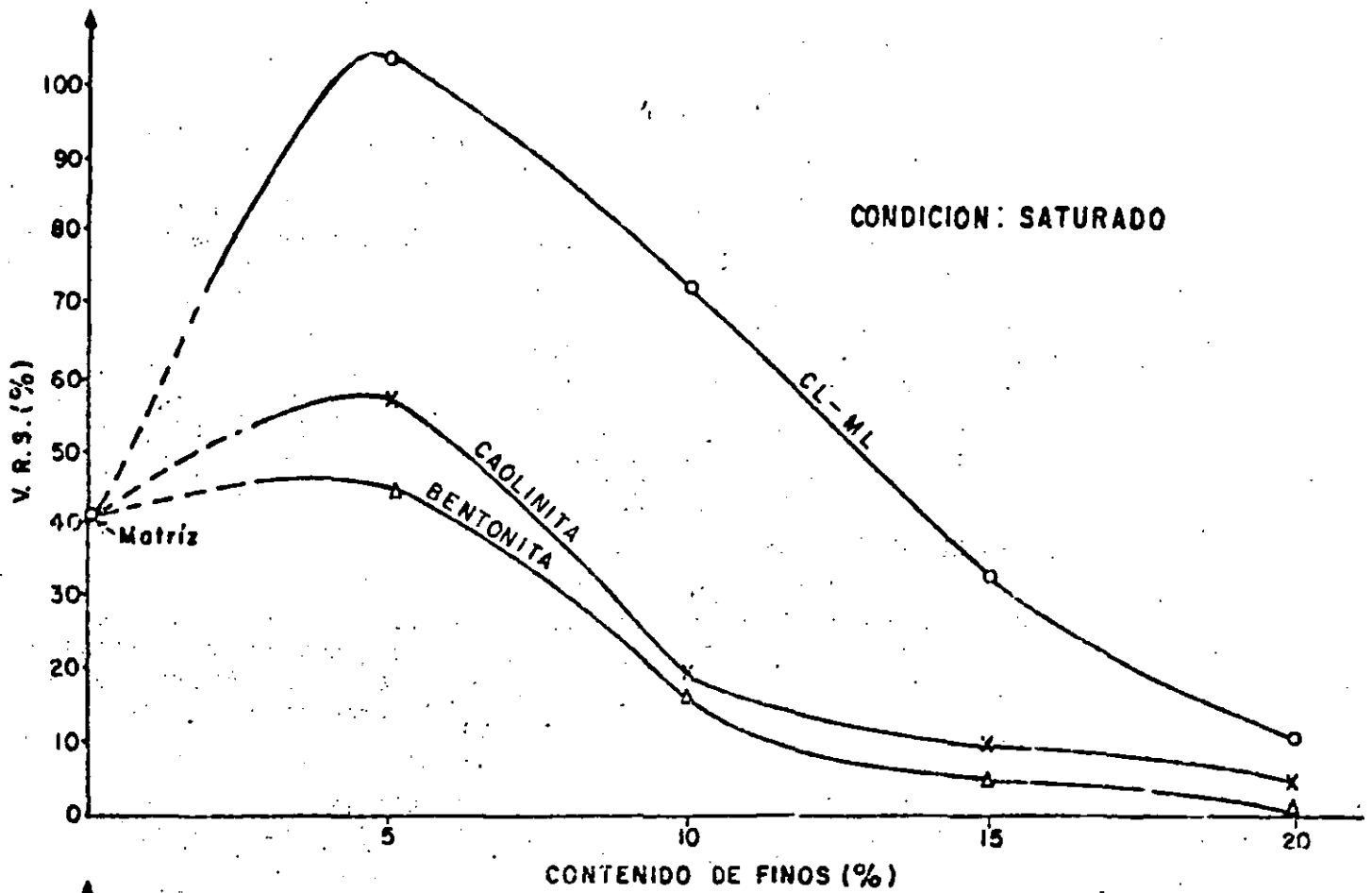
El valor límite líquido igual a 100% no es ninguna frontera --- trascendente.

Todas las opciones de diseño y comparaciones integrales de costo que resultan de confrontar un buen material de terracería, -- con un pavimento delgado y con ciertos materiales, contra un -- material de terracería peor, con un pavimento más importante, -- se toman hoy muy poco en cuenta, con lo que se pierden muchas -- oportunidades de optimización técnica y económica.

3. La subrasante se receta, sin otro requisito que una compacta -- ción fija (que puede ser buena para unos materiales, poca para -- otros y excesiva para otros más) y la exigencia de un VRS mínimo de 5% (saturado) y una expansión máxima de 5%, cuando la investigación en todas partes, incluyendo la SCT, ha demostrado -- que el VRS es un índice que no matiza la calidad de los materiales en suelos saturados, de manera que prácticamente todos los -- suelos finos tienen un VRS saturado muy análogo. Además, se -- exige a la subrasante un límite líquido menor que 100%.

- TERCERA CONCLUSION PRACTICA

Urge incorporar a las normas de calidad de las subrasantes cri-terios de plasticidad, que permitan estimar su estabilidad volu-métrica.



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 flexi - bles al clima de una región, parece más conveniente ligarlo a la -- topografía de un lugar. Caminos en zonas altas o en ~~par~~teaguas -- 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 pavim - tos 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 repeti - ción de un esfuerzo, que aplicado una sola vez no la produciría.

Ese es el enemigo de un pavimento. Nadie esperaría que un pavimen - to falle por el paso de un camión, pero nadie podría considerar el - pavimento un éxito por el hecho de que el camión pasara una sola vez sin daño.

Cuando pasa la carga, el pavimento baja y sube. Este efecto es --- principal en la superficie y se atenúa con la profundidad. Una en - tidad flexible se adapta muy bien al ir y venir, sin daño, pero un - elemento rígido fácilmente se agrieta con este proceso de deforma - ción 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 - tura con mucho menor número de aplicaciones. Por ello, si un el - mento 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 ~~combate~~ 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 subrasantes, en tanto que en el otro 30% de la red, la fatiga causada por el tránsito en las capas superiores debe ya verse en México como el enemigo principal, sin olvidar, naturalmente, que en estos últimos caminos la inestabilidad volumétrica en capas inferiores no puede tolerarse.

También es obvio que los criterios no pueden repartirse atendiendo 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 acelerada.

Hoy la SCT diseña sus pavimentos por resistencia, supuesto que el VRS sea un índice que la mida, lo que es muy discutible, pero se olvida en gran medida de la deformabilidad de todo el conjunto -- (en comparación a la rigidez de las carpetas y al nivel de los refuerzos aplicados) y de la estabilidad volumétrica de las capas inferiores.

- CUARTA CONCLUSION PRACTICA

Es un grave error de concepto que tiene que pagarse caro, independientemente de todo lo que se diga para defenderlo, añadir materiales finos a las bases 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 bases, 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 friccionante. 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 volumétricas.
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 tienen finos o no tienen la suficiente capacidad drenante o no están suficientemente bien ligadas con los elementos drenan-

tes, para garantizar que el agua que se infiltra no afecte la estabilidad volumétrica de lo que hay más abajo.

4. La carpeta sólo se defenderá de la fatiga si es muy gruesa o si, - paradójicamente, es muy flexible (muy delgada), lo que sólo podrá lograrse en caminos de bajo tránsito.

En lo que respecta a resistencia aún conviene mencionar un par de aspectos de carácter general.

1. El futuro de una base a subbase bien formadas por material friccionante y bajo las cargas repetidas, será densificarse y aumentar su resistencia. Si esas capas tienen finos, su futuro será impredecible, por el efecto del agua.
2. La importancia del espesor de las capas superiores, cuando están bien formadas y bien apoyadas, tiene que ser pequeña y probablemente menor que lo que hoy se estima, por lo que una buena terracería y una buena subrasante han de repercutir en ahorros importantes en las capas más caras. En capas inferiores el efecto del espesor -- hay que matizarlo. Si son de buena calidad relativa, es importante, pues ahorrará espesor más costoso arriba, pero si la subrasante es de mala calidad, un gran espesor puede ser hasta contraproducente, pues incrementa la deformación volumétrica y la deformabilidad del conjunto.
3. El viejo pleito entre los diferentes métodos de diseño hay que verlo a la luz de estos hechos. Difícilmente de un método a otro habrá una variación de más de 3 ó 4 cm, por capa, si ambos se aplican a materiales con las mismas condiciones de compactación, contenido de agua, etc. Esto no es significativo en comparación con -- las características de los materiales en cada capa y como éstas se adecúan a la filosofía general de trabajo de un pavimento y de todo esto nada dicen los métodos de diseño.

Por ejemplo, en un diseño con VRS las gráficas dicen, al aplicarlo a una subrasante, que espesor hay que colocarle encima para protegerla, pero no dicen que hay que colocar, lo que queda a juicio -- del proyectista. Aparece así una infinita gama de posibilidades -- de diseño, de los que unas cumplirán los requerimientos esenciales -- de fatiga, deformabilidad, estabilidad volumétrica y otras no, --- aunque cumplan con los mandatos de las gráficas. Aparece así una fuerte componente de arte de ingeniero y la experiencia en otros -- campos de la ingeniería parece indicar que el arte de ingeniero es una cualidad difícil de adquirir, que pocos tienen. Esto pudiera justificar la siguiente.

....

- QUINTA CONCLUSION PRACTICA

Dado que el número de pavimentos que la SCT proyecta cada año es pequeño, probablemente es buena política que todos sean diseñados por el grupo de ingenieros en que realmente se pueda confiar, sin olvidar la necesidad de realizar diseños integrales de toda la sección estructural.

1.e Colapso de un Pavimento Flexible.

Desgraciadamente, los ingenieros mexicanos estamos familiarizados con el colapso de los pavimentos flexibles. El hecho de que muchos colegas de otros países también lo estén, no es un consuelo admisible.

El colapso puede ser atribuible a las siguientes razones:

1. Agrietamiento en la carpeta por fatiga. Por las grietas entra 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 mundial:

- Se fija una deformación permanente máxima en un cierto porcentaje de la superficie del pavimento. Por ejemplo una pulgada en 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.

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.

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 ga 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 friccionante, 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 cemento no tienen sentido correlacionable.

Como se vé, se busca una subbase friccionante, 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 cemento. 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 friccionantes, no susceptibles a la acción del agua, aumentar la compactación siempre es bueno pues hace ganar resistencia y disminuye deformabilidad. En materiales con contenido apreciable de finos menores que la malla No. 200, la compactación debe manejarse con prudencia, especialmente si no se prodiga el subdrenaje.

6. Deberá eliminarse la práctica de incorporar finos a las bases para "cementarlas".

7. Debe fomentarse el uso de carpetas muy delgadas (riegos) sobre -- secciones estructurales poco deformables. El pavimento queda así preparado para su desarrollo futuro.
8. En los pavimentos construidos de antiguo o en los pavimentos con sección estructural deformable o volumétricamente inestable, debe rá restringirse con toda severidad el uso de sobrecarpetas en --- conservación o mejoramiento. Estas secciones sólo pueden mejorar se 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 corres pondiente, 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 ci - mentación cuando sea blando y compresible, recurriendo al subdre naje 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~~ ~~especificaciones~~ tentativas para los mate riales de la sección estructural de carreteras conviene establecer tres niveles de terracerías, denominadas deseables, adecuadas y to lerables. Estas mismas denominaciones se extienden a subrasantes y subbases y materiales para revestimiento. En el caso de las ba ses, 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 3,000 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 su camino podría desembocar con mucha facilidad en un catálogo de proyectos que resultará útil por lo menos para los casos que no -- presentarán problemas especiales de naturaleza realmente difícil, que siempre requerirán consideración individual.

No es fácil definirse en favor o en contra del uso de catálogos para proyectos. Mucho puede decirse en favor y en contra. La actual tendencia hacia la desconcentración de la Secretaría, que debe verse como irreversible y deseable, junto con los problemas de tipo técnico relativos a personal, que han de preverse en los Centros SCT, si se ven las cosas con criterio realista, parecen aconsejar la implantación de algún tipo de catálogo, a nivel tentativo y hecha en forma cuidadosa y acompañada de un sistema de verificación de resultados.

Es posible que algunas de las condiciones anteriores o de los criterios expuestos puedan parecer utópicos a la luz de las condiciones actuales, pero personalmente estoy convencido de su necesidad imperiosa. El tránsito que se está desarrollando en el país y que se seguirá desarrollando, afortunadamente, en todo el futuro previsible es incompatible con nuestras actuales especificaciones de materiales, elaboradas hace más de 40 años, para el México de aquel entonces.

Requerimientos de investigación.

Es un hecho conocido que la moderna Ingeniería Civil no ofrece una --

TABLA I
TERRACERIA

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	76	1500 ó 0.5 espesor de capa	2000 ó 0.5 espesor de capa
% < malla N° 200	30 máx.	----	----
W_L (%)	40 máx.	50 máx.	60 máx.
I.P. (%)	---	---	25 máx.
AASHTO Estandar (%)	95 mín.	90 ± 2 ó Bandeado	90 ± 2 ó Bandeado
CBR (%)	5 mín.	5 mín.	3 mín.
Expansión (%)	---	---	3

TABLA II
SUB-RASANTE

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	75	75	75
% < malla N° 200	25 máx.	35 máx.	----
W_L (%)	30 máx.	40 máx.	50 máx.
I.P. (%)	10 máx.	20 máx.	25 máx.
AASHTO Estandar (%)	100 mín.	100 ± 2	100 ± 2
CBR (%)	20 mín.	15 mín.	15 mín.

126

5

TABLA III
SUB-BASES Y REVESTIMIENTO

CARACTERISTICA	DESEABLE	TOLERABLE	REVESTIMIENTO
Tamaño máx. (mm)	75	75	75
% < malla N° 200	15 máx.	25 máx.	10 - 25
Zona granulométrica	1 y 2	1 a 3	-----
W_L , (%)	25 máx.	30 máx.	35 máx.
I. P. (%)	6 máx.	10 máx.	4 - 10
E.A. (%)	40 mín.	30 mín.	-----
* AASHTO. Modif. (%)	100 mín.	100 mín.	100 mín. (AASHTO. Estandar)
CBR. (%)	40 mín.	30 mín.	30 mín.

* AASHTO T 180-78

TABLA IV
BASES

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA
Tamaño máx. (mm)	76	76
% malla N° 200	10 máx.	15 máx.
Zona granulométrica	1 y 2	1, 2 y 3
W_L (%)	25 max.	30 máx.
I. P. (%)	6 máx.	6 máx.
E.A. (%)	50 mín.	40 mín.
* AASHTO. Modf. (%)	100 mín.	100 mín.
CBR (%)	100 mín.	80 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx.	40 máx.

* AASHTO T180-78

solución teórica inapelable al problema del diseño de la sección estructural de una vía terrestre. No hay un paquete de ecuaciones que el ingeniero pueda alimentar con parámetros obtenibles, para llegar a una solución precisa.

De esta manera el ingeniero ha de buscar otras armas, que encuentra en la experimentación propia, en el uso de conclusiones experimentales obtenidas por otros y en la aplicación de su conocimiento general y experiencia precedente, conjunto al que ha dado en llamarse el "criterio del proyectista".

La información experimental obtenida se utiliza hoy principalmente de tres formas. Se utiliza para la obtención de parámetros del comportamiento de los materiales, que introducidos en una teoría previamente elaborada, permiten efectuar cálculos útiles para la resolución de un problema específico. Una segunda utilización estriba en ir obteniendo conocimiento sobre los fenómenos estudiados, sobre el que puedan ir obteniéndose conclusiones de carácter general; de esta manera, la información experimental puede llegar a ser fuente de teoría.

Existe además, una tercera manera de utilizar la información experimental que el ingeniero va adquiriendo y que, por cierto, es de uso extraordinariamente frecuente en la Ingeniería actual. Se trata de correlacionar el comportamiento experimental referido a una cierta tecnología de laboratorio, con el comportamiento observado y supuestamente satisfactorio de estructuras construidas, de manera que un cierto valor específico obtenido al aplicar la tecnología de laboratorio se intenta correlacionar inclusive con el nivel de excelencia del comportamiento de la estructura real.

La ingeniería del presente está llena de ejemplos de correlaciones del estilo anterior. Las bondades de un concreto en una amplia gama de usos estructurales se intentan correlacionar con valores específicos de f'_c , obtenidos sometiendo al concreto a una cierta manipulación de laboratorio. El comportamiento de una capa de suelo dentro de un pavimento se intenta correlacionar con el valor de una cierta manipulación de laboratorio, sea una prueba de penetración especial (V.R.S.), sea una prueba de placa hecha en ciertas condiciones prefijadas, sea con el resultado de un cierto tipo de prueba triaxial, etc. Los ejemplos de este tipo de intentos son tan abundantes, que puede afirmarse que éste es el origen de una gran parte de las tecnologías de valuación y diseño que hoy se utilizan.

Es evidente que la metodología implícita en las correlaciones antes mencionadas no puede considerarse científica; vale decir, general o, lo que es lo mismo, independiente del caso particular, del lugar y de otros factores circunstanciales que concurren en cada situación específica.

En primer lugar, la validez de la correlación estará fuertemente afectada por la representatividad de la prueba o manipulación de laborato

rio a que se somete el material. Es dudoso que pueda aspirarse a una correlación adecuada entre el resultado de una prueba de laboratorio y el comportamiento de una estructura en el campo, si la prueba no maneja y relaciona convenientemente los factores esenciales de que vaya a depender el comportamiento de la obra. Claro está, que cuando se piensa en lo complejo que es el estudio del comportamiento de cualquier estructura en el campo y la enorme cantidad de factores que lo definen, seguramente no todos perfectamente justipreciados, se comprende que es tarea imposible encontrar una sola prueba de laboratorio que los refleje razonablemente a todos. De esta manera, la correlación intentada tiene que estar condenada desde un principio, desde el punto de vista científico - teórico.

La base de una correlación como las mencionadas tendrá entonces que ser experimental y ahora el adjetivo experimental se toma en el sentido de la experiencia personal de quien o quienes intenten establecer la correlación. Si un grupo de personas que trabaje intensa y ordenadamente en un cierto campo de la Ingeniería, adquiere auténtica experiencia en dicho campo; es decir, llega a valuar subjetiva, pero racionalmente, cual es el comportamiento que se obtiene en obras reales en diferentes condiciones y con la gama de materiales que el arte del ingeniero juzgue utilizables para el caso y si ese mismo grupo utiliza como discriminador de criterio una prueba de laboratorio o un conjunto de ellas, será posible concebir que se llegue a desarrollar una sensibilidad a cual es el nivel de comportamiento que puede esperarse que correspondan distintos valores concretos de la prueba o pruebas que se estén utilizando como discriminador. En este sentido, dicho discriminador se habrá convertido en un verdadero índice experimental, a cada uno de cuyos valores corresponde un nivel de comportamiento de campo. Es en este sentido en el que un grupo de ingenieros puede decir, por ejemplo que un cierto material, cuyo V.R.S. resultó de un determinado valor, ha de colocarse con un espesor de un cierto número de centímetros, para que esa capa funcione adecuadamente como subrasante, por decir algo, en un camino de determinadas características de tránsito y sujeto a una acción climática conocida.

Para que esta correlación pueda establecerse en forma confiable, parece que han de cumplirse las siguientes condiciones:

1. La prueba o pruebas que se utilicen como índice de experiencia han de ser representativas del comportamiento estructural cuya calidad se desea garantizar. En otras palabras, han de manejar en sus debidas proporciones los parámetros de que realmente depende el comportamiento estructural. Quizá deba comentarse que esta condición no siempre se cumple adecuadamente en las correlaciones de este estilo que los ingenieros tenemos actualmente en uso.

2. Que la experiencia del grupo que formula la correlación sea válida. Para ello no bastará una experiencia acogida al sentimiento, que tanto engaña, sino la que es producto de mediciones y comprobaciones de campo, bien interpretadas y analizadas discriminando cuidadosamente las circunstancias ambientales en que ocurre el comportamiento de la estructura.
3. Que la correlación sólo se use dentro de la situación específica en la que se obtuvo. Por ejemplo, si se han estudiado los comportamientos de estructuras reales en ciertas circunstancias, la correlación sólo será válida para estructuras en las que pueda garantizarse que concurren circunstancias análogas y, cuando haya diferencias, en las que puede garantizarse que esas diferencias no significan cambios esenciales. La homologación de la correlación deberá también garantizarse en la prueba de laboratorio que se use como índice experimental; es decir, cuando dicha prueba se utilice para aplicar la correlación a un caso nuevo, deberá de hacerse exactamente de la misma manera en que se ejecutó cuando la correlación fue establecida.

Es evidente que métodos de diseño que se fundan en las consideraciones anteriores han de estar fuertemente teñidos de sabor local. Quien actúa en unas determinadas condiciones sociales, económicas y, quizá sobre todo, ambientales, tendrá que llegar a una experiencia propia y a una correlación entre un cierto tipo de material y su comportamiento totalmente diferentes a las que puede llegar otro hombre que actúe en condiciones distintas.

De esta manera la solución de los problemas propios en el campo que se analiza requiere en cualquier caso investigación institucional. Si la institución se conforma con la utilización de tecnologías creadas por otros, habrá de hacer investigación para adaptarlas a su medio o a sus diversos medios nacionales. En este proceso, cierto número de individuos de la institución irán desarrollando una sensibilidad y un conocimiento del problema que los inducirán a la búsqueda de métodos tecnológicos propios, nacidos por incitación de las condiciones propias y en los que podrá aspirarse a una mejor congruencia con las necesidades institucionales que la que proporcionaría la mejor adaptación. Así, la institución se encontrará, casi sin querer, haciendo tecnología propia. Por cierto, este es el único camino que me parece posible para lograr tal tecnología propia.

Frecuentemente se olvida que el necesario proceso de adaptación de tecnología extranjera exige prácticamente el mismo nivel en el personal técnico nacional que el que exigiría el desarrollo de tecnologías propias. A veces se piensa que adaptar tecnología es algo sencillo que no requiere una formación técnica de alto nivel, pero de esta forma no se adapta tecnología; se copia, con todos los matices que trai-

ga de origen y se cometen errores fundamentales que restan eficiencia o tornan catastrófica la implantación de una tecnología, que quizá --- hubiera resultado útil de tomar en cuenta las condiciones locales.

Otras veces, los problemas de adaptación de tecnología se tiñen de -- patriotismo, grave riesgo al que indiscutiblemente estos problemas son proclives. No hay que decir que una tecnología útil para un país es buena y deseable independientemente de donde se haya producido. La meta por alcanzar no parece estar en el desarrollo de una tecnología hecha en casa, que cubra todas las necesidades. Esta es una meta inalcanzable y, además, probablemente indeseable por la posición filosófica de aislamiento nacionalista que implica. Más bien parece que se trata de formar una tecnología nacional, bien adaptada a las necesidades, peculiaridades y gustos de la nación de que se trate. El -- lugar último de origen de tal tecnología es secundario. Es importante conservar la capacidad de decisión, hacer lo que se deba y como se deba para el bien del país únicamente. Pero el uso de una tecnología con tales fines exige un conocimiento profundo y matizado de la misma, que sólo será posible con su conocimiento total. Adaptar bien exige -- conocer, comprender y manejar del todo.

Más que nunca, hoy la tecnología está ligada a la Ciencia. No puede aspirar a un conocimiento tecnológico serio quien no posea una formación científica adecuada. Este es un hecho fundamental a tener en -- cuenta en programas de educación superior y capacitación.

En resumen, la adaptación de la tecnología no es empresa ligera, sino ponderación de factores múltiples, en un crisol que comprenda el conocimiento de muchas realidades nacionales y su comparación con las del lugar de origen.

Obviamente, esta no es tarea para el "Sentimiento" de nadie, por versado que sea y sí lo es para la investigación y la reflexión cuidadosas. No adaptaremos racionalmente tecnologías extrañas, en tanto no tengamos esos centros de investigación y pensamiento y el día que los tengamos, en el número y con el apoyo requeridos, no solo adaptaremos lo que convenga, sino que y ello inexorablemente, produciremos tecnología propia.

El problema de la adaptación de tecnología tiene ciertos ribetes de -- artificial. Imagínese un niño que por vez primera recibe un mecano. Tendrá que ceñirse al cuaderno de modelos, limitándose a hacer lo que en él se enseñe, paso por paso; pero al cabo de un tiempo, si el niño es inteligente, dominará al mecano, arrumbará el cuaderno de instrucciones y utilizará el juguete según su imaginación y su gusto le dicten. Así es la adaptación de tecnologías. El que no tiene adecuado --

nivel tecnológico ha de copiar, siguiendo un libro de instrucciones y si algo cambia, lo más probable es que sea para cometer un error. El que tiene alto nivel tecnológico, capaz de comprender a fondo y analizar la tecnología que le cae en la mano, la podrá utilizar para su beneficio con todas las variantes lícitas necesarias para obtener de ella el máximo provecho y esta operación será para él natural y ni tan siquiera concebirá que se le aplauda por estar resolviendo un grave problema. Para un gremio del nivel apropiado adaptar tecnología es tan natural como respirar.

Por ello, es mi opinión que el ataque último a la necesidad de adaptación de tecnología está en la capacitación y en la investigación. Cuando toda gran institución técnica gubernamental o privada posea Centros de Capacitación seria para su personal, de actualización de conocimiento para el mismo y de investigación tecnológica de sus propios problemas, adquirirá ineludiblemente el nivel en que la adaptación de tecnología foránea a su quehacer resulte tan natural como la más dominada de las acciones que haya de emprender.

CAMINO TIPO II

Se considera que deberán construirse en cada calidad los caminos cuyo tránsito total en el carril de diseño esté comprendido entre 1,500 y -- 5,000 vehículos, como tránsito promedio diario anual dentro de la vida útil, considerada de 10 años para la sección estructural.

Como ejemplo, estos caminos podrían estructurarse como se indica a continuación:

CARPETA	5 cm de concreto asfáltico o tratamiento superficial a base de riegos, según el caso.
BASE	20 cm (calidad deseable)
SUB-BASE	15 cm (calidad deseable)
SUB-RAFINTE	40 cm (calidad adecuada)
TERRACERIA	70 cm mínimo (calidad adecuada).

Observación.- Cuando el tránsito evolucione, obligando a que este camino se transforme en Tipo I, el refuerzo se hará exclusivamente con una carpeta de concreto asfáltico de 4 cm. Evoluciones ulteriores del tránsito podrán manejarse con sobre-carpetas de concreto asfáltico.

CAMINO TIPO III

Se considera que deberán construirse en esta calidad caminos cuyo tránsito total en el carril de diseño esté comprendido entre 250 y 1,500 vehículos, como tránsito promedio diario anual dentro de la vicia útil, considerada de 10 años para la sección estructural.

Como ejemplo estos caminos podrían estructurarse como se indica a continuación:

CARPETA	Tratamiento superficial a base de riegos
BASE	20 cm (calidad adecuada)
SUB-BASE	15 cm (calidad tolerable)
SUB-RASANTE	40 cm (calidad tolerable)
TERRACERIA	40 cm (calidad tolerable)

Observación.- La estructura propuesta no podrá ser reforzada con sobrecarpas únicamente, salvo que un estudio especial de deflexiones indique lo contrario.

CANINO TIPO IV

Se considera que deberán construirse en esta calidad los caminos rurales, sin tratamiento asfáltico en la superficie.

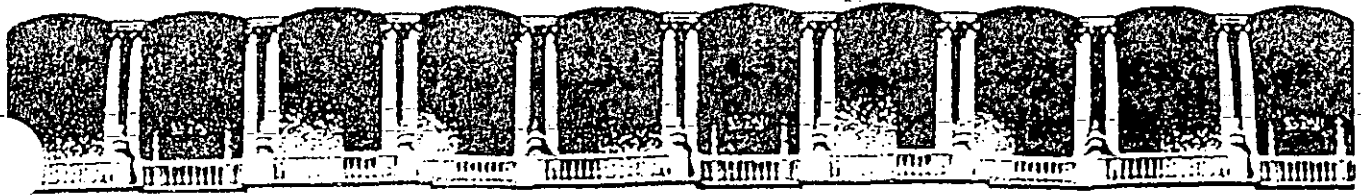
Como ejemplo, estos caminos podrían estructurarse como se indica a continuación:

REVESTIMIENTO	15 cm
SUB-RASANTE	30 cm (calidad tolerable)
TERRACERIA	20 cm mínimo (calidad tolerable)

Observaciones.- La conservación y refuerzo de esta sección, se hará con material de revestimiento. La sección estructural no es adecuada para evolución a camino con tratamientos asfálticos.

OBSERVACIONES GENERALES.

- 1.- La utilización de las secciones estructurales ejemplificadas u otras equivalentes, no excluye la necesidad de realizar estudios geológicos y geotécnicos con vistas a detectar situaciones especiales, a definir necesidad y proyecto de subdrenaje y, en general, a evaluar todos los demás elementos que integran el proyecto de una carretera.
- 2.- Condiciones especiales en el terreno de cimentación pueden hacer variar por completo los requerimientos de la sección estructural. Esas condiciones deberán ser invariablemente contempladas en el estudio geotécnico correspondiente.
- 3.- Las secciones ejemplificadas cubran los niveles de tránsito que se consideran absorbibles por secciones estructurales a base de materiales naturales y carpetas de concreto asfáltico. Tránsitos superiores harán necesario estudios especiales para introducir en la sección capas tratadas o para realizar proyectos en Base a concreto hidráulico.
- 4.- En las cifras relativas a tránsito carretero se consideró una capacidad máxima de 16,000 vehículos en un sentido en el carril de diseño, supuesto un desarrollo en terreno plano; también se consideró una distribución de tránsito con 40% de vehículos pesados.
- 5.- Estas secciones no ejemplifican el dimensionamiento de las aeropistas, por considerarse que siempre deberán ser objeto de un proyecto especial, dentro de lo indicado por las Normas en lo referente a características y recomendaciones de materiales.



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

DISEÑO Y CONTRUCCION DE PAVIMENTOS I

12,13,19, Y 20 DE JUNIO

ICA

EL MARVOL, SIN.

COMPACTACION

1992

Compactación de suelos

IV-1 INTRODUCCION

Se denomina compactación de suelos al proceso mecánico por el cual se busca mejorar las características de resistencia, compresibilidad y esfuerzo-deformación de los mismos; por lo general el proceso implica una reducción más o menos rápida de los vacíos, como consecuencia de la cual en el suelo ocurren cambios de volumen de importancia, fundamentalmente ligados a pérdida de volumen de aire, pues por lo común no se expulsa agua de los huecos durante el proceso de compactación. No todo el aire sale del suelo, por lo que la condición de un suelo compactado es la de un suelo parcialmente saturado.

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo de tal manera estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra. Las propiedades requeridas pueden variar de caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo-deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca siempre; es menos frecuente, aunque a veces no menos importante, que también se compacte para obtener unas características idóneas de permeabilidad y flexibilidad. Finalmente, suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura térrea ante la acción de los agentes erosivos como consecuencia de un proceso de compactación.

De la simple enumeración de los objetivos de la compactación destaca un hecho importante, que debe hacer prever al ingeniero muchas de las dificultades y complejidades que después efectivamente encontrará en estas técnicas. En primer lugar, la compactación resulta ser un proceso de objetivos múltiples y ello propicia la complicación, pero, en segundo lugar, es evidente que muchos de esos objetivos serán contradictorios en muchos problemas concretos, en el sentido de que las acciones que se emprendan para cumplir con uno pudieran perjudicar a algún otro. Por ejemplo, en términos generales puede ser cierto con fre-

cuencia que una compactación intensa produce un material muy resistente, pero sin duda muy susceptible al agrietamiento; en este aspecto el número de ejemplos contrastantes que pudieran ocurrirse es prácticamente ilimitado. Estas posibles contradicciones se complican y amplían aún más si se toma en cuenta que los suelos compactados han de tener una vida dilatada y que es compromiso obvio que conserven sus propiedades en toda esa vida; bajo la acción del agua, de las cargas soportadas, etc. En esta perspectiva circunstancial y temporal pueden multiplicarse mucho los ejemplos de contradicciones entre los objetivos del proceso; la alta resistencia, obtenida con compactación muy enérgica, de que antes se habló, puede entrar en contradicción consigo misma, pues un suelo muy compacto podrá, en general, absorber mucha agua si se dan las condiciones propicias y al hacerlo su resistencia podrá descender drásticamente, en tanto que ese mismo suelo inicialmente compactado en forma menos enérgica, con menor resistencia inicial, podrá resultar mucho más estable ante el agua, mateniendo en el tiempo una resistencia inicialmente menor que la del otro, pero probablemente suficiente.

Desde un principio el problema de la compactación de suelos resulta ligado al de control de calidad de los trabajos de campo; en efecto, después de realizar un proceso de compactación siempre es necesario verificar si con él se lograron los fines propuestos. Como quiera que las vías terrestres suelen construirse a contrato por parte de empresas especializadas, la verificación antes citada resulta ligada a problemas de pago, legales, etc. Esta multiplicidad de los problemas de compactación de suelos, que tantas veces los hace trascender de la esfera meramente técnica, se encuentra en el fondo de todo el manejo razonado de dichos problemas y le imprime a las conclusiones y soluciones a que se llegue un carácter distintivo que no puede ignorar quien los maneja. Para medir la resistencia, la compresibilidad, las relaciones esfuerzo-deformación, la permeabilidad o la flexibilidad de los suelos se requirieron pruebas relativamente especializadas y costosas que, además, suelen



Rodillo de piedra que parece haber sido usado por los antiguos mayas para compactar sus caminos.

requerir un tiempo de ejecución demasiado largo para controlar un proceso de compactación que avance de manera normal. Por otra parte, ciertas experiencias (Proctor y otras, Refs. 1 y 2), realizadas en los primeros años de la aplicación de las técnicas modernas de compactación, indicaron que existe una correlación que en aquella época se juzgó muy confiable (pero a la cual posteriormente se encontraron algunas desviaciones significativas) entre las propiedades fundamentales arriba enumeradas y el peso volumétrico seco a que llega el material compactado, de manera que puede decirse que a mayor peso volumétrico seco se alcanza una situación más favorable en el suelo compactado. Debido a que la prueba de peso volumétrico es fácil y sencilla de realizar, se hizo costumbre controlar la compactación determinando el peso volumétrico seco de los materiales compactados.

Sin embargo, la correlación entre las propiedades fundamentales y el peso volumétrico seco no es tan segura y simple como para permitir la aplicación ciega de la norma anteriormente mencionada, dictada exclusivamente por la comodidad; de hecho, esta aplicación, realizada sin tener en cuenta las peculiaridades y objetivos de cada caso o la confiabilidad de la correlación, es quizá la fuente más común de los errores que se cometen en las aplicaciones prácticas de las técnicas de compactación.

Así, el aumento de peso volumétrico es meramente un medio, pero no un fin en sí mismo. Donde el mejoramiento de las propiedades fundamentales está directamente ligado al aumento del peso volumétrico, el uso de la sencilla correlación que se menciona proporciona magníficos resultados; pero en algunos casos la correlación se vuelve muy errática o incluso llega a invertirse, en tanto que en otros, algunas otras variables desempeñan un papel fundamental (Ref. 3). En general, son mucho más complejos los problemas ligados a cuanto pueden mejorarse las características fundamentales de los suelos compactados cuando éstos son finos, razón por la cual las arcillas suelen ser los materiales que más se investigan



Otra vista del rodillo maya de compactación.

al tratar de definir las propiedades mecánicas de los suelos compactados.

La compactación ha figurado entre las técnicas de construcción desde las épocas más remotas de que se tiene noticia, si bien en la antigüedad su aplicación no era ni general ni sistemática. Los métodos de apisonado por el paso de personas o animales se utilizaron en épocas muy lejanas, como por ejemplo en la construcción de grandes obras hidráulicas en diversas partes de Asia. En las fotografías que acompañan a este párrafo se muestra un antiguo método de compactación (según la autorizada opinión del historiador Silvanus G. Morley) que usaron los antiguos mayas para la construcción de la importante red de caminos que unía los principales centros ceremoniales de lo que hoy son el estado de Yucatán y el territorio de Quintana Roo. Tales caminos aparecen también ilustrados en fotografías que se incluyen en estas páginas. Este rodillo se encontró sobre el camino que unía los centros de Cobá y Yaxuná; medía originalmente 4 m (hoy está fragmentado en dos porciones), con un diámetro de 65 cm y un peso aproximado de 5 ton, por lo cual es probable que su empleo requiriera de 15 hombres. Por cierto que al ver tal implemento de construcción no se puede dejar de pensar en la extendida afirmación de que los antiguos mayas desconocían el uso de la rueda.

El desarrollo de las modernas técnicas de compactación tuvo lugar en los últimos años del siglo pasado y en los primeros del presente, principalmente en los Estados Unidos. En 1906 apareció el rodillo pata de cabra de Fitzgerald, de 2 000 kg de peso, punto de arranque de estos utensilios (Ref. 4).

En 1928 y 1929, O. J. Porter desarrolló en la División de Carreteras de California las investigaciones básicas de laboratorio que permitieron el inicio de la aplicación razonada de las técnicas de compactación a la construcción de carreteras (Ref. 5). Los métodos fueron en gran parte popularizados por Purcell (Ref. 6). En 1933, Proctor comenzó a publicar los importantes trabajos que hicieron posibles muchas de las técnicas de uso actual (Refs. 1, 2 y 7).



Vista de un antiguo camino maya.



Otra vista del mismo camino maya. Nótese las hileras externas de piedra gruesa confinando el material central más fino.

Con posterioridad a estas épocas, ha sido explosivo el desarrollo de equipos de compactación y se han investigado bastante las propiedades de los suelos compactados y las técnicas de campo y de laboratorio; de todo ello habrá un breve testimonio en páginas subsecuentes de este capítulo.

En rigor, la compactación es uno de los varios medios de que hoy se dispone para mejorar la condición de un suelo que haya de usarse en construcción; es, además, uno de los más eficientes y de aplicación más universal. La tabla IV-1, que se presenta a continuación, permite situar a la compactación dentro del conjunto de métodos de mejoramiento de suelos que hoy pueden aplicarse.

TABLA IV-1
Métodos de mejoramiento de suelos

Métodos	Físicos	Confinamiento (suelos friccionantes)
		Consolidación previa (suelos finos arcillosos)
		Mezclas (suelo con suelo) Vibroflotación
Químicos (estabilizaciones)	Mecánicos	Con sal
		Con cemento
		Con asfalto
		Con cal
		Con otras sustancias
		Compactación

Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, tales como cortinas para presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, etc. En ocasiones se hace necesario compactar el terreno natural, como en el caso de las cimentaciones sobre arenas sueltas. Así, la compactación de suelos es, ante todo, un problema constructivo, de campo.

La eficiencia de cualquier proceso de compactación depende de varios factores y para poder anali-

zar la influencia particular de cada uno se requiere disponer de procedimientos estandarizados que reproduzcan los procesos de compactación de campo en el laboratorio, en forma representativa (hasta donde ello sea posible). De esta manera, pasan a primer plano de interés las pruebas de compactación de laboratorio y los estudios que en éste han de hacerse en torno a tales procesos. Comoquiera que los procesos de campo involucran costos altos, en general los estudios para proyecto habrán de hacerse con base en el trabajo de laboratorio; esta afirmación no invalida el hecho de que en la técnica actual se haga un uso cada vez más extenso de terraplenes de prueba, en que se investigan modelos a escala natural para obtener normas de proyecto. Los estudios de compactación en laboratorio también desempeñan un papel muy importante en el control de calidad de los trabajos.

Así pues, los procesos de compactación han de estudiarse con referencia a las técnicas de campo y a todo un conjunto de técnicas de laboratorio; pero además de los dos puntos de vista anteriores existe un tercero, relativamente descuidado hasta épocas recientes y es el que se refiere a la investigación de las propiedades que es posible obtener en los suelos compactados. Este tercer punto de vista, convenientemente relacionado con los otros dos, completará el cuadro en la forma en que el ingeniero requiera para establecer un criterio adecuado.

En este capítulo, los tres puntos de vista del problema de compactación se analizan en forma relativamente separada, para destacar criterios del modo más diferenciado que sea posible.

IV-2 VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE LA COMPACTACION DE LOS SUELOS

Como es natural, un suelo se puede compactar de varias maneras, y en cada caso se obtendrá un resultado diferente; por otra parte, una misma forma de compactación dará resultados distintos si se aplica a diversos suelos; por último, si una misma forma de

compactación se aplica a un suelo determinado, podrán lograrse resultados muy diferentes si de un caso a otro se varían ciertas condiciones de las prevalencias en dicho suelo.

Las afirmaciones anteriores justifican la conclusión, obvia para quienquiera que tenga cualquier grado de familiaridad con estos problemas, de que los resultados de un proceso de compactación dependen de varios factores, unos que atañen al tipo de suelo, otros relativos al método de compactación que se emplee y, por último, varios más que se refieren a determinadas circunstancias que en ese momento pudieran prevalecer en el suelo con que se trabaja. Estos factores suelen denominarse las "variables" que rigen el proceso de compactación. Las principales de éstas se reseñan a continuación.

1. *La naturaleza del suelo.* Es claro que la clase de suelo con que se trabaja influye de manera decisiva en el proceso de compactación; de hecho, a lo largo de este capítulo habrán de diferenciarse las técnicas que se empleen y los resultados que se obtengan precisamente con base en el tipo de suelo. Prevalece aún la distinción usual entre suelos finos y gruesos o entre suelos arcillosos y friccionantes, pero en el análisis de los procesos de compactación es muy común que tal distinción se detalle bastante más, tipificando los suelos de acuerdo con las normas establecidas en el capítulo 2.

2. *El método de compactación.* En el laboratorio resulta bastante fácil clasificar los métodos de compactación en uso en tres tipos bien diferenciados: la compactación por impactos, por amasado y por aplicación de carga estática. A reserva de detallar algo más estos métodos, baste por el momento la afirmación de que producen resultados diferentes tanto en la estructuración que adquiere el suelo como, en consecuencia, en las propiedades del material que se compacta. Además, ya se comienzan a utilizar algunos dispositivos de laboratorio para compactar por vibración, si bien su uso está menos extendido que el de los otros tres métodos.

Resulta bastante más difícil diferenciar de un modo análogo los métodos de compactación de campo. Es común describir éstos con base en el equipo mecánico que se emplee en el proceso, y así se habla de la compactación con rodillo liso, con rodillo neumático, con equipo vibratorio, etc. Se supone que los métodos de laboratorio reproducen las condiciones del proceso de campo, pero en muchos casos no es fácil establecer una correspondencia clara entre el tren de trabajo de campo y las pruebas de laboratorio, en el sentido de contar con que estas últimas reproduzcan en forma suficientemente representativa todas las condiciones del suelo compactado en el campo.

3. *La energía específica.* Se entiende por energía específica de compactación la que se entrega al suelo por unidad de volumen, durante el proceso mecánico de que se trate.

Es muy fácil evaluar la energía específica en una prueba de laboratorio en que se compacte al suelo

por impactos dados con un pisón; de hecho, resulta claro que para tal caso queda dada por la ecuación:

$$E_s = \frac{Nn Wh}{V} \quad (4-1)$$

donde:

E_s = energía específica.

N = número de golpes del pisón compactador por cada una de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.

n = número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

W = peso del pisón compactador.

h = altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.

V = volumen total del molde de compactación, igual al volumen total del suelo compactado.

En las pruebas de laboratorio en que se compacta el suelo con la aplicación de presión estática, en principio la energía específica se puede evaluar de manera análoga en términos del tamaño del molde, el número de capas en que se dispone el suelo, la presión que se aplique a cada capa y el tiempo de aplicación. Sin embargo, en este caso la evaluación no resulta ya tan sencilla y la energía específica se ve afectada por la deformabilidad del suelo y por el tiempo de aplicación de la presión.

En el caso de las pruebas en que se realiza compactación por amasado es aún más compleja la evaluación de la energía específica, pues cada volumen de suelo dentro del molde se compacta mediante un cierto número de aplicaciones de carga con un pisón que produce presiones que varían gradualmente desde cero hasta un valor máximo, y luego se invierte el proceso en la descarga. La energía de compactación no se puede cuantificar de un modo sencillo, pero puede hacerse variar a voluntad si se introducen cambios en la presión de apisonado, en el número de capas, en el número de aplicaciones del pisón por capa, en el área del pisón o en el tamaño del molde.

El concepto de energía específica conserva su pleno valor fundamental cuando se relaciona con procedimientos de compactación de campo. En el caso del uso de rodillos depende principalmente de la presión y el área de contacto entre el rodillo y el suelo, del espesor de la capa que se compacte y del número de pasadas del equipo. Tampoco es sencillo evaluar la energía de compactación en términos absolutos en un caso dado, pero si se varían los factores mencionados es posible hacerla cambiar, con lo que se obtienen términos de comparación entre dos trenes de trabajo diferentes.

En páginas subsiguientes de este capítulo se podrá ver la gran influencia de la energía de compactación en los resultados que se logran. Puede decirse que la energía específica de compactación es una de las variables que mayor influencia ejercen en el proceso de compactación de un suelo dado, con un procedimiento determinado.

4. *El contenido de agua del suelo.* Ya en los primeros estudios de Proctor se puso de manifiesto que el contenido de agua del suelo que se compacta es otra variable fundamental del proceso. Proctor observó que con contenidos crecientes de agua, a partir de valores bajos, se obtenían más altos pesos específicos secos para el material compactado, si se usa la misma energía de compactación; pero observó también que esta tendencia no se mantiene indefinidamente, ya que cuando la humedad pasa de cierto valor, disminuyen los pesos específicos secos logrados. Es decir, Proctor puso de manifiesto que para un suelo dado y usando determinado procedimiento de compactación, existe un contenido de agua de compactación, llamado el óptimo, que produce el máximo peso volumétrico seco que es dable obtener con ese procedimiento de compactación.

En relación a un proceso de compactación de campo, dicho contenido de agua es el óptimo para el equipo y la energía correspondientes.

Lo anterior puede explicarse en términos generales si se toma en cuenta que en los suelos finos arcillosos, a bajos contenidos de agua, ésta se encuentra en forma capilar, produciendo compresiones entre las partículas constituyentes del suelo, las cuales tienden a formar grumos difícilmente desintegrables, que dificultan la compactación. El aumento en contenido de agua disminuye la tensión capilar y, por lo tanto, el aglutinamiento de sus grumos, lo que hace que aumente la eficiencia de la energía de compactación. Empero, si el contenido de agua es tal que hay exceso de agua libre, al grado de casi llenar los vacíos del suelo, se impide una buena compactación, puesto que el agua no puede desplazarse instantáneamente a resultados del efecto mecánico que se esté aplicando. Esto es más cierto en los suelos más finos.

El contenido de agua del suelo es otra de las variables fundamentales del proceso de compactación.

5. *El sentido en que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación.* Este aspecto afecta sobre todo a las pruebas de compactación que se realizan en el laboratorio, en las que es común presentar resultados con base en gráficas $\gamma_d - w$ (peso volumétrico seco vs. humedad). Estas curvas son diferentes si las pruebas se efectúan a partir de un suelo relativamente seco al que se va agregando agua o si se parte de un suelo húmedo, que se va secando según avanza la prueba. Las investigaciones experimentales comprueban que en el primer caso se obtienen pesos específicos secos mayores que en el segundo, para un mismo suelo y con los mismos contenidos de agua; este efecto parece ser particularmente notable en los suelos finos plásticos con contenidos de agua inferiores al óptimo. La explicación del fenómeno podría ser que cuando el suelo está seco y se le agrega agua, ésta tiende a quedar en la periferia de los grumos, con propensión a penetrar en ellos sólo después de algún tiempo; por otra parte, cuando el agua se evapora al irse secando un suelo húmedo, la humedad superficial de los grumos se

hace menor que la interna. Se tienen entonces condiciones diferentes en los grumos del suelo con un mismo contenido de humedad; en el primer caso, en que se agregó agua, la presión capilar entre los grumos es menor por el exceso de agua, en comparación con el segundo caso, en que la evaporación hace que los meniscos se desarrollen más. Por lo tanto, en el primer caso será menor la ligazón entre los grumos y una misma energía de compactación será más eficiente para compactar el suelo que en el segundo caso.

Naturalmente que los razonamientos anteriores se ven influidos por el tiempo que se deje pasar entre la incorporación del agua y el momento en que se aplique la energía de compactación, pues si el lapso es largo, se permite la incorporación uniforme del agua a los grumos del suelo, con la consecuente disminución de su humedad superficial y el aumento de las presiones capilares. El contenido de sales también influye, así como la naturaleza de la arcilla.

En los laboratorios es común que se proceda a partir de un suelo relativamente seco; se incorpora agua según avanza la prueba y se deja pasar el tiempo suficiente tras la incorporación (24 h o algo así), para permitir la distribución uniforme del agua.

6. *El contenido de agua original del suelo.* Se refiere este concepto al contenido natural de agua que el suelo poseía antes de añadirle o quitarle humedad para compactarlo, en busca del contenido óptimo o cualquier otro con que se hubiere decidido realizar la compactación.

En los procesos de campo el contenido de agua original no sólo ejerce gran influencia en la respuesta del suelo al equipo de compactación, sino que también gobierna en gran parte el comportamiento ulterior de la masa compactada. Aunque por lo general sólo pueden lograrse cambios relativamente pequeños al humedecer o secar el suelo extendido en la obra, es muy aconsejable buscar siempre condiciones de humedad natural que no se aparten mucho de la óptima para el proceso de compactación que vaya a usarse.

En los procesos de laboratorio, el contenido natural de agua del suelo tiene especial influencia en las compactaciones que se logren con una cierta energía, a humedades menores que la óptima, sobre todo cuando se procede a compactar el suelo inmediatamente después de la incorporación del agua. Este fenómeno se comprende si se toma en cuenta la explicación que se ofrece en el punto 5 anterior, pues en un suelo originalmente bastante seco, el agua que se añade producirá mayor diferencia inmediata entre las condiciones de humedad interna y externa de los grumos que en otro que originalmente hubiese estado más húmedo; por ello, es de esperar que los pesos volumétricos secos que se obtengan sean mayores cuando los contenidos originales de agua del suelo sean menores.

7. *La recompactación.* En muchos laboratorios es práctica común usar la misma muestra de suelo

para la obtención de puntos sucesivos de las pruebas de compactación; ello implica la continuada recom-pactación del mismo suelo. Se ha visto que esta prác-tica es inconveniente en lo absoluto, toda vez que la experimentación ha demostrado, sin género de duda, que si se trabaja con suelos recompactados los pesos volumétricos que se obtienen son mayores que los que se logran con muestras vírgenes en igualdad de circunstancias, de modo que con suelos recompactados la prueba puede llegar a dejar de ser representativa. Al parecer, una explicación sencilla de este efecto radica en la deformación volumétrica de tipo plástico que causan sucesivas compactaciones (Refs. 8 y 9).

8. *La temperatura.* La temperatura ejerce un im-portante efecto en los procesos de compactación de campo, en primer lugar por efectos de evaporación del agua incorporada al suelo o de condensación de la humedad ambiente en el mismo. Además, puede llegar a ejercer algún efecto en la consistencia y manejabilidad de los suelos con que se trabaja.

9. *Otras variables.* Además de las mencionadas, existe todo un conjunto de variables que afectan a las pruebas de compactación de laboratorio y cam-po, tales como el número y espesor de las capas en que se dispone o se tiende el suelo, el número de pasadas del equipo de compactación sobre cada pun-to o el número de golpes del pisón compactador en cada capa, etc. Todos estos factores y su efecto se detallarán al describir los procesos de compactación de campo o las diferentes pruebas de laboratorio.

En todo proceso de compactación existe una efi-ciencia con la que la energía se aplica; su papel es fundamental, pero su cuantificación muy difícil.

IV-3 LA CURVA DE COMPACTACION

Como ya hemos visto, de acuerdo con la Historia los procesos de compactación comenzaron a desarro-llarse en el campo, como técnicas de construcción. Fue hasta que se trató de estudiar de un modo más riguroso los efectos de tales técnicas y de establecer procedimientos de control de calidad y verificación de resultados en el campo cuando nacieron las prue-bas de compactación de laboratorio, al principio sólo con base en la original desarrollada por Proctor, y después con base en toda una serie de pruebas, va-riantes más o menos cercanas a la primera, que se desarrollaron por el afán de ir logrando en el labo-ratorio mayor acercamiento a los procesos de campo, que paralelamente se ampliaron con toda una serie de equipos nuevos producidos por una tecnología cada vez más conocedora y exigente.

Como ya se dijo, Proctor visualizó la correlación entre los resultados de un proceso de compactación y el aumento del peso volumétrico seco del material compactado, y estableció la costumbre, que aún hoy se sigue, de juzgar los resultados de un proceso de compactación con base en la variación de peso vo-lumétrico seco que se logre; también comprendió el fundamental papel que desempeña el contenido de

agua del suelo en la compactación que de él se ob-tiene, con un cierto procedimiento. Juntando dos aspectos, que consideró básicos, estableció la costumbre, que también ha subsistido hasta la actu-alidad, de representar la marcha de un proceso de com-pactación por medio de una gráfica en la que se haga ver el cambio de peso volumétrico seco al com-pactar al suelo con diversos contenidos de agua, uti-lizando varias muestras del mismo suelo, cada una de las cuales proporciona un punto de la curva. Comoquiera que diferentes procesos de compac-tación producen al mismo suelo compactaciones dis-tintas, un mismo suelo podrá tener diversas curvas de compactación, correspondientes a los diferentes modos de compactarlo que puedan usarse, sea en el campo o en el laboratorio.

Una representación tal como la anterior ($\gamma_d - w$) recibe por antonomasia el nombre de *curva de com-pactación*, pero no constituye el único medio gráfico de representar los resultados de un proceso de com-pactación; simplemente es el modo más usual de re-presentación de los que hoy se utilizan, aunque po-dría haber otros; de hecho, en páginas subsecuentes de este capítulo se utilizarán algunas otras formas gráficas para representar o analizar algunas condicio-nes de interés en los procesos de compactación. En la Ref. 10 se ofrece una representación triangular bastante objetiva, aunque no impuesta por la cos-tumbre.

Sea cual fuere el procedimiento de compac-tación que se siga, la forma de la curva de compactación será parecida a la que se muestra en la Fig. IV-1.

La curva muestra un máximo absoluto, alguna vez acompañado de otro secundario, de menor valor. El peso volumétrico seco correspondiente al máximo absoluto recibe el nombre de *peso volumétrico seco máximo*; la humedad con la que tal máximo se consigue se denomina *humedad óptima* y representa el contenido de agua con el cual el procedimiento de

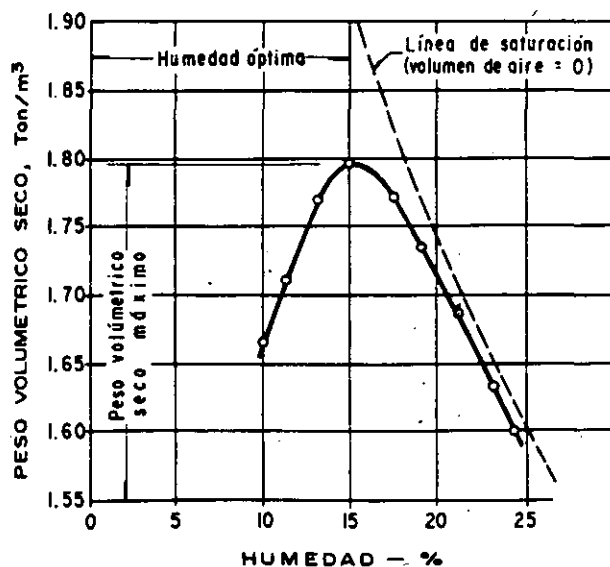


Figura IV-1. Curva de compactación típica.

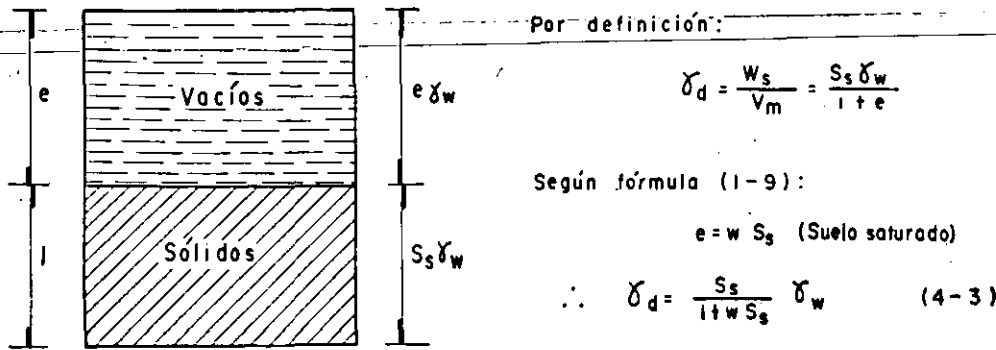


Figura IV-2. Esquema de un suelo saturado y deducción de la fórmula (4-3).

compactación que se esté usando produce la máxima eficiencia, por lo menos si ésta se juzga por el peso volumétrico seco que se logre.

La Fig. IV-1 puede construirse, ya sea en el laboratorio o en el campo, a partir de parejas de valores $\gamma_m - w$, los cuales se pueden obtener, como ya se dijo, si se aplica el procedimiento de compactación de que se trate a diversos especímenes del mismo suelo con diferentes contenidos de agua. La curva $\gamma_d - w$ puede entonces dibujarse a partir de los valores anteriores aplicando la fórmula

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1 + w} \quad (4-2)$$

cuya obtención es inmediata al aplicar las definiciones de γ_d y w . Esta es la fórmula 1-4 del capítulo 1 de esta obra y allí fue deducida.

También aparece en la Fig. IV-1 la curva correspondiente al 100% de saturación del suelo en cada caso. Como ya se dijo, la condición de un suelo compactado en circunstancias normales es la de un suelo no saturado, razón por la cual la curva de compactación se desarrolla por abajo de la curva de saturación; si se comparan las dos es posible saber cuál tendría que ser el contenido de agua que saturase a una muestra que se compactara a determinado peso volumétrico. La curva de saturación se puede obtener si se calculan los pesos volumétricos secos que corresponderían al mismo suelo supuesto, saturado con el contenido de agua correspondiente a una cierta abscisa de la curva, aplicando la fórmula

$$\gamma_d = \frac{S_s}{1 + w S_s} \gamma_w \quad (4-3)$$

que corresponde a suelos saturados y cuya obtención es sencilla a partir del esquema que se presenta en la Fig. IV-2.

Como se verá, muchas de las curvas de compactación que se obtienen en el laboratorio se realizan en pruebas en que el espécimen se compacta por capas dentro del molde y por medio de golpes aplicados con un pisón estándar, con una energía también prefijada. Cuando una prueba de tal naturaleza (prueba dinámica) se realiza en una arena sin contenido de partículas de arcilla, la curva de compactación adquiere la forma que aparece en la Fig. IV-3 (Ref.

4). En rigor esta forma es típica de las pruebas dinámicas que se aplican a materiales suficientemente permeables como para que no se desarrollen presiones de poro en el interior del suelo durante el proceso de compactación. La explicación de la forma pudiera ser como sigue: Cuando el contenido de agua de la arena aumenta un poco, se desarrollan fuerzas capilares entre los granos, que dificultan su acomodo y la eficiencia de la compactación baja; con más agua esas fuerzas desaparecen y el proceso se hace más eficiente. Una curva como la de la Fig. IV-3 no define en forma clara ni el peso volumétrico seco máximo ni la humedad óptima; pero, por otra parte y desde un punto de vista práctico, que es el único en que tienen vigencia los conceptos anteriores, el asunto no tiene demasiada importancia, pues existen otras pruebas de laboratorio aplicables a arenas limpias o a mezclas de arenas y gravas sin finos en que estos materiales exhiben curvas en la forma usual; además, tales pruebas son más satisfactorias desde el punto de vista de la representatividad de los procesos de campo que se usan con tales materiales (pruebas de compactación con vibración).

IV-4 PROCESOS DE COMPACTACION DE CAMPO

La energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede aplicar mediante cualquiera de las cuatro formas que adelante se enumeran, las cuales se diferencian por la naturaleza de

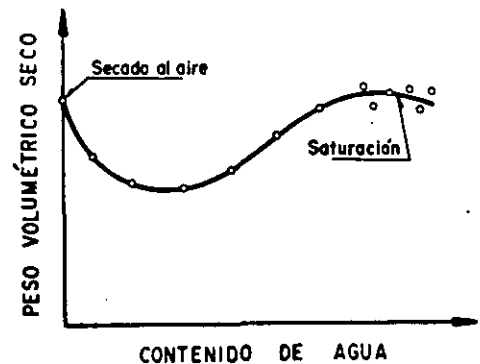


Figura IV-3. Curva de compactación obtenida en prueba dinámica en arenas limpias y gravas arenosas (Ref. 4).

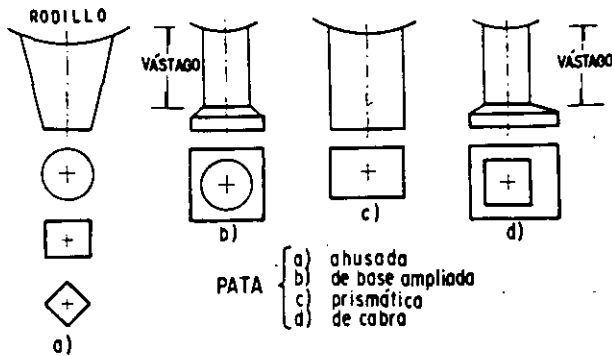


Figura IV-4. Tipos usuales de patas de rodillo pata de cabra (Ref. 3).

los esfuerzos aplicados y por la duración de los mismos. Estas formas son:

- A. Por amasado
- B. Por presión
- C. Por impacto
- D. Por vibración
- E. Métodos mixtos.

Con las tres primeras formas se aplican casi todos los métodos convencionales en uso desde hace varias décadas. La cuarta se refiere a técnicas de implantación más reciente, pero que se han popularizado mucho en los últimos tiempos. Como es natural no re-

presentan todos los modos posibles de entregar energía de compactación a un suelo, sino que simplemente son las soluciones comerciales e industriales que hasta el momento se han desarrollado para resolver el problema.

A Compactadores por amasado. Rodillos pata de cabra.

Estos compactadores concentran su peso sobre la relativamente pequeña superficie de todo un conjunto de puntas de forma variada (ver Fig. IV-4) ejerciendo presiones estáticas muy grandes en los puntos en que las mencionadas protuberancias penetran en el suelo. Conforme se van dando pasadas y el material se va compactando, las patas profundizan cada vez menos en el suelo, y llega un momento en que ya no se produce ninguna compactación adicional; en una profundidad del orden de 6 cm, la superficie queda siempre distorsionada, pero se compacta bajo la siguiente capa que se tienda.

En la Fig. IV-5 (Ref. 11) se muestra la influencia que sobre la compactación obtenida ejerce la forma de la punta del vástago, que constituye la "pata de cabra" propiamente dicha; en forma esquemática se presentan los pesos volumétricos que resultaron en un caso dado con el empleo de tres tipos de vástago, todos de sección cuadrada de 15 cm de lado.

Figura IV-5. Influencia de la forma de la punta del vástago en los rodillos "Pata de cabra".

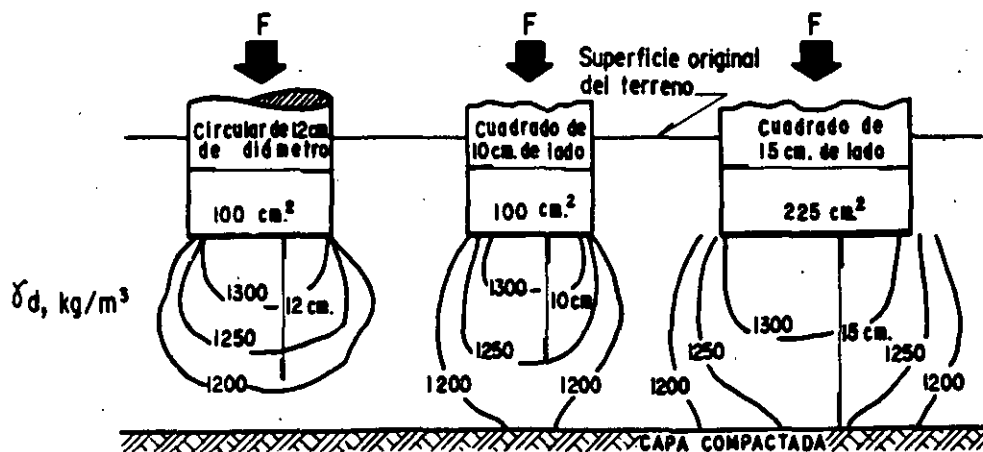
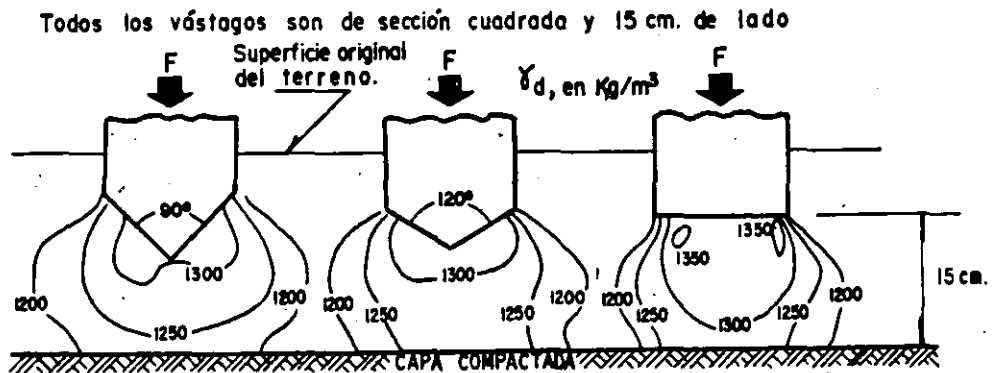
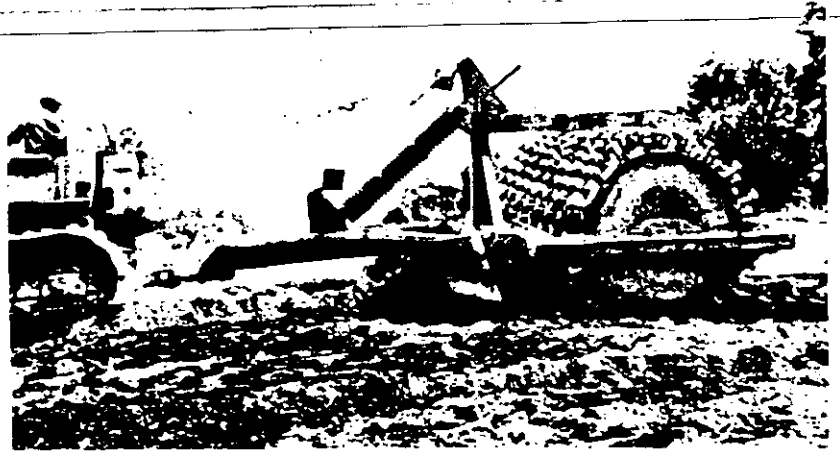


Figura IV-6. Influencia del tamaño y del área de la sección transversal de los vástagos de rodillos "Pata de cabra".



Rodillo pata de cabra común halado por un tractor de oruga. El equipo está provisto de una cuchilla para nivelar la faja de terreno que se va compactando.

En todos los casos que se muestran, el vástago aplicó la misma presión y con la misma ley a lo largo del tiempo. La mayor eficiencia del vástago plano, así como la del que está ligeramente biselado se revelan en la forma más regular de la zona más compactada y el mayor volumen representado por tal zona.

En la Fig. IV-6 (Ref. 11) se muestra esquemáticamente el resultado de una investigación particular que se realizó para estudiar el efecto de la forma de la sección recta del vástago y de su área transversal. Es notable la mayor eficiencia del vástago más grande, así como la superioridad de la sección cuadrada sobre la redonda. Más adelante, en este mismo párrafo, se completará esta información (ver Fig. IV-9).

La presión que ejerce el rodillo pata de cabra al pasar con sus vástagos sobre el suelo no es uniforme en el tiempo; los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes, las cuales llegan a un máximo en el instante en que el vástago está vertical y en su máxima penetración; a partir de ese momento la presión disminuye hasta que el vástago sale. Además, la acción del rodillo es tal que hace progresar la compactación de la capa de suelo de abajo hacia arriba; en las primeras pasadas las protuberancias y una parte del tambor mismo penetran en el suelo, lo que permite que la mayor presión se ejerza en el lecho inferior de la capa por compactar; para que esto ocurra el espesor de la capa no debe ser mucho mayor que la longitud del vástago. A esta peculiar manera de compactar se le denomina acción de "amasado" y en épocas recientes ha sido tomada en cuenta en algunos equipos de compactación de laboratorio, a fin de lograr mayor representatividad en pruebas que se realizan sobre suelos que se compactan con rodillos pata de cabra.

Los rodillos más usuales tienen vástagos de 20 a 25 cm de longitud y se usan para compactar capas de suelo suelto de alrededor de 30 cm de espesor. Como ya se dijo, al aumentar el número de pasadas del equipo la parte inferior de la capa va adquiriendo mayor resistencia, lo que impide la penetración del rodillo y de sus vástagos, que así van compactan-

do al suelo suprayacente. El proceso puede llegar a un límite en el cual el rodillo "camina" sobre el suelo y transmite todo su peso a través de los vástagos, pero sin que haya contacto entre el tambor y el suelo propiamente dicho. Alguna vez se ha especificado este límite como norma sencilla para control de compactación de la capa, pero en suelos con contenido de agua relativamente alto o cuando se usan rodillos pesados puede suceder que el tambor no deje de estar en contacto con el suelo, aunque el número de pasadas se incremente de manera arbitraria (Refs. 12 y 13).

Por lo general, se considera adecuada la operación cuando el vástago penetra del 20 al 50% de su longitud, lo que depende de la plasticidad del suelo; así, para una arcilla blanda se busca hacer penetraciones menores que para una arcilla arenosa, a fin de evitar que se adhieran al vástago cantidades considerables del suelo y se reduzca el rendimiento del equipo.

En cualquier caso, según ya se dijo, siempre se produce una cierta penetración de las patas del rodillo.

El rodillo pata de cabra produce entonces dos resultados muy deseables en los terraplenes de suelos finos compactados, que son una distribución uniforme de la energía de compactación en cada capa y una buena liga entre capas sucesivas.

La Fig. IV-7 (Ref. 13) ilustra cualitativamente el efecto de la energía de compactación y del contenido de agua del suelo en un proceso de compactación de campo con rodillo pata de cabra, si bien la forma de tales curvas, obtenidas para energías de compactación crecientes, es general para cualquier tipo de rodillo o compactador. Con el uso de un mismo equipo, todo incremento en la energía de compactación hace que aumente el peso volumétrico seco máximo y disminuya el contenido de agua óptimo.

La Fig. IV-8 (Refs. 13 y 14) analiza otro aspecto importante de la compactación con rodillos pata de cabra. Se trata ahora de presentar el efecto del número de pasadas de un rodillo de tipo medio sobre diferentes tipos de suelos.

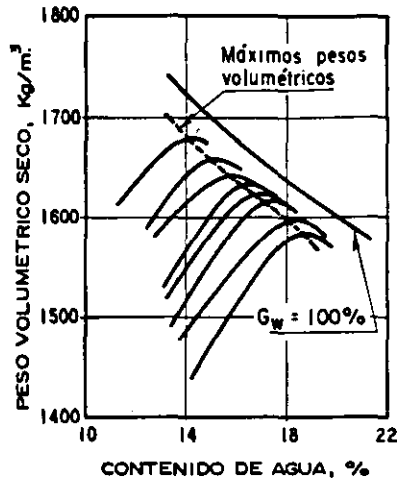


Figura IV-7. Diagrama cualitativo de γ_d vs. w para diversas energías de compactación (Ref. 13).

Puede verse que por lo general, disminuye el incremento de peso volumétrico seco por pasada al aumentar la plasticidad, y que el número adecuado de pasadas depende del tipo de suelo que se tenga en cada caso.

En la tabla IV-2 (Refs. 13 y 15) se presenta un resumen de la información de varias fuentes relativa al efecto de la presión de contacto bajo los vástagos de un rodillo; el cálculo se hizo dividiendo el peso total del rodillo entre el producto del número de vástagos en una hilera por el área de apoyo de cada vástago.

Se puede observar que con las presiones y mediante las pasadas que se indican prácticamente no cambia la compactación de los suelos probados, aun

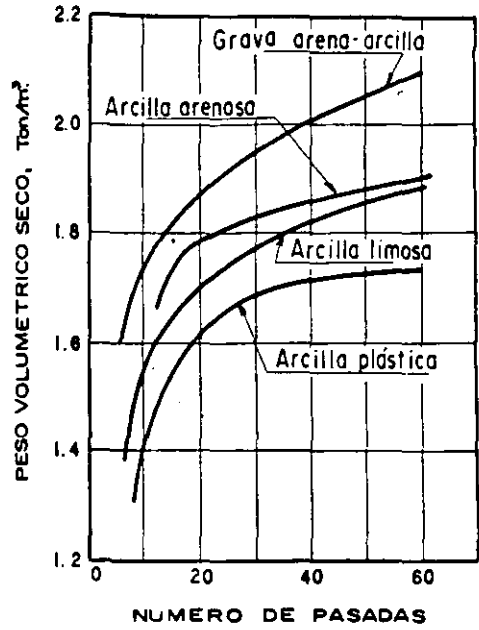


Figura IV-8. Compactación con rodillo pata de cabra. Efecto del número de pasadas en el grado de compactación de diversos suelos (Ref. 13).

con incrementos de más de tres veces en la presión de contacto.

Lo anterior parece indicar que la intensidad de la presión del vástago carece de importancia en el proceso, pero es claro, desde luego, que ha de haber un valor mínimo necesario en dicho concepto para lograr una compactación eficiente; con la información de que hoy se dispone no es posible decir cuál sea este valor, pero la tabla IV-2 permite pensar que

Tabla IV-2
Rodillos pata de cabra. Efecto de la presión de contacto en el peso volumétrico seco máximo (Ref. 13)

Tipo de suelo	Presión de contacto kg/cm ²	Área de contacto cm ²	Nº de pasadas	Grado de compactación obtenido, respecto a la prueba Proctor estándar
Arena arcillosa	17.5	43.75	9	99
	31.5	43.75	9	99
Arcilla limosa I	17.5	43.75	8	102
	35.0	43.75	8	101
	52.5	43.75	8	101
Arcilla poco plástica	8.7	87.5	12	101
	26.2	87.5	12	101
Arcilla plástica	8.0	75.25	64	108
	17.5	31.5	64	108
Arcilla limosa II	8.0	75.25	64	112
	17.5	31.5	64	111
Arcilla arenosa	8.0	75.25	64	104
	17.5	31.5	64	104
Mezcla de grava, arena y arcilla	8.0	75.25	64	100
	17.5	31.5	64	99

En todos los casos el espesor de la capa compactada fue de 15 cm aproximadamente.

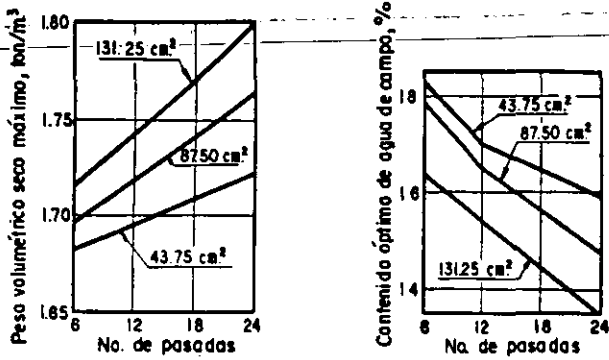


Figura IV-9. Compactación con rodillo "pata de cabra". Efecto del área de contacto de las patas en el peso volumétrico seco y en el contenido de agua óptimo de campo (Refs. 13 y 15).

no debe ser inferior a 8 kg/cm², si el área de contacto del vástago no es mayor de 75 ó 90 cm².

Por otra parte, si bien el peso volumétrico seco máximo no depende de la presión de contacto, sí aumenta con la presión de contacto el contenido de agua con que se obtiene tal máximo.

La Fig. IV-9 amplía la información de la tabla IV-2; en ella se muestra el efecto del área del vástago en el peso volumétrico seco máximo y en el contenido de agua óptimo de compactación, siempre con el empleo de rodillos pata de cabra.

Para un número dado de pasadas, el incremento del área de contacto trae consigo un aumento del peso volumétrico seco que se obtiene (ver también la Fig. IV-6, que complementa la información sobre el área con la forma de la sección recta); asimismo, el aumento del área de contacto permite reducir el número de pasadas que se necesitan para alcanzar determinado resultado. Se ve, pues, la conveniencia —a la que tienden los rodillos modernos— de hacerlo más grande posible el área de la sección recta de los vástagos, para lograr la máxima productividad, a condición de que se sobrepase la presión mínima necesaria.

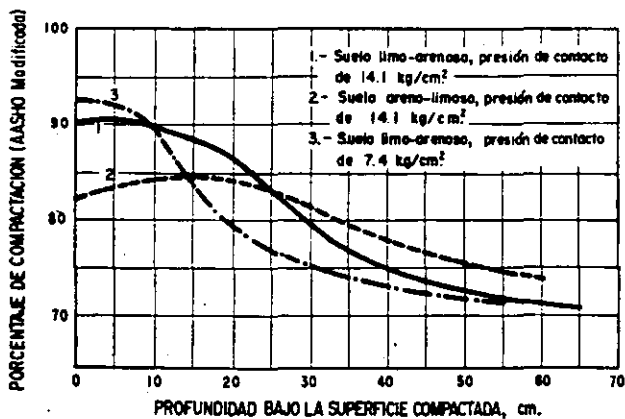


Figura IV-10. Efecto de la compactación con rodillo "pata de cabra" en relación con la profundidad dentro de la capa compactada (Ref. 16).

—En la Fig. IV-10 (Ref. 16) se ilustra la forma en que el esfuerzo de compactación producido por los rodillos pata de cabra afecta al suelo a distintas profundidades, medidas a partir de la superficie de la capa; la gráfica corresponde a un rodillo pata de cabra con vástago del tipo tronco-cónico con un área de contacto por vástago de 32.2 cm² y una presión de contacto equivalente a 7.4 kg/cm² con el tambor del rodillo vacío y 14.1 kg/cm² con el tambor lastrado. Estando el tambor lastrado se hicieron pruebas con suelos limo-arenosos y areno-limosos, que acusaron 52 y 40% en peso, respectivamente, de tamaños que pasan por la malla N° 200; con el tambor vacío sólo se efectuaron pruebas con un suelo limo-arenoso. El porcentaje de compactación se refiere al peso volumétrico seco máximo obtenido mediante el método AASHO modificado.

Al examinar las curvas que componen la Fig. IV-10 puede observarse que en estos suelos (predominantemente arenosos) el porcentaje de compactación decrece poco hasta una profundidad de más o menos 25 cm, cuando se compacta con el rodillo lastrado (presión de contacto 14.1 kg/cm²); en cambio, cuando se ocupa el rodillo vacío (presión de contacto 7.4 kg/cm²) se observa una marcada disminución del peso volumétrico seco aproximadamente abajo de los 10 cm de profundidad.

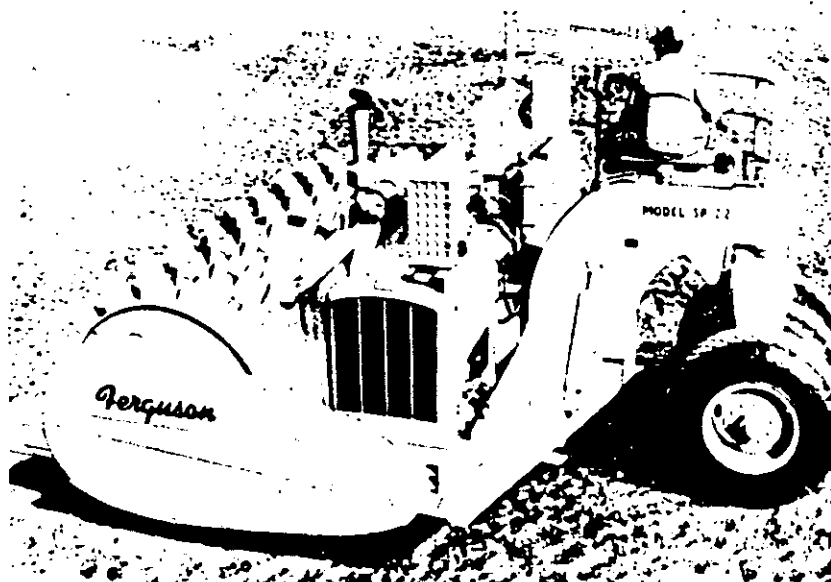
En la práctica usual, los rodillos pata de cabra suelen quedar dentro de los límites especificados para sus diversos detalles en la tabla IV-3 (Ref. 16).

Tabla IV-3
Rodillos pata de cabra
Especificaciones comunes

Ancho del tambor	1.22 a 1.98 m
Diámetro del tambor	1.02 a 1.83 m
Número de patas o vástagos	64 a 144
Área de la sección recta de la pata	33 a 135 cm ²
Longitud de la pata	18 a 46 cm
Peso del rodillo vacío	1.6 a 7.0 ton
Peso del rodillo lleno de agua	2.5 a 11.5 ton
Presión de contacto, vacío	5.2 a 30 kg/cm ²
Presión de contacto, lleno de agua	8 a 55 kg/cm ²

El porcentaje de cubrimiento por pasada que proporcionan los rodillos pata de cabra (dos aplicaciones sucesivas por el mismo punto) se encuentra por lo general entre el 4 y el 12%, bastante menor a los de otros equipos de compactación. Si se aumenta el número de vástagos se aumenta el porcentaje de cubrimiento, pero se disminuye la presión de contacto, por lo que el número de vástagos de los equipos comerciales ha de establecerse sopesando estos factores en forma conveniente. No debe perderse de vista la necesidad de una separación mínima de vástagos que permita conservar siempre limpio el rodillo, hecho que se relaciona directamente con el rendimiento del equipo de compactación.

Es importante hacer notar que, al compactar los suelos, los rodillos pata de cabra dejan en ellos un



Rodillo pata de cabra auto-propulsado provisto de un tambor doble de 152.4 cm de diámetro y 183 cm de ancho, con 144 patas tronco-piramidales por tambor. Cada pata tiene 23.5 cm de longitud, 48.1 cm² de área y ejerce una presión de contacto de 46.1 a 60.1 kg/cm², según que el tambor esté vacío o lastrado con agua. La velocidad de operación llega hasta 13.9 km/hora.

porcentaje de vacíos mayor que los otros equipos de compactación (rodillos lisos, neumáticos, de rejillas y segmentados); esta circunstancia puede ser perjudicial y puede evitarse si se combinan diversos equipos de compactación al compactar suelos cohesivos.

El rendimiento de los rodillos pata de cabra está influido notablemente por la forma en que opera el equipo; por ejemplo, si los vástagos penetran en los mismos agujeros durante varias pasadas sucesivas, el rendimiento del equipo se reduce; para evitar que esto ocurra el operador debe procurar hacer un ligero cambio en el recorrido del rodillo. Para un equipo de características determinadas, el máximo rendimiento posible de operación puede calcularse burdamente aplicando la siguiente expresión:

$$E = \frac{a h v}{10 n} \quad (4-4)$$

En la que

- E = rendimiento del compactador, en m³ por hora.
- a = ancho del rodillo, en cm.
- h = espesor de la capa compactada, en cm.
- v = velocidad del compactador, en km/h.
- n = número de pasadas del equipo por el mismo lugar.

La deducción de la expresión 4-4 se considera obvia.

Los rendimientos de compactación de los rodillos pata de cabra aumentan siempre con la velocidad, siendo esta relación mayor cuando el número de pasadas es menor.

En la gráfica IV-11 se puede ver cómo aumenta el rendimiento del equipo a medida que pueden lograrse los resultados requeridos con menor número de pasadas, para una misma velocidad de operación. La gráfica se refiere a un equipo pata de cabra auto-

propulsado, con 2 pares de tambores de 183 cm de ancho cada uno, dispuestos en tándem; corresponde también a un espesor de capa de 23 cm.

Los rodillos pata de cabra rinden sus mejores resultados en suelos finos. La concentración de presión que producen los vástagos se ha revelado como muy útil para la rotura y disgregación de los grumos que se forman en las arcillas homogéneas por acción de las fuerzas de naturaleza capilar entre sus partículas. En suelos finos no homogéneos, con diferentes rangos de tamaños, la acción de las patas de cabra también es muy benéfica para romper y disgregar las diferentes

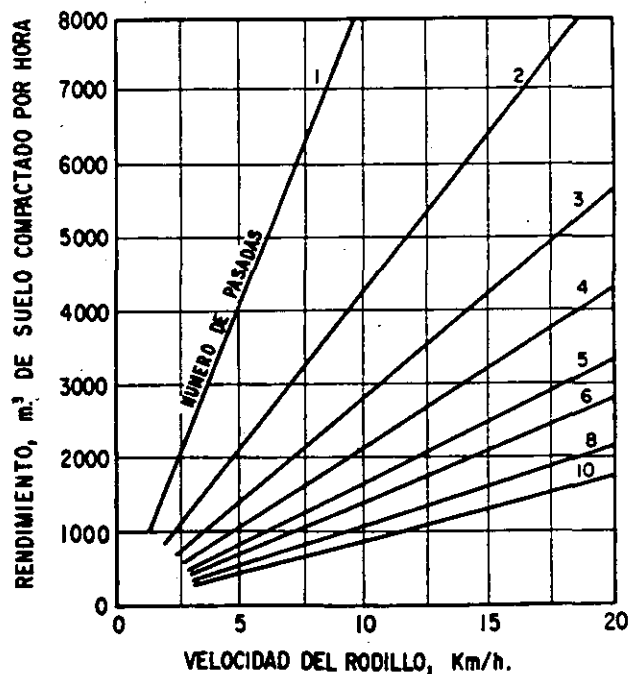
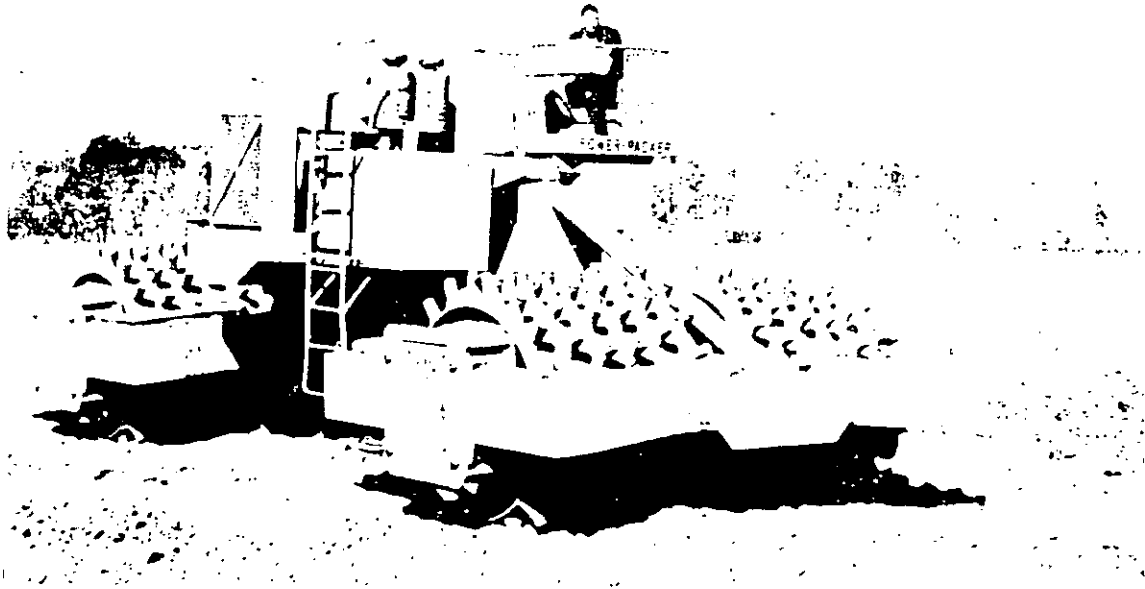


Figura IV-11. Relación entre el rendimiento de un equipo "pata de cabra", la velocidad de operación y el número de pasadas (Ref. 16).



Rodillo pata de cabra superpesado, de alta capacidad, con auto-propulsión, equipado con 4 tambores iguales, cuyos diámetros y anchos son de 152.4 cm. Está provisto de 120 patas tronco-cónicas por tambor, teniendo cada pata 23 cm de longitud y 64.4 cm² de área de contacto. Su velocidad de operación alcanza hasta 8 km/hora.

partículas y para unir entre sí las distintas capas de material compactado, pues al quedar distorsionada la superficie de cada capa, se compacta junto con la siguiente, lo que elimina la tendencia a la laminación. En arcillas blandas francas, además de que tiene la posibilidad de eliminar grumos, el rodillo pata de cabra resulta muy conveniente por la acción de amasado, ya descrita. En épocas recientes incluso se ha combinado la acción de los rodillos pata de cabra con la vibración, para incrementar la concentración de fuerzas sobre áreas pequeñas y favorecer el poder rompedor y mezclador de estos equipos. Se han desarrollado también dos tipos de compactadores que pueden considerarse como variantes del rodillo pata de cabra tradicional: el rodillo de rejillas y el segmentado.

El rodillo de rejillas se ha venido utilizando con éxito en materiales que requieren disgregación, pero en realidad ha dado buen resultado en una gran variedad de suelos, incluyendo arcillas homogéneas o

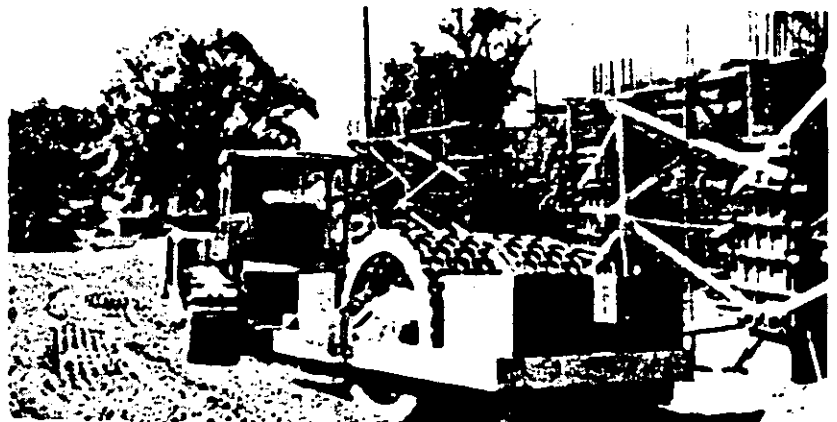
mezclas de arenas, limos y arcillas, con abundancia de finos. La superficie del cilindro la constituye una parrilla o malla fabricada con barras de acero, que forman una cuadrícula. Suelen lastrarse con bloques de concreto o arena húmeda. Por lo común se fabrican con alto peso (más de 14 ton, lastrados) y elevadas presiones de contacto (arriba de 20 kg/cm²).

El rodillo segmentado también se ha utilizado sobre todo con materiales que requieren disgregación, pero su uso se está extendiendo a varios tipos de suelos, incluso las arcillas no muy plásticas. Cada cilindro suele estar formado por tres ruedas adosadas, de aro interrumpido, lo cual forma la segmentación que da su nombre al equipo.

B Compactación por presión. Rodillos lisos y neumáticos

B-1 *Rodillos lisos.* Se dividen en dos grupos: remolcados y autopropulsados. Los primeros constan gene-

Rodillo de rejilla con tambor doble, cuya cuadrícula deja un espacio libre entre barras de 8.9 × 8.9 cm; su peso bruto varía de 2.82 ton vacío a 6.87 ton, lastrado totalmente. Este compactador está provisto de 4 cajas metálicas para lastrarlo y es remolcado por un tractor de oruga.



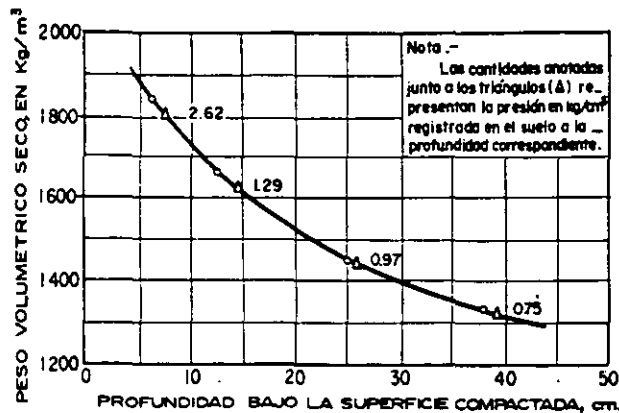


Figura IV-12. Disipación de la presión de contacto de un rodillo liso con la profundidad.

ralmente de dos tambores montados en un marco al que se sujetan los ejes; su peso varía por lo común de 14 a 20 ton y pueden lastrarse llenando un depósito sobre el marco con agua o arena húmeda. Los autopropulsados constan de una rueda delantera y una o dos traseras (normalmente dos); se fabrican con pesos de 3 a 13 ton (Ref. 17). El motor que los impulsa es de gasolina o diesel y pueden circular en velocidad directa o en reversa. Los rodillos lisos tienen su campo de aplicación circunscrito a los materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión, por no formar grumos o por no necesitar disgregado: por lo general son arenas y gravas relativamente limpias. También se utilizan mucho para el acabado de la superficie superior de las capas compactadas (terminación de la subrasante, de la base y de carpetas de mezcla asfáltica).

El efecto de la compactación de los rodillos lisos se reduce considerablemente a medida que se profundiza en la capa que se compacta, y el efecto de la compactación se produce de arriba hacia abajo. La Fig. IV-12 ilustra el efecto de disipación de la presión con la profundidad y de la eficacia compactadora de un rodillo liso de tres ruedas, con peso total de 9.5 ton, que actúa sobre un material arcillo-arenoso con un contenido de agua de 13.5% (Ref. 16).

Cuando se utiliza sólo el rodillo liso en arcillas y limos plásticos es común que al cabo de un cierto

número de pasadas lleguen a presentarse fracturas en la parte superior de la capa, debido a la rigidez que esta zona adquiere por excesiva compactación en comparación al lecho inferior de la misma capa, menos compactado, que adquiere una resistencia relativamente baja.

Las características principales de los rodillos lisos son su disposición, diámetro (con el que aumenta mucho la eficiencia), ancho y peso total. El espesor suelto de la capa de material que es posible compactar con rodillo liso varía de 10 a 20 cm.

En la tabla IV-4 se presentan las características más sobresalientes de los rodillos lisos autopropulsados de tres ruedas (Ref. 16).

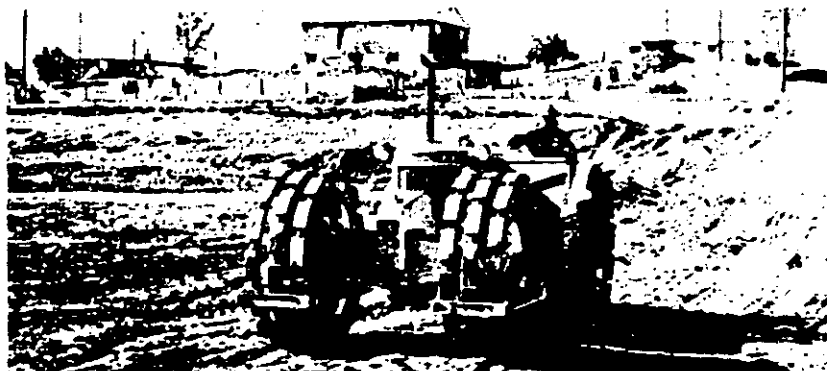
Tabla IV-4
Rodillos lisos autopropulsados de tres ruedas
Especificaciones comunes

Peso total	3.0 a 13.0 ton
Diámetro del rodillo frontal	86 a 120 cm
Diámetro de los rodillos traseros	94 a 160 cm
Ancho del rodillo frontal	61 a 122 cm
Ancho de los rodillos traseros	38 a 58 cm
Carga por unidad de ancho del rodillo frontal	14 a 43 kg/cm
Carga por unidad de ancho de los rodillos traseros	25 a 80 kg/cm

El rendimiento de un rodillo liso también se puede calcular en forma aproximada con la fórmula $R = \frac{a}{b}$. En los rodillos de tres ruedas el valor a debe considerarse como el ancho de la capa compactada, igual a la suma de los anchos de las tres ruedas menos el traslapo de las ruedas traseras sobre la delantera.

La Fig. IV-13 muestra el rendimiento de un rodillo liso de tres ruedas con peso de 10 ton, cuyas ruedas motrices tienen un ancho de 51 cm y dejan entre sí un espacio libre de 91.5 cm. El rendimiento se calculó considerando sólo el efecto de las ruedas motrices al actuar sobre una capa de 15 cm de espesor.

B-2 Rodillos neumáticos. La acción compactadora del rodillo neumático (con llantas rellenas de aire) tiene lugar fundamentalmente por la presión que transmite a la capa de suelo tendida, pero estos rodillos producen también un cierto efecto de amasado,



Compactador autopropulsado, de ruedas metálicas segmentadas, capaz de desarrollar velocidades hasta de 9.65 km/hora.

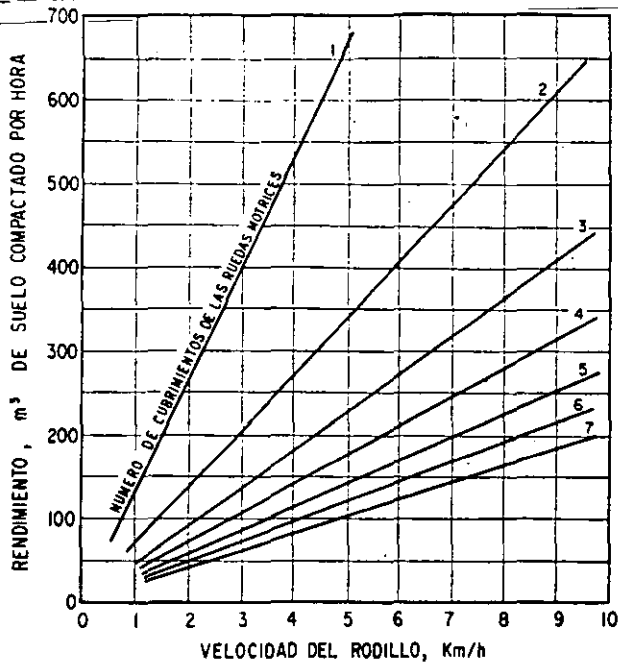
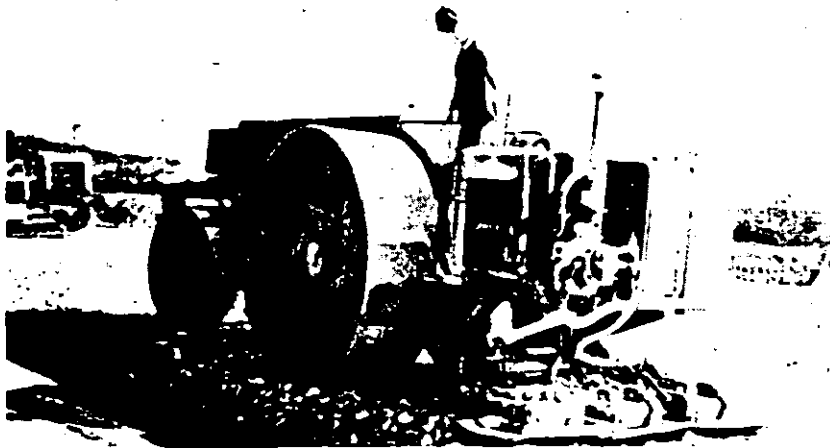


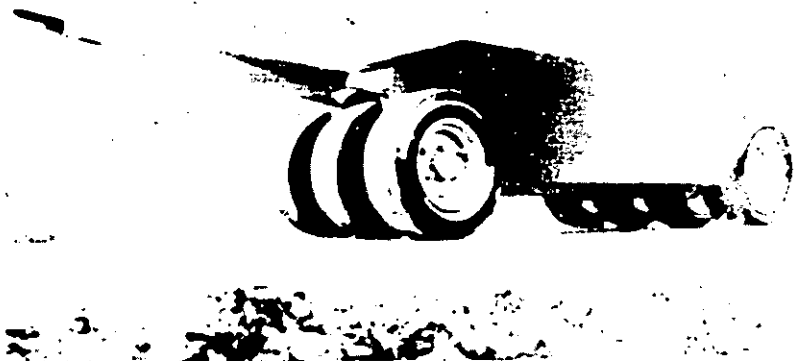
Figura IV-13. Relación entre el rendimiento de un rodillo liso, la velocidad de operación y el número de pasadas de las ruedas por el mismo punto (Ref. 16).

que causa al suelo grandes deformaciones angulares por las irregularidades (dibujo) de las llantas; este efecto ocurre a escala mucho menor que en los rodillos pata de cabra, pero tiene cierta importancia, sobre todo en la porción más superficial de la capa que se compacta. El rodillo aplica a la superficie de la capa prácticamente la misma presión desde la primera pasada; esta presión es casi igual a la presión de inflado de la llanta, si se descuentan pequeños efectos de rigidez de la llanta misma.

La superficie de contacto de la llanta depende del peso del rodillo y de la presión de inflado; su forma es más o menos elíptica. La presión que se transmite no es rigurosamente uniforme en toda el área de aplicación, pero para simplificar suele hablarse de una presión media de contacto. Para lograr una aplicación más o menos uniforme de la presión a una cierta profundidad bajo la superficie es preciso que las llantas delanteras y traseras del equipo tengan huellas que se superpongan ligeramente; es usual buscar una disposición tal que deje a ambos lados 2/3 de huella libre entre las superposiciones. Podría pensarse que la eficacia compactadora pudiese crecer de manera indiscriminada con la presión de inflado, pero esto no es del todo cierto, pues si la presión no es demasiado grande, a ambos lados de



Rodillo liso de 3 ruedas, compactando una capa de roca triturada. En la parte posterior lleva acoplado un compactador vibratorio de 3 placas.



Rodillo neumático tipo remolcado, con peso máximo de 11 ton y presión de inflado de 3 kg/cm².

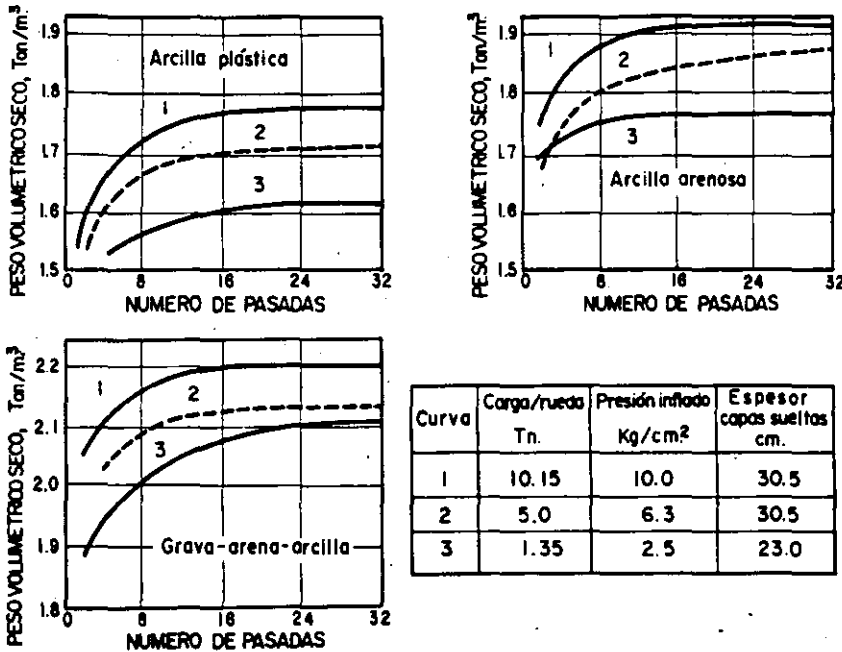


Figura IV-14. Compactación con rodillo neumático. Efecto del número de pasadas y de la presión de inflado en el peso volumétrico seco de diversos suelos (Refs. 13 y 18).

la huella se producen concentraciones que hacen aparecer presiones horizontales adicionales que ayudan al asentamiento de las partículas de suelo y a su mezclado; así, la elección de la presión de inflado se ha de hacer con base en varios factores, a alguno de los cuales se hará referencia más adelante.

El acabado superficial de las capas compactadas con rodillos neumáticos suele tener la rugosidad suficiente para garantizar una buena liga con la capa

superior. En la Fig. IV-14 se ilustra el efecto del número de pasadas y de la presión de inflado en el peso volumétrico seco obtenido para varios suelos (Refs. 13 y 18).

Nótese que la forma de las curvas es la misma para los tres suelos y que en todos los casos es nificante el incremento de peso volumétrico arriba de 16 pasadas. Esto no ocurriría si el contenido de agua fuera inferior al óptimo, pues se ha observado que en tal caso el peso volumétrico seco aumenta aun cuando se incremente mucho el número de pasadas. Al observar la figura se deduce también la gran influencia de la presión de inflado en el proceso de compactación.

En la Fig. IV-15 (Ref. 4, también citado en la Ref. 19) se presenta otro importante aspecto relativo a los problemas prácticos de compactación. Es

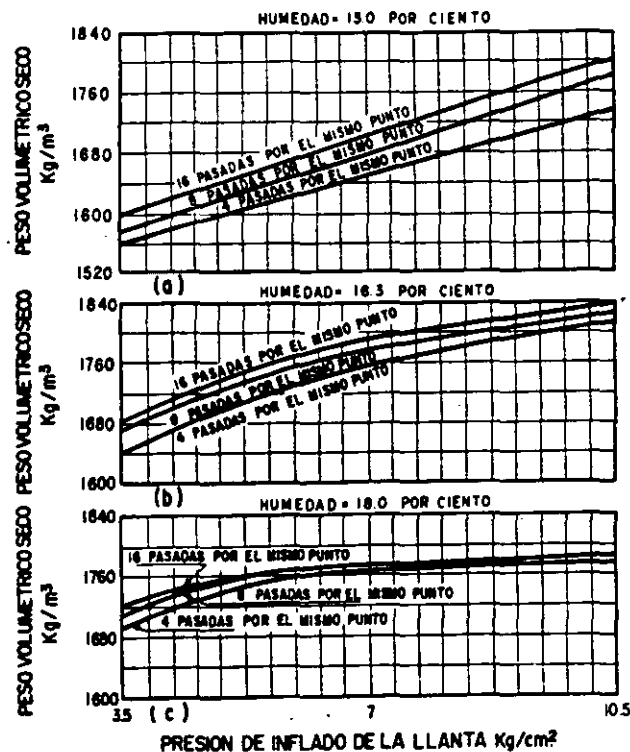


Figura IV-15. Efecto de la presión de inflado, del número de pasadas y de la humedad de compactación — Rodillo neumático (Ref. 4).

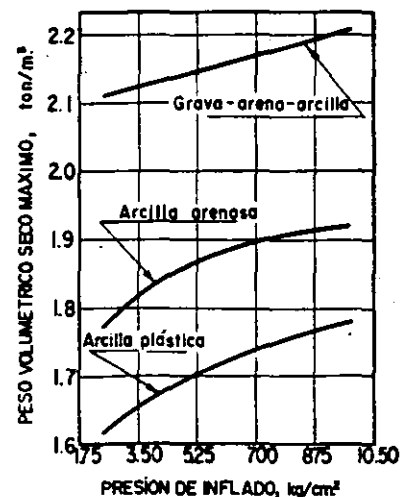


Figura IV-16. Compactación con rodillo neumático. Relación entre presión de inflado y peso volumétrico seco máximo (Refs. 13 y 18).

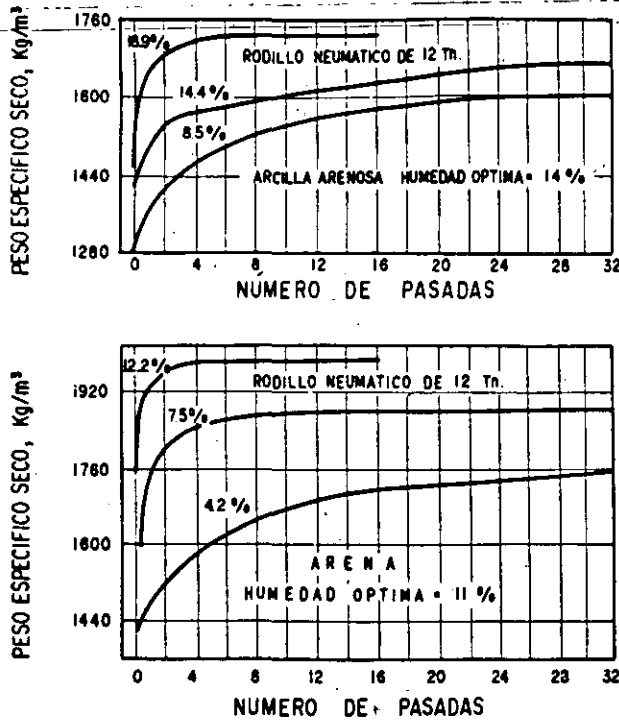


Figura IV-17. Gráfica que muestra el efecto del contenido de agua y el número de pasadas del equipo sobre la compactación.

el de los pesos volumétricos secos que se obtienen con rodillo neumático en función de la presión de la llanta, del número de pasadas y del contenido de agua del suelo, un limo de baja compresibilidad (ML). Puede observarse que para la humedad más alta manejada en la prueba (18%) influyó poco el aumento en el número de pasadas de 4 a 16, y otro tanto puede decirse del aumento de la presión de la llanta a partir de cierto valor. Al disminuir la humedad de compactación, el aumento de la presión de la llanta se traduce en una mayor eficiencia, según ya se dijo, y el número de pasadas también ejerce mayor efecto. Nótese cómo, para una humedad de compactación dada, el aumento de la presión de las llantas del rodillo permite disminuir en gran medida el número de pasadas necesario para lograr

un cierto peso volumétrico seco. Nótese también la gran influencia de la humedad de compactación en la eficiencia del proceso.

En cualquier tipo de suelo, un incremento en la carga por rueda o en la presión de inflado produce un aumento en el peso volumétrico seco máximo, como se puede apreciar en la Fig. IV-16.

Ese incremento va acompañado de una disminución en el contenido de agua óptimo. No obstante, es poco recomendable aumentar la presión de inflado sin incrementar en la misma proporción la carga por rueda, pues ello reduciría el área de contacto, haría que no se presentasen las presiones de confinamiento horizontal de que ya se habló y tendería a producir mayores variaciones del grado de compactación con la profundidad.

En la Fig. IV-17 se tipifican otros datos de interés con base en una investigación realizada por el Road Research Laboratory de Londres, Inglaterra.

En la figura se muestran los resultados de la compactación de dos suelos, una arena y una arena arcillosa, efectuada con un rodillo neumático relativamente ligero y de ruedas múltiples. La humedad óptima que se señala es la correspondiente a la prueba británica estándar, que es muy similar a la AASHTO estándar, la cual se mencionará más adelante en este mismo capítulo. Aparecen curvas que relacionan el peso volumétrico seco con el número de pasadas que se dieron a diferentes contenidos de agua en el suelo; debe notarse cómo la humedad ejerce una gran influencia en la eficiencia del equipo, al grado de que con un cierto contenido de agua es posible alcanzar un peso volumétrico que con otra humedad no podría lograrse prácticamente con ningún número de pasadas concebible. Ello hace ver que la elección de humedad de compactación en el campo no puede fijarse con base en ninguna idea rutinaria, por ejemplo con el criterio simplista tan frecuente de que sea igual a la humedad óptima de alguna prueba de laboratorio de control, aun cuando ésta pudiera ser una guía. Una vez más resalta la idea básica de que la humedad conveniente para trabajar con un cierto equipo en determinado suelo, no tiene por qué ser igual a la humedad óptima de la prueba de laboratorio que se vaya a usar para controlar los tra-

Rodillo neumático tipo remolcado, de 4 llantas, cada una de las cuales lleva montada una caja oscilatoria. La unidad de 4 secciones se fabrica con peso total de 13.5 a 91 ton y presión de inflado de 5.6 a 10.6 kg/cm².



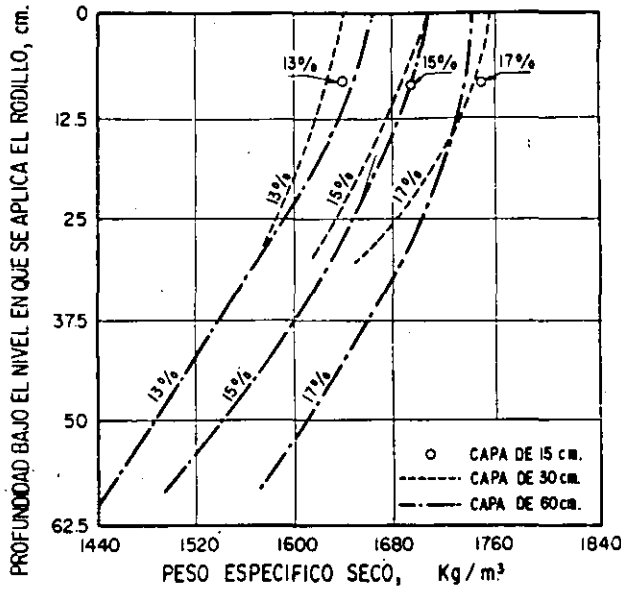


Figura IV-18. Influencia del espesor de la capa y el contenido de agua en la compactación. Rodillos neumáticos (Refs. 4 y 19).

bajos de compactación. La razón principal, obviamente, es que las energías de compactación son distintas en ambos casos.

En la Fig. IV-17 se ve también cómo se reduce la eficiencia del equipo de compactación a partir de cierto número de pasadas, que depende del suelo y de su contenido de agua.

En la Fig. IV-18 (Ref. 4, también citada en la Ref. 19) se muestran otros resultados de interés, esta vez relacionados con la eficiencia de la compactación de rodillos neumáticos según el espesor de la capa tendida y sometida a compactación.

Se presentan datos correspondientes a capas de tres espesores: 15, 30 y 60 cm. Se ven los pesos volumétricos secos que se obtuvieron con tres contenidos

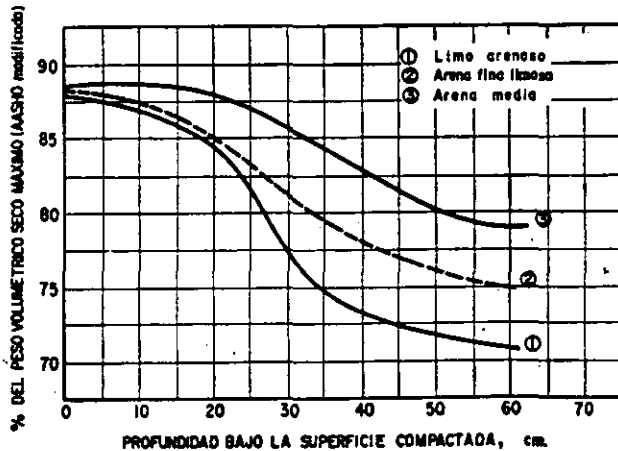


Figura IV-19. Influencia de un rodillo neumático a lo largo de la profundidad de la capa compactada (Ref. 16).

de agua; en este caso se utilizó un rodillo neumático pesado y se compactó suelo arcilloso homogéneo. Una lección práctica que se desprende de la gráfica siguiente: al realizar trabajos de campo siempre se exige al constructor un cierto peso volumétrico mínimo en todo el espesor de la capa; puede verse que para lograr tal fin y no tener problemas de control de calidad, al constructor probablemente le conviene emplear un equipo que dé pesos volumétricos mayores que el exigido en los niveles superiores de una capa potente, para así garantizar el que se exige en los inferiores. La gráfica también permite ver la influencia del espesor de la capa en la selección del equipo de compactación y en la eficiencia y el costo de la operación. Se observa que la elección del espesor de la capa no es arbitraria, sino que resulta estar íntimamente ligada al equipo disponible, la humedad de compactación, etc. Para un equilibrio eficaz, todos estos factores suelen requerir del uso de terraplenes de prueba en que se realicen las investigaciones previas necesarias.

La Fig. IV-19 (Ref. 16) complementa hasta cierto punto la información de la figura anterior. En ella se ilustra la forma en que el esfuerzo de compactación afecta al suelo a distintas profundidades.

Se utilizó un compactador de rodillos neumáticos de 14 ton de peso y 13 llantas repartidas en dos ejes, con aproximadamente una tonelada de carga por llanta; el área de contacto fue de 19 x 38 cm y la presión de inflado de 2.5 kg/cm²; los tres suelos estudiados se colocaron en capas sueltas de 75 cm de espesor y se compactaron con 6 pasadas. Puede observarse que la eficacia del rodillo disminuye con bastante rapidez con la profundidad, si bien no tanto como en los rodillos lisos.

Los rodillos neumáticos suelen disponerse en uno o dos ejes, sobre los que normalmente existe una plataforma o depósito para el lastre; pueden ser remolcados o autopropulsados. Los rodillos ligeros por lo general son autopropulsados, pesan menos de 13 ton y están provistos de 9 a 13 ruedas en dos ejes. Los de peso medio varían de 13 a 25 ton y suelen tener de 4 a 11 ruedas, en uno o dos ejes. Los pesados se fabrican con pesos de 25 a 110 ton y por lo común tienen 7 ruedas en dos ejes o 4 en un solo eje.

Existe un tipo de compactador neumático denominado de ruedas bamboleantes, que tiene las ruedas de uno de sus ejes en posición oblicua respecto al mismo, lo que contribuye a aumentar el efecto de amasado; esto incrementa la eficiencia del equipo en los suelos finos en que tal efecto es deseable.

En la tabla IV-5 se muestran las características más comunes de los rodillos neumáticos.

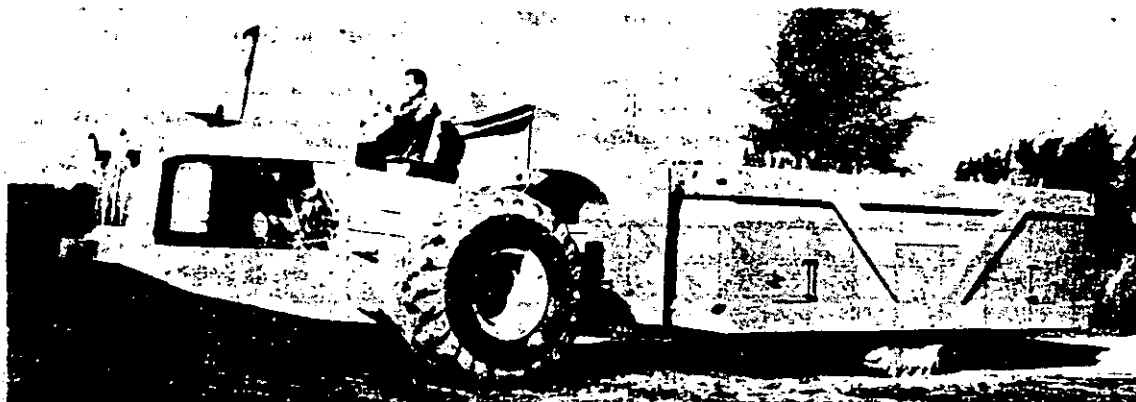
Influyen en el rendimiento de los compactadores de rodillos neumáticos la carga por rueda, la presión de inflado, el ancho del rodillo, el porcentaje de cubrimiento por pasada, el traslape entre pasadas y la velocidad del compactador. Aunque cada caso puede ser diferente de los demás, en la tabla IV-6 se anotan, a manera de ilustración, los rendimientos promedio de varios rodillos neumáticos que se obtuvieron al compactar una arena arcillosa hasta alcanzar un 95% del peso volumétrico seco máximo determinado por medio de una prueba Proctor estándar:

Tabla IV-5

Rodillos neumáticos	Especificaciones comunes
Ancho total del equipo	152 a 305 cm
Tamaño de la llanta	7.50 × 15 a 30 × 40 plg
Espaciamiento entre ruedas, centro a centro	45.6 a 76.2 cm
Peso total del rodillo	6 a 110 ton
Carga por rueda	0.6 a 27 ton
Presión de inflado	1.76 a 10.6 kg/cm ²
Presión de contacto	1.5 a 8.5 kg/cm ²
Area de contacto	480 a 3,730 cm ²



Rodillo neumático autopulsado, con 30 ton de peso máximo y 7 ruedas.



Rodillo neumático tipo remolcado, con 4 llantas, peso máximo de 100 ton y presión de inflado de 3.5 a 10.5 kg/cm².

Tabla IV-6
Rendimientos promedio de rodillos neumáticos

Peso del rodillo	Carga por rueda	Presión de inflado	Ancho de la faja compactada	Velocidad del rodillo	Número de pasadas	Espesor de la capa compactada	Rendimiento de suelo compactado
ton	ton	kg/cm ²	m	km/h	—	cm	m ³ /h
13.44	1.35	2.54	2.08	3.65	4	12.7	199
22.4	2.26	5.64	2.13	3.65	4	15.2	245
50.4	5.09	6.34	2.35	3.65	4	17.7	321
50.4	5.09	9.86	2.35	3.65	4	20.3	367
50.4	10.18	6.34	2.35	3.65	4	22.8	550
50.4	10.18	9.86	2.35	3.65	4	25.4	611

La Fig. IV-20 muestra los rendimientos máximos de un rodillo neumático pesado, con una carga por rueda de 11.4 ton, una presión de inflado de 10.6 kg/cm² y un ancho de 3.05 m, al compactar una capa de material de 23 cm; se considera un cubrimiento completo por pasada, para un ancho de capa compactada igual al del rodillo, por lo que la gráfica debe considerarse ideal, en forma análoga a otras gráficas similares que se han presentado en este capítulo para distintos tipos de rodillos.

A medida que el suelo se compacta, su resistencia a la penetración va aumentando, por lo que a veces resulta conveniente emplear al principio equipos que transmitan presiones de contacto relativamente bajas, y utilizar en las etapas finales de la compactación otros que puedan transmitir presiones mayores. Existen rodillos neumáticos autopropulsados provistos de un dispositivo especial que permite al operador variar la presión de inflado de las llantas hasta cierto límite, sin interrumpir el proceso de compactación; los cambios de presión se efectúan con una compresora conectada a las llantas. En la actualidad hay equipos de este tipo que pueden variar la presión de inflado de 2.1 a 7 kg/cm², lo que permite aumentar la eficiencia de un proceso y abatir sus costos. Estos equipos se utilizan sobre todo en la compactación de la capa subrasante.

Los rodillos neumáticos se usan principalmente en los suelos arenosos con finos poco plásticos, en los que no existen grumos cuya disgregación requiera grandes concentraciones de presión, como las que producen los rodillos pata de cabra; en estos suelos resulta eficiente la aplicación de presiones uniformes en áreas mayores, lo que incluso evita que se produzcan zonas sobrefatigadas en el material compactado.

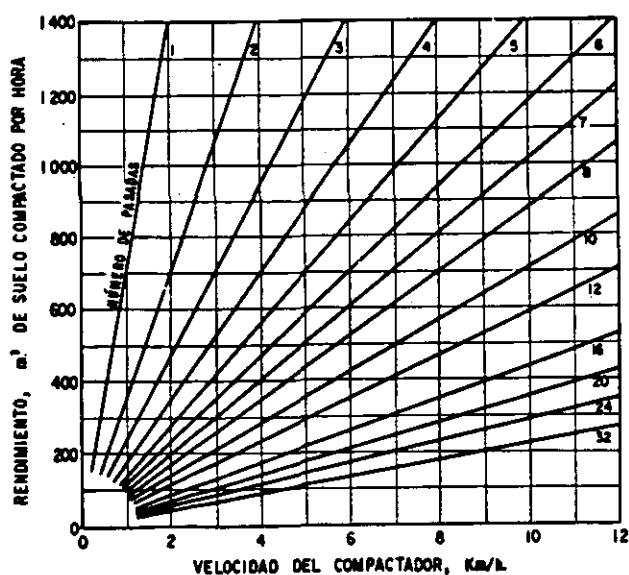


Figura IV-20. Relación entre el rendimiento de un rodillo neumático, la velocidad de operación y el número de pasadas de las ruedas por un mismo punto (Ref. 16).

En limos poco plásticos también son eficientes los rodillos neumáticos.

B-3 Comparación de resultados entre rodillos neumáticos y pata de cabra. Con frecuencia no es posible distinguir los campos de aplicación práctica de los rodillos neumáticos y de los de pata de cabra, según ha quedado ya establecido, de manera que en numerosos casos, para muchas organizaciones la elección de uno u otro equipo es casi cuestión de costumbre o de preferencia particular. Se ha dicho con frecuencia que del mecanismo de compactación del rodillo pata de cabra se puede esperar una compactación más uniforme que la que es posible obtener con rodillos neumáticos; y como la uniformidad es una característica altamente deseable, en el pasado esa opinión inclinaba a muchos constructores a preferir los rodillos pata de cabra en los casos de duda. Sin embargo, los datos cuantitativos disponibles no corroboran tal opinión, sino la contraria; es decir, se inclinan en favor del rodillo neumático. Estos datos se ilustran en la tabla IV-7, tomada en la Ref. 13. En ella se ve que, con una misma presión de inflado, crece la uniformidad que se logra con los rodillos neumáticos al aumentar la carga por rueda, y que, en el caso de los rodillos pata de cabra, se insinúa una ligera ventaja en favor del vástago de forma prismática (tipo c de la Fig. IV-4).

Tabla IV-7

Variación del peso volumétrico seco con la profundidad en una capa compactada

I. Rodillo pata de cabra

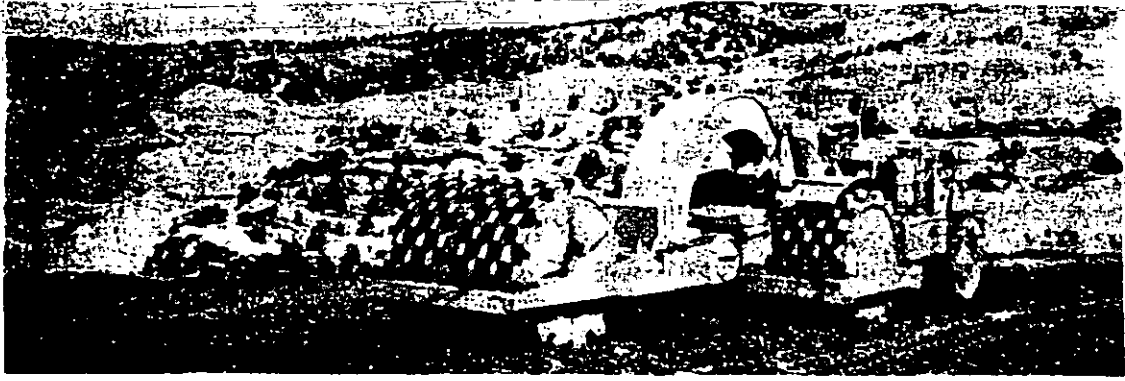
Espesor de la capa compactada: 15 cm.

Tipo de suelo	Relación entre el peso volumétrico seco medio en el tercio inferior y el peso volumétrico seco medio en el resto de la capa	
	Pata tipo a de la Fig. IV-4, de 17.5 cm de longitud	Pata tipo c de la Fig. IV-4, de 19.5 cm de longitud
Arcilla plástica	0.88	0.88
Arcilla limosa	0.82	0.88
Arcilla arenosa	0.80	0.90
Mezcla de grava, arena y arcilla	1.00	0.86

II. Rodillo neumático

Espesor de la capa compactada: 30 cm.

Tipo de suelo	Relación entre el peso volumétrico seco medio en el tercio inferior y el peso volumétrico seco medio en el resto de la capa			
	10300 kg por rueda	10300 kg por rueda	5150 kg por rueda	5150 kg por rueda
	9.9 kg/cm ²	6.35 kg/cm ²	9.9 kg/cm ²	6.35 kg/cm ²
Arcilla plástica	0.93	0.93	0.88	
Arcilla arenosa	0.95	0.94	0.90	
Mezcla de arcilla, grava y arena	0.95	0.95	0.95	0.96



Rodillo apisonador autopropulsado, que tiene una forma de pata apisonadora, especialmente diseñada para trabajar a velocidades hasta de 24.1 km/hora.

Además de este hecho, cuyo conocimiento no parece estar suficientemente extendido, se sabe de otras ventajas de uno de estos tipos de rodillos sobre el otro.

a. En suelos residuales, el rodillo pata de cabra logra mayor uniformidad y es más eficiente que el neumático, debido a que la concentración de presión que producen sus patas permite desintegrar fragmentos de roca intemperizada.

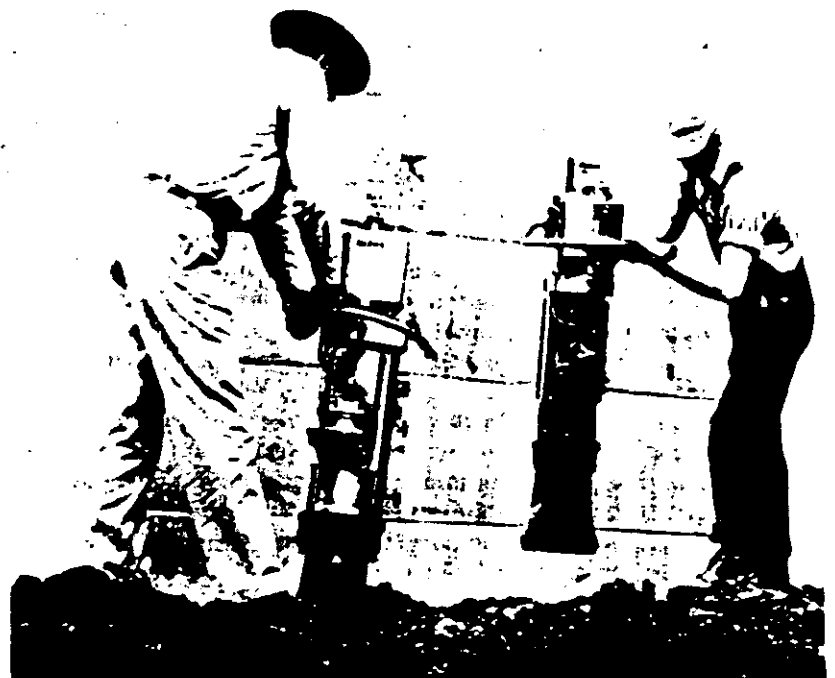
b. Por razones que ya se han mencionado, el rodillo pata de cabra produce una mejor unión entre capas sucesivas que los rodillos neumáticos.

c. Los rodillos neumáticos pueden compactar capas más gruesas y a mayor velocidad que los rodillos pata de cabra. Además de la ventaja económica que esto implica, el mayor espesor de capa permite incluir material grueso de mayor tamaño.

d. En suelos con grandes guijarros, las llantas neumáticas permiten una distribución de esfuerzos más uniforme, en tanto que el tambor rígido del rodillo pata de cabra suele puentearse sobre sus vástagos entre tales guijarros, dejando prácticamente sin compactar el suelo intermedio.

C Compactación por impacto

En los procedimientos de compactación por impacto es muy corta la duración de la transmisión del esfuerzo. Los equipos que pueden clasificarse dentro de este grupo son los diferentes tipos de pisones, cuyo empleo está reservado a áreas pequeñas, y ciertas clases de rodillos apisonadores (tamper) semejantes en muchos aspectos a los rodillos pata de cabra, pero capaces de operar a velocidades mucho mayores que estos últimos, lo que produce un efecto de impacto sobre la capa de suelo que se compacta.



Compactadores de pisón, accionados por motor de explosión, compactando un suelo en una superficie de área pequeña.

Los pisones pueden ir desde los de tipo más elemental, de caída libre y accionados a mano, hasta aparatos bastante más complicados movidos por compresión neumática o por combustión interna. Sobre todo por razones de costo, en todos los casos su empleo está limitado a determinadas partes de la estructura vial, tales como zanjas, desplante de cimentaciones, áreas adyacentes a alcantarillas o estribos de puentes, cobertura de alcantarillas, etc. y en donde no puedan usarse otros equipos de compactación de mayor rendimiento, por razones de espacio o por temor al efecto de un peso excesivo.

Los pisones de caída libre pueden ser desde simples mazas unidas a un mango y accionadas por un hombre, hasta mazas de 2 ó 3 ton que se izan con cables y se dejan caer desde uno o dos metros de altura. Estos modelos pesados, accionados por una máquina apropiada, se han usado con éxito en la compactación de grandes fragmentos de roca.

Los pisones neumáticos o de explosión se levantan del suelo por la reacción que ellos mismos generan al funcionar contra el propio suelo, lo que basta para elevarlos 15 ó 20 cm. Se les considera apropiados para compactar suelos cohesivos, pero pueden resultar convenientes en otros tipos de suelos.

Actualmente se fabrican pisones con pesos desde 30 hasta 1,000 kg. Pisones de media tonelada han producido excelentes compactaciones con 5 ó 6 cubrimientos sobre capas de 20 a 25 cm; se han reportado rendimientos del orden de 200 a 250 m³/h.

Los rodillos apisonadores (tamper) operan a velocidades de 20 ó 25 km/h, y ello, unido a la forma, las dimensiones y la separación de sus patas, hace que su efecto sobre el suelo sea básicamente el de una compactación por impacto. Todavía no se han estudiado suficientemente los resultados obtenidos al usar estos rodillos, pero parece que su mejor rendimiento se logra en suelos finos con abundante contenido de grava y guijarros o en suelos finos residuales que contengan fragmentos de roca parcialmente intemperizados.

D Compactación por vibración

Para la compactación por vibración se emplea un mecanismo, bien sea del tipo de masas desbalanceadas o del tipo hidráulico pulsativo, que proporciona un efecto vibratorio al elemento compactador propiamente dicho. La frecuencia de la vibración influye de manera extraordinaria en el proceso de compactación, y se ha visto que su intervalo de variación óptimo puede estar comprendido entre 0.5 y 1.5 veces la frecuencia natural del suelo, lo que lleva al aparato a frecuencias prácticas del orden de 1,500 a 2,000 ciclos por minuto, si bien existen en el mercado equipos comerciales cuya frecuencia alcanza hasta 5,000 ciclos por minuto. El elemento compactador propiamente dicho lo constituyen reglas, placas o rodillos.

Hay varios factores inherentes a la naturaleza de la vibración que influyen de manera substancial en resultados que rinde el equipo; los principales son:

a) La frecuencia, esto es, el número de revoluciones por minuto del oscilador.

b) La amplitud, generalmente medida por distancia vertical en casi todos los equipos comerc.

c) El empuje dinámico que se genera en cada impulso del oscilador.

d) La carga muerta, es decir, el peso del equipo de compactación, sin considerar el oscilador propiamente dicho.

e) La forma y el tamaño del área de contacto del vibrador con el suelo.

f) La estabilidad de la máquina.

Además existen otras características de gran influencia referentes al suelo por compactar. De muchas de ellas se hablará en lo que sigue, pero conviene destacar ahora el contenido de agua del suelo y su naturaleza propiamente dicha. En el caso de la vibración, para obtener la máxima eficiencia de compactación, el contenido de agua óptimo del suelo suele ser bastante menor que el que el mismo requeriría para ser compactado por otro procedimiento.

Quizá la ventaja principal de la aplicación de la vibración a las técnicas de compactación estriba en la posibilidad de trabajar con capas de mayor espesor que las que es común usar con otros compactadores; esto aumenta el rendimiento del proceso y reduce el costo de la operación. Por ejemplo, en suelos del tipo GW o GP, la compactación por vibración puede conseguir con facilidad el mismo resultado en capas de $\frac{1}{2}$ que el que se lograría con el uso de rodillos típicos muy pesados en capas de 20 ó 30 cm de espesor. Ya se ha hablado de la práctica estadounidense de compactación de capas de 1.20 m, si bien usando rodillos vibratorios de peso excepcional.

Los procedimientos de compactación de campo combinan siempre la vibración con la presión; la vibración utilizada sola resulta poco eficiente. La presión es necesaria para vencer los nexos interparticulares que se producen tanto en los suelos gruesos como en los finos.

En los suelos gruesos, la vibración es conveniente porque reduce por instantes en forma considerable la fricción interna de los granos. La presión estática debe vencer esta fricción en todo su valor, por un mecanismo en el que incluso aumenta mucho la resistencia al deslizamiento de los granos, precisamente por el aumento en la presión normal. En el movimiento vibratorio que un suelo friccionante sufre bajo el compactador por vibración, se produce una orientación de las partículas en el momento en que tienden a separarse y una fuga de las partículas más finas hacia los huecos entre las partículas más grandes.

En diversas pruebas (Ref. 20) se ha llegado a apreciaciones cuantitativas de la reducción de la fricción interna que se consigue por un proceso vibratorio; ésta ha llegado a ser de 15 veces en arenas y de 40 en arcillas. A este efecto reductor de la fricción se debe a la presión del compactador, con sus cargas de presión y esfuerzo cortante, las que además de mejorar el acoplamiento entre las partículas y aumentar la

posibilidad del relleno de huecos, contrarrestan las fuerzas de tensión capilar que pueden existir entre los granos de arena. También esta aparente cohesión por capilaridad se ha cuantificado en forma experimental (Ref. 20); las presiones para vencerla son del orden de 0.5 a 1 kg/cm² en gravas y arenas, y de 4 a 7 kg/cm² en arcillas compactadas al 90% del peso volumétrico seco máximo correspondiente a la prueba Proctor modificada.

Las fuerzas de cohesión aparente son menores cuanto mayor sea el tamaño de las partículas predominantes en el suelo, de manera que en gravas y fragmentos de roca no son muy relevantes. Ello no obstante, se ha visto que el contenido de agua del material que se compacta juega un papel importante también en estos suelos; este punto se discutirá con mayor detalle cuando se trate de la compactación de pedraplenes, más adelante en este mismo capítulo. Puede anticiparse que cuando se compacta un suelo muy grueso con vibración se propicia la salida rápida del agua durante el proceso, si ésta existiera en cantidad importante, lo que conduce a la conclusión práctica de que las gravas y los fragmentos de roca podrán compactarse exitosamente con contenidos de agua muy bajos.

Si el suelo grueso (arena y grava) contiene una cantidad apreciable de finos y su contenido de agua es alto, la compactación por vibración puede dificultarse notablemente. Desde el punto de vista de la compactación por métodos vibratorios convendrá siempre que dicho contenido de finos no exceda el 10% (Ref. 21).

Cuanto más uniforme sea la arena o la grava, más difícil será compactar intensamente la parte superficial del suelo. De hecho, un espesor quizá del orden de los 10 cm tendrá menor compactación que zonas más profundas, pero este hecho carece usualmente de una importancia especial; si sobre la capa compactada vienen otras, al compactar éstas se resolverá la situación. En el caso de las carreteras, la última capa de una base se compactará con la carpeta o con la capa de revestimiento. La compactación de los suelos gruesos uniformes con métodos vibratorios pueden mejorarse humedeciéndolos en forma intensa y dando las pasadas finales a alta velocidad; también ayuda el dar las últimas pasadas con vibraciones de pequeña amplitud. No está claro por el momento el papel del agua en estos casos, pero su acción densificante podría relacionarse con el humedecimiento de las aristas de las partículas gruesas, que propicia su aplastamiento bajo las altas presiones que se producen en los contactos entre los granos en los suelos uniformes, en los que cada partícula se apoya en sus vecinas a través de pocos puntos, en los que se producen altas presiones (capítulo I).

El papel del agua es en cambio muy claro cuando se compactan con vibración suelos gruesos en los que existan presiones capilares importantes entre sus granos; el añadir agua disminuye la tensión capilar y propicia el acomodo de los granos.

De hecho esta idea ha conducido a métodos prácticos para la compactación de arenas gruesas, gravas y fragmentos de roca. Otras veces se "arma" la capa por compactar dándose las primeras pasadas con un contenido de humedad bajo (se usa para tal armado la cohesión aparente que da la capilaridad) y se añade agua a medida que se dan las pasadas subsecuentes, con lo que se busca eliminar los efectos de capilaridad.

La Fig. IV-21 ilustra el efecto favorable que pueden tener los métodos vibratorios de compactación en un caso particular dado.

La figura se refiere a un proceso de compactación que se realizó en Inglaterra para la autopista Lancashire-Yorkshire, en el que se compactaron pedraplenes con tamaño máximo de 60 cm, con 90 cm de espesor de capa, con el empleo de rodillos neumáticos de 50 ton y rodillos de rejilla de 13.5 ton, como representativos de los métodos estáticos de compactación, así como rodillos vibratorios de 8 y 5 ton para aplicar vibración a los pedraplenes. Es de notar la gran ventaja de la vibración en este proceso.

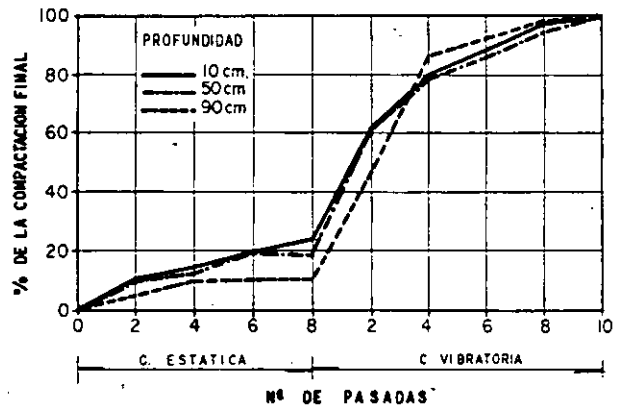


Figura IV-21. Ilustración de la eficacia de la compactación por vibración (Ref. 20).

En la Fig. IV-22 (Ref. 20) se puede apreciar lo que influye la frecuencia de vibración en los procesos de compactación. Se presentan datos de un rodillo vibratorio de 5 ton de peso que compacta una capa de 60 cm de espesor de un suelo gravo-arenoso. La misma figura ilustra el efecto de disipación de la compactación con la profundidad, para el mismo caso particular.

En lo que se refiere a los suelos finos arcillosos que se compactan por vibración, se ha visto una influencia muy grande del contenido de agua; las arcillas poco húmedas exigen grandes energías de compactación y los equipos que las compacten han de ejercer adicionalmente grandes presiones. El compactador ha de vencer las fuerzas internas que aglutinan los granos de arcilla, lo que exige presiones adicionales a la vibración del orden de 8 kg/cm², tal como más atrás se ha comentado. Este requerimiento hace que el espesor de las capas que pueden manejarse sea mucho menor que en el caso de arenas y otros suelos friccionantes, así como que la compactación haya de darse con equipos pesados pata de cabra o neumáticos.

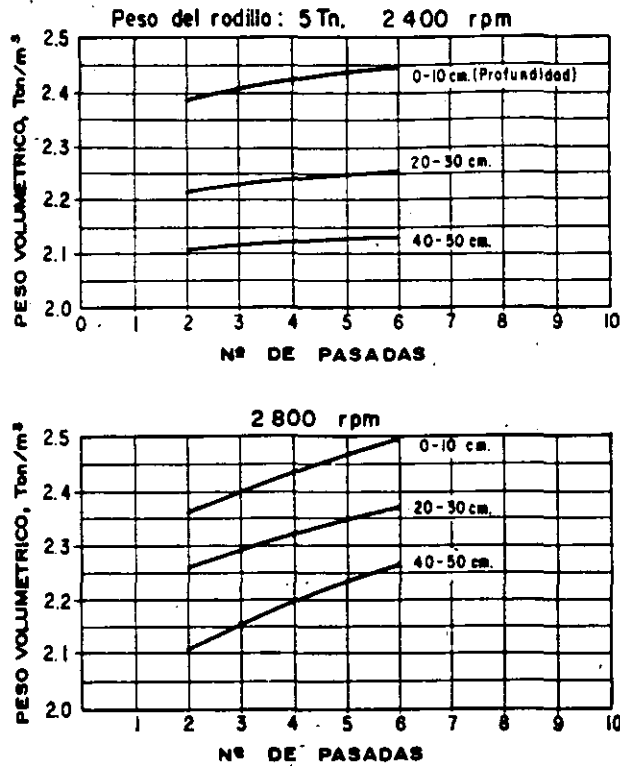


Figura IV-22. Influencia de la frecuencia del vibrador en un proceso de compactación (Ref. 20).

capaces de dar la presión requerida adicional a la vibración.

No están del todo definidos los mecanismos a través de los que la vibración actúa en las arcillas húmedas, en condición más o menos plástica, pero parece ejercer un efecto favorable al hacer variar la viscosidad de las sustancias coloidales, fenómeno que se ha detectado en masas de arcilla en vibración. Las arcillas húmedas pueden compactarse con energías mucho menores que las más secas y con equipos que ejerzan una presión adicional también mucho menor. Por otra parte (Ref. 21) se ha visto que en las arcillas blandas homogéneas, en las que puede ser relativamente fácil alcanzar una cierta compactación, puede hacerse muy difícil elevar el nivel del proceso en forma substancial. Se ha dicho (Ref. 21) que puede llegar a ser imposible hacer llegar en el campo y con cualquier equipo vibratorio a una arcilla blanda homogénea a pesos volumétricos secos superiores a un 90% de los

que adquieren en el laboratorio en una prueba AASHO modificada, del tipo de la que más adelante se describe en este mismo capítulo.

Se ha visto que la vibración puede disminuir la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas, probablemente al producir una degradación estructural (capítulo I) gradual y permanente. El efecto es tanto más notorio cuanto más sensible sea la arcilla. La Fig. IV-23 (Ref. 22) hace ver claramente estos efectos en un caso particular; la resistencia al esfuerzo cortante se midió con pruebas de veleta.

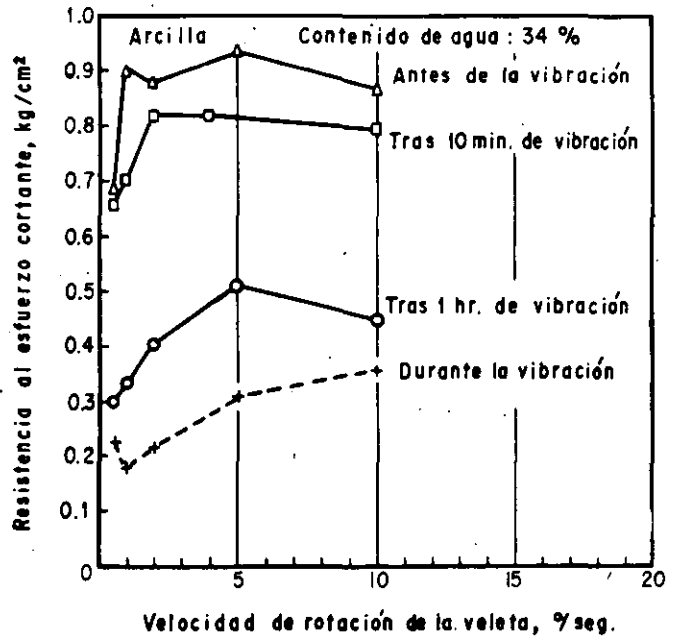


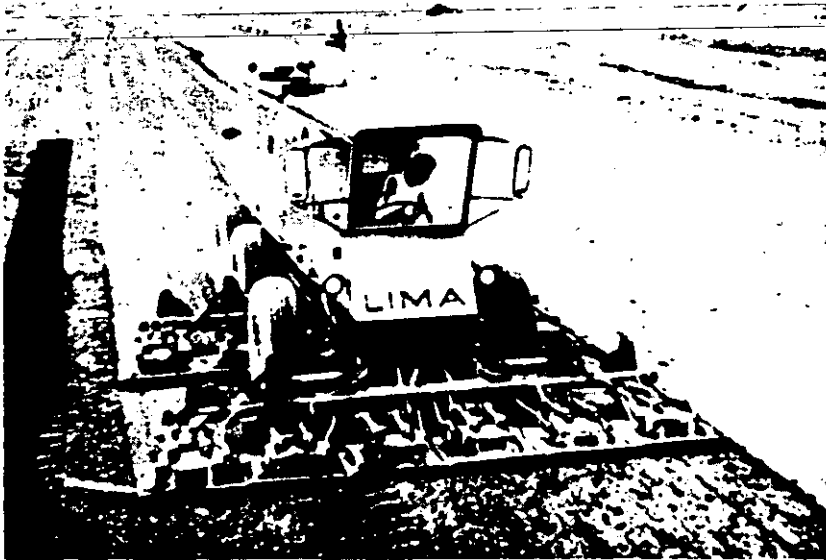
Figura IV-23. Variación de la resistencia al esfuerzo cortante de una arcilla con vibración (Ref. 22).

Los limos y los suelos limosos pueden compactarse adecuadamente por métodos vibratorios cuando su contenido de agua es próximo al óptimo y cuando los espesores de capa no son excesivamente grandes.

Uno de los equipos vibratorios de más extenso uso es el manual de placa, en el que ésta es accionada por un operador que utiliza un mango o maneral; si se opera de modo eficiente, puede avanzar unos 10 m por minuto. Las placas vibratorias también pueden montarse en un bastidor al que remol-



Compactador vibratorio de una sola placa, accionado por un motor eléctrico y provisto de dos manerales para moverlo.



Compactador vibratorio de placas múltiples.

que un tractor. En la tabla IV-8 se dan las características más comunes de los compactadores vibratorios de placa.

Tabla IV-8

Compactadores vibratorios de placa
Especificaciones comunes

Peso total del compactador	70 a 6,000 kg
Peso de cada unidad vibratoria	70 a 204 kg
Area de contacto de la placa	1,540 a 13,900 cm ²
Presión de contacto de la placa	0.04 a 0.43 kg/cm ²
Amplitud de la vibración	2.03 a 12.7 mm
Frecuencia	420 a 2,800 ciclos minuto
Ancho de la faja compactada	38 a 980 cm
Velocidad de operación	0.05 a 26.0 km/hora

La operación de equipos vibratorios combinada con la acción de rolado constituye la aplicación más común de los métodos vibratorios; esto se describe en el siguiente párrafo de este inciso.

La Fig. IV-24 (Ref. 22) muestra los valores de las presiones dinámicas que ejercen a diferentes profundidades algunos de los equipos vibratorios actualmente en boga.

Puede verse el comportamiento de los equipos en el intervalo de presiones 0.5-1.0 kg/cm², como se dijo necesario para romper la tensión capilar en los suelos friccionantes y en la zona de más altas presiones, que requieren las arcillas. En el caso de los rodillos lisos

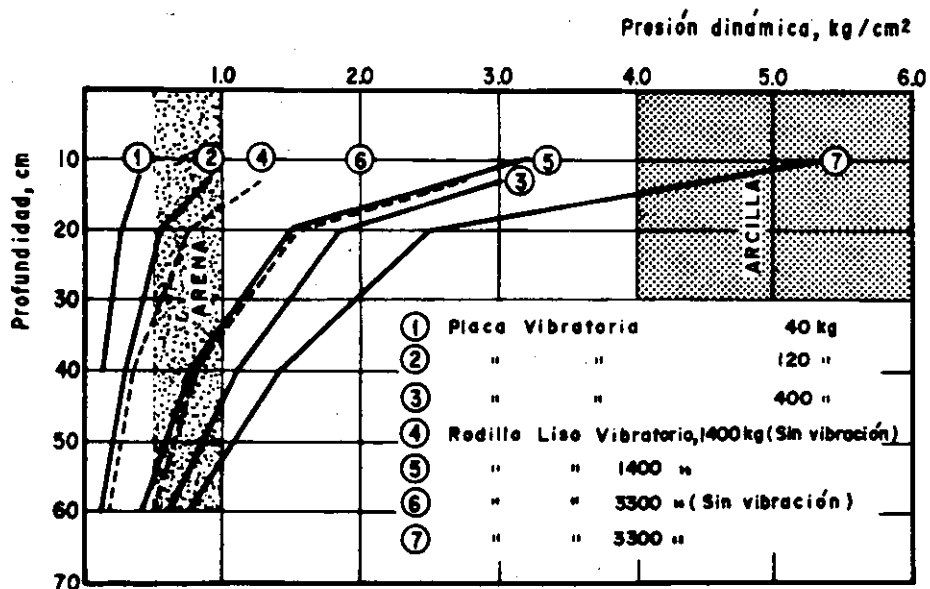


Figura IV-24 Presiones dinámicas ejercidas a diferentes profundidades por algunos equipos vibratorios (Ref. 22).

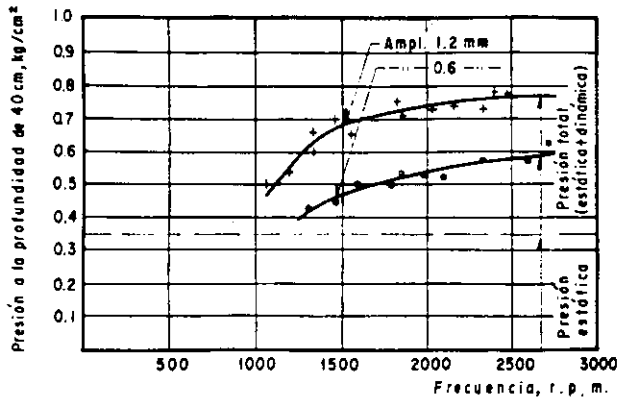


Figura IV-25. Influencia de la frecuencia y la amplitud en las presiones ejercidas por un rodillo liso vibratorio (Ref. 22).

se presentan resultados sin y con vibración, que hacen muy clara la eficacia de esta última.

La Fig. IV-25 (Ref. 22) ilustra el ya mencionado efecto de la frecuencia de la vibración y de la amplitud de la misma en las presiones ejercidas por un equipo vibratorio, que en este caso fue un rodillo liso, provisto de aditamentos de masas desbalanceadas. Nótese el incremento de presión con la vibración, así como el aumento de la misma cuando la frecuencia alcanza valores de 1,500 r.p.m. o algo superiores; esta influencia de la frecuencia disminuye rápidamente para aumentos adicionales. Debe notarse también la gran influencia de la amplitud.

A los métodos de vibración en el campo le son aplicables muchos de los conceptos que se han venido manejando para otros tipos de compactadores; por ejemplo, la información básica contenida en la Fig. IV-7 es válida, así como también lo es la que se refiere al efecto del número de pasadas, muy relevante al principio y mucho menos eficiente posteriormente.

E Compactación por métodos mixtos

La tecnología actual está desarrollando un número de equipos en los que se busca combinar los efectos de dos o más de los sistemas tradicionales, a fin de lograr una especialización de las acciones que garantice un resultado óptimo para cada caso particular. Como es natural, el uso de muchos de estos equipos difícilmente se justificará para empresas y organismos que no tengan un alto grado de diferenciación en sus trabajos; en otros casos, aún no hay suficiente experiencia acerca de los propios equipos.

En el compactador de rodillo liso vibratorio, la unidad vibrante se acopla a un equipo liso convencional. Existen remolcados y autopropulsados. Su eficiencia es mayor en los suelos granulares, y pueden combinar los efectos de la vibración y la presión que ya se discutieron, aun en capas de espesor mucho mayor de las que sería capaz de compactar el rodillo liso por sí solo. Son muy eficientes para la compactación de concretos asfálticos.

Existen también de tipo manual, de muy pequeñas dimensiones. En la Fig. IV-26 (Ref. 16) aparecen gráficas de peso volumétrico seco —contenido de agua para tres tipos de suelos, que se compactaron pas de 23 cm, con 32 pasadas de un rodillo liso, con vibración en el tambor delantero; el peso del equipo era de 2.2 ton en total y tenía presiones de 12 y 17 kg/cm por unidad de ancho de los rodillos delantero y trasero, respectivamente.

Las curvas continuas se refieren al equipo con vibración, en tanto que las discontinuas dan datos de la compactación con equipo que no utiliza ese recurso. Puede verse que es menor el contenido de agua que el suelo requiere cuando se usa la vibración que cuando se emplea el mismo sistema pero sin vibración, como ya se dijo antes.

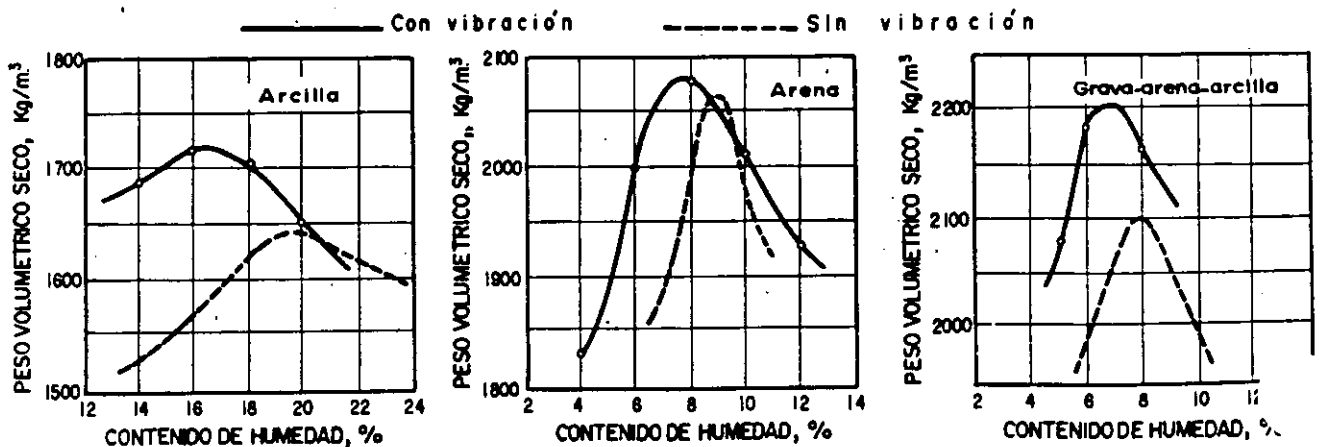


Figura IV-26. Compactación de los contenidos de agua óptimos del suelo en compactación con rodillo liso, con o sin vibración (Ref. 16).

En la tabla IV-9 se muestran las características más comunes de los rodillos lisos vibratorios.

Tabla IV-9
Compactadores lisos vibratorios
Especificaciones comunes

Diámetro del rodillo	53 a 122 cm
Ancho del rodillo	61 a 183 cm
Peso total del rodillo	0.2 a 13 ton
Velocidad de avance	0.5 a 6 km/h
Frecuencia de vibración	1,050 a 5,000 rpm
Amplitud de vibración	Del orden de 1 mm

Entre estos datos tiene especial importancia la velocidad de avance del rodillo, pues influye mucho en la energía de compactación, por ser independiente de la frecuencia.

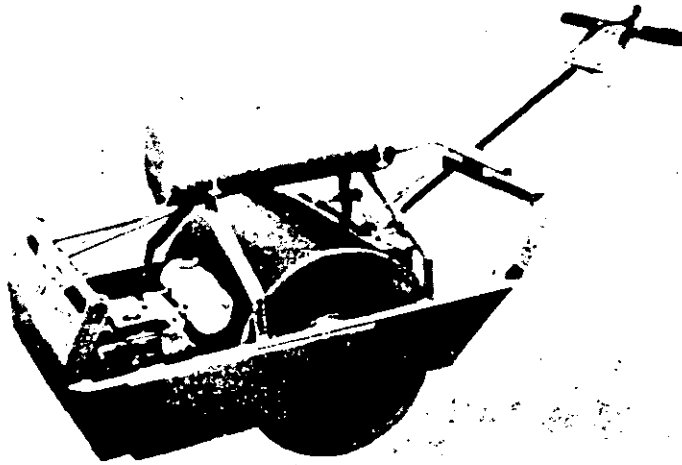
El compactador neumático vibratorio por lo general es de tipo remolcado y encuentra su mejor aplicación en suelos arenosos bien graduados, arenas limosas e, incluso, en arenas arcillosas. Es más eficiente que los rodillos lisos cuando aumenta el contenido de finos del suelo friccionante, pues en este caso logra transmitir sus efectos a mayor profundidad.

Los rodillos pata de cabra con aditamento vibratorio generalmente son de tipo remolcado y se recomiendan para compactar suelos finos arcillosos. Además de otras ventajas que ya se mencionaron, su uso permite utilizar mayor espesor de capa.

La combinación de los rodillos lisos y neumáticos es por lo común a base de ruedas con llantas en el eje trasero y rodillos lisos en el delantero. Suele ser un equipo autopropulsado y tener un aditamento que le permite alzar cualquiera de las dos clases de tambores que posee, de manera que en realidad puede operar con tres modalidades diferentes. Por esta razón, el equipo goza de amplia difusión entre las empresas constructoras.

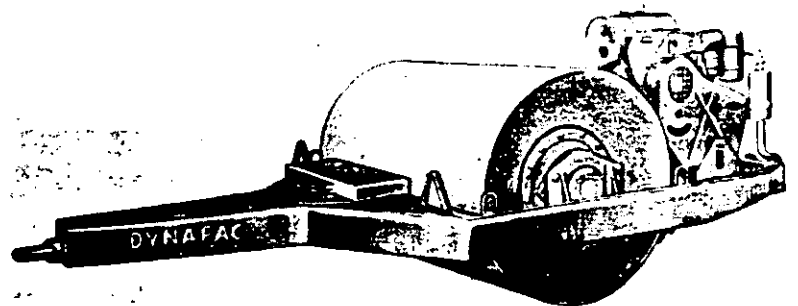
En ocasiones esta combinación se hace aún más versátil dotándola de un vibrador, por lo general adaptado al rodillo liso.

El rodillo liso también se puede combinar con placas o plataformas vibratorias; esto los convierte en equipos muy eficientes para compactar pequeños fragmentos de roca, gravas y mezclas de estos suelos con arena, y permite manejar capas de mucho mayor espesor que las que es posible compactar sólo con rodillo liso.



Rodillo liso vibratorio de propulsión a mano con peso de 203 kg, diámetro de 53 cm y ancho de 61 cm. El mecanismo vibratorio está accionado por un motor de gasolina.

Rodillo liso vibratorio tipo remolcado, con 3.9 ton de peso, 1.9 m de ancho del tambor, 8 ton de fuerza dinámica y 1400 a 1600 vibraciones por minuto. Su velocidad de operación varía de 3 a 5 km/hora.



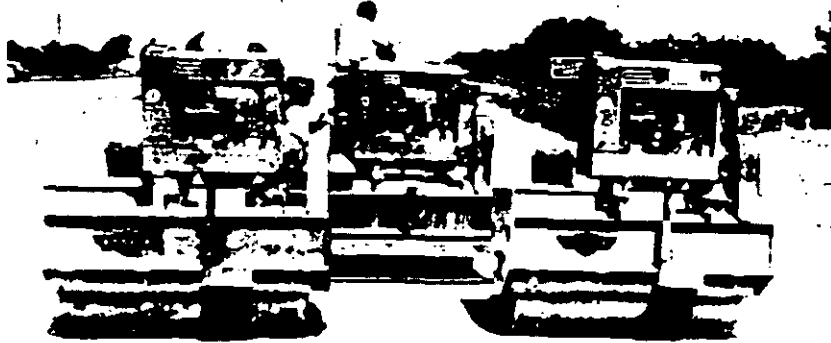
Los rodillos lisos también se usan combinados con rodillos lisos vibratorios, y en ocasiones incluso se añade a esta combinación un eje con rodillos segmentados. Estos equipos suelen tener mecanismos elevadores, que permiten levantar cualquier rodillo, lo que hace aún más versátil al conjunto.

IV-5 ALGUNAS IDEAS UTILES EN LA EJECUCION DE LOS TRABAJOS DE COMPACTACION EN EL CAMPO. GRADO DE COMPACTACION

Desde luego, el primer requisito para quien aspire a realizar un buen trabajo de compactación es conocer razonablemente bien los suelos que se vayan a compactar; esto ha de lograrse por medio de la ex-

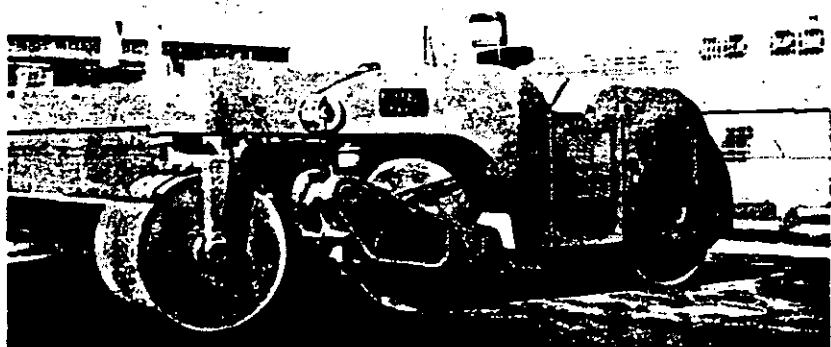
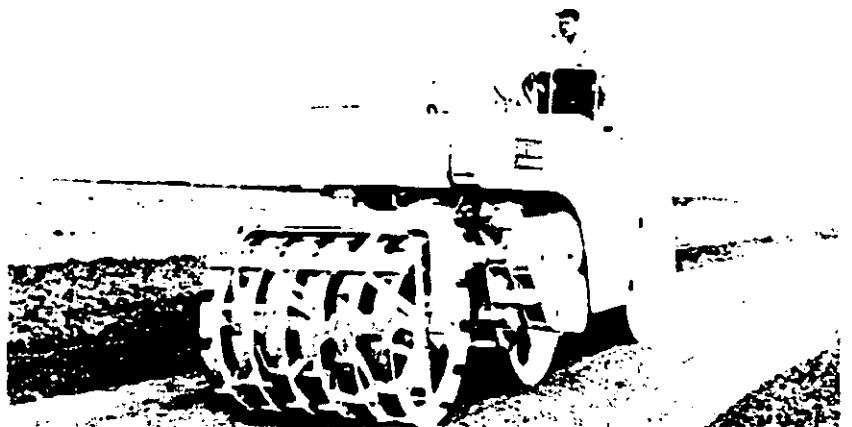
ploración general que se realice a lo largo de la línea, con objeto de producir el estudio geotécnico del yecto, y por la exploración particular que se efectúe en los bancos de donde se extraerán los materiales. Para tales fines deberán recabarse muestras representativas y completas (40 ó 50 kg), a fin de realizar con ellas las necesarias investigaciones de laboratorio.

La humedad natural del suelo en el campo es un dato importante. También lo será la información que se logre al obtener curvas de compactación, siguiendo el procedimiento de laboratorio que se estime reproduce mejor las condiciones de campo; de ello se hablará en un párrafo posterior de este mismo capítulo.

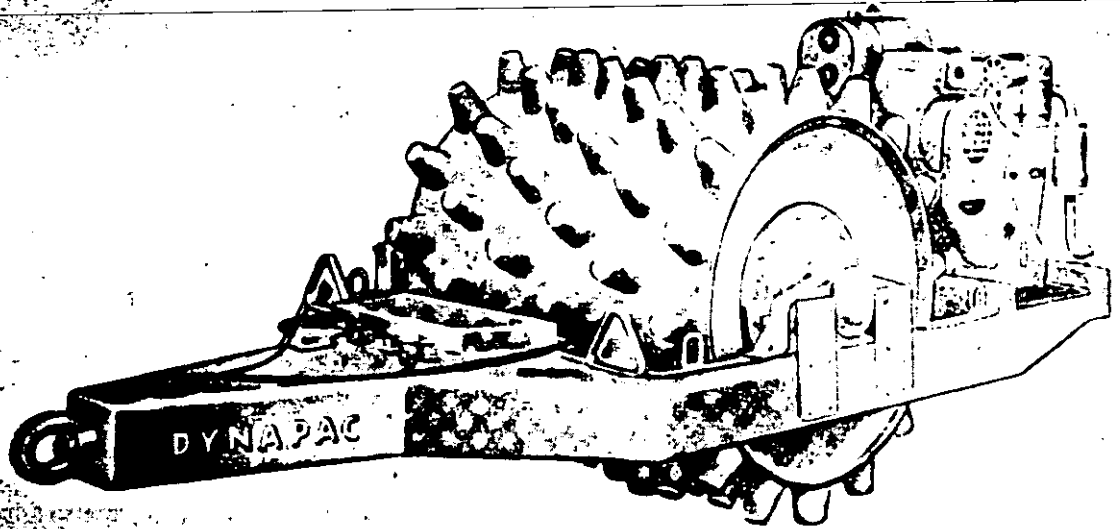


Combinación de 3 rodillos lisos vibratorios, remolcados por un solo tractor.

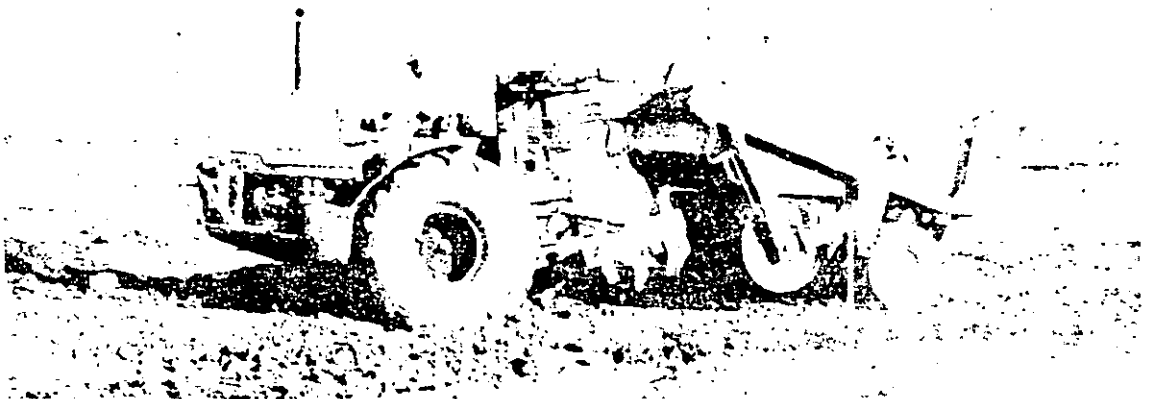
Compactador compuesto de un rodillo segmentado al frente, un rodillo liso vibratorio y un rodillo liso atrás.



Compactador compuesto de 3 rodillos, con el central vibratorio, el cual puede levantarse para convertir el equipo en un compactador convencional de 2 rodillos lisos en tándem.



Rodillo pata de cabra vibratorio, del tipo remolcado, con peso total de 3.9 ton, fuerza dinámica de 10 ton y frecuencia de 1 400 a 1 600 vibraciones por minuto. El tambor está provisto de 98 patas tronco-cónicas.



Compactador compuesto de rodillo liso y rodillo neumático. Presión de inflado de las llantas, hasta 7.0 kg/cm²; carga por cm de ancho del rodillo liso, de 21.4 a 95.5 kg; velocidad de operación hasta de 16.1 km/hora.



Rodillo neumático vibratorio de tipo pesado, con un solo eje y dos llantas, remolcado por un tractor de oruga.

También se deben investigar las características de expansión y contracción por secado del suelo, para fijar el porcentaje de cambio de volumen que puede sufrir el suelo en la operación de la vía terrestre; la expansión deberá estudiarse en especímenes compactados y saturados, y la contracción secando el suelo compactado.

La elección del equipo de compactación es fundamental, desde luego. Antes de la elección, además de las características de los suelos que se vayan a compactar, deberán sopesarse cuidadosamente las condiciones estructurales que se desea obtener, de acuerdo con las condiciones de la vía terrestre que se construya y con la ubicación de la zona que se compacte dentro de la sección transversal de la misma. Las consideraciones más importantes que se deben ponderar antes de elegir el equipo apropiado en un caso dado son las siguientes:

- a. Tipo de suelo.
- b. Variaciones del suelo dentro de la obra.
- c. Tamaño e importancia de la obra que se vaya a ejecutar.
- d. Especificaciones de compactación fijadas por el proyecto.
- e. Tiempo disponible para ejecutar el trabajo.
- f. Equipo que ya se posea antes de comenzar los trabajos.

La selección de un equipo de compactación es fundamentalmente un asunto de economía. El lector que haya seguido con atención lo expuesto sobre las características y los campos de aplicación de los diferentes equipos disponibles, se habrá percatado de los

enormes traslapes de campos de aplicabilidad entre unos equipos y otros, y es que, en realidad, el arrollo de los equipos ha sido empírico, regido por impulsos comerciales y por necesidades prácticas y sólo rara vez, resultado de un proceso de investigación científica rigurosa. En consecuencia, el ingeniero suele tener varias alternativas de equipo, entre las que deberá decidir, escogiendo la combinación más favorable a sus intereses económicos; es decir, la que lo lleve a satisfacer al mínimo costo los requisitos de calidad impuestos por el proyecto.

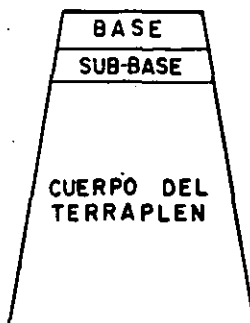
En el párrafo IV-4 de este capítulo se presentaron ya los campos de acción de los diferentes equipos, así como las características de éstos que deben buscarse para hacerlos más eficientes y eficaces. La tabla IV-10 (Ref. 11) ofrece un resumen de los criterios allí expuestos, vertido a través de la opinión de su autor, la que se basa en su propia experiencia, con conclusiones que pudieran no ser compartidas por todos los especialistas.

Tablas como la IV-10 existen en gran profusión dentro de la literatura alusiva, y cada una de ellas refleja la experiencia que han acumulado diferentes instituciones y equipos técnicos. Naturalmente que no es posible reproducirlas aquí todas, ni siquiera las más importantes y completas; sin embargo, se ha juzgado conveniente reproducir en la tabla IV-11 una de las de mayor interés. La información está tomada de la Ref. 21 y se refiere a las características de compactación de los suelos, no sólo en lo que respecta al problema de compactación, sino a otros varios; aun cuando sea cuestionable su inclusión en este lugar, desde el punto de vista del orden de presentación del material, se ha juzgado preferible citarla en conjunto,

Tabla IV-10

Una indicación sobre elección de equipos de compactación

SIMBOLO	SUCS*	MATERIAL	TAMPER	TAMPER	PATA DE CABRA	PATA DE CABRA	LISO VIBRATORIO	LISO VIBRATORIO	PATA DE CABRA	PATA DE CABRA	NEUMATICO	NEUMATICO
			AUTOPROPSULSADO	REMOLCADO	AUTOPROPSULSADO	REMOLCADO	PEQUEÑO	PESADO	VIBRATORIO, PEQUEÑO	VIBRATORIO, PESADO	LIGERO	PESADO
		GRANULAR LIMPIO					1	1			3	2
		GRANULAR CON POCOS FINOS	1	1			1	1	2	2		2
		ROCA	2	2				1		2		
GW, GP, SW		ARENA, GRAVA	2	2			1	1	2	2		2
SP		ARENA UNIFORME					1	1	2	2		3
SM, GM		ARENAS O GRAVAS LIMOSAS	1	1	4	4	3	3	2	2		
ML, MH		LIMOS	1	1	2	2			3	3		
GC, SC		ARENAS O GRAVAS ARCILLOSAS	1	1	2	2			3	3		
CH, CL		ARCILLAS	1	1	2	2				3		3



sin fragmentaciones que limiten el panorama global. Es obvio que el lector deberá colocarse hasta cierto punto en guardia contra este tipo de información de carácter tan general y condensado; una tabla como la IV-11 puede ser una excelente norma de criterio, pero desde luego no exime al ingeniero encargado de una obra particular de la obligación de hacer todos los estudios de detalle que se requieran para definir claramente las condiciones concretas a que haya que enfrentarse.

Como ya se dijo, en un proyecto específico suelen fijarse los requerimientos de compactación estableciendo un cierto peso volumétrico seco que se debe alcanzar con el equipo que se utilice. A su vez, el valor de este peso proviene por lo general de un estudio de laboratorio en el que se realizan pruebas de compactación al suelo que haya de manejarse; de entre todas las pruebas disponibles se elige aquella que

mejor represente el proceso de compactación de campo y que garantice un nivel de compactación suficiente para poder asegurar el comportamiento deseado al material en el campo. Ha de comentarse, por cierto, que con frecuencia los ingenieros olvidan el aspecto de representatividad de la prueba de laboratorio que utilizan y les basta ampararse en una prueba suficientemente enérgica como para confiar en que se están estableciendo niveles de compactación lo bastante altos como para obtener en el campo un material de buen comportamiento, independientemente de que rara vez o casi nunca se investigan las características finales de ese material. Este es quizá el error más común o la deficiencia más grave en relación con el manejo práctico de las técnicas de compactación; los autores de este libro esperan que cuando el lector haya terminado la lectura de este capítulo, especialmente de la parte que se refiere a

Tabla IV-11

Características de utilización de los suelos, agrupados según succ.

Sim-bolo	Características de compactabilidad	Peso volumétrico seco máx. típico (Proctor estándar ton/m ³)	Compresibilidad y expansión	Permeabilidad y características de drenaje	Características como material de terraplén	Características como subrasante	Características como base	Características como pavimento provisional	
								c/revestimiento ligero	c/tratamiento asfáltico
GW	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático. Respuesta perceptible al bandedo con tractor.	1.9 a 2.1	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Muy estable	Excelente	Muy buena	Regular a mala	Excelente
GP	Buenas. Rodillos lisos vibratorios, rodillo neumático. Respuesta perceptible al bandedo con tractor.	1.8 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable. Muy buenas	Estable	Buena a excelente	Regular	Pobre	Regular
GM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra ligeros.	1.9 a 2.2	Ligera	Semipermeable. Drenaje pobre.	Estable	Buena a excelente	Regular a mala	Pobre	Regular a pobre
GC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.8 a 2.1	Ligera	Impermeable. Mal drenaje	Estable	Buena	Regular a buena	Excelente	Excelente
SW	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1.7 a 2.0	Prácticamente nula	Permeable. Buen drenaje	Muy estable	Buena	Regular a mala	Regular a mala	Buena
SP	Buenas. Rodillos neumáticos o vibratorios.	1.6 a 1.9	Prácticamente nula	Permeable. Buen drenaje	Razonablemente estable en estado compacto.	Regular a buena	Mala	Mala	Regular a mala

Tabla IV-11 (Continuación)

Símbolo	Características de compactabilidad	Peso volumétrico seco máx. típico (proctor estándar ton/m ³)	Compresibilidad y expansión	Permeabilidad y características de drenaje	Características como material de terraplén	Características como subrasante	Características como base	Características como pavimento provisional	
								c/revestimiento ligero	c/tratamiento asfáltico
SM	Buenas. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.7 a 2.0	Ligera	Impermeable. Mal drenaje	Razonablemente estable en estado compacto	Regular a buena	Mala	Mala	Regular a mala
SC	Buenas o regulares. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.6 a 2.0	Ligera a media	Impermeable. Mal drenaje	Razonablemente estable	Regular a buena	Regular a mala	Excelente	Excelente
ML	Buenas a malas. Rodillos neumáticos o pata de cabra.	1.5 a 1.9	Ligera a media	Impermeable. Mal drenaje	Mala estabilidad si no está muy compacto	Regular a mala	No debe usarse	Mala	Mala
CL	Regulares a buenas. Rodillos pata de cabra o neumáticos	1.5 a 1.9	Media	Impermeable. No drena	Buena	Regular a mala	No debe usarse	Mala	Mala
OL	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra o neumáticos.	1.3 a 1.6	Media a alta	Impermeable. Mal drenaje	Inestable. Debe evitarse su uso	Mala	No debe usarse	No debe usarse	Muy mala
MH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra o neumáticos.	1.1 a 1.6	Alta	Impermeable. Mal drenaje	Inestable. Debe evitarse su uso	Mala	No debe usarse	Muy mala	Muy mala
CH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra.	1.3 a 1.7	Muy alta	Impermeable. No drena	Regular. Vigílese la expansión	Mala o muy mala	No debe usarse	Muy mala	No debe usarse
OH	Regulares a malas. Rodillos pata de cabra.	1.0 a 1.6	Alta	Impermeable. No drena	Inestable. Debe evitarse su uso	Muy mala	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse
Pt	No debe usarse	—	Muy alta	Regular o mal drenaje	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse	No debe usarse

las propiedades de los materiales compactados, pueda comprender que para estar seguro de contar con un proyecto adecuado no basta con emplear un estándar de compactación "alto", basado en un estudio de laboratorio que utilice una prueba de compactación de alta energía específica. La prueba pudiera no ser representativa del modo de compactación que se utilice en el campo, de manera que aun cuando los suelos compactados en el laboratorio con aquel procedimiento tuviesen las propiedades adecuadas (y pocos son los ingenieros que investigan a fondo cuáles son las propiedades de verdadero interés de los suelos

que compactan, verificando por ejemplo su resistencia, su compresibilidad o que poseen una adecuada ley de esfuerzo-deformación) pudiera ser que el equipo en el campo obtuviese un suelo con propiedades distintas y quizá poco adecuadas, para el mismo peso volumétrico.

De todos modos, el peso volumétrico en el campo se fija con base en una prueba de laboratorio o consecuencia de la diferencia esencial que existe entre ambos procesos de compactación y también como consecuencia de todos los problemas que en el campo pudieran presentarse, casi siempre sucede que el

peso volumétrico que a fin de cuentas se obtiene en la obra no es idéntico al peso volumétrico seco máximo de la prueba de laboratorio que sirvió de base al estudio. La diferencia entre ambos valores, tradicionalmente se mide a través del concepto *grado de compactación*. Se define como grado de compactación de un suelo compactado en la obra a la relación, en porcentaje, entre el peso volumétrico seco obtenido por el equipo en el campo y el máximo correspondiente a la prueba de laboratorio que fundamentó el estudio.

El grado de compactación de un suelo es:

$$G_c (\%) = 100 \frac{\gamma_d}{\gamma_{d\text{máx}}} \quad (4-5)$$

Cabe mencionar que a pesar del amplio uso que se hace en la actualidad del concepto *grado de compactación*, éste dista mucho de estar exento de defectos. De hecho, casi podría decirse que es inadecuado para evaluar la calidad lograda por un cierto equipo en el campo. Un material A, en estado totalmente suelto, tal como se deposita en la obra, puede tener un grado de compactación del orden de 80%, antes de sufrir ninguna compactación, según la fórmula 4-5; otro material B, en las mismas condiciones, puede tener un grado de compactación de 60%. Si este último se compacta hasta alcanzar el mismo 80% de A, se diría que ambos suelos están en las mismas condiciones de compactación, si se aplica el criterio de grado de compactación. Sin embargo, la realidad es completamente distinta, pues A está en estado suelto, con todo lo que ello implica en lo que se refiere a su comportamiento mecánico, en tanto que B ya ha sido parcialmente compactado, con lo que aumentó su resistencia, disminuyó su compresibilidad y, en general, adquirió características diferentes a las del estado suelto.

Algunas instituciones, tomando en cuenta lo anterior, han adoptado una relación diferente para medir la compactación que alcanza el suelo en el campo, la que se denomina *compactación relativa* y está definida por la expresión

$$C. R. (\%) = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_{d\text{mín}}}{\gamma_{d\text{máx}} - \gamma_{d\text{mín}}} \quad (4-6)$$

donde

- $\gamma_{d\text{máx}}$ es el máximo peso volumétrico seco obtenido en la prueba de laboratorio que se utilice.
- $\gamma_{d\text{mín}}$ es el mínimo peso volumétrico seco del mismo material.
- γ_d es el peso volumétrico seco del material compactado en la obra.

Esta otra relación tiene la ventaja de no caer en la ambigüedad del grado de compactación, pues aquí un material totalmente suelto tiene 0% de compactación relativa, pero hay el inconveniente de que no existe un procedimiento estándar para determinar $\gamma_{d\text{mín}}$.

En suelos friccionantes, algunas instituciones han utilizando el concepto de *compacidad relativa* (expresión 1-17 del capítulo 1 de esta obra) para establecer y medir la compactación de campo; ello tiene el mismo inconveniente, pues tampoco existe una prueba estándar para determinar la compacidad relativa.

De cualquier manera, el concepto grado de compactación sigue siendo el método más usual para fijar el requisito de compactación que ha de lograrse en el campo. Así, por lo general éste se expresa con una frase como ésta: "Compáctese este material hasta el 95% del peso volumétrico seco máximo obtenido en tal prueba de laboratorio, como mínimo."

En consecuencia, el trabajo de un equipo de compactación en el campo suele planearse para lograr el grado de compactación especificado en la forma más económica.

El grado de compactación que se fije para un proyecto dado debe ser realista en el sentido de no imponer requerimientos excesivos, sea con relación a las propiedades que se deban obtener o al equipo disponible y la importancia de la obra que se vaya a ejecutar; lo contrario causa continuos problemas de ajuste en el campo, que entorpecen la marcha de las obras.

No puede prefijarse el grado de compactación que se vaya a exigir en cada caso; éste es un asunto en que el ingeniero debe emplear su criterio, adecuándolo a cada proyecto.

La Secretaría de Obras Públicas de México, por ejemplo, tiene la norma de no compactar el cuerpo de las terracerías a menos del 90% en ningún caso, y exige por lo general el 95% en una porción superior de los terraplenes y el 100% en la capa subrasante y en las diversas capas del pavimento; estos grados de compactación se refieren a las pruebas de compactación de laboratorio que específicamente utiliza la Secretaría de Obras Públicas, las que se comentarán más adelante. La tabla IV-12 que aparece a continuación está tomada de la Ref. 23 y representa más bien una guía sobre los grados de compactación que son usuales en las obras, que números fijos que se puedan aplicar indiscriminadamente.

Tabla IV-12
Valores tentativos de grados de compactación convenientes

Tipo de suelo	Grado de compactación, referido a la prueba Proctor estándar, según la importancia y el tipo de obra por ejecutar.		
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
GW	97	94	90
GP	97	94	90
GM	98	94	90
GC	98	94	90
SW	97	95	91
SP	98	95	91
SM	98	95	91
SC	99	96	92
ML	100	96	92
CL	100	96	92
OL	—	96	93
MH	—	97	93
CH	—	—	93
OH	—	97	93

Obras tipo 1. Terraplenes de más de 30 m de altura. Subrasantes bajo pavimentos definitivos, con espesor no mayor de 30 cm. Los 2 m superiores bajo cimentaciones de edificios de dos o más pisos o de puentes y pasos a desnivel.

Obras tipo 2. Partes inferiores de los rellenos bajo edificios. Capa superior de los terraplenes comunes, bajo subrasantes de 30 cm, como mínimo. Terraplenes de menos de 30 m de altura.

Obras tipo 3. Otros suelos que requieren compactación, sin grandes requerimientos de resistencia e incompresibilidad.

El requisito de compactación se fija básicamente buscando el balance óptimo de las siguientes propiedades (Ref. 13):

1. Homogeneidad.
2. Características favorables de permeabilidad.
3. Baja compresibilidad para evitar el desarrollo de presiones de poro excesivas o deformaciones inaceptables. Este requisito es más importante a mayor altura del terraplén.
4. Razonable resistencia al esfuerzo cortante.
5. Permanencia de las propiedades mecánicas en condiciones de saturación.
6. Flexibilidad, para soportar asentamientos diferenciales sin agrietamiento.

El cumplimiento de la condición 1 depende sólo del equipo de compactación que se use y del buen control del proceso. El conjunto de los requisitos 3 y 4 es conflictivo con los 5 y 6 y frecuentemente con el 2.

Dados el suelo y la energía de compactación de campo, la mejor solución al conflicto es la compactación con un contenido de agua muy próximo al óptimo de campo. Cuando uno de los grupos de requisitos en conflicto se considera más importante que el otro, debe modificarse en el sentido que convenga

la especificación del contenido de agua de compactación; por ejemplo, si las condiciones 3 y 4 se deran de mayor interés que las 5 y 6, debe esarse un contenido de agua menor que el óptimo, y mayor, en caso contrario.

La condición 5 puede investigarse mediante pruebas de consolidación en que la muestra se someta a saturación bajo diversas cargas, así se llegará a un valor mínimo aceptable del contenido de agua de compactación.

Para estimar el máximo contenido de agua de compactación aceptable desde el punto de vista de las condiciones 4 y 5 se pueden realizar pruebas triaxiales sin consolidación ni drenaje, con medición de los coeficientes de presión de poro A y B (Ref. 26, citado en la Ref. 27). El contenido de agua mínimo necesario para satisfacer la condición 6 sólo se puede estimar cualitativamente, pues por ahora no hay disponible ninguna correlación entre el comportamiento probable del prototipo y las propiedades esfuerzo-deformación de los suelos.

Al especificar el mínimo peso volumétrico seco debe considerarse sobre todo la experiencia acumulada en la construcción de obras similares.

En rigor el requisito de compactación se fija en términos del equipo que se vaya a usar, del resultado que se espera obtener o por una combinación de ambas cosas. La formulación de un requisito adecuado requiere un conocimiento detallado de la sensibilidad del suelo compactado a todas las variables de importancia en el proceso de compactación; de estas, el contenido de agua es probablemente lo que más influye. Muchas veces en el requisito de compactación se omite toda referencia al contenido de agua y entonces tal especificación puede cumplirse con un amplio intervalo de contenidos de agua, ajustando el tipo de equipo y su modo de empleo. Pero en tal caso, el suelo que se compacte puede tener también una amplia variedad de comportamientos, independientemente de que se alcance el mismo peso volumétrico seco. En la Fig. IV-27 (Refs. 3 y 28) se ilustra un estudio realizado en una serie de especímenes de laboratorio (una arena arcillosa) a los que se compactó por amasado utilizando varias energías de compactación, pero hasta el mismo peso volumétrico seco (parte a de la Fig. IV-27); después se permitió la saturación de los especímenes bajo una presión de confinamiento moderadamente baja, y por último se les probó en cámara triaxial, en pruebas sin drenaje, con los resultados que se muestran en la parte b de la misma figura.

Puede observarse (parte a) la gran diferencia en el contenido de agua de compactación que se ha de utilizar para alcanzar el mismo peso volumétrico con distintas energías; también se puede observar en la parte b la variación de resistencia final que ocurre después de saturar el espécimen, cuando varía la humedad de compactación. En deformaciones grandes es mayor, la resistencia del suelo saturado cuando el suelo se ha compactado con el contenido de agua óp-

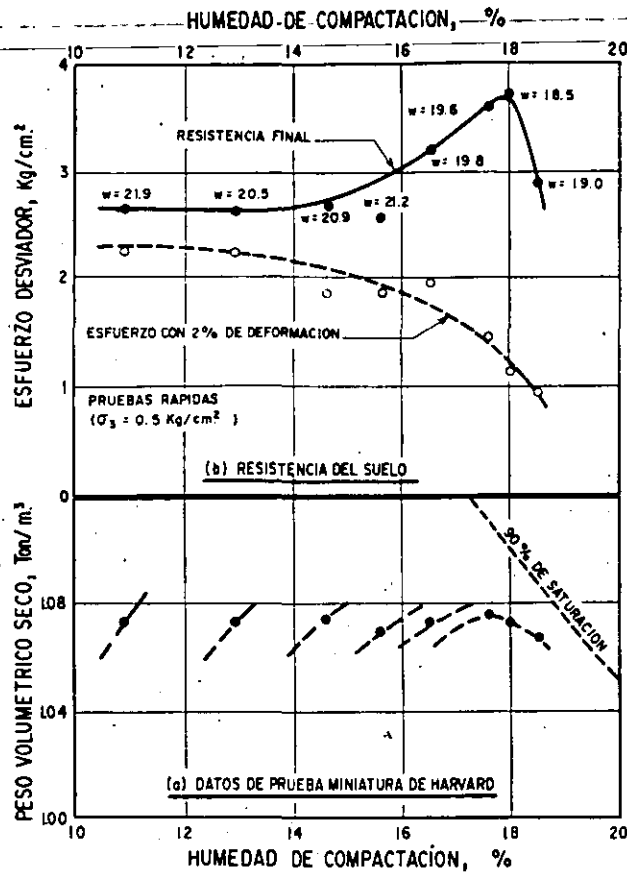


Figura IV-27. Variación de la resistencia de un suelo compactado con la humedad de compactación (Refs. 3 y 28).

timo correspondiente a la energía de compactación usada; si se aumenta la presión de confinamiento durante la saturación, la resistencia del suelo también aumenta. Se requieren altas energías de compactación para alcanzar el peso volumétrico fijado a bajos contenidos de agua y, según se ve en la Fig. IV-27, es fácil que se obtenga un producto cuya resistencia quede muy por debajo de lo que se podría lograr si se compactara con el contenido de agua apropiado.

La Ref. 15 contiene varios ejemplos de interés en relación a la variación del peso volumétrico con la humedad de compactación y sobre el reflejo de ésta en las características del suelo compactado.

Como ya se vio, la humedad de compactación es un valor fundamental en cualquier proceso de campo. Como ya se ha dicho también, existe un contenido de agua óptimo, para el cual la eficiencia de compactación es máxima en determinadas condiciones. Desafortunadamente, es común ver que muchos ingenieros tratan al concepto de humedad óptima como si fuera una constante básica del suelo y no un concepto variable que cambia con el método que se utilice para compactar y con otros factores, siendo con seguridad la energía de compactación la variable específica que más influye en la humedad óptima de un proceso (ya se dijo que al aumentar la energía

específica invariablemente disminuye la humedad óptima). Así pues, en el campo, la humedad óptima depende y varía con el tipo y modo de utilización del equipo de compactación. De esta manera al igual que se señaló antes con relación al concepto peso específico seco máximo (o del grado de compactación), el concepto humedad óptima carece de significado en lo absoluto si se sitúa al margen de todas las condiciones y circunstancias en que se compacta al suelo (Refs. 24 y 25).

Sólo se puede determinar en forma precisa la humedad con la que se debe compactar el suelo en cada caso y con el equipo que haya de usarse si se hacen terraplenes de prueba, en donde a escala 1:1 se compacte el suelo en todas las alternativas que hagan falta, siguiendo exactamente el tren de trabajo de la futura obra, para definir el propio contenido de agua, el espesor de las capas compactadas, el número de pasadas del equipo y todas las demás variantes que puedan influir en el resultado que se espera obtener. El contenido de agua óptimo correspondiente a la prueba de laboratorio que haya servido como base al proyecto no será igual a la humedad óptima de campo, como ya se ha indicado con una insistencia que ojalá resulte suficiente, pero podrá servir como una guía o punto de partida para proponer el rango en que se comenzarán a probar las humedades de campo. Aquí nace uno de los problemas más delicados de la compactación de las Vías Terrestres; en las presas, han de compactarse para diversos fines volúmenes muy grandes de suelo procedentes de un mismo banco, por lo que resulta justificado y práctico el uso de terraplenes de prueba; pero en las Vías Terrestres los materiales suelen cambiar, a veces mucho, al cabo de relativamente pocos metros, por lo que con frecuencia resulta antieconómico y engorroso el uso de terraplenes de prueba para definir las condiciones idóneas de la compactación de cada pequeño tramo. Desde luego hay casos, mucho más frecuentes de lo que la actuación de los ingenieros suele indicar, en que tales terraplenes de prueba pueden y deben usarse (esto es, claro, particularmente cierto en la construcción de aeropistas), pero es evidente que el constructor de carreteras y ferrocarriles ha de fijar el detalle de los trabajos en la obra, sin contar muchas veces con los beneficios de la información de un terraplén de prueba; el ingeniero deberá entonces ejercer su criterio y máxima experiencia, y la única norma general que puede dársele es que esté dispuesto en todo momento a cambiar las normas implantadas y que, en todo momento también, esté alerta a todo el conjunto de variables que puedan afectar al resultado que espera obtener. El laboratorio montado al pie de la obra se debe usar en forma intensa para verificar de continuo las condiciones finales y como calibrador de experiencia y norma de criterio para sugerir cambios en busca de la idoneidad del proceso.

Con frecuencia los suelos han de ser humedecidos o secados en el banco o sobre el terraplén. Por lo

general es difícil añadir al suelo más de 1 ó 2% de humedad en el terraplén, y en ocasiones es imposible secarlo allí, como cuando son húmedas las condiciones climáticas prevaletientes. El humedecimiento es mucho más fácil en el banco. El secado suele hacerse por aireación y a veces se ayuda con mezcladores mecánicos. En todos los casos en que haya que variar la humedad original del suelo, lo fundamental es lograr una distribución homogénea del nuevo contenido de agua. Cuando la variación de la humedad en la obra se dificulte al grado de no poderse lograr las condiciones previstas por el proyecto, éste deberá modificarse correspondientemente.

La energía de compactación queda representada a fin de cuentas para un equipo dado por el número de pasadas de dicho equipo por un mismo lugar.

Ya se vio que el aumento del peso volumétrico que se logra con el número de pasadas no es una función monótonamente creciente, sino que, como puede verse en las Figs. IV-8 a IV-14 por ejemplo, existe un número de pasadas más adelante del cual es muy pequeña la ganancia en resultado, aun cuando el número se incremente mucho a gran costo. Cuando se alcanza el número de pasadas crítico sin lograr obtener el requisito fijado para el campo, deberá reestudiarse el problema, a fin de ver cuál o cuáles de los factores que influyen deben modificarse.

La velocidad de circulación del equipo de compactación es importante, pero su efecto no ha sido suficientemente estudiado; por otra parte, dentro de la escala de velocidades que recomiendan los distintos fabricantes, no parece haber diferencias fundamentales en el funcionamiento de los equipos, si bien, se repite, falta investigación al respecto. Se ha dicho que cuando los equipos de compactación circulan con rapidez, lo cual es conveniente desde el punto de vista de la economía, hay tendencia a que la superficie superior de la capa quede ligeramente ondulada. Suponiendo que exista, este defecto tiene en general poca importancia en la construcción de terra-

cerías y no es difícil que se le tome en cuenta en la compactación de capas subrasantes.

En el proceso de compactación es de gran importancia el espesor de la capa compactada, según quedado ya establecido en páginas anteriores. Para un determinado suelo, equipo de compactación y requerimiento de la misma, a medida que aumenta el espesor de la capa aumenta el número necesario de pasadas; sin embargo, por regla general, resulta más económico satisfacer los requerimientos de la compactación cuanto más gruesa sea la capa compactada, por lo que en principio debería usarse el mayor espesor posible. Esta regla tiene un límite en la disipación del efecto compactador con el espesor de la capa, tal como, por ejemplo, se ha señalado en la Fig. IV-18; de hecho, cuanto mayor sea el grado de compactación que se exija, más delgadas deberán ser las capas con que se trabaje. La Fig. IV-28 ilustra el modo en que varían los conceptos principales, con base en los cuales se determina el espesor de la capa.

En la parte a de la figura se ve cómo el número necesario de pasadas aumenta desmesuradamente cuando el espesor de la capa pasa de un cierto valor, de modo que resulta imposible alcanzar el requerimiento de compactación con una capa más potente. Cercano a ese valor, que en cada caso real se puede estimar si se trabaja en un terraplén de prueba, debe considerarse el óptimo del espesor de la capa, pues es claro que una capa más delgada requeriría el mismo número de pasadas, con un aumento del costo por unidad de volumen de suelo compactado; por otro lado, si el espesor de la capa se fijase arriba de los valores correspondientes al intervalo crítico, se requeriría un número de pasadas desproporcionadamente alto. Por consiguiente, si se representa el costo de compactación contra el espesor de la capa, es lógico pensar que se obtendrá una gráfica del tipo que se muestra en la Fig. IV-28 b, la cual define en forma clara el espesor óptimo.

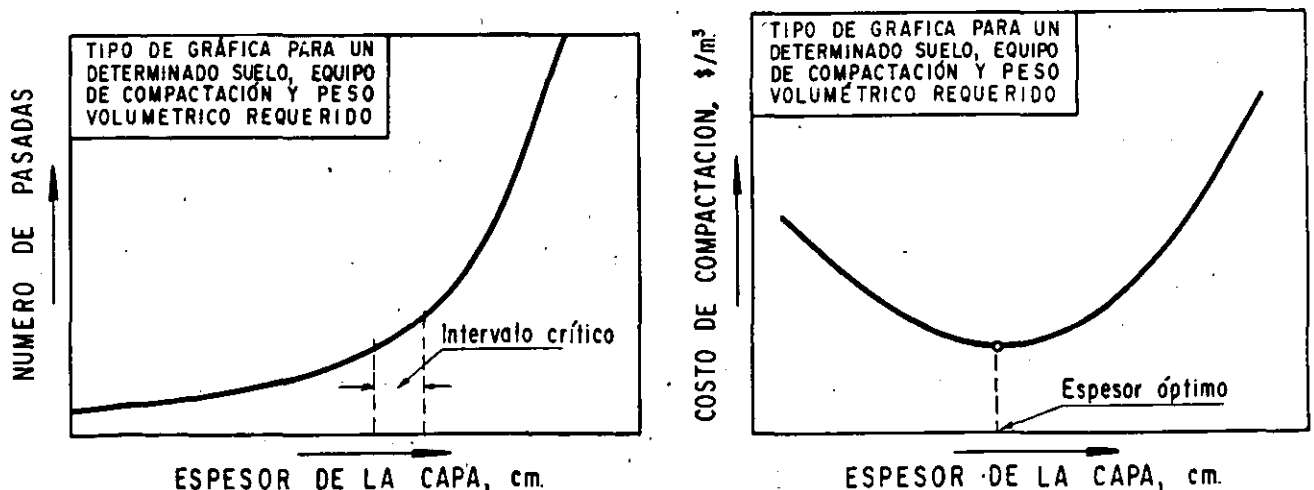


Figura IV-28. Determinación del espesor conveniente de capa.

Es frecuente que en trabajos de terracerías los espesores óptimos de capa fluctúen entre 20 y 30 cm. cuando no se usan equipos vibratorios y que en general permiten capas de mayor espesor.

La liga entre capas sucesivas debe ser debidamente garantizada. Es aconsejable que las capas sean horizontales, sobre todo en lugares de pendiente transversal importante, para tener mejor resistencia a cualquier tendencia al deslizamiento. Siempre que haya duda sobre la capacidad de una superficie terminada para ligarse en forma conveniente con la capa que sigue, deberá escarificarse ligeramente la superficie de la capa compactada antes de tender la siguiente.

IV-6 ALGUNOS PROBLEMAS ESPECIALES DE COMPACTACION EN EL CAMPO

Se mencionan brevemente algunos problemas de naturaleza especial relacionados con el problema de compactación en el campo:

a) Compactación de zonas difíciles, inaccesibles para los equipos convencionales.

Estas condiciones se presentan con cierta frecuencia y pueden demandar desde el uso ineficiente de equipos en distancias cortas hasta el empleo de equipos y métodos especiales de rendimiento reducido, a los que ya se ha hecho mención en páginas anteriores.

En la construcción de carreteras suele presentarse este problema, muy agravado, en el fondo de cañadas profundas y angostas, en que no se justifican los caminos de acceso al fondo de las mismas por los pequeños volúmenes que hay que compactar. Una práctica común en tales casos es rellenar a volteo el fondo hasta un nivel a partir del cual pueda trabajarse mecánicamente. Si se tiene cierto cuidado en la operación de relleno y no se abusa de ella en cuanto a altura de material colocado a volteo, este método no causa necesariamente efectos perjudiciales; el caso se complica cuando en el fondo de la barranca existe una obra de drenaje, lo cual es común; dicha obra, por su parte, impone condiciones al material que la rodea y la sobreyace. En el fondo de barrancas y depresiones es común también, en el caso de carreteras y ferrocarriles, que el material colocado lo constituyan tamaños más o menos gruesos, incluyendo muchas veces fragmentos de roca. Las técnicas de compactación de estos materiales son las que corresponden a los pedraplenes.

b) Zonas próximas a puentes, alcantarillas, muros de retención, etc.

Ya se ha mencionado el buen resultado que proporcionan los equipos de compactación manuales en estos casos. Un caso especial lo constituyen los colchones de protección de las obras de drenaje, los

cuales han de construirse dentro de los requerimientos especiales que estas obras imponen según su tipo, los que se detallarán más adelante, en el capítulo correspondiente.

c) Compactación en los bordes de los terraplenes

A medida que la construcción de un terraplén progresa en altura, se va presentando el problema de la compactación en sus taludes, por el doble motivo de que el equipo de compactación no puede orillar-se demasiado durante su operación y por la falta de confinamiento lateral que se tiene en las zonas de borde. El problema suele resolverse dando un sobrecancho a ambos lados del terraplén (quizá sean suficientes 30 ó 40 cm en cada lado), el cual se puede recortar y afinar al fin de la construcción.

En terraplenes muy bajos el problema anterior puede justificar la adopción de taludes suficientemente tendidos como para que sobre ellos circule el equipo de compactación. Las obras complementarias de drenaje y las de protección con forestación u otros medios pueden ayudar mucho a paliar los efectos de una mala compactación en los taludes.

d) Compactación de las primeras capas de un terraplén sobre terrenos blandos

Quando un terraplén se va a construir sobre un suelo de cimentación muy blando, suele presentarse el problema de falta de apoyo suficiente para una buena acción del equipo de compactación sobre las primeras capas de base. El desmonte y despálme adecuados del terreno natural, seguidos de un oreado, cuando ello es posible, puede ayudar a resolver el problema; si no es ése el caso, podrá construirse en toda la zona de desplante una plantilla de trabajo, preferentemente de material granular fino, con 20 ó 30 cm de espesor; al compactar dicha capa se mejorará también la parte más superficial del suelo natural, mejorando las condiciones de conjunto. La plantilla de trabajo podrá ser bastante más potente cuando exista agua permanente, pues en tal caso deberá sobresalir algo del agua; si ésta tiene tirantes de importancia, ya será económico pensar en la construcción de pedraplenes u otro tipo de soluciones.

En relación con el problema presentado en el párrafo anterior ha de tenerse en cuenta que los suelos arcillosos blandos muchas veces poseen una costra relativamente más firme, producto del secado por evaporación; la remoción de esta capa o su debilitamiento contribuirá siempre a hacer más difíciles las condiciones de trabajo.

e) Suelos friccionantes que se tornan "movedizos"

La experiencia ha demostrado que algunos suelos, tales como limos no plásticos, arenas muy finas o polvo de roca, cuando se compactan en zonas de nivel freático alto atraen agua por capilaridad hasta

su superficie y se vuelven movedizos, con pérdida casi total de su resistencia. El mismo efecto puede presentarse en tales suelos si se compactan con un excesivo contenido de agua. Al presentarse el problema, es muy fácil secar estos suelos por escarificación y oreo, si se logra eliminar la fuente de agua que los ha saturado, pero es en este punto en donde pueden surgir problemas casi insolubles; en áreas pequeñas el problema se puede eliminar con la colocación de una capa de material granular grueso que rompa la capilaridad e impida la subida del agua; en otros casos podrá abatirse el nivel freático por medio de subdrenes laterales de zanja. Cuando todo lo anterior no sea posible, deberá procurarse no alterar al terreno natural y usar sobre éste materiales gruesos apropiados, modificando el proyecto cuando sea necesario.

f) Problemas derivados de sobrecompactación

La creencia común de que cualquier aumento en el peso volumétrico seco de un suelo por compactación va acompañado por un mejoramiento general de sus condiciones la desmienten en forma drástica algunos casos, frecuentes en la práctica, en los que, por el contrario, puede llegarse a condiciones francamente desfavorables por compactar los suelos más allá de un cierto límite. No es posible mencionar todos los casos de sobrecompactación perjudicial, pero algunos de los más comunes son los siguientes:

1. Suelos en que la sobrecompactación produce un cambio estructural que los hace inadecuados. Quizá el caso más típico es el de los tezontles (espuma de basalto) que se utilizan como terraplenes ligeros sobre suelos compresibles blandos. La sobrecompactación rompe los fragmentos porosos, produciendo una granulometría mucho más variada y abundante cantidad de finos, todo lo cual puede hacer llegar al material fuertemente compactado a pesos volumétricos incluso más altos que los de cualquier material terreo convencional que se hubiere usado, haciendo perder por completo la ventaja de su utilización.

2. Materiales expansivos o con rebote elástico. Los materiales expansivos son fuente de problemas muy graves, sobre todo donde las condiciones climáticas conducen a cambios significativos en el contenido de agua en diferentes épocas del año. También lo son cuando la construcción se efectúa durante la época de secas y el suelo absorbe humedad en la subsecuente estación lluviosa. Si estos suelos se compactan en exceso, se expandirán mucho y generarán presiones de expansión muy grandes al humedecerse tras la compactación; por el contrario, si se compactan con un contenido de agua apropiado y sólo hasta un límite justo, las expansiones se podrán reducir al mínimo; para tal fin, el requisito de compactación en general no tendrá nada que ver con el peso volumétrico seco máximo o la humedad óptima de cualquier prueba de laboratorio que se use como prueba de control. Ahora, la humedad y el peso volumétrico

apropiados para la compactación deberán determinarse en un estudio de expansión. Es fundamental el control de la humedad de compactación durante el proceso.

Otro tanto puede decirse de los suelos que exhiben rebote elástico, por ejemplo bajo el paso de cargas en movimiento; este efecto, que conduce a la destrucción rápida de un pavimento, por ejemplo, es mucho más notable cuando el suelo se compacta más allá de un cierto límite, que deberá determinarse también con base en estudios especiales.

IV-7 COMPACTACION DE PEDRAPLENES

(Refs. 29 y 30)

Ya se ha mencionado en otras partes de esta obra cómo el desarrollo moderno de las vías terrestres, con mayores requerimientos de pendiente y curvatura, provoca la necesidad de construir terraplenes de altura cada vez mayor. Como consecuencia natural de la necesidad práctica de utilizar los materiales en el sitio, es también muy común que esos terraplenes hayan de ser construidos con fragmentos de roca y suelos gruesos. De esta manera la construcción de pedraplenes de gran altura es cada vez más frecuente y es de esperar que en el futuro sean cada día más numerosos y más altos. Como se expresó en el capítulo I los suelos gruesos y los fragmentos de roca dan lugar a muy serios problemas de compresibilidad cuando es sometidos a los altos niveles de esfuerzos que suponen los actuales pedraplenes altos; seguramente deben vigilarse estos problemas en estructuras cuyas alturas sobrepasen los 20 ó 30 m.

Ya se dijo también que en épocas recientes ha tenido un gran impulso la tecnología de la construcción de pedraplenes; ello es debido a los aportes de la experiencia de la construcción de grandes presas. Esta experiencia es muy valiosa cuando se extrapola a carreteras, pero ello no quiere decir que la extrapolación pueda hacerse ciegamente, pues entre ambos casos existen diferencias que no deben ignorarse, que probablemente aún no se entienden del todo y que ameritan investigación especializada en el campo de las vías terrestres. Baste señalar, como un ejemplo, que en el caso de las presas los enrocamientos suelen hacerse con materiales muy seleccionados y muy limpios, en tanto que en las carreteras existe el imperativo económico de utilizar materiales mucho más alterados y con porcentajes nada despreciables de suelos finos.

Obviamente los fragmentos de roca se han usado siempre en las vías terrestres y existe una definida tendencia de los ingenieros interesados a considerarlos como un material inerte, del que no es posible esperar serios problemas de comportamiento. En gran medida esto fue cierto y debe entenderse que las preocupaciones que motivan este párrafo se relacionan con el uso del material en sí, cuanto con el nivel de esfuerzo que hace que muchas situaciones actuales difieran de las pasadas no en forma cuantita-

tiva, sino cualitativa, tal como se hizo ver en forma general en el capítulo I.

La práctica usual en la construcción de carreteras acepta que la base del pedraplén se forme rellenando el fondo de la barranca, sin tratamiento previo de éste, con enrocamiento a volteo, hasta obtener una superficie de trabajo lo suficientemente amplia como para que puedan operar los equipos de construcción. Sin duda resulta mejor la práctica de desmontar y despalmar el terreno natural, eliminando alguna formación de suelo de baja resistencia que pudiese romper la homogeneidad del apoyo; esto no puede lograrse en construcción bajo agua (ver Ref. 31, con un caso muy interesante de construcción en estas condiciones).

En muchas ocasiones la masa del pedraplén sobre la base no recibe ningún tratamiento mecánico especial, el que se reserva cuando mucho para una capa de mejoramiento de material más fino y, desde luego, para la subrasante y las capas de pavimento. Esta práctica debe abandonarse en lo que se refiere al cuerpo del pedraplén, en beneficio del buen comportamiento de la estructura.

La colocación de fragmentos de roca a volteo produce una masa suelta totalmente segregada y muy compresible. Las observaciones realizadas con terraplenes de prueba (Ref. 32) y los resultados de ensayos recientes (Refs. 33 y 34. Ver también los temas alusivos a compresibilidad de suelos granulares en el capítulo I de esta obra) han modificado de manera fundamental el criterio de los ingenieros sobre los problemas conectados con la construcción de estas estructuras.

Es probable que el primer esfuerzo que deba hacerse en la investigación futura se refiera a una clasificación adecuada de los materiales para enrocamiento y en las pruebas índice que sirven de norma a tal clasificación y que permitan distinguir los materiales limpios de los contaminados, los gruesos de los finos, etc. En México se considera un enrocamiento limpio el que está formado por fragmentos de roca y pequeñas cantidades de finos mayores que la malla No. 4, siendo mínimo el contenido bajo dicha malla. Tentativamente, se ha dicho que un enrocamiento que contiene más de 5% de material menor que la malla No. 4 es contaminado. Es material grueso el mayor de 6 mm y fino el menor. No existen pruebas estándar universalmente aceptadas para catalogar la fracción gruesa de los pedraplenes (mayor de 6 mm) y en México se han adoptado para ello las normas tradicionales para juzgar la sanidad de los agregados de concreto, a las que se añade un estudio sobre el tipo de roca, forma de los fragmentos, características de la meteorización, etc. La fracción fina se juzga en México con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Como se vio en el capítulo I, la granulometría es una propiedad importante en el comportamiento de los enrocamientos. Ya se dijo que en un material uniforme ($C_u < 10$) los contactos entre los granos ocurren a través de pocos puntos, en los que se con-

centran mucho los esfuerzos, propiciándose la rotura de granos y el flujo plástico de la roca, todas causas de deformación. Correspondientemente, un enrocamiento bien graduado debe resultar menos deformable.

La rotura de granos puede comenzar a niveles de esfuerzo relativamente bajos y se ha visto en pruebas triaxiales con presiones de confinamiento menor que 5 kg/cm². En el capítulo I se ha insistido suficientemente sobre lo que significa en el comportamiento de los suelos granulares, tanto en compresibilidad como en resistencia.

La compactación de los enrocamientos tiene una influencia muy marcada tanto en su compresibilidad como en su resistencia y ello es válido tanto para los enrocamientos limpios como para los relativamente más contaminados. La granulometría ejerce también una influencia notable en los resultados de la compactación de estos materiales y, para la misma energía de compactación, el material bien graduado adquiere una compacidad mayor que el uniforme. Sin embargo, no siempre es fácil de obtener una buena composición granulométrica, sobre todo en el caso en que la roca provenga de la explotación de macizos con explosivos, a no ser que el fracturamiento natural de la roca induzca la obtención de un material bien graduado. Las mezclas de grava y arena de río tienen por lo general buena granulometría y granos sanos, por lo que constituyen excelentes materiales. Otro hecho que favorece la colocación de un material con granulometría adecuada es el evitar la segregación de los fragmentos durante las maniobras de transporte y tendido en el pedraplén; a ello contribuye el limitar la altura de caída al mínimo posible y el uso de precauciones especiales de tendido. La segregación es poco significativa en materiales de granulometría uniforme.

La compacidad de los materiales de enrocamiento después de compactados no es fácil de medir. Cuando los fragmentos no son muy grandes se utiliza el concepto de compacidad relativa (expresión 1-17 del capítulo I).

Los enrocamientos se compactan actualmente con rodillos vibratorios de 10 a 15 ton. de peso, cuando son relativamente limpios y no están formados por fragmentos muy grandes, de más de 30 cm. Los enrocamientos más gruesos o los de escasa altura, formados por material muy bien graduado, pueden compactarse con un tractor pesado, con mínimo de 4 pasadas. Los enrocamientos contaminados, con más de 15% de material fino plástico, se han compactado exitosamente con rodillos neumáticos muy pesados, de 50 ton o aún más.

El espesor de las capas de pedraplén depende del tamaño máximo de los fragmentos de roca. Los fragmentos de menos de 30 cm suelen disponerse en capas de 50 cm de espesor en estado suelto. En el caso de los grandes fragmentos, este espesor puede aumentar hasta un metro o más.

Es una norma muy recomendable para la construcción de grandes pedraplenes el seleccionar cuidadosamente al material producto de la excavación de un corte o del préstamo de roca, separándolo en dos tipos, uno de ellos con fragmentos menores de 30 cm y el otro, con los fragmentos mayores. Esta clasificación ha de hacerse en el frente de trabajo. Conviene colocar la parte más fina en el centro del pedraplén, dejando los fragmentos grandes para las zonas adyacentes a los taludes.

La experiencia ha demostrado que es una práctica recomendable para reducir la compresibilidad de los pedraplenes el humedecimiento del material al colocarlo. Este hecho está corroborado por investigación de laboratorio, donde se ha visto que al hacer pruebas de compresibilidad a los materiales gruesos y someterlos en un momento dado a un humedecimiento intenso, se produce en ese momento un aumento drástico y muy rápido en la deformación. De esta manera, la práctica del humedecimiento conduciría a producir la deformación del pedraplén durante la construcción, evitando que se presentase posteriormente. Las razones de ese aumento rápido de deformabilidad con el humedecimiento no están del todo dilucidadas, pero se han relacionado con cierto reblandecimiento de las aristas y picos de los fragmentos de roca, que toleran menos, cuando están humedecidos, las concentraciones de esfuerzo que en ellos se producen.

Según la información disponible en la actualidad, el agua debe incorporarse a razón de 300 ó 400 lt/m³.

Un pedraplén importante debe ser siempre instrumentado (ver el capítulo alusivo en el Tomo II de esta obra), para conocer su comportamiento y adquirir experiencia para otras obras futuras.

IV-8 PRUEBAS DE COMPACTACION EN EL LABORATORIO

Los procesos de compactación de campo son en general demasiado lentos y costosos como para reproducirlos a voluntad, cada vez que se desee estudiar cualquiera de sus detalles; no proporcionan un modo práctico de disponer de una herramienta de análisis, estudio e investigación, tal como lo requiere el problema de la compactación de suelos, con sus muchas complicaciones y complejidades. Así, la tendencia a desarrollar pruebas de laboratorio que reproduzcan fácil y económicamente aquellos procesos debió de ser obvia para cualquiera que se interesara (e interese) en racionalizar las técnicas de campo y en conocer más un proceso tan difícil e importante.

Las mismas razones inducen a las pruebas de laboratorio a ser base de estudios para proyecto y fuente de información para planear un adecuado tren de trabajo de campo; la alternativa sería o establecerlo sobre bases únicamente personales, fundadas en la experiencia anterior, pero sin ningún estudio para el caso, o desarrollarlo en un modelo a escala natural, verdadera duplicación de la estructura que se vaya

a construir, llegando como límite al absurdo total de hacer algo para aprender a hacerlo (absurdo naturalmente, en el caso de que se habla, pero n relación a otras actividades humanas).

Así planteado el problema, las pruebas de compactación de laboratorio se justifican sólo en términos de su representatividad de los procesos de campo que reproducen. Y esta representatividad ha de ser llevada a sus últimas consecuencias, so pena de caer en un despropósito y llegar a estudiar detenida y acuciosamente en el laboratorio un proceso que no tenga nada (o no tenga mucho) que ver con el proceso de compactación de campo que se supone que reproduce; este divorcio podría llegar a tener consecuencias graves en cuanto a las conclusiones prácticas que se adopten y, desde luego, las tendría al desviar fuera de sus cauces justos y razonables el criterio de aquellos ingenieros que juzgaran el proceso de compactación a través del laboratorio de manera única o principal.

En rigor, actualmente se hacen dos usos principales de las pruebas de compactación de laboratorio. En el primero, se compactan los suelos para obtener datos para proyecto de estructuras de tierra; esta información se refiere a resistencia, deformabilidad, permeabilidad, susceptibilidad al agrietamiento, etc. En este caso, la representatividad de la prueba, en el sentido de que se produzca en el laboratorio un suelo con las mismas propiedades mecánicas que después tendrán al compactar los materiales en el campo, es obviamente esencial. Pero hay un segundo uso de las pruebas de compactación, que es el que de ellas se hace en las operaciones de control de calidad; en este caso, la prueba funciona fundamentalmente como un índice comparativo del peso volumétrico de laboratorio y de campo y la similitud de propiedades mecánicas entre ambos es mucho menos importante, siéndolo por consecuencia cualquier idea de "representatividad" referente a la prueba. Lo esencial de un índice de comparación es que sea siempre el mismo.

Ya se comentó con relativa extensión el conjunto de factores que afectan a un proceso de compactación; es obvio que todos deben contemplarse al establecer una prueba de laboratorio. Como existen tantos modos de compactar suelos en el campo, es también razonable pensar que no se logrará tener una sola prueba, con una única técnica estandarizada, que pueda representarlos a todos. Así, es lógico pensar que haya pruebas de compactación de varios tipos. La energía de compactación influye mucho también en los resultados del proceso, y hoy los equipos de campo la aplican en formas muy variadas, de manera que también habrá variantes en las pruebas por este concepto.

Aun cuando otros factores actúan como los que afectan el proceso de compactación, sólo los mencionados han sido utilizados para diseñar pruebas de laboratorio, por lo menos las más comunes.

A partir de 1933, en que Proctor desarrolló su prueba, la primera históricamente, han ido apareciendo otras muchas; todas ellas pueden agruparse en uno de los siguientes apartados:

- A Pruebas dinámicas
- B Pruebas estáticas
- C Pruebas por amasado
- D Pruebas por vibración
- E Pruebas especiales o en proceso de desarrollo

A Pruebas dinámicas

Todas las pruebas dinámicas hoy en uso participan de las siguientes características comunes:

1. El suelo se compacta por capas en el interior de un molde metálico cilíndrico, variando de unas pruebas a otras el tamaño del molde y el espesor de la capa.

2. En todos los casos la compactación propiamente dicha se logra al aplicar a cada capa dentro del molde un cierto número de golpes, uniformemente distribuidos, con un pisón cuyo peso, dimensiones y altura de caída cambian de unas variantes de prueba a otras. El número de golpes de pisón que se aplica por capa también cambia en las diferentes pruebas.

3. En todos los casos, la energía específica se puede calcular con bastante aproximación con el empleo de la expresión 4-1, quedando definida por el número de golpes por capa del pisón compactador, el número de capas en que el suelo se dispone dentro del molde, el peso del pisón compactador, su altura de caída y el volumen total del molde.

4. En todos los casos se especifica un tamaño máximo de partícula que puede contener el suelo, y se eliminan los tamaños mayores por cribado previo a la prueba. Con frecuencia se establece también una especificación relativa al reuso del material durante la prueba.

El valor de cada una de las variables de la prueba puede hacerse cambiar según convenga, a fin de reproducir en cada caso las condiciones de compactación de campo, pero se ha hecho costumbre que cada organismo (o grupo de ellos) de los que usan suelos compactados, fije según su experiencia una prueba patrón y que de sus resultados deriven las especificaciones para la compactación en el campo. Desde luego que, como las propiedades mecánicas de los suelos compactados dependen de las condiciones de compactación, y las propiedades que son deseables en cierta estructura no necesariamente lo son

en otra, resulta irracional el uso de un solo patrón de laboratorio para todas las posibles situaciones de campo (Ref. 13).

Algunas de las pruebas dinámicas que han alcanzado mayor difusión son la prueba Proctor estándar (que es la que originalmente propuso Proctor), la prueba Proctor (AASHO) estándar (con cuatro variantes), la prueba Proctor (AASHO) modificada (con cuatro variantes), la prueba E-10 del U.S. Bureau of Reclamation, la prueba de impactos de California (en sus dos variantes) y la prueba británica estándar (B. Std.-1377. 1948).

Las características principales de algunas de estas pruebas se presentan en la tabla IV-13 (Ref. 4).

Al final de la tabla IV-13 se añadió la variante Proctor S.O.P., por medio de la cual la Secretaría de Obras Públicas suele controlar los trabajos de compactación de terracerías en materiales finos.

Además de las anteriores, merece mención la variante de prueba de compactación dinámica estipulada por el Departamento de Carreteras del Estado de Texas (E.E.U.U.), similar hasta cierto punto a la prueba AASHO modificada.

Las pruebas AASHO estándar y AASHO modificada se detallan en su procedimiento en el anexo IV-a de este capítulo. Ambas existen en 4 variantes, generadas con el criterio que se indica a continuación. En primer lugar se utilizan dos tipos de molde, uno con diámetro de 10.16 cm (4") y otro con diámetro de 15.24 cm (6"); la razón de esto es que el primero es el molde clásico establecido por Proctor y que perdura por la costumbre, en tanto que el segundo es un tamaño que se introdujo después debido a la conveniencia de realizar pruebas de valor relativo de soporte (VRS) en el material compactado, sin extraerlo del molde; para estas pruebas, típicas de la tecnología de pavimentos y que se detallarán en el capítulo alusivo, el molde de 4" resulta pequeño y se utiliza el de 6" (técnica del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Ref. 41). En segundo lugar se utilizan dos tipos de granulometrías, uno hasta el tamaño máximo de la malla N° 4 y otro hasta el tamaño máximo de 3/4"; esto es con el objeto de dar mayor representatividad a la prueba y abarcar una mayor variedad de materiales.

El método por impactos de California, que se describe en el anexo IV-b de este capítulo, en realidad es anterior a la propia prueba original de Proctor en su utilización como método de control de compactación de campo. En esencia es similar a las pruebas normalizadas por la AASHO, si bien la energía específica es distinta, como consecuencia de las diferen-

Tabla IV-13

Características de las pruebas de compactación por impactos de uso más generalizado

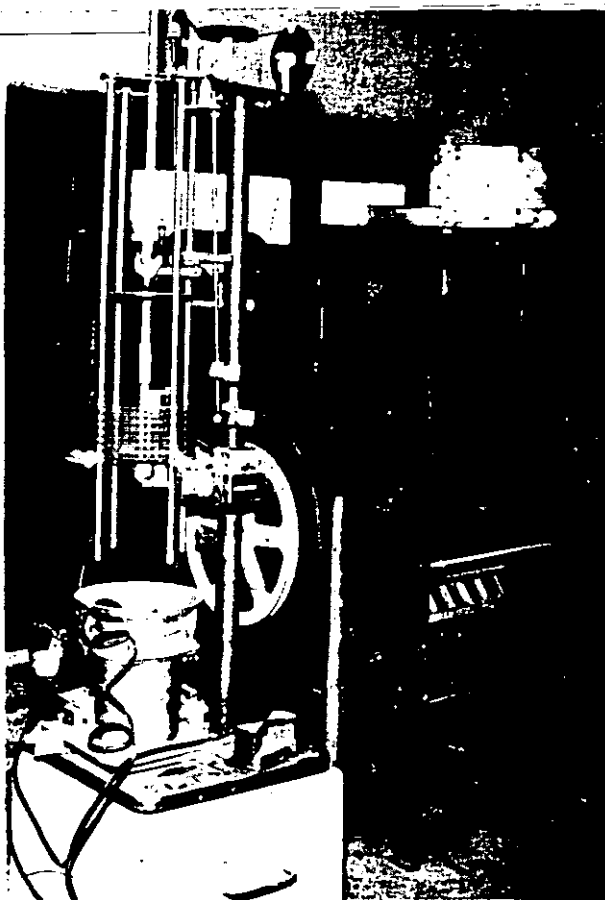
Prueba	Tratamiento del material	Molde		Peso del martillo	Altura de caída	Nº de capas	Nº de golpes por capa	Reuso del suelo	Energía específica
		Diámetro	Altura						
		cm	cm	kg	cm	—	—	—	kg cm cm ³
Proctor estándar	Cribado por la malla de 1/4"	10.16	12.70	2.490	30.48	3	25	sí	4.02
Prueba E-10 del U.S.B.R.	Cribado por la malla Núm. 4, tras secado al aire y desintegración de grumos	10.80	15.24	2.490	35.72	3	25	sí	6.05
Proctor (AASHO) estándar (variante A)	Cribado por la malla Núm. 4, tras secado al aire	10.16	11.43	2.490	30.48	3	25	sí	6.05
Proctor (AASHO) modificada (variante D)	Tras secar al aire, se desintegran grumos y se criba por la malla de 3/4", reemplazando material retenido con igual peso del material comprendido entre las mallas de 3/4" y Núm. 4	15.24	17.78	4.530	45.72	5	55	no	27.31
California Variante A	Cribado por la malla de 3/4" en estado seco	7.30	91.44	4.530	45.72	5	20	no	17.
Variante B	Cribado por la malla de 3/4" en estado húmedo	7.30	91.44	4.530	45.72	10	20	no	35.40
Británica estándar	Secado al horno o al aire y cribado p/malla 3/4"	10.16	11.68	2.492	30.48	3	25	sí	6.05
Variante Proctor de SOP	Secado al aire y cribado por la malla Núm. 4	10.16	11.68	2.490	30.48	3	30	sí	6.65

cias anotadas en la tabla IV-13. El Departamento de Carreteras de California la utiliza para control de compactación de campo y la ha mantenido en uso durante muchos años, apartándose un poco de la tendencia casi universal en los EE.UU., en favor de las pruebas Proctor, normalizadas por la AASHO, quizá por no desaprovechar la experiencia de muchos ingenieros de campo, que al cabo de los años se va "calibrando" en el uso de una cierta prueba; la anterior es quizá la principal razón por la que muchas instituciones mantienen en uso pruebas que en realidad difieren poco de otras y cuyo uso no añade nada substancial a la tecnología que se emplea.

Otro tanto sucede en la Secretaría de Obras Públicas de México, que utiliza para suelos finos una prueba tipo Proctor cuya única variación notable respecto a la prueba AASHO estándar consiste en

dar 30 golpes por capa en vez de 25. Esta norma se introdujo hace más de 35 años y obedeció a que entonces se creyó que era más fácil obtener una buena repartición de los golpes por capa si se daba un número mayor; la razón para apartarse de la práctica común podrá parecer hoy excesivamente sutil o, incluso, inadecuada, pero el hecho es que la Secretaría de Obras Públicas ha desarrollado sus últimos 35 años de experiencia con base en esta prueba y ésta es la causa única de que se siga utilizando.

El Departamento de Carreteras del Estado de Texas ha desarrollado otra prueba de impactos que, como se dijo, tiene interés particular (Ref. El hecho esencial está en la mecanización de la prueba, por lo demás básicamente similar a la prueba Proctor (AASHO) modificada; mediante la mecanización se trata de eliminar la influencia del operador. Existen



Compactador mecánico por impactos, de Texas.

diferencias relativamente menores en relación al tamaño de las partículas, al tamaño del espécimen y la compactación se hace en un equipo automático que usa pisones también automáticos; se impone el requisito de no reusar el material. Se especifican 4 energías diferentes para distintos tipos de suelos, y se disminuye la energía de compactación en los suelos finos a medida que puedan desarrollar tendencia a la expansión o al agrietamiento; se tiene todo un procedimiento de compactación para las arenas limpias.

Una de las objeciones más serias que se han puesto a las pruebas de compactación por impacto estriba en decir que su representatividad está fundamentalmente en entredicho por las condiciones de confinamiento muy rígidas que impone el molde al suelo colocado en su interior; estas condiciones limitan la posibilidad de desplazamiento de las partículas del suelo, haciéndolas distintas de las que se tienen en el campo, donde el confinamiento lateral es mucho menor. Con base en esta idea, Francis Hveem, uno de los cerebros más agudos y originales que han estudiado estos problemas, propuso realizar pruebas en moldes convencionales, pero con especímenes en forma de cilindro hueco, en cuyo interior se colocaría un cilindro de hule, que hiciese posible un desplazamiento de las partículas más parecido al que tienen en el campo. Los autores de este libro conocen por

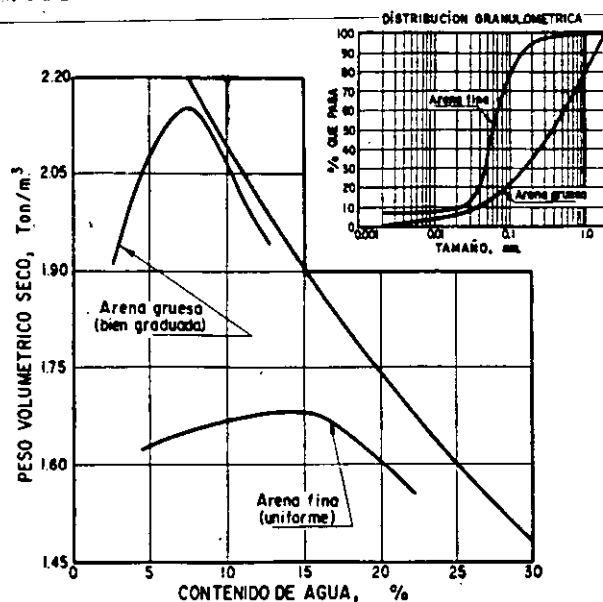


Figura IV-29. Curvas de compactación para dos arenas de diferente granulometría con la misma energía de compactación (Ref. 37).

comunicación personal algunos resultados preliminares de esta idea, que indicaban la obtención en muchos suelos de más altos grados de compactación para menores energías, respecto a la pruebas tradicionales; sin embargo, parece ser que estas interesantes investigaciones se interrumpieron antes de conducir a conclusiones de carácter definitivo.

En la Fig. IV-7 se presentó un hecho fundamental que rige los procesos de compactación de laboratorio en pruebas dinámicas. A energía creciente, se obtiene mayor peso volumétrico seco máximo a contenido de agua óptimo decreciente. Al comparar las diferentes curvas de compactación de la Fig. IV-7 se puede ver también que arriba de la humedad óptima un fuerte aumento en la compactación tiene muy poco reflejo en el peso volumétrico seco logrado, en tanto que abajo del contenido óptimo de agua, es muy considerable el efecto del aumento de la energía de compactación.

La Fig. IV-29 (Ref. 37) ilustra el efecto del tipo de suelo (en este caso la granulometría) en los resultados de la compactación lograda en dos arenas diferentes; en ambos casos se usó la prueba británica estándar.

Nótese la ventaja de la arena bien graduada, en la que las partículas finas pueden acomodarse en los huecos entre las grandes.

La influencia del contenido de partículas gruesas en la muestra de suelo fue investigada por Maddison (Ref. 38), quien encontró que la mezcla de 25% de cualquier agregado de un solo tamaño, hasta 2.5 cm, tiene poco efecto en la compactación del conjunto de suelo, pero porcentajes mayores de ese mismo tamaño hacen decrecer con rapidez los pesos volumétricos alcanzados, y cuando dicho porcentaje llega a ser 70%, el comportamiento del suelo es el

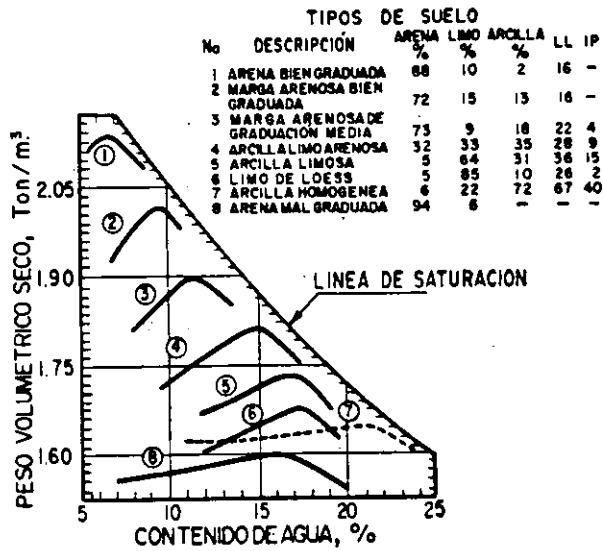


Figura IV-30. Curvas de compactación para 8 suelos utilizando la prueba Proctor (AASHO) estándar (Ref. 15).

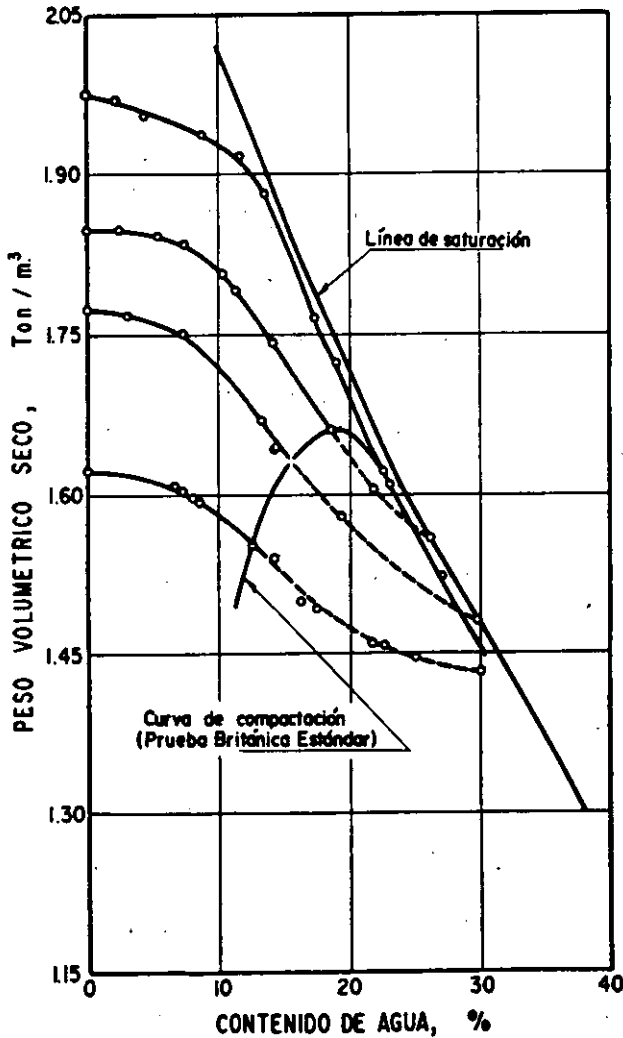


Figura IV-31. Relación entre el peso volumétrico seco y el contenido de agua en una arcilla arenosa cuando se humedece o seca lentamente después de ser compactada (Ref. 37).

de un conjunto de partículas gruesas del tamaño seleccionado.

La información respecto a la influencia del de suelo puede complementarse si se analiza la Fig. IV-30 (Ref. 15), en la que se presentan curvas de compactación para 8 diferentes suelos, compactados con la prueba Proctor (AASHO) estándar.

En la Fig. IV-31 (Ref. 37) se muestran resultados del secado y humedecimiento de una arena arcillosa compactada con la prueba británica estándar de impactos; en la figura aparece también la curva de compactación correspondiente. A partir de diferentes puntos de dicha curva, que representan condiciones particulares del citado suelo, se secó y humedeció éste; en la figura se puede ver la evolución del contenido de agua y del peso volumétrico seco como consecuencia de tales operaciones. Los máximos cambios de volumen ocurren cuando el suelo está cerca de la saturación, pero la capacidad de absorber agua decrece cuando también disminuye el porcentaje de aire en los vacíos. Aunque los cambios de volumen más pequeños ocurren con contenidos de aire muy altos, estos suelos cuando se saturan, son los que llegan a los menores pesos volumétricos y a los mayores contenidos de agua.

La forma de las curvas de compactación obtenidas se considera "regular" cuando presenta el contorno parabólico que se muestra en muchas de las figuras presentadas, pero muchos suelos laterales, las arenas uniformes (ver Fig. IV-3) y ciertas arcillas coloidales altamente plásticas exhiben con frecuencia curvas de compactación de forma muy irregular. La forma de las curvas puede estar también ligada a la energía de compactación; por ejemplo, en las arcillas de alta plasticidad, la forma irregular obtenida en la prueba Proctor (AASHO) estándar suele tornarse muy regular cuando se usa la prueba Proctor (AASHO) modificada.

En una representación semilogarítmica, tal como la que se ve en la Fig. IV-32 (Ref. 39), se puede apreciar la variación de los pesos volumétricos secos máximos para 17 suelos diferentes, compactados con distintas energías de compactación. Dicha figura se obtiene al unir los valores de los máximos pesos volumétricos obtenidos en el laboratorio para cada suelo y en cada prueba efectuada, lo que produce una variación lineal en representación semilogarítmica como la que se muestra. En la gráfica resalta una vez más la influencia del tipo de suelo en los resultados de la compactación y el diferente efecto que puede tener sobre cada uno el aumento de la energía específica de la prueba (de la AASHO estándar a la AASHO modificada). Al tomar en cuenta que se está utilizando una representación semilogarítmica, podrá observarse que para todos los suelos la eficiencia de un aumento de la energía de compactación va disminuyendo a medida que se operan niveles más altos de energía.

La experiencia de campo indica que en muchos suelos es muy difícil sobrepasar el 100% de compac-

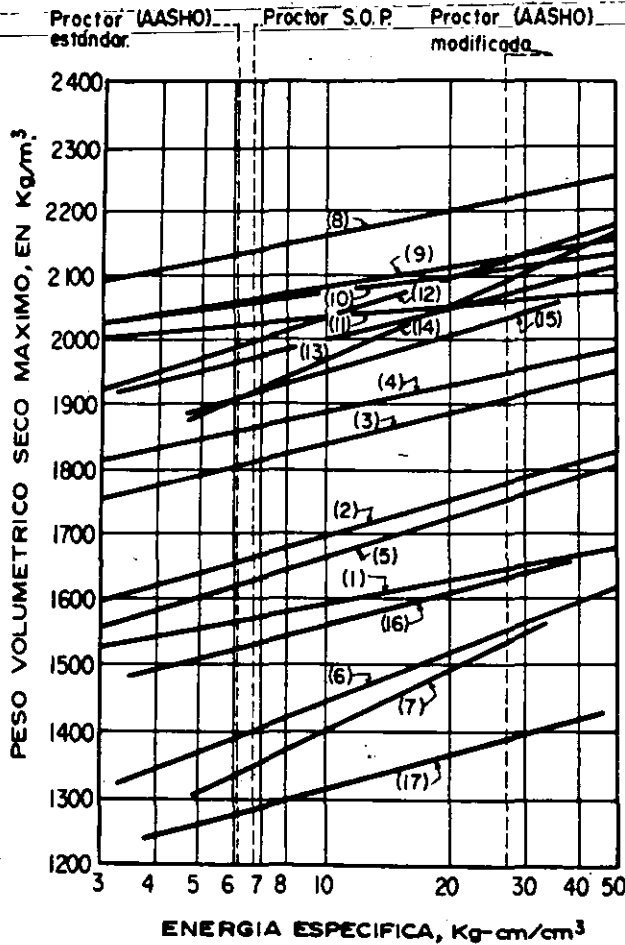


Figura IV-32. Variación de peso volumétrico máximo con la energía de compactación para diferentes tipos de suelos (Ref. 39).

tación con base en la prueba modificada, en tanto que con otros es más fácil lograrlo. La explicación al hecho se ve clara al comparar las diferentes inclinaciones de las curvas en la gráfica.

En la Fig. IV-33 se presenta otra comparación de interés entre las pruebas Proctor (AASHO) estándar y Proctor (AASHO) modificada hechas para 43 suelos diferentes. El máximo de la curva de compactación Proctor (AASHO) estándar oscila entre el 85 y el 97% del máximo correspondiente a la prueba modificada; el tipo del suelo es el factor principal para definir la relación entre ambas pruebas. Es notable el acercamiento que ocurre entre los resultados de las dos pruebas en materiales granulares.

Para finalizar la información que se ofrece en torno a las pruebas dinámicas, en la tabla IV-14 se presentan resultados de compactación en varios tipos de suelos correspondientes a varias pruebas y a diversos equipos de compactación de campo. La tabla está tomada de la Ref. 37 y en ella se ve claramente la diferencia grande que se puede obtener para un mismo suelo, tanto en peso volumétrico seco máximo como en contenido óptimo de agua, al aplicar diferentes métodos de compactación; la relatividad de los dos conceptos anteriores resalta como evidente

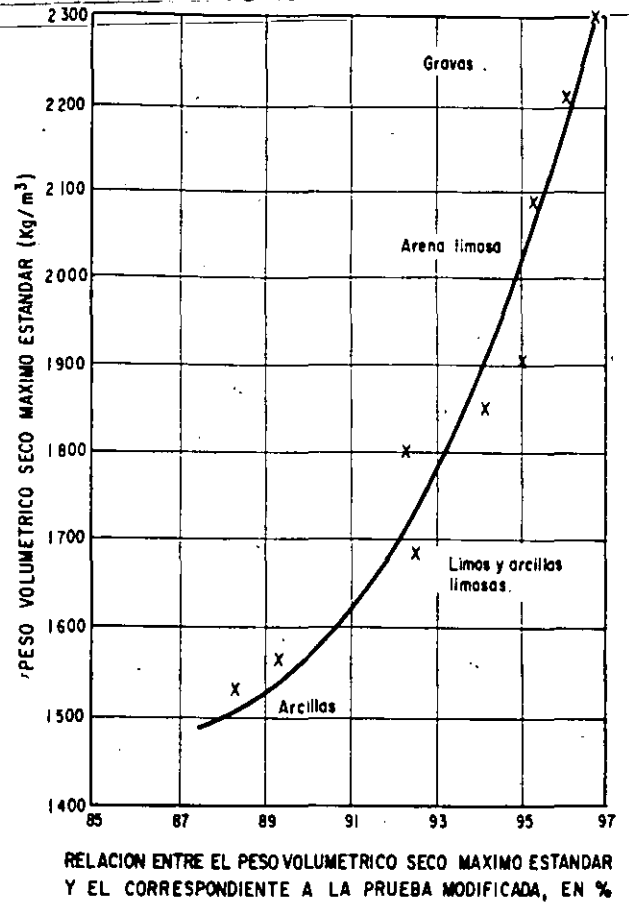


Figura IV-33. Relación entre los pesos volumétricos estándar y modificado (AASHO).

una vez más. La investigación que se presenta corresponde a un caso particular, pero destaca convenientemente las tendencias generales.

B Pruebas estáticas

Con relación a la Fig. IV-3 ya se comentó que en suelos friccionantes es muy común que las pruebas dinámicas produzcan una curva de compactación con una forma inadecuada para la determinación de un peso volumétrico seco máximo y una humedad óptima. También se dijo que para este tipo de suelo existen otras pruebas de compactación en las que usualmente se define una curva de compactación de forma típica, adaptada a los fines que se persiguen.

Una de éstas es la prueba de compactación estática, que introdujo O. J. Porter y que alcanzó su forma definitiva alrededor de 1935. En ella se compacta al suelo colocándolo dentro de un molde cilíndrico de 15.24 cm (6") de diámetro; el suelo se dispone en tres capas, acomodándolo con 25 golpes de una varilla con punta de bala, lo que no significa una compactación intensa, pues la varilla es ligera y la altura de caída, que no está especificada, es la mínima utilizable por el operador para una manipulación cómoda. La compactación propiamente dicha se logra al aplicar al conjunto de las tres capas una pre-

Tabla IV-14

Comparación de pesos volumétricos máximos y humedades óptimas obtenidas con distintas pruebas de laboratorio y varios equipos de campo

Tipo de prueba	Tipo de Suelo									
	Arcilla franca		Arcilla limosa		Arcilla arenosa		Arena		Mezcla de arena, grava y arcilla	
	P.V.S. máx. T/M3	Humedad óptima %	P.V.S. máx. T/M3	Humedad óptima %	P.V.S. máx. T/M3	Humedad óptima %	P.V.S. máx. T/M3	Humedad óptima %	P.V.S. máx. T/M3	Humedad óptima %
Británica estándar	1.560	26	1.670	21	1.850	14	1.940	11	2.080	9
Proctor (AASHO) modificada	1.810	17	1.930	14	2.050	11	2.080	9	2.220	7
Rodillo liso de 2.5 ton	1.520	21	1.770	17	1.830	16	2.060	10	2.150	8
Rodillo liso de 7.5 ton	1.670	20	1.780	16	1.860	14	2.120	8	2.220	7
Rodillo neumático	1.575	25	1.670	20	1.780	19	2.040	11	2.020	7
Rodillo pata de cabra (vástago b de Fig. IV-4)	1.720	16	1.860	14	1.910	12	—	—	2.080	6
Rodillo pata de cabra (vástago a de Fig. IV-4)	1.720	15	1.850	14	1.920	12	—	—	2.060	5
Plataforma vibratoria manual de 450 kg	1.720	17	1.760	15	1.860	13	2.050	10	2.180	7

sión de 140.6 kg/cm², la cual se mantiene durante un minuto. Los detalles de la prueba se incluyen en el anexo IV-c de este capítulo; se menciona allí la modalidad adoptada por la Secretaría de Obras Públicas, que ésta utiliza con frecuencia para controlar los trabajos de compactación de campo con suelos predominantemente friccionantes (prueba Porter SOP).

Como se ve, la prueba de compactación estática es tan antigua como las dinámicas; si bien no se ha extendido tanto como éstas ni es de aplicación tan universal, tiene en su favor de igual manera el factor de tradición y costumbre. Además, la prueba clásica estática estaba ligada con la prueba de valor relativo soporte (C.B.R.), muy usada en pavimentos, y ésta es; quizá, otra razón de su supervivencia en la tecnología de muchas instituciones.

Es bastante dudoso, pero está relativamente poco estudiado, que una prueba estática tenga un buen índice de representatividad respecto a cualquier proceso de compactación en el campo. La aplicación de presión, que de por sí no es un método eficiente para compactar suelos friccionantes (que es a los que muchas veces se les aplica la prueba estática), no considera ni la vibración ni ninguno de los métodos modernos de compactación de estos suelos en el campo; además, hay razones para pensar que la aplicación de una presión estática puede producir cambios gra-

nométricos importantes durante la prueba, lo que contribuye a poner en entredicho su representatividad.

Hubo una época en que se pensó que una prueba estática representaría bien al efecto de un rodillo liso, cuando era costumbre usar estos equipos en suelos friccionantes; de ahí vino la idea de que, mientras las pruebas dinámicas representaban mejor los procesos de compactación en arcillas, las estáticas eran más apropiadas en arenas y gravas. Independientemente de que esta afirmación se basaba en una intuición nunca comprobada, hasta donde llega el conocimiento de los autores de este libro, la idea carece hoy de base, pues, como se dijo, los suelos friccionantes se compactan en el campo con el empleo de otros sistemas.

En la Ref. 39 Aguirre Menchaca presentó los resultados de un estudio comparativo sobre los logros de la prueba estática en relación a los de las pruebas dinámicas. El estudio abarcó 17 suelos, desde gravas hasta arcillas de alta plasticidad. La tabla IV-15 muestra las características principales de los 17 suelos que se estudiaron.

En la tabla IV-16 se muestran los pesos volumétricos secos máximos obtenidos y las humedades óptimas correspondientes a cada una de las pruebas realizadas a los diferentes suelos. Nótese que en los sue-

Tabla IV-15

Comparación de resultados entre las pruebas estática y dinámicas
Relación de suelos estudiados (Ref. 39)

Suelos	Descripción	Clasificación (S.U.C.S.)	Límites de plasticidad		Porcentaje que pasa la malla			
			L.L.	I.P.	3/4"	Nº 4	Nº 40	Nº 200
1	Arena fina uniforme	SP	22	INAP.	100	100	100	5
2	Arena media limosa, bien graduada	SW-SM	25	INAP.	100	100	40	10
3	Arena gruesa, angulosa	SW-SM	20	INAP.	100	100	30	12
4	Arena limo-arcillosa	SM-SC	21	7	100	100	55	25
5	Arcilla limosa	CL-ML	34	12	100	100	70	45
6	Arcilla de alta plasticidad	CH	62	36	100	100	96	90
7	Arcilla de alta plasticidad	CH	71	35	100	100	96	92
8	Grava angulosa con 9% de finos no plásticos	GW-GM	21	6	100	49	21	9
9	Grava redondeada con 9% de finos no plásticos	GW-GM	21	6	100	47	21	9
10	Grava angulosa con 18% de finos no plásticos	GM	21	6	100	55	25	18
11	Grava redondeada con 18% de finos no plásticos	GM	21	6	100	55	25	18
12	Grava angulosa con 9% de finos plásticos	GW-GC	49	29	100	42	19	9
13	Grava redondeada con 9% de finos plásticos	GW-GC	49	29	100	42	19	9
14	Grava angulosa con 18% de finos plásticos	GC	49	29	100	54	28	18
15	Grava redondeada con 18% de finos plásticos	GC	49	29	100	54	28	18
16	Arena arcillosa con 30% aprox. de gravas	SC	38	12	100	72	55	37
17	Arena arcillosa	SC	38	12	100	100	80	45

Tabla IV-16

Comparación de resultados entre las pruebas estática y dinámicas. Resumen de pesos volumétricos secos máximos y humedades óptimas. Arenas y suelos finos

Suelo	E-2		E-4		P		M-2		M-4	
	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w
1. SP	1555	17.1	1556	17.0	1645	16.8	1630	15.3	1640	15.4
2. SW-SM	1640	16.8	1645	15.0	1720	14.0	1730	15.5	1765	12.2
3. SW-SM	1785	14.7	1792	14.3	1800	12.3	1910	12.2	1900	12.0
4. SM-SC	1830	14.0	1850	13.7	1900	11.5	1912	12.0	1940	11.6
5. CL-ML	1558	22.0	1610	19.8	1745	15.3	1675	17.3	1740	16.7
6. CH	1312	31.8	1380	30.4	1713	18.9	1510	25.4	1540	24.6
7. CH	1290	32.2	1320	32.4	1630	21.8	1450	26.1	1515	23.8

Gravas

	E-4		E-6		P		M-4		M-6	
	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w
8. GW-GM	2124	9.3	2117	9.5	2095	7.5	2213	7.6	2175	7.9
9. GW-GM	2049	8.8	2062	9.1	2032	8.1	2120	7.7	2095	8.0
10. GM	2045	10.1	2048	9.1	2050	9.9	2104	8.5	2097	8.6
11. GM	2015	10.0	1991	10.0	2012	10.9	2057	9.0	2037	9.2
12. GW-GC	1971	11.9	1980	10.9	2077	10.6	2112	8.7	2107	8.4
13. GW-GC	1951	11.5	1962	10.2	2021	10.7	2059	8.3	2057	8.3

Tabla IV-16 (Continuación)

14. GC	1892	12.6	1916	12.0	2098	10.4	2077	9.3	2072	
15. GC	1895	11.0	1887	11.6	2052	10.1	2020	9.6	2018	9..
16. SC	1514	22.9	—	—	1628	21.4	1622	19.4	—	—
17. SC	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Símbolos: E-2 Proctor (AASHO) estándar, en molde de 2" (miniatura)
 E-4 Proctor (AASHO) estándar, en molde de 4"
 E-6 Proctor (AASHO) estándar, en molde de 6"
 M-2 Proctor (AASHO) modificada en molde de 2"
 M-4 Proctor (AASHO) modificada en molde de 4"
 M-6 Proctor (AASHO) modificada en molde de 6"
 P Prueba estática (Porter SOP) 6"

Nota: Los valores anotados en las columnas correspondientes a pesos volumétricos máximos (γ_d) y humedad óptima (w) representan el promedio de 5 ensayos.
 Los valores de γ_d están en kg/m^3 y los de w , en porcentaje.

los finos se usó el molde de la prueba miniatura de Harvard (molde de 2" de diámetro), pero al suelo se le hizo una prueba con impactos de un pisón.

Las principales conclusiones del estudio estriban en establecer que en las arenas gruesas y gravas, limpias o con finos no plásticos, los resultados de la prueba Porter SOP son similares a los obtenidos para los mismos suelos con la prueba Proctor (AASHO) estándar (ver Fig. IV-34).

En las arcillas de mediana plasticidad, en las arenas finas con cualquier clase de finos, en las arenas gruesas con finos plásticos y en las gravas con finos plásticos, los resultados de la prueba estática son comparables a los de la prueba Proctor (AASHO) modificada, tal como se ve en la Fig. IV-35.

Por último, en las arcillas de alta plasticidad los resultados obtenidos con la prueba Porter superan en forma notable (hasta en un 10%) a los de la prueba Proctor (AASHO) modificada, según lo muestra la Fig. IV-36.

En la Fig. IV-37 (Ref. 59) se presenta el resultado de otra comparación entre las pruebas de compactación Proctor SOP y Porter SOP, variantes que utiliza la Secretaría de Obras Públicas, de México, y de las que ya se ha hablado. En la Figura aparecen correlaciones. La primera entre el cociente γ_d l sobre γ_d Porter y un número que se obtiene al multiplicar el índice plástico del suelo por su porcentaje de partículas menores que la malla N° 200. La segunda correlación se establece entre la misma relación de pesos volumétricos y el equivalente de arena de los suelos (prueba utilizada en la tecnología de los pavimentos que se detallará en el capítulo alusivo).

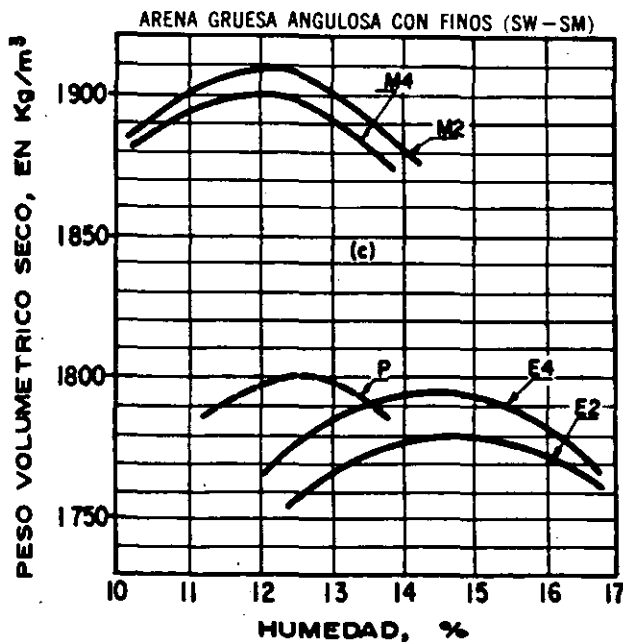


Figura IV-34. Comparación entre la prueba estática y pruebas dinámicas en una arena gruesa con finos no plásticos (Ref. 39).

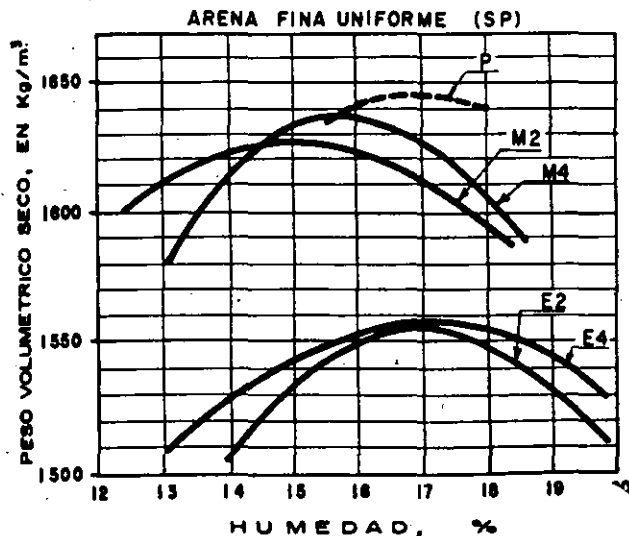


Figura IV-35. Comparación entre la prueba estática y pruebas dinámicas en una arena fina (Ref. 39).

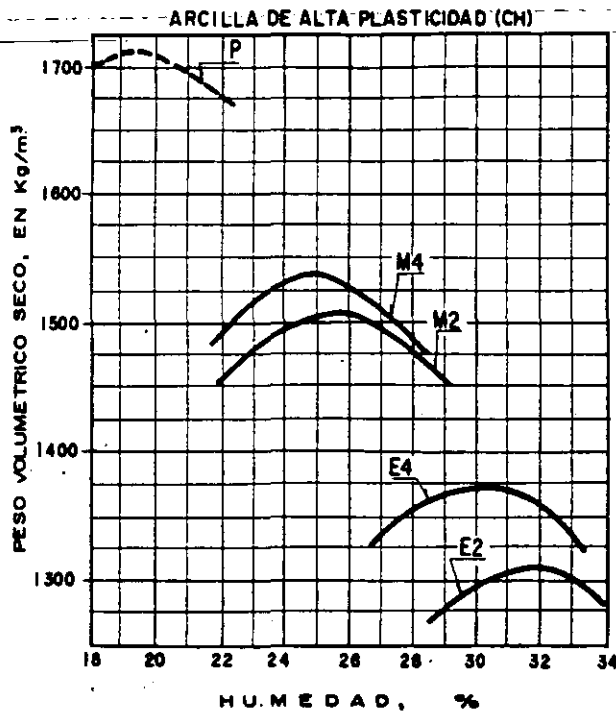


Figura IV-36. Comparación entre la prueba estática y pruebas dinámicas en una arcilla de alta plasticidad (Ref. 39).

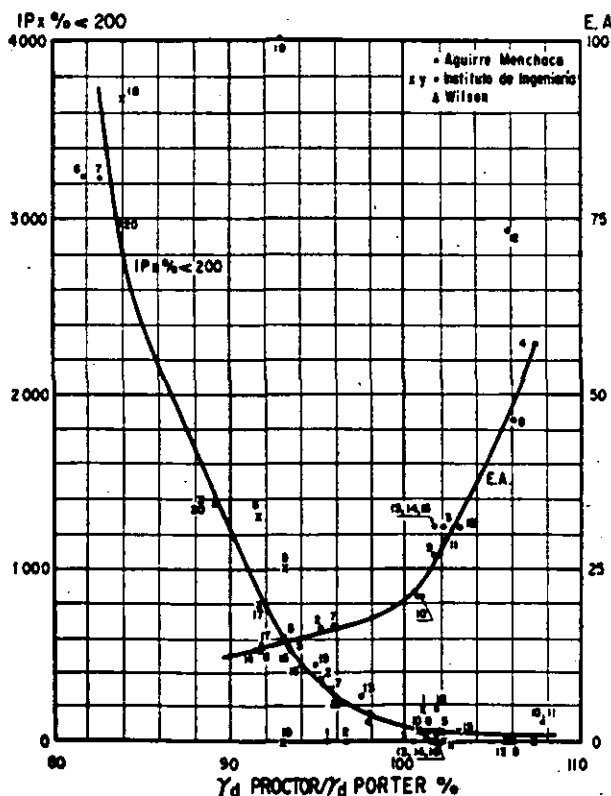


Figura IV-37. Correlación entre los pesos volumétricos secos máximos obtenidos en pruebas Porter y Proctor.

Para la primera correlación se observa que γ_d (Proctor) < γ_d (Porter) en los suelos plásticos (cuando es mayor que 100 el producto del índice plástico por el porcentaje de material menor que la malla 200). La prueba Porter produce pesos volumétricos secos máximos menores cuanto más friccionante sea el material y mayores cuanto más plástico. Los resultados concuerdan con los obtenidos por Aguirre Menchaca (Ref. 39) y, de hecho, sus 17 suelos figuran entre los resultados del estudio que ahora se comenta.

La segunda correlación indica substancialmente el mismo hecho. Para equivalentes de arena menores de 20 (suelos plásticos) el peso volumétrico seco máximo Proctor es menor que el peso volumétrico seco máximo Porter; cuanto más friccionante sea el suelo mayor es el peso volumétrico seco máximo Proctor que el Porter.

Algunas instituciones tienen a la Porter como prueba estándar de compactación en suelos friccionantes y a pruebas tipo Proctor como norma en suelos finos; los resultados de un estudio como el anterior inducen a pensar sobre la conveniencia de tratar de diversificar los controles de compactación a tal grado, pues en ocasiones un cierto estándar pudiera significar un requisito elevadísimo respecto al otro, en tanto que en otras pudiera quedar muy por abajo de la necesidad real del proyecto; esto depende de si el suelo friccionante es fino o grueso, de si contiene finos plásticos o no plásticos y de factores que en general son muy difíciles de cuantificar y que se prestan a la aparición de multitud de casos de frontera o de casos de duda, cada uno de los cuales puede generar un problema de campo, al fijar un estándar de compactación inalcanzable por el equipo o innecesario, o bien al establecer un estándar de compactación insuficiente. Estudios como el que se comenta sugieren que la mejor política puede ser la de controlar la compactación de campo con base en un solo estándar, pero que comprenda las limitaciones de este criterio, analizando cada discrepancia particular con base en una sólida comprensión de lo que es compactar un suelo y un recto juicio de cuáles son las necesidades de cada caso particular.

C Compactación por amasado

Con una sola excepción, los métodos de compactación por amasado son relativamente nuevos en la tecnología de los laboratorios. La excepción la constituye la prueba denominada "miniatura" que desarrolló S. D. Wilson en la Universidad de Harvard (E.E.UU.).

En todos los casos se busca reproducir en el laboratorio el efecto típico que tiene lugar en muchos rodillos de campo (pata de cabra y neumáticos, en menor escala), con el objeto de lograr en el espécimen la misma estructuración interna que adquiere el suelo del campo.

En la prueba "miniatura" el efecto de amasado se logra al presionar un émbolo de área especificada contra la superficie de las diversas capas con las que se constituye la muestra dentro de un molde, el cual tiene las dimensiones necesarias para formar un espécimen apropiado para la realización de pruebas triaxiales convencionales; en cualquier aplicación se transmite al émbolo una presión constante, lo que se consigue cuando se le adapta un resorte calibrado, que permite saber el momento en que se aplica tal presión. En el anexo IV-d de este capítulo se describe en detalle la prueba, que sólo se puede realizar en suelos con tamaño máximo de 2 mm, lo que por otra parte no es un inconveniente grave pues, como es natural, su campo de aplicabilidad se circunscribe a suelos arcillosos.

Hveem (Ref. 42) desarrolló un compactador mecánico de laboratorio que, sin el operador, forma especímenes por medio de un verdadero proceso de amasado, independientemente de la influencia del operador, aun cuando no hay suficientes publicaciones sobre resultados y conclusiones, que permitan definir la representatividad del compactador (o por lo menos no son conocidas por los autores de este libro en cantidad suficiente), toda la intuición ingenieril inclina a pensar que este método de compactación



Compactador mecánico por amasado de Hveem.

sea el que produzca los especímenes más representativos de los suelos a los que en el campo se aplican métodos de compactación con rodillo pata de o rodillo neumático.

En el anexo IV-d de este capítulo se detalla el método de compactación por amasado de Hveem.

D Compactación por vibración

Las pruebas de compactación con vibración han interesado a numerosos investigadores en los últimos años (Ref. 43). Muchas de ellas utilizan un molde Proctor montado en una mesa vibratoria; se estudia el efecto de la frecuencia, la amplitud y la aceleración de la mesa vibratoria, así como la influencia de las sobrecargas, de la granulometría del suelo y del contenido de agua. Schäffner (Ref. 44, también citado en la Ref. 43) estudió la compactación de arenas secas en mesas de vibración. La Fig. IV-38 muestra resultados típicos; puede verse cómo disminuye la relación de vacíos con la aceleración y cómo se obtuvieron los máximos pesos volumétricos con frecuencias del orden de 6 000 r.p.m.

Resultados análogos han sido reportados por Selig (Ref. 44), quien encontró que los máximos pesos volumétricos se obtienen con aceleraciones comprendidas entre 1g y 2g y que cuando crece la presión que se ejerce sobre la arena, se requiere una aceleración mayor para alcanzar un cierto peso volumétrico.

Ortigosa y Whitman (Ref. 46) encontraron que con aceleraciones arriba de 2g el peso volumétrico disminuye otra vez por efectos de la sobrecompactación, pero si la arena está saturada o húmeda, el peso volumétrico sigue subiendo aun con aceleraciones superiores a 3 g (Ref. 47).

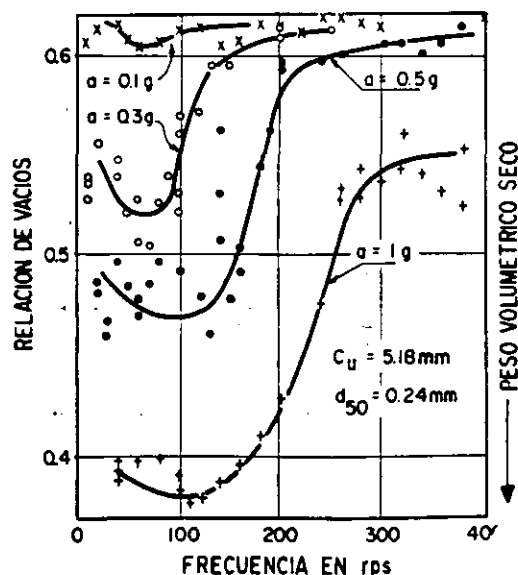


Figura IV-38. Compactación de arenas por vibración. Influencia de la aceleración y la frecuencia (Ref. 4).

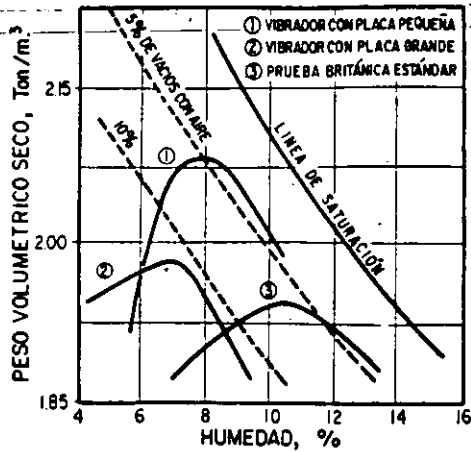


Figura IV-39. Curvas de compactación para un suelo arenoso compactado con dos tipos de vibrador y con la prueba Británica estándar (Ref. 15).

La técnica sueca (Ref. 21) ha desarrollado otro tipo de prueba de laboratorio con vibración que consiste en colocar un espécimen en la parte baja de un cilindro unido a un bloque masivo de concreto; sobre el espécimen y cubriéndolo en toda su superficie vibra una placa, provista de un vástago sobre el que actúa el vibrador.

Los métodos de vibración en el laboratorio también se han estandarizado a base de una mesa vibratoria combinada con una sobrecarga o con un pisón vibratorio. En las Refs. 48, 49 y 50 se muestra algo de estos métodos.

En la Fig. IV-39 aparece una comparación de la eficiencia que se logra al compactar una arena en el campo con vibración y la que se puede obtener con una prueba dinámica de laboratorio; resalta en primer lugar lo mucho que influye el tamaño de la placa del vibrador y, en segundo, la gran eficiencia que se puede conseguir al aplicar racionalmente la compactación vibratoria.

Por su importancia al especificar el rango de frecuencias con que se deben usar los compactadores en el campo o aplicarse las vibraciones en el laboratorio, se presentan a continuación, en la tabla IV-17, las frecuencias naturales de algunos suelos y rocas considerados en conjunto con un vibrador; la tabla procede de la Ref. 15 y se refiere a un determinado vibrador.

Tabla IV-17
Frecuencias naturales del conjunto suelo-vibrador para varios suelos y rocas

Tipo de suelo o roca	Frecuencia natural r.p.m.
2 m de turba sobre arena	750
2 m de relleno con arenas y suelos finos	1145
Arena y grava con lentes de arcilla	1165
Terracería compactada por el peso del tránsito	1280
Arcilla húmeda	1430
Arena media muy uniforme	1445
Arena gruesa uniforme	1570
Arcilla casi seca	1650
Caliza	1800
Arenisca	2040

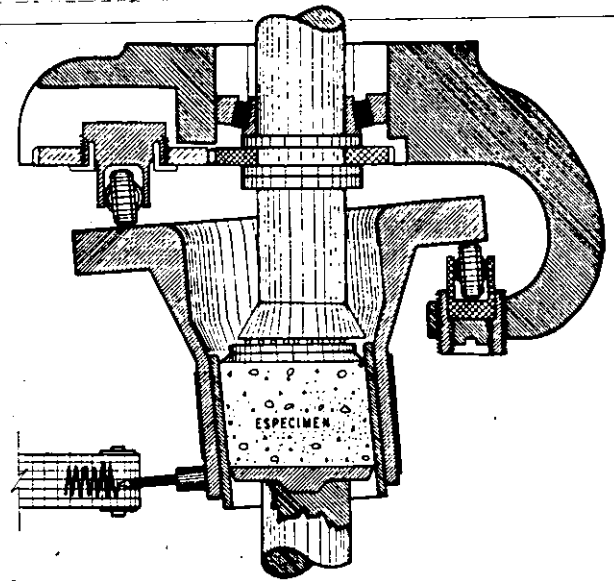


Figura IV-40. Dispositivo esquemático de la máquina de compactación giratoria (Ref. 52).

Un aumento en la amplitud incrementa la eficiencia de la vibración y su efecto en profundidad a todas las frecuencias, al aumentar la deformación de las partículas del suelo. Una amplitud grande es especialmente favorable en las arcillas, así como en los materiales friccionantes más gruesos. Cuando se utilizan amplitudes muy grandes pueden reducirse las frecuencias de los equipos, lo que suele conducir a procesos de compactación más económicos.

La investigación de laboratorio (Ref. 21), ha hecho ver también que la utilización de frecuencias de resonancia para el sistema suelo-vibrador es más útil cuanto mayor sea la presión que se ejerce sobre el suelo compactado. En la práctica esto ha conducido a la utilización de frecuencias más altas en los equipos de compactación más ligeros.

E Pruebas especiales o en proceso de desarrollo

De entre éstas merece especial mención la máquina giratoria de compactación (Refs. 51 y 52), que es obvio que ha sido ideada con el propósito de reproducir en el espécimen de laboratorio la estructura y demás condiciones que adquiere el suelo cuando se le compacta en el campo con los equipos de rolado usuales. En rigor, se puede considerar a este equipo como un compactador de amasado. La Fig. IV-40 muestra esquemáticamente el dispositivo por el cual se transmite al espécimen una presión combinada con un efecto de balanceo.

Muchas de las pruebas que hasta ahora se han hecho con este aparato están ligadas a la tecnología de los pavimentos, y comienzan a desarrollarse diferentes modos e intensidades de aplicación de la energía de compactación para distinguir los volúmenes del tránsito. La máquina también ha demostrado que es útil para detectar la influencia de la plasticidad de la fracción fina de los suelos que se prueban

y para estudiar la degradación estructural de los materiales bajo un cierto tipo de carga dinámica.

Es de esperar que en un futuro próximo se disponga de información mucho más completa sobre este sistema de compactación.

IV-9 CRITERIOS PARA LA SELECCION DE PRUEBAS DE LABORATORIO. COMPARACION DE RESULTADOS OBTENIDOS EN EL LABORATORIO Y EL CAMPO

A riesgo de caer en la reiteración, conviene ahora hacer una breve recapitulación de los criterios prácticos para elegir una determinada prueba de laboratorio que haya de servir como base de proyecto o como norma de control de calidad en un proceso de compactación; comoquiera que tales criterios sólo se basan en la representatividad de las pruebas, se insistirá aquí algo en la presentación de información sobre resultados comparativos de procesos de compactación en el campo y en el laboratorio; también se completarán y sistematizarán algunos datos, sobre los cuales ya aparecieron algunos comentarios en páginas anteriores de este capítulo.

El problema de la selección de la prueba de laboratorio apropiada puede expresarse en términos sencillos, pues se trata de elegir la prueba que por reproducir la relación entre pesos volumétricos y contenidos de agua y la estructura del suelo en el campo, permita estudiar el efecto de las condiciones de compactación en los suelos particulares que vayan a usarse, con el fin de definir en forma racional las condiciones en que se lleve a cabo el proceso de compactación de campo (Ref. 13).

En el caso de los suelos finos, con pruebas de amasado se logra la máxima aproximación a la estructura del suelo que se vaya a compactar; esto se ha comprobado por comparación de propiedades mecánicas (Ref. 57). La compactación por impactos es menos apropiada y menos representativa, pero es probablemente aceptable en la tecnología de Vías Terrestres, sobre todo con fines de control de calidad; la mayor parte de las diferencias con respecto a la compactación de campo quedan seguramente dentro de las variaciones y desviaciones de los procesos constructivos prácticos (Ref. 13).

De esta manera, la selección de la prueba patrón de laboratorio se reduce a escoger la energía de compactación que mejor reproduzca la relación entre el peso volumétrico y los contenidos de agua que se espera en el campo. Nótese que se recomienda siempre el uso de una prueba de amasado o, cuando menos, dinámica, y se considera poco apropiado utilizar una prueba estática, cuya representatividad, como se dijo, es mucho más problemática.

La elección del estándar de energía que convenga ha de hacerse con base en experiencia previa o en pruebas de campo en secciones representativas a escala natural. Ayudará a ello toda la información

que se pueda obtener sobre resultados comparativos de pruebas de laboratorio y procesos de campo.

Algunas comparaciones de tal tipo se presenten continuación.

A Comparación de resultados de pruebas de laboratorio con los obtenidos en los procesos de compactación con rodillo pata de cabra

La Fig. IV-41 (Refs. 13 y 58) indica que la curva de campo con rodillo pata de cabra corresponde a grados de saturación ligeramente mayores que los correspondientes a una prueba de impactos en el laboratorio (Proctor, AASHO, estándar). En la misma figura se ve una curva correspondiente a una prueba de amasado (Harvard miniatura), bastante más próxima a la curva de campo. El proceso de compactación a que se refiere la figura se realizó con 12 pasadas de un rodillo pesado sobre un suelo arcilloso colocado en capas de 23 cm de espesor en estado suelto.

La Fig. IV-42 (Refs. 12 y 13) muestra información análoga correspondiente a los materiales finos de las tres presas que se citan. El proceso de campo se hizo con rodillo pata de cabra pesado y el material fue una arcilla tendida en capas de 20 cm de espesor suelto.

Los datos de las Figs. IV-41 y IV-42 deben compararse con los de la Fig. IV-43 (Refs. 13 y 14) que presenta resultados análogos, pero con un rodillo pata de cabra ligero. Nótese que en este último caso se invierten las posiciones relativas de las curvas de óptimos de campo y de laboratorio. Una presión del rodillo del orden 25 kg/cm^2 distingue al equipo ligero del pesado para los efectos que aquí se discuten.

Los datos en las Refs. 12, 13, 14 y 15 se resumen en la Ref. 13 en las siguientes conclusiones.

1. Para presiones entre 8 y 18 kg/cm^2 la línea de óptimos de la compactación de campo queda ligeramente a la izquierda de la correspondiente a una prueba de impactos tipo Proctor. Son mayores las

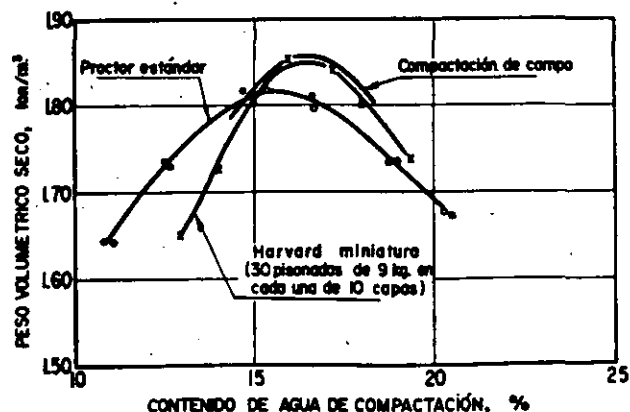


Figura IV-41. Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo "pata de cabra" de gran presión nominal) y de laboratorio (Proctor estándar y Harvard miniatura) (Refs. 13 y 58).

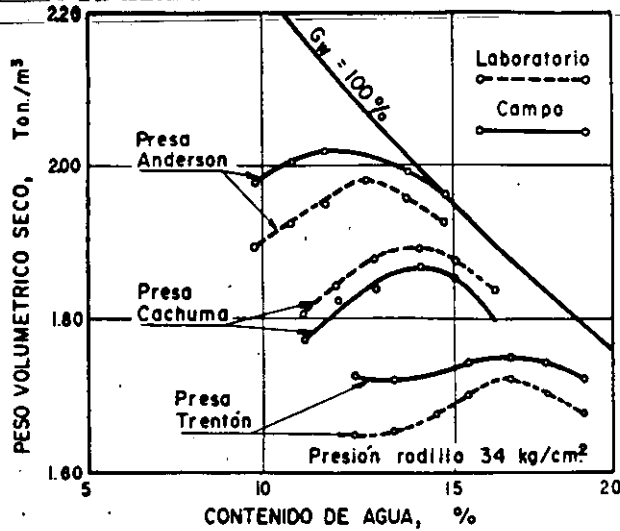


Figura IV-42. Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo "pata de cabra" de alta presión nominal) y de laboratorio (Proctor estándar para material que pasa la malla Núm. 4) (Refs. 12 y 15).

diferencias entre las curvas de campo y las de compactación por amasado tipo miniatura Harvard, pues estas últimas quedan a la derecha de las que se obtienen en pruebas dinámicas.

2. Para presiones de 18 a 35 kg/cm² la línea de óptimos de la compactación de campo casi coincide con la que se obtiene en una prueba de impactos tipo Proctor, quedando ligeramente a la derecha de ella. Las curvas de amasado correspondientes a pruebas tipo Harvard miniatura prácticamente coinciden con las curvas de campo.

Por desgracia no hay suficiente información con relación a especímenes producidos con otros tipos de

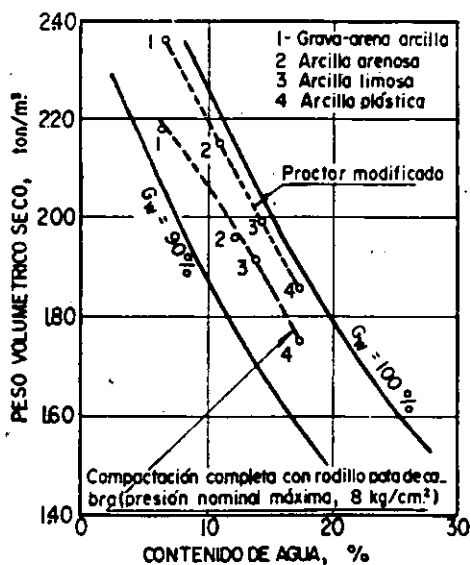


Figura IV-43. Comparación de líneas de óptimos de campo (rodillo "pata de cabra" de baja presión nominal) y de laboratorio (impactos) (Refs. 13, 14 y 15).

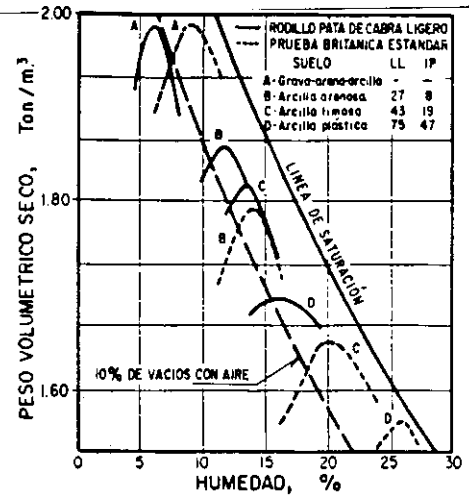


Figura IV-44. Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo "pata de cabra" ligero) y de laboratorio (prueba británica estándar) (Refs. 14 y 15).

compactadores por amasado, que por cierto se utilizan más ahora.

En la Fig. IV-44 (Refs. 14 y 15) se comparan las curvas de compactación de campo de los cuatro suelos que se indican, con los valores obtenidos en el laboratorio por medio de la prueba británica estándar (muy similar a la Proctor, AASHO, estándar). El proceso de campo se llevó a cabo con un rodillo pata de cabra ligero (8 kg/cm² de presión de contacto), con 64 pasadas y 75 cm² de área de contacto del vástago. Desde luego se mantiene la tendencia señalada en párrafos anteriores, pero se ve que no es consistente la relación entre los pesos volumétricos máximos que se obtuvieron en campo y en el laboratorio para los cuatro suelos. Obsérvese que la Fig. IV-44 se refiere a la misma investigación que la Fig. IV-43.

La información comparativa entre los resultados de los procesos de compactación de campo con rodillo pata de cabra y los de pruebas de laboratorio se complementa con los datos que se ofrecen en la Fig. IV-45 (Ref. 15). Las pruebas dinámicas que se comparan son la Proctor (AASHO) modificada (1), la estándar (3) y una prueba de impactos con energía intermedia (2); la línea de óptimos que se obtuvo con base en las tres pruebas representa las condiciones de compactación que puede esperarse al emplear en el laboratorio tal tipo de pruebas, en el rango de energías que se señala.

El suelo que se probó fue una arcilla con LL = 38% e IP = 18% y se tendió en capas de 15 cm de espesor compacto. Se presentan tres curvas de campo. La A corresponde a 6 pasadas de un rodillo pata de cabra con 44 cm² de área de vástago y 18 kg/cm² de presión de contacto; la B a 12 pasadas del mismo equipo y, finalmente, la C a 24.

Nótese que el óptimo de los rodillos queda por abajo del de laboratorio para cualquier valor menor de aproximadamente 22 pasadas. Comparaciones como la presente indican los peligros de fijar el gra-

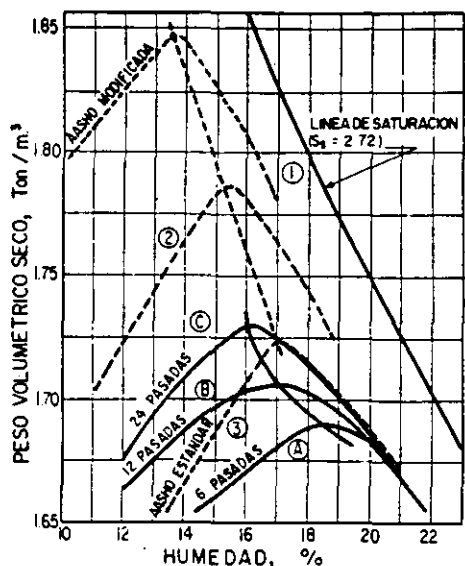


Figura IV-45. Comparación entre los resultados de un proceso de compactación de campo con rodillo "pata de cabra" y pruebas dinámicas (Ref. 15).

do de compactación de campo con base en una prueba de laboratorio escogida sin realizar previamente un estudio para determinar la relación entre ambos métodos de compactación.

B Comparación de resultados de pruebas de laboratorio con los obtenidos en los procesos de compactación con rodillos neumáticos

Las Figs. IV-46 y IV-47 (Ref. 13) hacen ver que para un suelo dado la línea de óptimos de los procesos de campo con rodillos neumáticos con presiones de inflado comprendidas entre 2.80 y 10.50 kg/cm² queda siempre a la derecha de la línea de óptimos correspondiente a pruebas dinámicas de laboratorio.

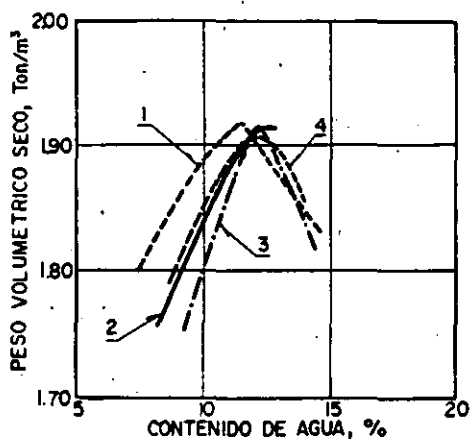


Figura IV-46. Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo neumático) y de laboratorio (Proctor estándar) para una arcilla arenosa (LL = 18, LP = 16) (Ref. 13).

La Fig. IV-48 (Refs. 13 y 15) indica que disminuye la diferencia en la posición de las dos curvas

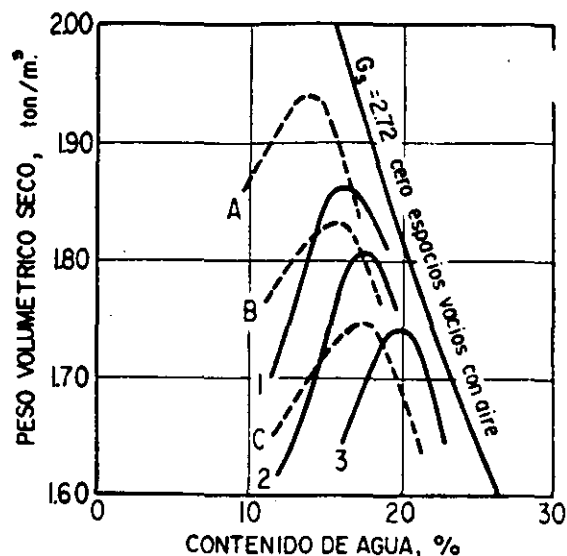


Figura IV-47. Comparación de curvas de compactación de campo (rodillo neumático) y de laboratorio (Proctor estándar) (Ref. 13).

de óptimos a que se refiere el párrafo anterior al aumentar la energía de compactación. En la Fig. IV-49 se muestra la influencia del tipo de suelo en estos aspectos.

Como se ve, en los procesos de compactación con rodillos neumáticos la curva de óptimos se mueve a la derecha de la obtenida con pruebas dinámicas para un amplio rango de presiones de inflado de los rodillos. Es razonable pensar que las pruebas de amasado reproduzcan mejor las curvas de campo de los rodillos neumáticos que las dinámicas, pero es seguro que no será grande la diferencia entre ambos tipos de pruebas.

IV-10 PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ARENAS COMPACTADAS

Si, por ejemplo, en un aparato de corte directo se prueba una arena suelta para obtener su resisten-

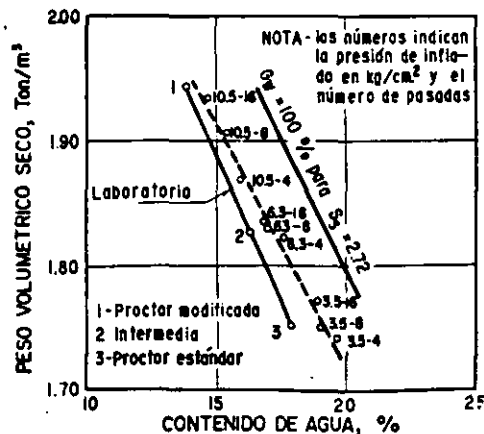


Figura IV-48. Comparación de curvas de óptimos de campo (rodillo neumático) y de laboratorio (impactos tipo Proctor) (Refs. 13 y 15).

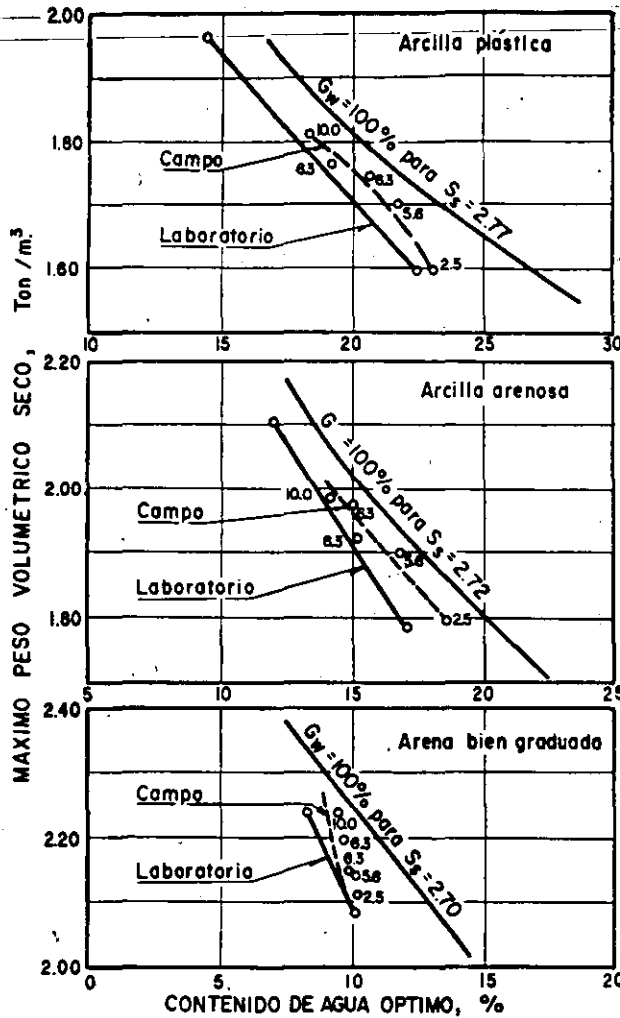


Figura IV-49. Comparación de curvas de óptimos de campo (rodillo neumático) y de laboratorio (impactos tipo Proctor) (Ref. 13).

cia al esfuerzo cortante, se obtendrá, como ya se dijo, una curva esfuerzo-deformación del tipo "plástico", tal como se muestra en la Fig. IV-50 (Ref. 10). Para producir deformaciones crecientes se necesitan esfuerzos tangenciales crecientes. En la misma prueba, una arena muy compacta mostrará la curva esfuerzo-deformación con línea discontinua que aparece en dicha figura; al principio se necesita esfuerzo creciente para aumentar la deformación, pero una vez que se sobrepasa un valor máximo del esfuerzo, éste puede disminuir sin que la deformación deje de crecer (comportamiento frágil). También se indicó ya que esta diferencia de comportamiento puede explicarse en términos de estructuración; en arena compacta es preciso no sólo vencer el rozamiento entre los granos, sino obligarlos a girar y moverse, rodando unos sobre otros; sin embargo, una vez que se ha roto la trabazón estructural compacta inicial, se facilita mucho su movimiento relativo. Por el contrario, en arena suelta, la estructuración inicial es floja e inestable y es fácil iniciar el movimiento relativo, pero éste va produciendo estructuras cada vez más

cerradas (capítulo 1) y la resistencia de la arena va creciendo en forma paulatina hasta un cierto límite. Esta estructura es prácticamente igual a la que se llega al compactar la arena, por lo que la resistencia final o residual es la misma en el caso suelto y en el compacto.

La parte inferior de la misma Fig. IV-50 muestra las variaciones de volumen que sufre la muestra durante la deformación. El volumen de las arenas sueltas disminuye desde un principio, a causa de la destrucción de las inestables estructuras iniciales. En las arenas compactas hay al principio una ligera disminución de volumen por el aumento del nivel general de esfuerzos, pero en seguida el proceso de deformación que ya explicamos produce un aumento de volumen, cuya máxima velocidad corresponde al esfuerzo máximo que aparece en la parte superior de la figura.

En la figura se aprecia que la resistencia máxima que puede desarrollar una arena compacta es mucho mayor que la que puede ofrecer la misma arena, suelta. Naturalmente que no siempre son más favorables las características con que se presenta la resistencia en las arenas compactas; por ejemplo, en arena suelta se desarrolla siempre resistencia creciente, en tanto que la compacta exhibe una falla frágil, a partir de la cual su resistencia cae mucho, hecho que pudiera tener gran importancia en las aplicaciones; las arenas compactas son también susceptibles de falla progresiva.

Cuando una arena se compacta por un proceso de campo, puede aumentarse mucho su resistencia máxima, pero, en rigor, tan sólo una parte del incre-

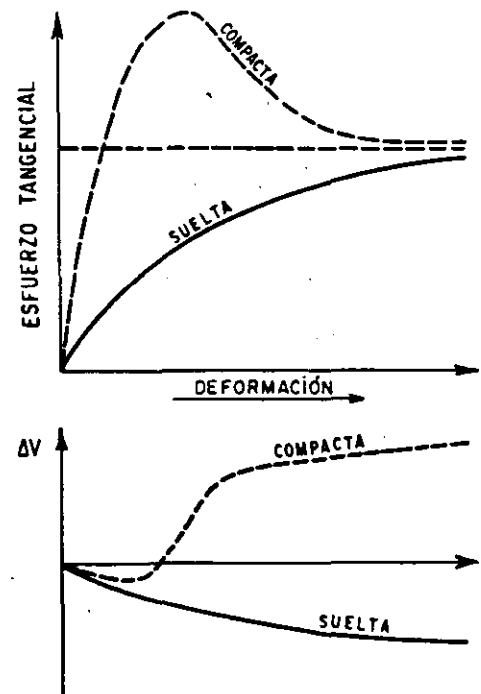


Figura IV-50. Diferencias de comportamiento entre una suelta y una compacta (Ref. 10).

mento que se obtenga podrá tomarse en cuenta en un proyecto, pues la susceptibilidad a la falla progresiva y lo irregular de cualquier distribución real de esfuerzos harán que la falla se produzca a niveles de esfuerzos menores que la resistencia máxima.

La compresibilidad de las arenas compactadas también disminuye mucho respecto a la de las arenas sueltas. A este respecto, el lector debe consultar el capítulo I para tener muy presentes los problemas de compresibilidad de arenas y suelos gruesos a altas presiones.

Un efecto que merece más atención de la que se le ha dedicado hasta el presente es la degradación estructural que sufren muchos suelos gruesos, por el proceso de compactación, lo que se traduce en cambios importantes en su granulometría, de manera que la que se obtiene en el campo no es la misma que se obtuvo en el laboratorio. Aparte de los cambios en resistencia y compresibilidad que esto puede producir (los que tal vez no serán de excesiva importancia en la mayoría de los casos prácticos excepto, tal vez, en las bases de los pavimentos flexibles) pueden tenerse efectos substanciales en los contenidos óptimos de asfalto en materiales de bases tratadas con este material o de carpetas. Es claro que el efecto será más notable cuanto más deleznable sean las partículas del material que se compacta. En la Ref. 39 Aguirre Menchaca presenta curvas granulométricas de materiales gruesos compactados en el laboratorio por diferentes procedimientos; en algunos casos los efectos de la degradación estructural son bastante importantes (por ejemplo, de 9% de material menor que la malla 200 en condición original a 18% después de la compactación).

IV-11 PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS FINOS COMPACTADOS

El estudio de las propiedades de los suelos finos compactados requiere un análisis previo de la influencia de las variables de compactación que condicionan las propiedades mecánicas de dichos suelos; estas variables son su relación de vacíos (o peso volumétrico seco), su grado de saturación y la estructuración que adquieren sus partículas sólidas. Mucha de la información que se presenta a continuación procede de la excelente Ref. 13; se puede encontrar información complementaria en las referencias 53, 54, 55, 56 y especialmente en la 60.

Ya se ha hablado en el capítulo I de esta obra de la interacción entre las fases sólida y líquida de un sistema agua, aire y arcilla. Se vio que cada cristal de arcilla parece comportarse como si tuviese una carga eléctrica negativa, atrayendo una atmósfera de iones positivos (doble capa eléctrica).

Además de esa interacción existe otra de partícula a partícula, debido a fuerzas de acción a distancia; estas fuerzas se componen de una atracción electromagnética (fuerzas de Van der Waals) y una re-

pulsión entre los estratos positivos de las dobles capas eléctricas de cada partícula. Las fuerzas de repulsión son función exponencial de la distancia partículas y aumentan al disminuir la concentración de electrólitos. Las fuerzas de Van der Waals son independientes de la concentración de electrólitos.

La Fig. IV-51 (Ref. 13) muestra dos arreglos extremos de las partículas sólidas, entre los que puede variar un suelo arcilloso real.

La estructura queda determinada por dos factores principales, que son la magnitud relativa de las fuerzas de atracción y repulsión de las partículas y el monto de la deformación angular que el suelo haya sufrido. A mayor repulsión y mayor deformación angular corresponde un mayor grado de orientación de las partículas.

Se analiza a continuación, siempre según la Ref. 13, el efecto de las condiciones de compactación en las variables que gobiernan el comportamiento mecánico (peso volumétrico seco, grado de saturación y grado de orientación de las partículas). Las condiciones que se consideran son el contenido de agua, la energía de compactación, el procedimiento de compactación, el método de preparación del suelo y la proporción y características de la fracción no arcillosa.

1 Efecto del contenido de agua

a. En el peso volumétrico seco

Ya quedó debidamente establecido en páginas anteriores de este capítulo. El máximo peso volumétrico seco se alcanza con el contenido de agua óptimo (Fig. IV-1).

b. En el grado de saturación.

Este efecto también se puede ver en la curva de compactación. Para cualquier par de valores $\gamma_d - w$, G_w puede calcularse con la expresión

$$G_w = \frac{w \gamma_d s_s}{s_s \gamma_w - \gamma_d} \quad (4-7)$$

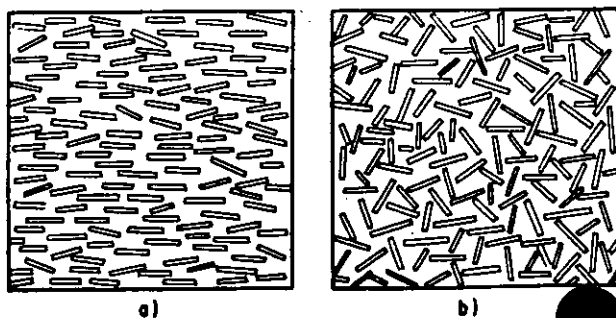


Figura IV-51. Estructuras extremas de un suelo arcilloso. a) alto grado de orientación de partículas; b) bajo grado de orientación de partículas (Ref. 13).

donde G_w y w están en porcentaje y S , es el peso específico relativo de los sólidos. La expresión 4-7 permite dibujar en el diagrama de compactación la curva correspondiente a cualquier grado de saturación.

Ya se dijo que el grado de saturación disminuye rápidamente para contenidos de agua abajo del óptimo, pero que es casi constante para contenidos de agua arriba de dicho límite (ver, por ejemplo, la Fig. IV-7).

c. En la estructura.

Cuando el contenido de agua es bajo, se limita el desarrollo de la doble capa eléctrica y la concentración de iones es muy alta. A esta situación corresponden pequeñas repulsiones entre las partículas y altos esfuerzos efectivos por capilaridad; como consecuencia, se tendrá un suelo con alta resistencia a la deformación y bajo grado de orientación de partículas.

Si aumenta el contenido de agua, crecen las fuerzas de repulsión y disminuyen los esfuerzos capilares, con lo que se reduce la resistencia del suelo a la deformación. Con método y energía de compactación iguales, un suelo compactado con mayor contenido de agua sufrirá mayores deformaciones angulares y alcanzará una estructura con mayor grado de orientación. Con un mayor contenido de agua, aumenta el grado de orientación de las partículas. Si se hace variar la energía de compactación, con mayor energía habrá más tendencia a lograr mayor orientación de las partículas.

2 Efecto de la energía de compactación

a. En el peso volumétrico seco.

En la Fig. IV-7 ya se mostró cómo cambia la curva de compactación al variar la energía específica. Al aumentar la energía, el aumento de peso volumétrico será tanto mayor cuanto menor sea el contenido de agua del suelo; cualquier incremento de energía que se aplica a un suelo con contenido de agua superior al óptimo se utiliza en producir deformación angular, pero no reducción de volumen; esto se debe a que un suelo con contenido de agua alto es más deformable y tiene bajo contenido de aire y, por tanto, fase fluida menos compresible.

b. En el grado de saturación.

Durante el proceso de compactación el contenido de agua de los suelos finos permanece constante, de manera que el grado de saturación crece si se incrementa la energía de compactación y se alcanza mayor peso volumétrico.

Cuando el suelo tiene un contenido de agua superior al óptimo, el aumento de energía de compactación resulta muy poco eficiente, como ya se dijo.

c. En la estructura.

La energía que se aplica al suelo se emplea para reducir su volumen y para deformarlo angularmente.

Por tanto, el aumento de la energía de compactación produce una orientación adicional de las partículas de arcilla, que es una función creciente del contenido de agua; si el suelo tiene una humedad superior a la óptima, todo aumento de la energía de compactación se empleará en acercar al suelo a la condición de dispersión extrema que se muestra en la Fig. IV-51a.

3 Efecto del método de compactación

Desgraciadamente no es posible comparar los diversos métodos de compactación que se utilizan al mismo nivel de energía de compactación, pues, como ya se explicó, éste no puede cuantificarse con precisión en cada caso y se ve afectado por factores imponderables que influyen en la eficiencia de los procesos. Lo que se hace es comparar los procedimientos que llevan al suelo al mismo peso volumétrico seco y con el mismo contenido de agua. En tales condiciones, se espera que la diferencia de propiedades del suelo que pueda obtenerse se deba únicamente a una diferencia en las estructuras, la cual sería atribuible sólo a diferencias en la magnitud de las deformaciones angulares inducidas por el método de compactación.

En el laboratorio, a mismo peso volumétrico y mismo contenido de agua, el máximo grado de orientación de las partículas se logra por amasado y el mínimo por compactación estática. En la Ref. 63, de la que se reproduce la Fig. IV-52, se presenta una interesante investigación en la que se hace ver que con compactación estática una arcilla conserva una estructura completamente floculada en toda la curva

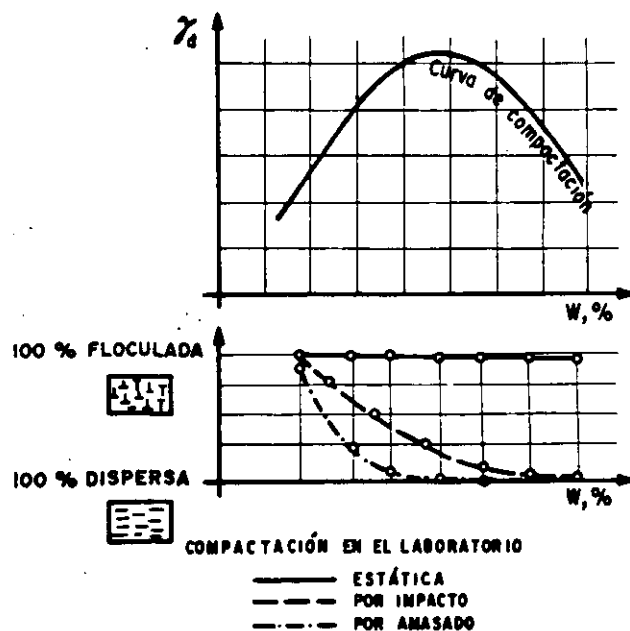


Figura IV-52. Influencia del tipo de compactación en la estructura adquirida por el suelo compactado (Ref. 63).

de compactación; la arcilla, que tenía estructura floculada a bajas humedades, con compactación por amasado alcanza una estructura dispersa desarrollada en su totalidad (con la máxima orientación de las partículas) a contenidos de agua de compactación correspondientes aproximadamente a la humedad óptima de la prueba que se haga; esta estructura dispersa se mantiene a contenidos de agua crecientes ya en toda la curva. En una prueba de compactación por impactos, una estructura inicialmente floculada a contenidos de agua muy bajos, se va tornando dispersa a medida que la curva de compactación progresa con humedades crecientes, alcanzándose una estructura totalmente orientada sólo con humedades mayores que la óptima, ya en la rama húmeda de la curva.

Es evidente que de lo anterior pueden extraerse conclusiones que trascienden en mucho al aspecto meramente académico de la investigación. A estructuras tan diferentes en el suelo han de corresponder propiedades fundamentales también muy diferentes (ello se comprobará en las páginas siguientes). Por otra parte, casi todos los procesos de compactación de campo más usados, excluyendo la vibración, desgraciadamente no incluida en la investigación anterior, incluyen en mayor o menor grado efectos de amasado, en tanto que la compactación estática del laboratorio no puede considerarse representativa de ningún método actual de campo. De esta manera, puede ya intuirse que una prueba de compactación estática no podrá considerarse representativa de ningún proceso de compactación de campo y, por ende, el uso de una prueba estática de laboratorio para estudio de suelos con fines de proyectar una estructura de tierra deberá cuestionarse seriamente.

En el campo, el rodillo pata de cabra produce mayor orientación de las partículas que el neumático.

Una diferencia bien conocida entre las pruebas de laboratorio por amasado y por impactos es que el lugar geométrico de los óptimos corresponde a grados de saturación mayores en el primer caso que en el segundo.

En la Fig. IV-53 (Ref. 13) se proporciona el orden de magnitud de dicha diferencia en el caso de una arcilla arenosa poco plástica y bien graduada; en suelos más plásticos la diferencia puede ser mayor.

4 Efecto de la fracción gruesa

Ya se comentó en páginas anteriores de este capítulo la influencia de la fracción gruesa en el peso volumétrico que se obtiene al realizar pruebas dinámicas. Nos limitaremos aquí a insistir en que el peso volumétrico seco aumenta al aumentar el porcentaje de gruesos hasta un cierto límite, arriba del cual disminuye. Si el porcentaje de gruesos es constante, pero se cambia la granulometría de la fracción gruesa, el peso volumétrico seco máximo aumenta al mejorar la distribución granulométrica de dicha fracción gruesa. Por esta razón es inadecuado (Ref. 13) el proce-

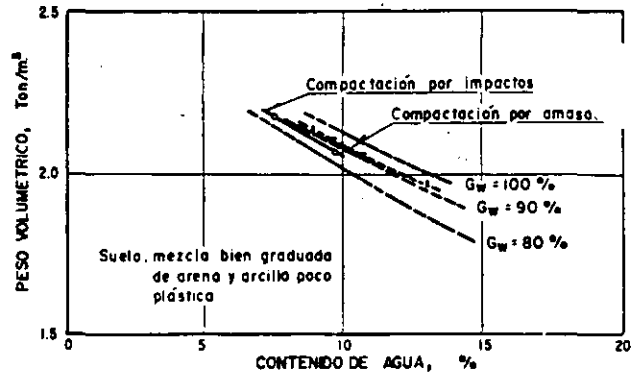


Figura IV-53. Curvas correspondientes al óptimo contenido de agua de un mismo suelo para compactación por impactos (tipo Proctor) y por amasado (tipo Harvard miniatura) (Ref. 13).

dimiento de compactación de laboratorio en que la fracción retenida en una malla (muchas veces la de 3/4") se substituye por el mismo peso de material que pasa por dicha malla y lo retiene la N° 4; si tal método se aplica, se obtienen resultados que pudieran desviarse significativamente de lo que ocurra en el campo.

5 Efecto de la preparación de la muestra

Como ya se ha indicado, los dos factores que más influyen son el reuso y el logro de una homogénea distribución del contenido de agua.

Se analizan a continuación las propiedades importantes de los suelos finos compactados.

A Permeabilidad

La permeabilidad de un suelo compactado, como sus otras propiedades mecánicas, depende de su relación de vacíos (o su peso volumétrico seco), de su estructura y de su grado de saturación.

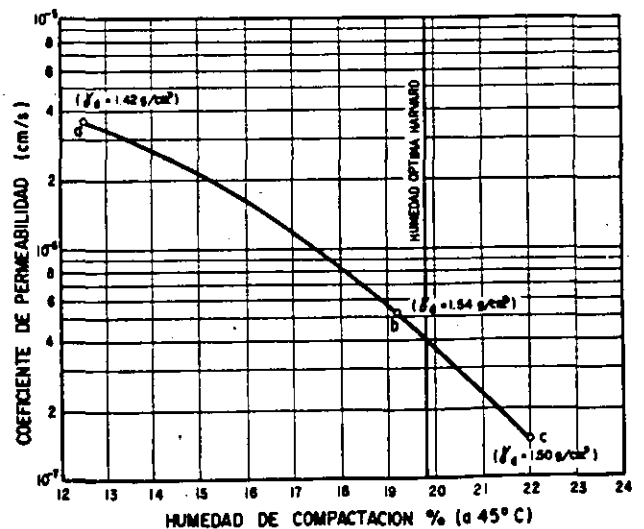


Figura IV-54. Relación entre la humedad de compactación y el coeficiente de permeabilidad en un suelo saturado con contrapresión de 6 kg/cm² (Ref. 61).

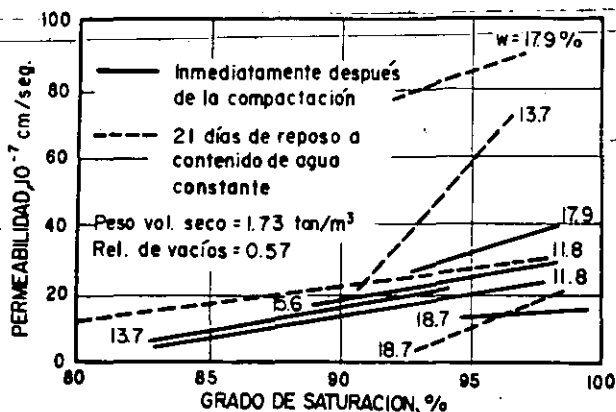


Figura IV-55. Efecto del grado de saturación en la permeabilidad de una arcilla limosa compactada por amasado (Refs. 13 y 62).

Como se indicó en el párrafo I-8 del capítulo 1, la permeabilidad puede relacionarse linealmente con el cuadrado de la relación de vacíos del suelo.

La variación entre el coeficiente de permeabilidad del suelo y la humedad de compactación es del tipo que se muestra en la Fig. IV-54 (Ref. 61).

En la Fig. IV-55 (Refs. 13 y 62) aparece el efecto del grado de saturación en la permeabilidad de las arcillas compactadas, que aumenta siempre con dicho grado de saturación. La figura ilustra también el efecto de los cambios de estructuración por tixotropía (disminución del grado de orientación de las partículas), al dejar reposar a los especímenes durante 21 días a contenido de agua constante.

La estructuración es el factor que más afecta a la permeabilidad de un suelo compactado (Fig. IV-56, Refs. 13 y 62). Nótese que a mayor contenido de

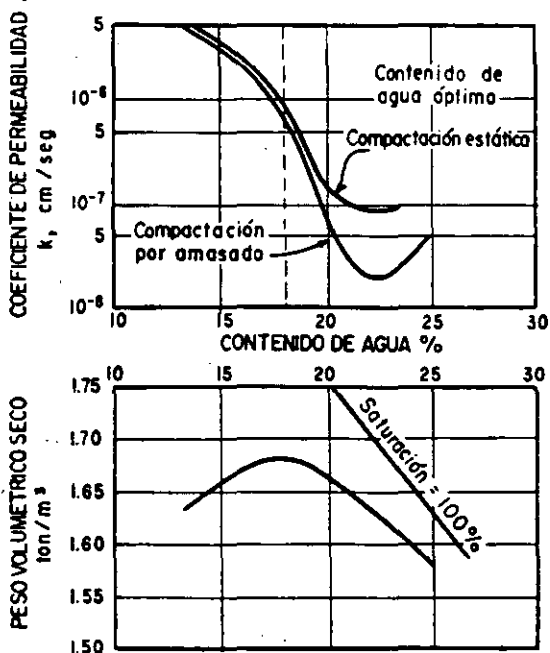


Figura IV-56. Efecto de la estructura de una arcilla limosa en su permeabilidad (Refs. 13 y 62).

agua y mayor distorsión producida por la compactación (a lo que corresponde mayor grado de orientación en las partículas) se obtiene menor permeabilidad, y que las diferencias por este efecto son muy importantes.

La Fig. IV-57 (Refs. 13 y 57) proporciona las diferencias de permeabilidad que se obtuvieron para un mismo suelo que se compactó en el campo con rodillo pata de cabra y en el laboratorio con un compactador de amasado, llegando siempre al mismo peso volumétrico seco con el mismo contenido de agua; pueden observarse las diferencias producidas por el método de compactación y también las que se obtienen en el campo entre las permeabilidades vertical y horizontal, mucho mayores que las que se producen en el espécimen de laboratorio.

La permeabilidad de un suelo arcilloso compactado puede variar mucho con las condiciones de compactación, sobre todo con las que influyan en la estructuración del suelo, que es con mucho el factor más influyente.

B Compresibilidad y expansión

Cuando un suelo arcilloso cambia de volumen existen dos componentes de deformación a nivel estructural. En primer lugar, la correspondiente a variaciones de las distancias entre las partículas con grado de orientación constante, y en segundo, la que ocurre por reducciones de las distancias medias de

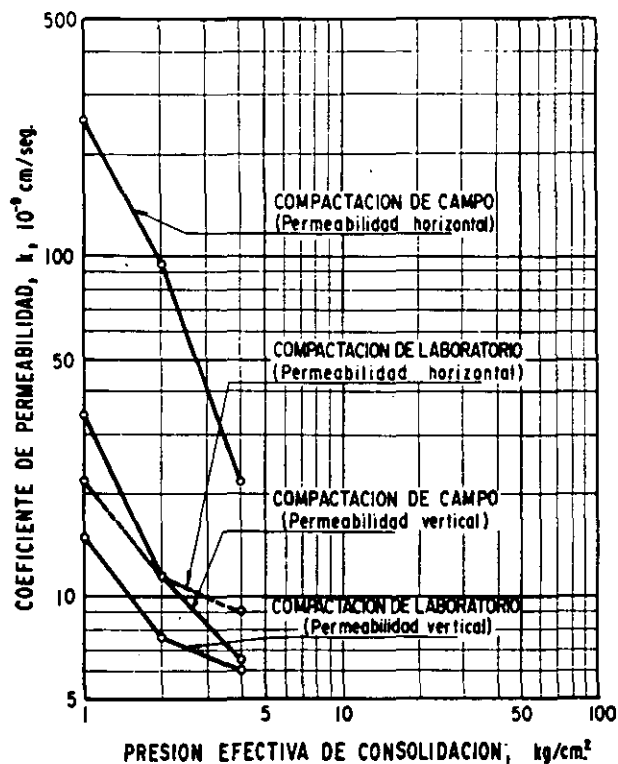


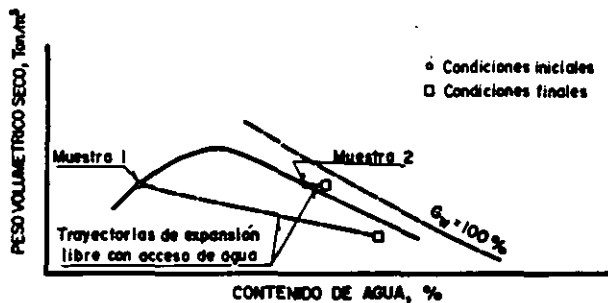
Figura IV-57. Diferencias de permeabilidad vertical y horizontal en muestras compactadas en el campo y en el laboratorio (Refs. 13 y 57).

las partículas, sin que cambie su distancia mínima por aumento del grado de orientación.

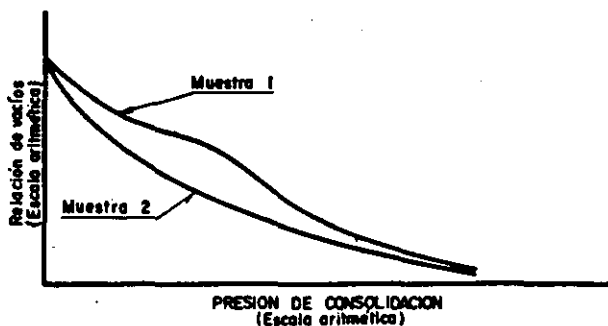
La segunda componente sólo opera cuando ocurre una compresión en el suelo, y es irreversible, dada la complejidad estructural de un suelo compactado, de manera que las expansiones pueden atribuirse casi exclusivamente a la primera componente (Ref. 13).

Si se compactan dos muestras de un suelo arcilloso con los mismos métodos y energías y al mismo peso volumétrico seco, pero empleando en un caso una humedad menor que la óptima y en el otro mayor, se obtiene un comportamiento en procesos de carga en que se mida la deformación volumétrica, como el que se muestra en la Fig. IV-58.

En primer lugar, la muestra que se compactó en el lado húmedo (muestra 2) exhibe una curva de compresibilidad con la forma típica regular que corresponde al tipo de suelo de la prueba (arcilloso), en tanto que la muestra 1, compactada del lado seco, presenta una curva de compresibilidad que se diría compuesta de dos curvas convencionales. En suelos que se compactaron por amasado, se ha observado que la presión a la que aparece la transición, con variación brusca de pendiente, es ligeramente menor que el esfuerzo de compactación (Ref. 64). Al parecer el aumento del coeficiente de compresibilidad (pendiente abrupta) se debe al predominio de la tendencia a la aproximación de las partículas con aumento del grado de compactación.



a) Condiciones de compactación y trayectorias de expansión libre



b) Curvas relación de vacíos-presión

Figura IV-58. Compresibilidad y expansividad de un suelo arcilloso compactado a una misma relación de vacíos con contenidos de agua a ambos lados óptimo (Ref. 13).

En segundo lugar, bajo presiones pequeñas, el coeficiente de compresibilidad del suelo compactado en el lado seco es menor que el del suelo compactado en el lado húmedo, pero esta situación invierte bajo presiones grandes. Esto se debe a que bajo poca presión ocurren cambios insignificantes en el grado de orientación de las partículas de las dos muestras, y al ser mayor en la muestra 2 la distancia mínima entre partículas, la resistencia que oponen para aproximarse es más grande en esta muestra que en la 1; bajo grandes presiones, en la muestra 1 (del lado seco) ocurren deformaciones volumétricas debidas al aumento del grado de orientación de las partículas por colapso, que no tienen lugar en la muestra 2.

Bajo presiones muy altas ambas muestras llegan a la misma relación de vacíos, pues en las dos se llega a una estructuración similar.

En la muestra compactada en la rama seca es mucho mayor la expansión libre que tiene lugar al permitir a las muestras absorber agua (Fig. IV-58a). Esto se debe a que la distancia mínima entre partículas es mucho menor en la muestra compactada en el lado seco; por tanto, las repulsiones netas resultan también mucho mayores. La expansibilidad crece con la energía de compactación.

Resulta difícil decir si un suelo que se compacte de un lado del óptimo tendrá mejor o peor comportamiento, en lo que se refiere a compresibilidad, u otro que se compacte en el lado opuesto. En este caso la decisión al respecto debe basarse en las características del terraplén en que se usará el suelo. La compresibilidad es menor del lado seco (Fig. IV-59), pero la compactación del lado húmedo producirá un material más flexible, capaz de adaptarse mejor a asentamientos diferenciales (por ejemplo en terraplenes altos en cañadas abruptas, en que las alturas pueden variar mucho en cortas distancias); desde el pun-

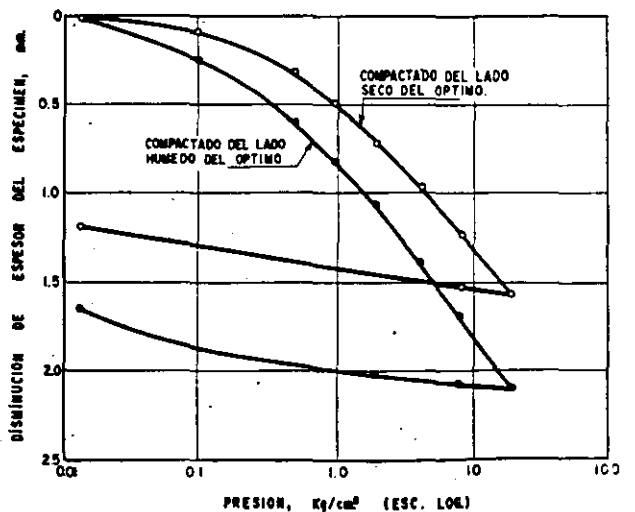


Figura IV-59. Efecto del contenido de agua de compactación en la compresibilidad de una arena arcillosa (Ref. 28).

to de vista del agrietamiento, en general son también más peligrosos los suelos compactados del lado seco.

La Fig. IV-59 (Ref. 28) muestra las curvas de compresibilidad obtenidas en dos muestras de una arena arcillosa, cada una de las cuales se compactó de un lado diferente de la humedad óptima; esta información corrobora lo expuesto en párrafos anteriores para suelos arcillosos en general.

Una vez que el suelo ha sido compactado como parte de la estructura del terraplén, se inicia para él una serie de cambios en contenido de agua y condiciones de saturación, cambios de volumen y cambios más o menos transitorios en estados de esfuerzos, sobre los que existe poca información cuantitativa y que son muy difíciles de reproducir en el laboratorio, incluso cualitativamente.

Las circunstancias que más influyen en esos cambios son (Ref. 3) el aumento de esfuerzo y compresión debido al suelo que va siendo colocado encima, el aumento en contenido de agua y compresión o expansión, dependiendo esto último del contenido de agua de compactación y de las presiones de confinamiento (en la Ref. 65 Bishop y Henkel señalan que deben esperarse expansiones aun en suelos arcillosos

compactados aproximadamente en su humedad óptima y bajo cargas de 10 m de terraplén), y finalmente la contracción causada por disminución del contenido de agua. La Fig. IV-60 (Refs. 3 y 60) muestra los cambios en contenidos de agua que pueden ocurrir en el suelo fino compactado (la figura refleja un caso particular); la expansión está relacionada con el grado de orientación de la estructura de la arcilla. El máximo peso volumétrico seco que el suelo conserva en cualquier circunstancia se obtiene cuando se compacta cerca del contenido de agua óptimo correspondiente al método y energía de compactación que se usen.

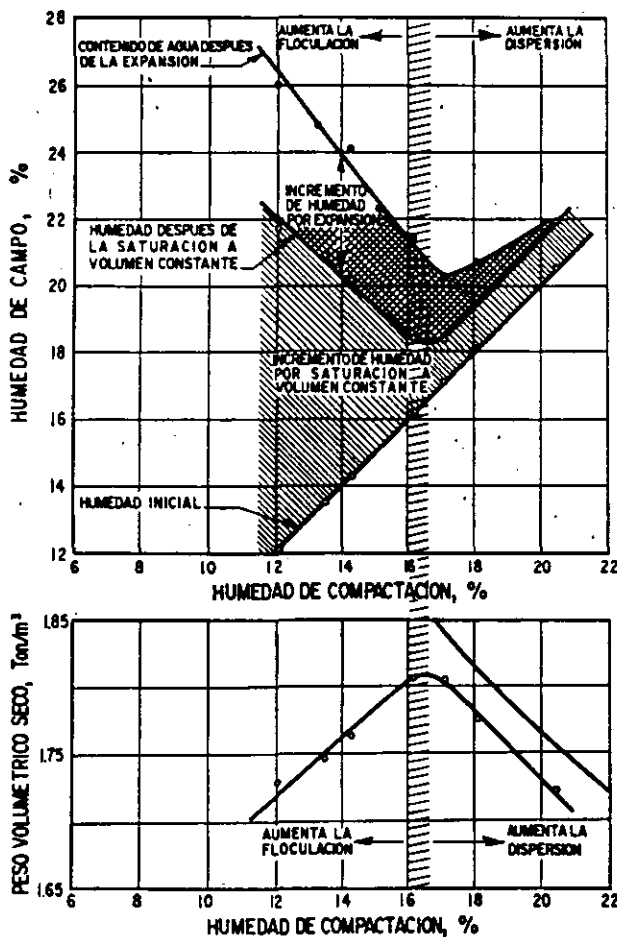


Figura IV-60. Influencia de la humedad de compactación y la estructuración del suelo en las características de expansión de una arena arcillosa (Refs. 3 y 60).

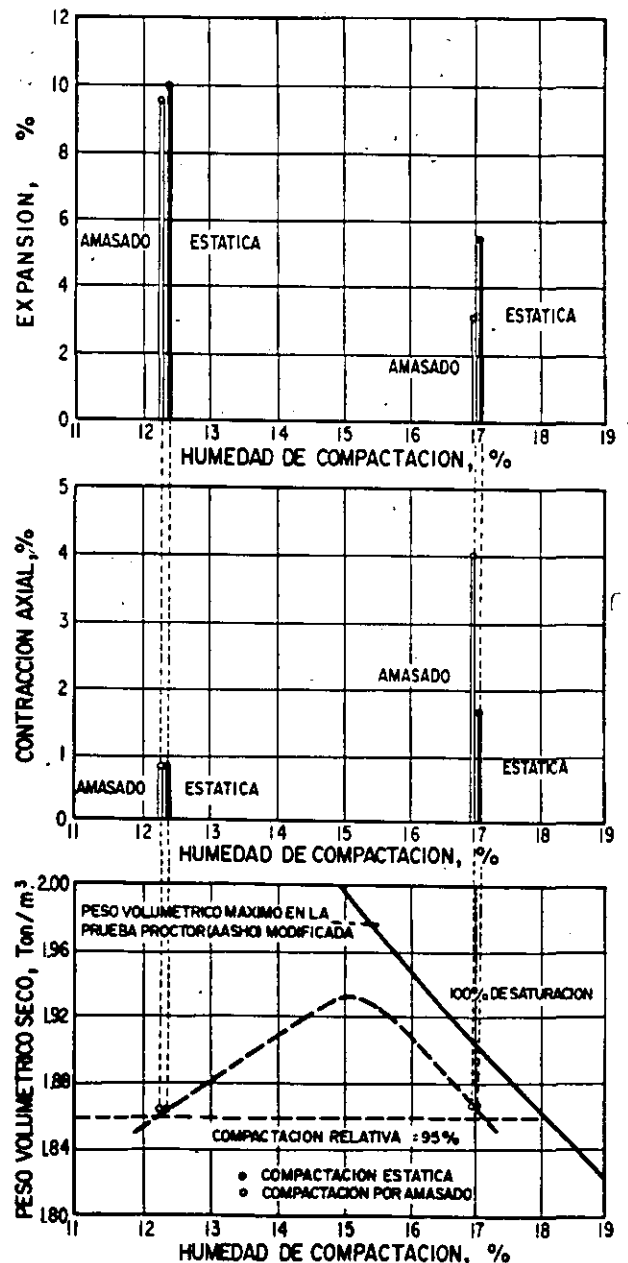


Figura IV-61. Expansión y contracción de una arcilla arenosa compactada estáticamente y por amasado (Refs. 3 y 60).

El potencial de expansión también varía según el método de compactación que se emplee. En la Fig. IV-61 (Refs. 3 y 60) se indica la expansión y la contracción de una arcilla arenosa que se compactó por amasado y con compactación estática; las mediciones se hicieron en muestras con el mismo peso volumétrico seco, del lado seco y húmedo del contenido de agua óptimo de compactación.

La Fig. IV-62 (Refs. 3 y 28) muestra que el potencial de expansión también es función de la energía de compactación, y que crece con ésta. Se presentan datos de una arcilla sometida a compactación estática bajo diferentes presiones. Es de notar que se define una ley de relación lineal bastante franca.

El potencial de expansión también depende mucho del método de compactación. En general es mayor cuando se usan métodos estáticos que cuando se compacta por amasado, y esta diferencia aumenta a mayor energía de compactación que se emplee y a mayor peso volumétrico que se obtenga.

C Resistencia al esfuerzo cortante

La resistencia al desplazamiento relativo de las partículas de un suelo arcilloso depende del esfuerzo normal efectivo y del valor medio de la distancia mínima entre sus partículas; la resistencia aumenta cuando dicho valor medio disminuye.

La distancia mínima entre las partículas depende de la relación de vacíos y el grado de orientación de las partículas, y el esfuerzo normal efectivo correspondiente a una cierta condición de esfuerzos exteriores depende de la presión neutral que, a su vez,

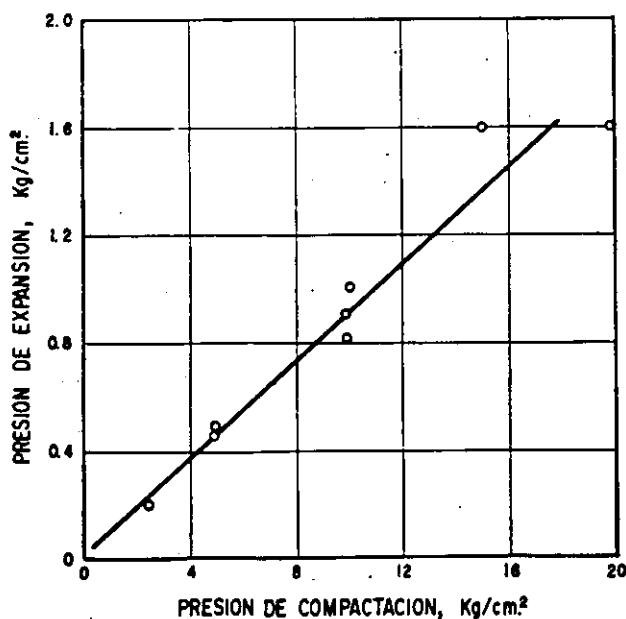


Figura IV-62. Relación entre la presión estática de compactación y la presión de expansión en una arcilla (Refs. 3 y 28).

es función de la relación de vacíos, del grado de saturación y de la estructuración del suelo. En consecuencia, estos últimos tres parámetros gobiernan características esfuerzo-deformación y de resistencia de las arcillas compactadas.

En los suelos finos compactados suelen desarrollarse presiones neutras negativas, una vez que la compactación ha sido terminada. Estas presiones negativas dependen fundamentalmente del grado de saturación del suelo (Ref. 63). Investigación de laboratorio parece comprobar que el estado de presiones neutras evoluciona muy rápidamente durante e inmediatamente después de la compactación y que el estado de presión negativa que se alcanza con esa rapidez es relativamente independiente del tiempo que después transcurra, naturalmente en tanto no cambien condiciones ambientales externas que, por ejemplo, den al suelo compactado oportunidad de absorber agua. Las presiones negativas desarrolladas en el agua son mayores a menor grado de saturación inicial y hacen que, correspondientemente, sea también mayor la resistencia del suelo compactado y menor su deformabilidad. Hay indicios experimentales (Ref. 63) para pensar que cuanto mayor sea la velocidad de deformación a que se sujete un suelo compactado menor es su respuesta resistente y también su deformabilidad; este efecto de la velocidad de deformación se hace menos notorio a grado de saturación decreciente. El efecto se debe obviamente a la tensión superficial desarrollada en el agua.

También es de pensarse que las presiones neutras negativas que se desarrollen en el suelo compactado serán mayores cuanto mayor sea la energía de compactación.

1 Comportamiento en prueba rápida (sin consolidación y sin drenaje).

Puesto que el grado de saturación influye mucho en las propiedades de los suelos compactados, la respuesta de una misma muestra en prueba triaxial rápida dependerá de si se la ensaya con el grado de saturación que adquiere cuando se compacta o de si se la satura a volumen constante antes de probarla. En el primer caso, la resistencia es función de la presión de confinamiento en la cámara, pues la compresibilidad del aire hace que la relación de vacíos varíe con tal presión; en el segundo caso, el comportamiento del suelo es independiente de la presión de cámara (ver capítulo 1 de esta obra, en su parte alusiva).

En las Figs. IV-63 y IV-64 (Ref. 13) se indica el comportamiento típico de los suelos arcillosos compactados a los que se prueba con el grado de saturación con el que resultaron después de la compactación.

En ambas figuras se muestran líneas de resistencia a la compresión en prueba triaxial. Se prepararon numerosas muestras de un mismo suelo, una arcilla limosa, y cada muestra se compactó

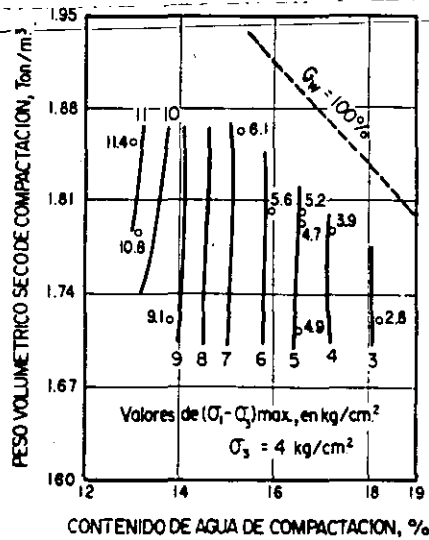


Figura IV-63. Líneas de igual resistencia a la compresión en prueba rápida, sin saturación previa y compresión confinante de 4 kg/cm² (Ref. 13).

con un contenido de agua diferente; desde luego en cada caso se obtuvo un peso volumétrico distinto. Cada muestra se probó hasta la falla en prueba rápida y la resistencia que se obtuvo se anotó en el punto definido por sus coordenadas contenido de agua-peso volumétrico. Después se trazaron las curvas de igual resistencia, que son las que aparecen en las figuras.

En el caso de la Fig. IV-63 las muestras se probaron sin saturación previa y bajo una presión de cámara de 4 kg/cm², suficiente para disolver todo el aire que quedó en la muestra después del proceso de compactación. Nótese que la resistencia decrece de manera apreciable cuando aumenta el contenido de agua de compactación y que es prácticamente independiente del peso volumétrico. La razón de esta relativa independencia es que cuando se disuelve todo el aire en el interior de la muestra, prácticamente en todas se llega al mismo peso volumétrico después de aplicar la presión de cámara, por lo que todas las muestras eran similares en el momento de aplicar el esfuerzo desviador.

En la Fig. IV-64 aparecen las resistencias de muestras que se probaron bajo una presión inicial de confinamiento en la cámara de 1 kg/cm², con la cual no se disuelve por completo el aire dentro de la muestra. Ahora la resistencia disminuye no sólo al aumentar la humedad de compactación, sino también al disminuir el peso volumétrico seco obtenido.

En las Figs. IV-65 y IV-66 (Refs. 13 y 60) se muestran resultados de resistencia de la misma arcilla limosa mencionada en las dos figuras anteriores, también en prueba triaxial rápida, pero ahora saturando al espécimen antes de realizar la prueba. No se permitieron cambios de volumen durante la saturación, y las muestras se compactaron por amasado, con el uso de tres energías de compactación diferentes.

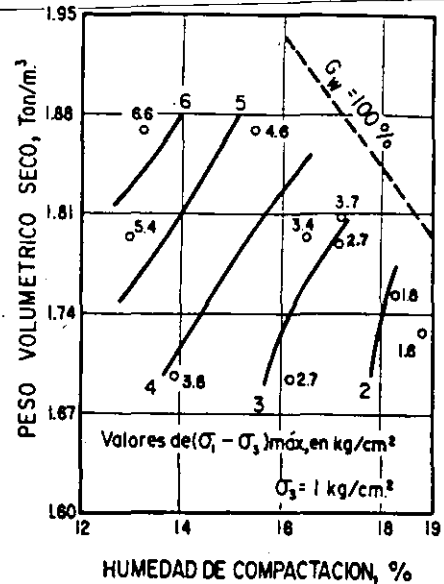


Figura IV-64. Línea de igual resistencia a la compresión en prueba rápida, sin saturación previa y compresión confinante de 1 kg/cm² (Ref. 13).

En el caso de la Fig. IV-65 se define la resistencia como el esfuerzo que produce una deformación unitaria de 5%. En este caso la resistencia es mayor a menor contenido de agua de compactación, lo cual se debe a que con el contenido de agua aumenta el grado de orientación de las partículas y la presión neutral inducida por el esfuerzo desviador, factores ambos cuyo crecimiento hace bajar la resistencia del suelo. Nótese cómo a peso volumétrico constante la resistencia disminuye con el contenido de agua.

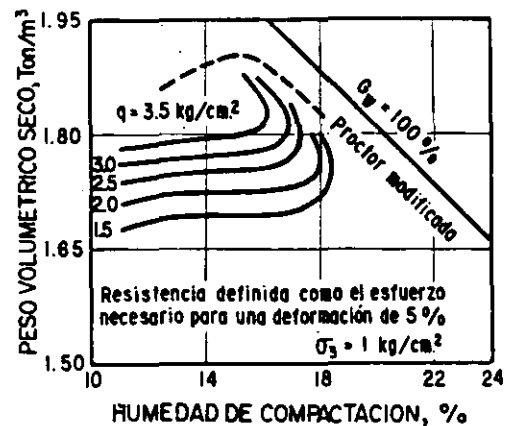


Figura IV-65. Líneas de resistencia a la compresión en prueba rápida, con saturación previa (resistencia para deformación pequeña) (Refs. 13 y 60).

En la Fig. IV-66 se presentan curvas análogas de igual resistencia, pero ahora la resistencia se define como el esfuerzo que produce en el espécimen una deformación unitaria del 20%. Estas grandes deformaciones dan lugar a estructuras prácticamente idénticas en todas las muestras que tengan la misma relación de vacíos, por lo que la resistencia es similar en todos los especímenes, independientemente de la humedad de compactación.

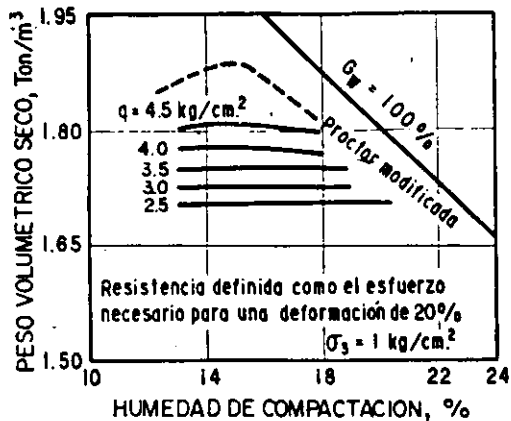


Figura IV-66. Líneas de resistencia a la compresión en prueba rápida, con saturación previa (resistencia para deformación grande) (Refs. 13 y 60).

Este comportamiento de las muestras previamente saturadas también se puede apreciar en las curvas esfuerzo-deformación de especímenes con igual relación de vacíos, pero compactados uno del lado seco y otro del húmedo en la curva de compactación. La Fig. IV-67 (Ref. 13) muestra un par de curvas de tal tipo; se puede ver la mayor rigidez de la estructura menos orientada, y cómo las resistencias tienden a igualarse en las deformaciones grandes, en el momento en que llega a ser similar el grado de orientación de ambos especímenes.

El efecto de la estructuración en la resistencia hace también que muestras compactadas por diferentes procedimientos, pero llevadas hasta el mismo peso volumétrico seco con el mismo contenido de agua, tengan resistencias muy diferentes en prueba rápida, en las mismas condiciones de ensaye, sobre todo cuando el contenido de agua de compactación es superior al óptimo y la resistencia se define para valores pequeños de la deformación. Sin embargo, los efectos del método de compactación son muy diferentes en los diversos suelos. Todo ello se ilustra en la Fig. IV-68 (Ref. 60).

En esa figura se muestra una comparación de los efectos de las compactaciones estática y por amasado en la resistencia de 3 suelos diferentes, definida en

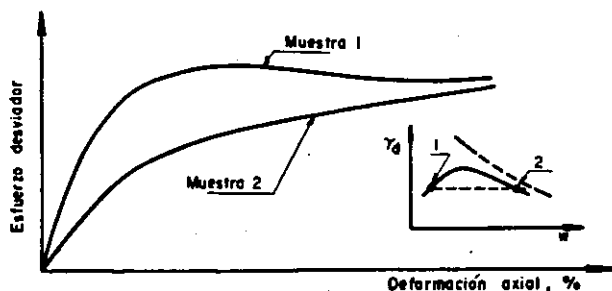


Figura IV-67. Relaciones esfuerzo-deformación en prueba rápida (con saturación previa a volumen constante) de muestras compactadas a mismo peso volumétrico con diferente contenido de agua (Ref. 13).

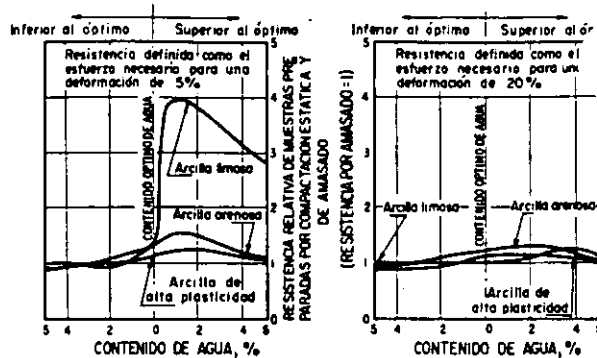


Figura IV-68. Efectos de procedimientos de compactación en la resistencia en prueba rápida (saturación previa de muestras compactadas a mismos γ_d y w) con compactación estática y de amasado (Ref. 60).

un caso como el esfuerzo que produce el 5% de deformación unitaria y en el otro como el esfuerzo que produce el 20%. Se mantiene el mismo efecto de la estructuración, casi idéntica a la que se llega en grandes deformaciones; pero en las pequeñas varía en forma considerable la susceptibilidad de los suelos a la alteración estructural. Esto tal vez se debe a las diferentes fuerzas interpartículas que se desarrollan en la fracción arcillosa; cuando éstas son fuertemente atractivas se tiende a estructuras muy floculadas, y cuando son de repulsión, a dispersas. Es lógico pensar que los máximos efectos de los métodos de compactación y de la deformación bajo carga se tengan en aquellos suelos en que el balance de las fuerzas interpartículas no sea ni de intensa atracción, ni de intensa repulsión.

De la información anterior es posible concluir en términos generales que la resistencia no drenada de un suelo fino no siempre está ligada al peso volumétrico, de manera que puede resultar peligroso acogerse con exclusividad al criterio de que a mayor peso volumétrico obtenido "mejor" compactación lograda. Puede verse cómo la resistencia puede ser prácticamente independiente del peso volumétrico y en esos casos la lucha por mejorar éste resultará un dispendio inútil (independientemente de que al hacer aumentar dicho peso volumétrico pueda perjudicarse mucho al suelo, por ejemplo en su estabilidad ante el agrietamiento o en su futura estabilidad ante la absorción de agua). Otros casos podrá haber en que el aumento del peso volumétrico se refleje poco en el aumento de resistencia y aun en los casos atrás detallados en que a mayor peso volumétrico se tiene una resistencia no drenada netamente creciente, debe observarse que en grados de saturación que vayan acercándose al 100%, la resistencia crece cada vez menos con el peso volumétrico o aun disminuye al aumentar éste.

Debe concluirse también la importancia fundamental del método de compactación en la resistencia no drenada. Vease (Fig. IV-68) cómo hay casos en los que si un suelo se compacta con un método estático a un cierto peso volumétrico y con un determinado contenido de agua, la resistencia alcanzada puede ser

(dependiendo de los suelos) —varias veces mayor que si el suelo se compacta por amasado al mismo peso volumétrico y con el mismo contenido de agua.

2. Comportamiento en prueba rápida consolidada (con consolidación y sin drenaje).

En lo que se refiere a estabilidad de terraplenes, esta resistencia sólo interesa en condiciones de saturación previa del suelo compactado y, en cualquier caso, no tiene gran importancia práctica en problemas que se relacionen con las vías terrestres.

Algunas investigaciones indican que para una misma humedad de compactación la resistencia aumenta con el peso volumétrico; a mayor peso volumétrico en la compactación, resultará mayor este concepto después de la consolidación, al comenzar la aplicación del esfuerzo desviador, resultando así menores presiones neutrales y mayor resistencia.

A mismo peso volumétrico seco de compactación, la resistencia crece con la humedad de compactación; cuanto más alta es la humedad de compactación, más compresible es el suelo y mayor el peso volumétrico que se obtiene después de la consolidación, inmediatamente antes de aplicar el esfuerzo desviador, lo que conduce a mayores resistencias.

3. Comportamiento en prueba lenta (con consolidación y con drenaje).

También en este caso para fines prácticos interesa la resistencia en condiciones de saturación, si bien la poca experiencia de que se dispone indica que, para presiones de consolidación superiores a 1 kg/cm², es similar la resistencia lenta con y sin saturación previa.

La Fig. IV-69 (Refs. 13 y 67) muestra los efectos conjuntos de las condiciones de compactación y de la presión confinante en la resistencia drenada de un suelo arcilloso compactado. Las pruebas se realizaron sin saturación previa.

A un contenido de agua de compactación constante, la resistencia en prueba lenta crece con el peso volumétrico seco, por el menor espaciamiento que logran las partículas al aumentar esta última magnitud. A peso volumétrico seco constante, la compresibilidad del suelo crece con el contenido de agua de compactación y por esta razón disminuye el espaciamiento de las partículas en el instante de la falla, a mayor peso volumétrico, de manera que, en definitiva, la resistencia en prueba lenta aumenta al crecer el contenido de agua de compactación (a peso volumétrico constante).

D Resistencia a la erosión interna

Se trata de analizar someramente la resistencia de los suelos finos compactados a la tubificación y otros efectos de las fuerzas de filtración.

Esta resistencia depende de la trabazón entre sus partículas, determinada por la geometría de la es-

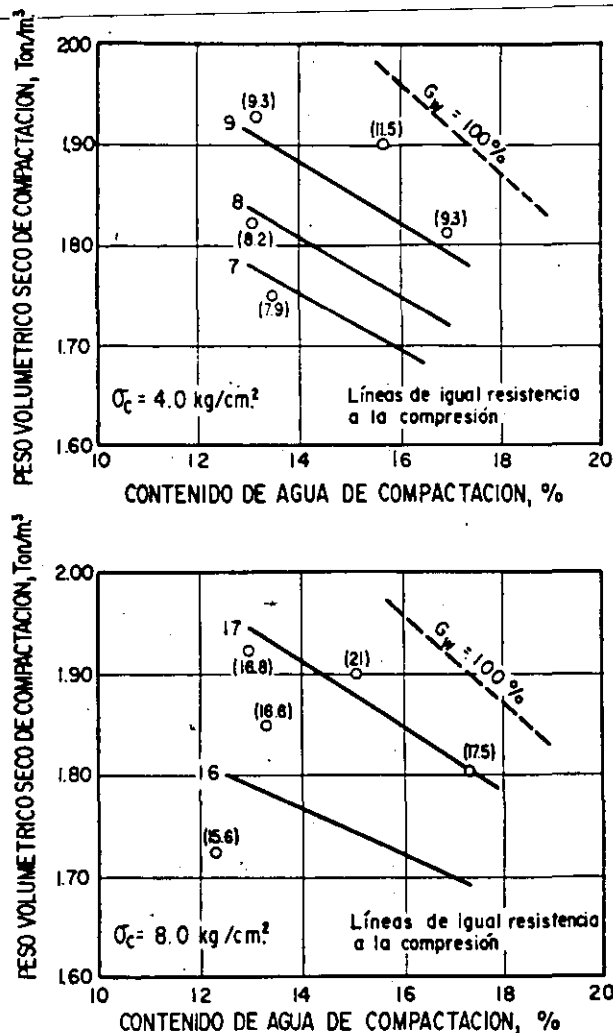


Figura IV-69. Efectos de las condiciones de compactación y de la presión efectiva en la resistencia drenada, sin saturación previa (Refs. 13 y 67).

tructura y por la magnitud de las fuerzas electromagnéticas entre partícula y partícula. En las arcillas suele haber partículas tan pequeñas como para emigrar por los poros, si están en suspensión; así, para una misma permeabilidad, un suelo arcilloso sería tanto más susceptible a la tubificación cuanto mayores fueren las fuerzas de repulsión entre sus partículas.

Esta idea parece confirmarse cuando se analizan las fallas por tubificación de muchas presas (Ref. 13).

La compactación del lado seco del óptimo produce bajo grado de orientación y alta permeabilidad. Si en tal caso ocurre flujo y se lava el suelo con agua con baja concentración de sales, aumentarán las fuerzas de repulsión entre las partículas, favoreciéndose el arrastre de las mismas. Si la compactación se hace del lado de las humedades mayores que la óptima se tiene, por efectos contrarios, menor susceptibilidad a la tubificación.

Es obvio que la emigración de partículas de arcilla no se contrarresta con filtros.

E Valor relativo de soporte (V.R.S.)

La prueba de valor relativo de soporte se utiliza mucho todavía en la tecnología mundial de pavimentos como prueba de diseño y, en algunos casos, como prueba de control de calidad. Por tanto, es interesante conocer la variación del valor relativo de soporte con las diferentes condiciones de compactación. En el capítulo referente a pavimentos flexibles habrá ocasión de explicar con mayor detalle la utilidad que es posible extraer de tal información.

La Fig. IV-70 (Ref. 68) muestra la variación del valor relativo de soporte de una arcilla limosa con las condiciones de compactación; naturalmente el valor relativo de soporte depende tanto del contenido de agua como del peso volumétrico que se alcance. Se presentan curvas de variación para el material que se probó con el contenido de agua de compactación y se saturó después de cuatro días de exposición al agua en el laboratorio.

Para los especímenes que se prueban después de la saturación se obtiene una curva parecida a la de compactación, debido a la absorción de agua y expansión que sufre el espécimen durante la saturación. La figura ilustra también la expansión que su-

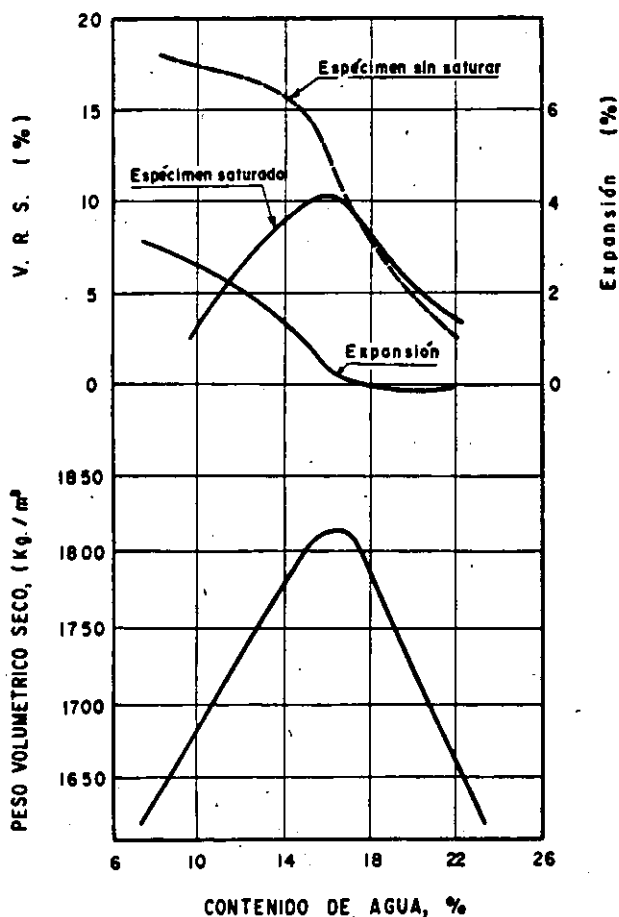


Figura IV-70. Variación del V. R. S. de una arcilla limosa con la compactación (Ref. 68).

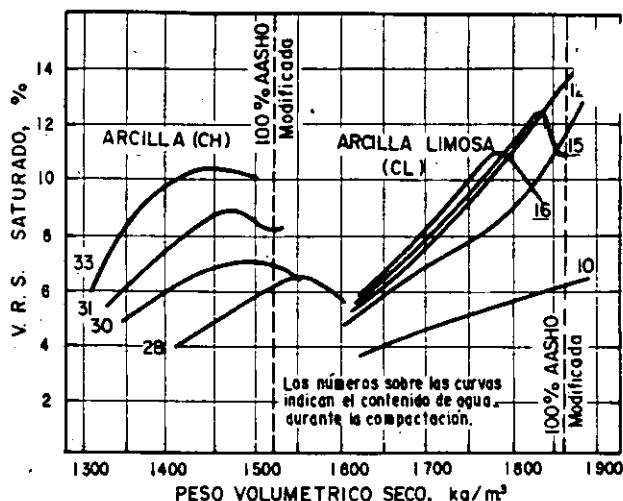


Figura IV-71. Variación del V. R. S. con el peso volumétrico de los suelos (Ref. 68).

fren los especímenes en función del contenido de agua con que se compactaron; se ve una vez más la conveniencia de compactar los suelos expansivos en el lado húmedo, independientemente de que en tal caso se llegue a un menor valor relativo de soporte.

En la Fig. IV-71 (Ref. 68) se expresa la variación del valor relativo de soporte de dos suelos (un CH y un CL) con respecto al peso volumétrico. En ambos casos se probaron especímenes con saturación previa en el laboratorio durante cuatro días, tras haber sido compactados con las humedades que se indican. En el material CH, el V.R.S., aumenta cuando crece el contenido de agua, si se mantiene constante el peso volumétrico; también crece el V.R.S., si el peso volumétrico aumenta, si bien esta tendencia tiene un límite, a partir del cual disminuye el V.R.S., aunque crezca más el peso volumétrico; este fenómeno es el resultado del aumento de la presión neutral en el interior del suelo cuando éste se compacta más allá de un cierto límite. El suelo CL muestra tendencias similares. La forma de las curvas de la figura corresponde a procesos de compactación por impacto, pero podría ser diferente en compactación estática o por amasado.

F Efectos de tiempo

Las investigaciones que al respecto se han realizado indican que el paso del tiempo afecta de manera significativa a la resistencia de las arcillas compactadas. Las referencias 60, 69, 70, 71 y 72 tratan con bastante detalle este fundamental aspecto de las propiedades de los suelos compactados, descuidado casi en lo absoluto en los criterios de los ingenieros a quienes depende el manejo de dichos suelos en grandes obras de la práctica.

Un ejemplo típico del modo en que el tiempo puede afectar a la resistencia se muestra en la Fig.

IV-72 (Ref. 60): Una arcilla limosa con notables propiedades tixotrópicas se probó hasta la falla en compresión simple con velocidades de aplicación de la carga que variaron desde 5 min. hasta 10 días, en dos series de pruebas, en un caso realizadas inmediatamente después de la compactación y en el otro tras un periodo de almacenamiento de 18 días a humedad y peso volumétrico constantes. La resistencia se definió como el esfuerzo desviador requerido para causar al espécimen una deformación unitaria de 10%.

En los especímenes que se probaron inmediatamente después de la compactación se produjo una disminución ligera de la resistencia entre tiempos de carga de 5 y 100 min y un aumento continuo para pruebas que duraron más de 100 min, de manera que la resistencia fue 30% mayor en una prueba de 10 días que en la prueba estándar, que dura alrededor de 10 min.

En los especímenes que se probaron después de 18 días de almacenamiento, la resistencia disminuyó algo con el tiempo de carga hasta un día y después aumentó ligeramente hasta 10 días, pero en este caso no se produjeron diferencias de más de un 4% de la resistencia estándar.

El considerable aumento de resistencia para los especímenes en que se realizaron pruebas largas inmediatamente después de su compactación se debe sobre todo a efectos normales de tixotropía, que ocurren con rapidez y no se hacen notar en las muestras que se almacenan.

Es de notar cómo, en general, el suelo gana en resistencia con el tiempo. En la citada Ref. 60 se presentan datos de la misma arcilla limosa probada después de 9 meses de almacenamiento, que indican que la resistencia siguió creciendo hasta valores de 3 kg/cm².

Debe notarse que los esfuerzos a que se refieren estas resistencias son totales; los esfuerzos efectivos asociados no se conocen y probablemente ésta es una línea de investigación conveniente para trabajos futuros.

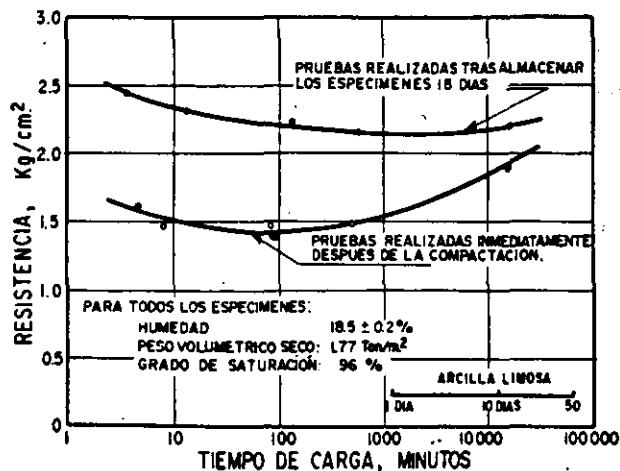


Figura IV-72. Efectos de tiempo en la resistencia de una arcilla limosa con alto grado de saturación (Ref. 60).

Anexo IV-a

Pruebas dinámicas. Tipo Proctor

Prueba Proctor (AASHO) estándar (Ref. 35).

IV-a.1 Objeto de la prueba

La prueba tiene por objeto determinar la relación entre el peso volumétrico y el contenido de agua de los suelos, cuando se compactan con la metodología estandarizada que se detalla a continuación.

Existen cuatro alternativas de prueba:

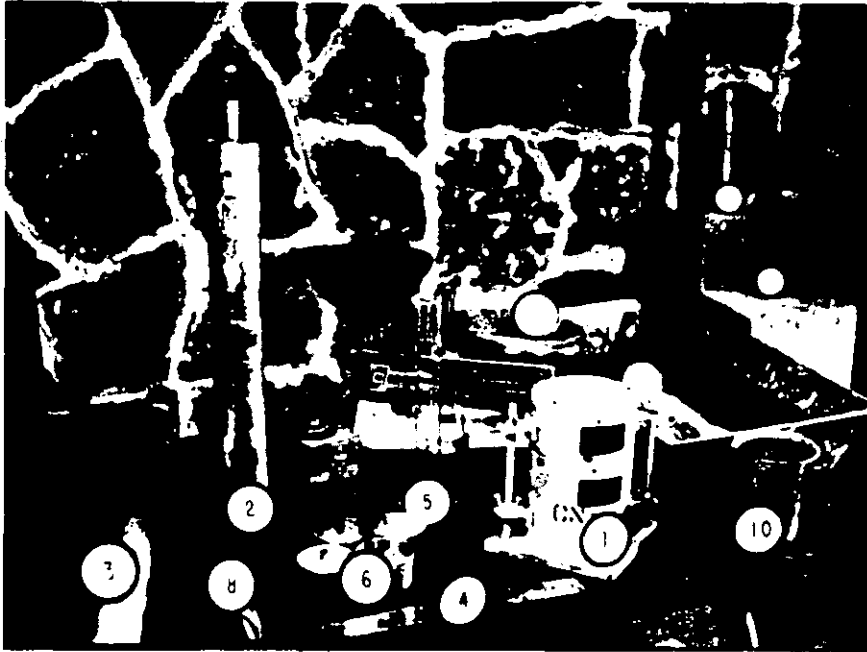
- Método A. En molde de 10.16 cm (4"), con suelo que pasa la malla N° 4.
- Método B. En molde de 15.24 cm (6"), con suelo que pasa la malla N° 4.
- Método C. En molde de 10.16 cm (4"), con suelo que pasa la malla de 3/4".
- Método D. En molde de 15.24 cm (6"), con suelo que pasa la malla de 3/4".

Cuando no se especifique el método que se use, se entenderá que se trata del A.

IV-a.2 Equipo para la prueba

Para esta prueba se necesita el siguiente equipo:

- Un molde estándar de compactación con extensión. Al molde de 4" se le fija un volumen de 1/30 de pie cúbico, con una tolerancia de ± 0.0003 de pie cúbico, y al de 6" un volumen de 1/13.33 de pie cúbico, con ± 0.00075 de pie cúbico de tolerancia.
- Un pisón estándar, de operación manual, de sección circular, de 5.08 cm de diámetro (2.0 ± 0.005 plg) y con un peso de 2.49 kg (5.5 ± 0.02 lb). Existen martillos que se operan mecánicamente. (Opcional.)
- Guía metálica para el pisón.
- Balanza de 15 kg de capacidad y sensibilidad de 5 g.
- Una balanza de laboratorio con sensibilidad de 0.1 g.
- Horno secador.
- Regla recta metálica.
- Mallas de 2", 3/4" y N° 4.
- Equipo diverso, como espátulas, vidrios de reloj, etc.



1. Molde de compactación.
- 2 y 3. Pisones con guía.
4. Regla metálica para enrasar.
5. Probeta para manejo del agua.
6. Cápsulas para medir humedad.
7. Balanza.
8. Espátula.
9. Charola y cuchara.
10. Vaso para manejar el suelo.
11. Mano para disgregación.
12. Base fija para hacer la prueba.

Los números indican el orden de selección (1, el mejor). Datos de la Ref. 11.

IV-a.3 Procedimiento de prueba

Método A

1) Si es necesario, séquese la muestra al recibirla en el laboratorio, hasta hacerla manejable; el secado se puede hacer al aire o con algún horno cuya temperatura no exceda de unos 60°C. Después, disgregúese el material sin romper sus partículas.

2) Críbese el suelo por la malla N° 4 (4.76 mm) y elimínese el retenido.

3) Selecciónese una muestra representativa de unos 3 kg.

4) Incorpórese a la muestra la cantidad de agua suficiente para ponerla cuatro o seis puntos (en porcentaje) bajo la humedad óptima esperada.

5) Divídase la muestra en el número de porciones que se requiera, según las capas que vayan a disponerse en el molde de 10.16 cm (4") de diámetro; en el caso presente serán 3 capas. El molde tendrá instalada su extensión y deberá llegarse a un espesor total compacto de unos 13 cm. Compáctese cada capa con 25 golpes del pisón, distribuyéndolos uniformemente y con altura de caída de 30.48 cm (12"). Durante la operación el molde deberá apoyarse en una base rígida. Después de la compactación, remuévase la extensión del molde y enrásese el suelo compactado, utilizando la regla metálica. Pésese el conjunto y réstese la tasa del molde, para tener el peso húmedo del material. Divídase entre el volumen del molde, para obtener el peso volumétrico de la masa del suelo (γ_m).

6) Retírese el material del molde, sin desmoronarlo y divídase el espécimen en dos porciones, se-

gún un plano vertical por el centro de la sección transversal. Tóme-se una muestra representativa de una de las caras del corte y determínese el contenido de agua del suelo.

7) Desmorónese el resto del material hasta que vuelva a quedar en condiciones de pasar por la malla N° 4, lo cual se juzgará a ojo. Añádasele suficiente agua para aumentar su humedad en 1 ó 2 puntos y repítase todo el procedimiento. Continúen-se estas determinaciones hasta que disminuya o no cambie el peso húmedo del suelo compactado. Este último aspecto funciona satisfactoriamente en muchos casos, pero cuando la recompactación altere la granulometría o en arcillas muy plásticas, en las que es muy difícil incorporar agua, deberá evitarse el reuso del material y se preparará una nueva muestra para cada prueba de compactación; en estos casos, la humedad debe diferir de un espécimen a otro en dos puntos de porcentaje aproximadamente. Las muestras deben colocarse en recipientes cerrados, en los que permanecen doce horas antes de probarlas.

Método B

La muestra se selecciona como en el caso del Método A, pero ahora deberá pesar unos 7 kg.

El procedimiento de prueba será el mismo que se describió para el método A, excepto que se utilizará un molde de 15.24 cm (6") con extensión y que el suelo se colocará en 3 capas iguales, hasta un espesor total compactado de la muestra de unos 13 cm; se darán a cada capa 56 golpes uniformemente distribuidos en su superficie, con 30.48 cm (12") de altura de caída.

Método C

Si la muestra de suelo que se reciba en el laboratorio tiene humedad en exceso, séquese hasta que se desmorone con facilidad y se haga manejable; el secado puede hacerse al aire o en un horno cuya temperatura no exceda de unos 60°C. A continuación disgréguese el material hasta reducirlo a sus partículas originales y cribesele a través de la malla de 3/4", desechando el material retenido. Si es aconsejable mantener en la muestra el mismo porcentaje de material grueso (material entre la malla de 2" y la N° 4) que tenía el material original de campo, el que se retenga en la malla de 3/4" se debe reemplazar mediante la siguiente operación:

Cribese una cantidad adecuada de suelo bien disgregado por la malla de 2" y de 3/4", deséchese el retenido de la malla de 2"; retírese el material que pasó la malla de 2" y se retuvo en la malla de 3/4" y reemplácese con un peso igual de material que pase la malla de 3/4", pero al que retenga la N° 4. Tómese el material de reemplazo de una porción que no se utilice de la muestra de campo original.

Para el método C deberá disponerse de una muestra de suelo para compactación de aproximadamente 5 kg.

El procedimiento de prueba será el siguiente:

1) Mézclese el suelo con la suficiente cantidad de agua como para darle una humedad de 4 a 6 puntos abajo de la óptima.

2) Fórmese un espécimen compactando el suelo en el molde de 10.16 cm (4") en 3 capas iguales, hasta obtener un espesor compacto total de unos 13 cm. Sígase el procedimiento de compactación que se detalló para el método A, hasta determinar el peso

volumétrico húmedo y el contenido de agua de la muestra.

3) Desmenúcese el material sobrante hasta que todo él pase la malla de 3/4" y el 90% pase la malla N° 4; el criterio al respecto puede establecerse a ojo. Añádase a la muestra el agua necesaria para que gane uno o dos puntos en el porcentaje de humedad y repítase todo el procedimiento de prueba para obtener otro punto en la curva de compactación. Continúese el procedimiento hasta que no cambie o disminuya el peso volumétrico húmedo del suelo. Caben los mismos comentarios que se hicieron en el método A respecto al reuso.

Método D

La muestra deberá prepararse como en los demás casos, pero conviene que su peso final sea de alrededor de 12 kg.

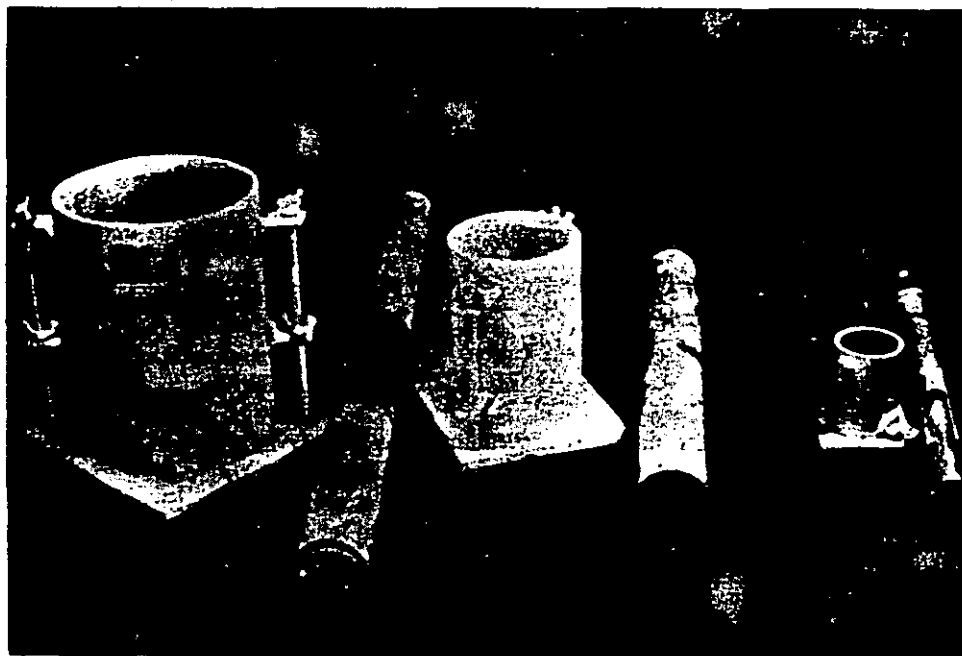
El procedimiento de prueba es el mismo que se detalló para el método C, pero se utiliza el molde de 15.24 cm (6"), con 3 capas y 56 golpes por capa.

IV-a.4 Cálculos

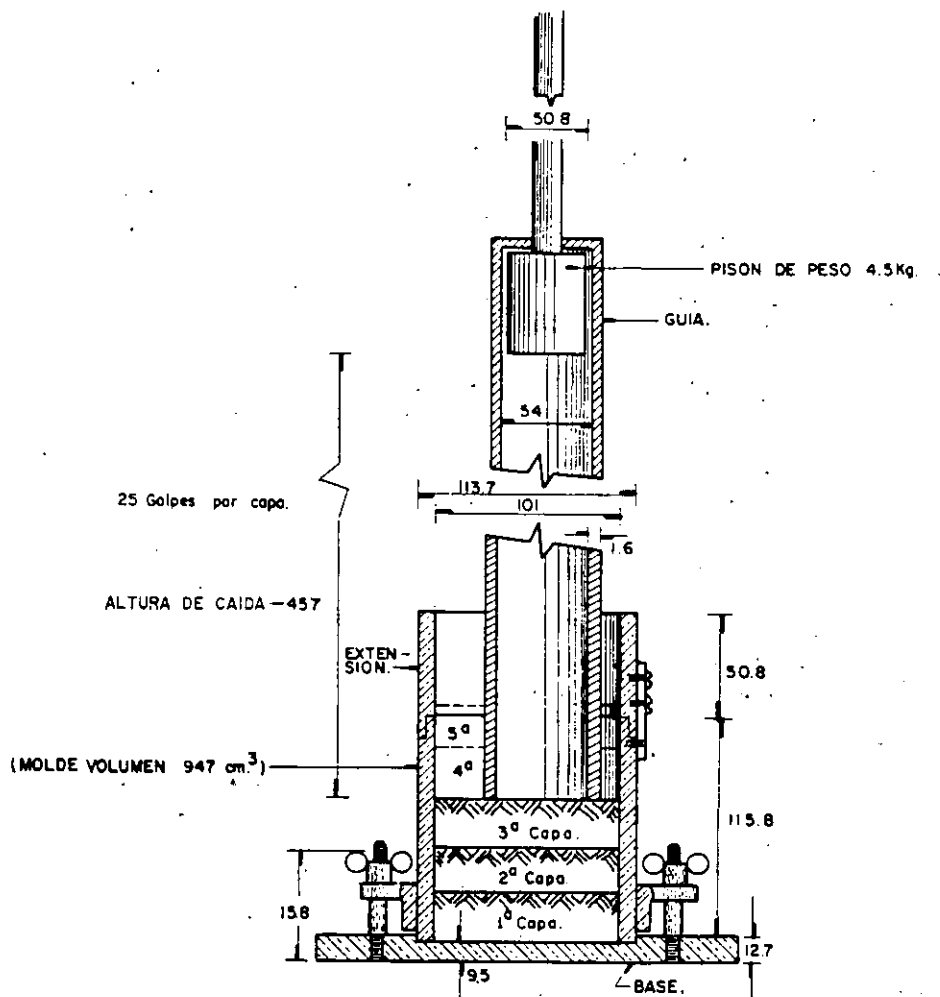
Como complemento de la prueba deberán realizarse los cálculos correspondientes para determinar los contenidos de agua y los pesos volumétricos secos que se requieren. Asimismo, deberá dibujarse la curva de compactación y determinar en ella el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima.

Prueba Proctor (AASHO) modificada (Ref. 40).

La prueba es similar a la Proctor (AASHO) estándar en todos sus aspectos descriptivos.



Moldes y pisones de las pruebas AASHO modificada y estándar de la prueba miniatura.



DIMENSIONES EN mm.
 COMPACTACION POR IMPACTOS.
 (PROCTOR AASHO MODIFICADA).

Se presenta en 4 modalidades (A, B, C y D), cuya descripción es idéntica a las correspondientes de la AASHO estándar. La mayor energía de la prueba modificada se logra a base del peso del martillo, que ahora es de 4.530 kg (10 ± 0.02 lb) y de la altura de caída, especificada en 45.72 cm (18" ± 1/16").

En el método A se coloca el suelo en 5 capas y se dan 25 golpes por capa. En el B se coloca el suelo también en 5 capas y se dan 56 golpes por capa. En el C, el número de capas es de 5 y el de golpes por capa es de 25. Por último, en el D se usan 5 capas con 56 golpes por capa.

Recientemente (1970) la misma institución AASHO, ha establecido una prueba intermedia, también dinámica, con energía comprendida entre la estándar y la modificada (del orden de 17 kg-cm/cm³). La prueba se hace también en 4 variantes, las A y C con molde de 10.16 cm (4") y las B y D con molde de 15.24 cm de diámetro (6"). En las variantes A y C se utilizan tres capas, con 25 golpes por capa de un martillo de 4.54 kg (10 lb), con altura de caída

de 45.7 cm (18"). En las variantes B y D varía únicamente el número de golpes por capa, que es de 56.

La razón de la especificación de este nuevo tipo de pruebas radica, naturalmente en un intento de representar en el laboratorio las condiciones de compactación actuales en el campo, de un modo más realista.

Anexo IV-b

Prueba de compactación dinámica. Método de California

Este método de prueba sirve para determinar el peso volumétrico máximo y la humedad óptima en suelos no estabilizados o estabilizados con productos no asfálticos que se emplean en la construcción de terracerías. El método consiste en dividir una muestra inicial por medio de cuarteo en porciones más pequeñas, con las cuales se preparan especímenes de prueba con diferentes contenidos de agua que se

compactan mediante impactos para determinar el peso volumétrico máximo y la humedad óptima. El método presenta la ventaja de tomar en cuenta, mediante un factor de corrección, los tamaños mayores de $3/4''$ que contienen los materiales en los que se aplica.

Variante A

IV-b.1 Equipo

El equipo necesario para efectuar esta prueba es el siguiente:

Aparato estándar de compactación por impactos tipo California, consistente en un molde cilíndrico, un pisón con peso de 4.53 kilogramos (10 libras) y un émbolo metálico provisto de una varilla manual.

Una base de concreto consistente en un bloque cúbico de 30 centímetros de lado.

Una balanza con capacidad mínima de 3 kilogramos y aproximación de 1 gramo.

Un horno con termostato, que mantenga una temperatura constante comprendida entre cien y ciento diez grados centígrados.

Una malla U.S., estándar de $3/4''$.

Charolas.

Cucharas de albañil.

Espátulas.

IV-b.2 Preparación de la muestra

La preparación de la muestra se efectuará como se indica a continuación:

- 1) Con el producto del sondeo que se practique para determinar el peso volumétrico en el lugar, intégrese una muestra de suelo de 15 a 20 kilogramos, completándola con material que se obtenga de las paredes del mismo.
- 2) Disgréguese la muestra manualmente y cribese por la malla de $3/4''$; séquese el retenido hasta peso constante y determínese su peso seco, W_s .
- 3) Determínese el peso específico relativo S_r de la fracción retenida en la malla de $3/4''$.
- 4) Divídase, mediante cuarteo, el material que pase la malla de $3/4''$ en cuatro o cinco porciones representativas, con pesos iguales; cada porción o muestra de prueba, será de una cantidad suficiente para obtener especímenes cuyas alturas estén comprendidas entre 25.4 centímetros y 30.48 centímetros (10-12"), una vez que hayan sido compactados en el molde estándar. Para cada espécimen se requieren aproximadamente 2.7 kilogramos de suelo húmedo; cuando sea necesario, este peso podrá ajustarse mediante la elaboración de un espécimen preliminar.

IV-b.3 Procedimiento de prueba

El procedimiento de prueba es el siguiente:

- 1) Ajústese la humedad en las diferentes porciones, en tal forma que sus contenidos de agua se incrementen de una a otra porción en dos por ciento, aproximadamente, con respecto al peso húmedo; para obtener esta relación de incrementos se deberá adicionar agua, o disminuirla mediante secado, pero no se harán estas dos operaciones en una misma porción y en ningún caso se secarán totalmente las porciones de prueba. Al elegir los porcentajes de humedad de prueba se deberá procurar que queden dos porciones con contenidos de agua inferiores a la humedad óptima y dos con contenidos de agua superiores a ésta. La humedad óptima de prueba aproximada por lo general es la humedad mínima con la que el material presente una consistencia tal que al ser comprimido en la palma de la mano no deje partículas adheridas en ella, ni la humedadca y que, a la vez, el material comprimido se pueda tomar con dos dedos sin que se desmenuce. Una vez que se adicione la cantidad de agua que requiera cada porción, mézclese completamente y cúbrase con una lona para evitar pérdidas por evaporación.
- 2) Divídase una de las muestras de prueba en cinco fracciones aproximadamente iguales, ya sea en peso o en volumen; colóquese una de éstas en el molde de prueba y compactese con veinte golpes del pisón; éste debe tener una caída libre de 45.72 centímetros (18"), medida sobre la superficie del material que se compacte. Repítase esta operación con cada una de las cuatro fracciones restantes. Después de compactar la quinta fracción, colóquese el émbolo en el molde y nivélase la cara superior del espécimen compactado, mediante la aplicación de cinco golpes con el pisón, con una caída libre de 45.72 centímetros (18"), medida a partir de la cara superior del émbolo. Mientras se efectúa la operación de compactación el molde deberá estar apoyado, ya sea sobre el bloque estándar de concreto o sobre un cuerpo igualmente rígido. Si al terminar la compactación del espécimen se observa agua en la base del molde, la humedad de compactación es mayor que la óptima; si, por el contrario, la base del molde se observa seca o polvosa, dicha humedad es inferior a la óptima.
- 3) Estando el pisón sobre el émbolo, léase el vástago graduado del pisón en el punto que coincida con el borde del molde y regístrese este valor en centímetros, con aproximación de un décimo, en la columna *a* de la hoja de

registro de la prueba, que se incluye al final de este anexo.

- 4) Sáquese el espécimen del molde, teniendo cuidado de no perder material; determinese su peso húmedo en kilogramos w_1 , con aproximación de un gramo y anótese este valor en la columna c de la hoja de registros.
- 5) Córtese el espécimen longitudinalmente y obténgase una fracción representativa de mil gramos aproximadamente; determinese el peso W_m de dicha fracción, con aproximación de un gramo y anótese su valor en la columna k de la hoja de registro.
- 6) Séquese hasta peso constante la fracción antes citada y pésese con aproximación de un gramo, anotando su valor (W_s) en la columna l de la hoja de registro.
- 7) Repítase el procedimiento en las muestras de prueba restantes.

IV-b.4 Cálculos

Calcúlese y regístrese para cada espécimen lo siguiente:

- 1) El contenido de agua, por medio de la fórmula que se indica a continuación, anotando su valor en las columnas n y g de la hoja de registro.

$$w = \frac{W_m - W_s}{W_s} 100$$

en donde

w = contenido de agua, en porcentaje.

W_m = peso de la fracción de suelo húmedo, en gramos.

W_s = peso de la fracción de suelo seco, en gramos.

- 2) El peso seco, por medio de la siguiente fórmula, anotando su valor en la columna d de la hoja de registro.

$$W_2 = \frac{100 W_1}{100 + w}$$

en donde

W_2 = peso seco del espécimen, en kilogramos.

W_1 = peso húmedo del espécimen, en kilogramos.

w = contenido de agua, como porcentaje.

- 3) El peso volumétrico seco, mediante la siguiente fórmula, anotando su valor en la columna de la hoja de registro.

$$\gamma_d = W_2 C$$

en donde

γ_d = peso volumétrico seco del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.

W_2 = peso seco del espécimen, en kilogramos.

C = factor obtenido de la tabla IV-b.1 y que corresponde a la lectura que se hizo en el vástago.

- 4) Cuando la muestra de suelo contenga más del diez por ciento en peso de partículas mayores de 3/4", obténgase el peso volumétrico seco máximo corregido mediante la siguiente fórmula:

$$(\gamma_{dm})_c = \frac{100}{\frac{X}{S_s} + \frac{Y}{R \gamma_{dm}/1000}} (1000)$$

en donde

$(\gamma_{dm})_c$ = peso volumétrico seco máximo corregido del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.

X = material que retiene la malla de 3/4", en porcentaje.

Y = material que pasa la malla de 3/4", en porcentaje.

S_s = peso específico relativo del material retenido en la malla de 3/4".

γ_{dm} = peso volumétrico seco máximo del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.

R = coeficiente cuyo valor se da abajo, de acuerdo con los valores de X .

X , en porcentaje	R
20 ó menos	1.00
21-25	0.99
26-30	0.98
31-35	0.97
36-40	0.96
41-45	0.95
46-50	0.94
51-55	0.93
56-60	0.92
61-65	0.86
66-70	0.83

Tabla IV-b.1

Factor C para el cálculo de pesos volumétricos

Lectura en el vástago (cm)	Factor C	Lectura en el vástago (cm)	Factor C
25.4	940.0	27.9	855.6
25.5	936.0	28.0	852.4
25.6	932.0	28.1	849.6
25.7	928.0	28.2	846.4
25.8	925.0	28.3	843.6
25.9	921.6	28.4	840.4
26.0	918.0	28.5	837.6
26.1	914.4	28.6	834.8
26.2	911.2	28.7	831.6
26.3	907.6	28.8	828.8
26.4	904.4	28.9	826.0
26.5	900.8	29.0	823.3
26.6	897.6	29.1	820.4
26.7	894.0	29.2	817.6
26.8	890.8	29.3	814.8
26.9	887.2	29.4	812.0
27.0	884.0	29.5	809.3
27.1	880.8	29.6	806.4
27.2	877.6	29.7	803.6
27.3	874.4	29.8	800.8
27.4	871.2	29.9	798.0
27.5	868.0	30.0	795.2
27.6	865.2	30.1	792.4
27.7	861.6	30.2	790.0
27.8	858.8	30.3	787.2

IV-b.5 Obtención de la curva de compactación

Obtégase la curva peso volumétrico-humedad en la siguiente forma:

- 1) En un sistema de ejes coordenados dibújese el punto correspondiente a cada espécimen, tomando como ordenada el peso volumétrico seco y como abscisa la humedad respectiva.
- 2) Unanse mediante una curva los puntos correspondientes a cada uno de los especímenes. El máximo de la curva representa el peso volumétrico seco máximo, y su humedad es la humedad óptima del material.

IV-b.6 Precauciones durante la prueba.

Al efectuar esta prueba deberán tenerse las siguientes precauciones:

- 1) No emplear material que haya sido sometido a algún procedimiento de compactación de laboratorio.
- 2) La muestra de suelo para la determinación de la humedad se obtendrá siempre cortando el espécimen longitudinalmente, en virtud de que en algunos suelos, cuando se compactan por impactos, la humedad tiende a concentrarse en la parte inferior del espécimen.
- 3) Las capas que se compactan para elaborar el espécimen deberán ser prácticamente iguales, para asegurar la uniformidad en la compactación.
- 4) No se deberán apretar las tuercas de mariposa con la llave, para evitar que se deforme la sección del molde. La llave sólo se deberá usar para aflojar las mencionadas tuercas cuando éstas se aprieten debido a que en el interior del molde se tengan suelos expansivos.

Variante B

La variante que presenta este método, se utiliza para determinar el peso volumétrico máximo húmedo en el caso de suelos en que la fracción retenida en la malla de 3/4" es menor del diez por ciento, en peso.

- 1) El equipo que se utiliza es el mismo que se indicó para la variante A de la prueba.
- 2) La preparación de la muestra también es común, con la salvedad de que se deberá desecharse el retenido en la malla de 3/4" y, por tanto, no deberá determinarse el peso específico relativo S_r .

- 3) El procedimiento de prueba es el mismo que se indicó para la variante A de la prueba.
- 4) En esta variante calcúlese y regístrese lo siguiente:

- a) El contenido de agua, por medio de la fórmula que se indica a continuación, anotando su valor en las columnas n y g de la hoja de registro:

$$w = \frac{W_m - W_s}{W_s} 100$$

en donde

- w = contenido de agua, en porcentaje.
- W_m = peso de la fracción de suelo húmedo, en gramos.
- W_s = peso de la fracción de suelo seco, en gramos

- b) El peso volumétrico húmedo, por medio de la siguiente fórmula, anotando su valor en la columna e de la hoja de registro.

$$\gamma_h = W_1 C$$

PRUEBA DE COMPACTACIÓN DINÁMICA, MÉTODO DE CALIFORNIA

OBRA _____ LOCALIZACIÓN _____ SONDEO _____

MUESTRA _____ PROFUNDIDAD _____ FECHA _____ MUESTREO _____

D A T O S D E P R U E B A

LECTURA EN EL PISÓN	FACTOR	PESO DEL ESPÉCIMEN, EN Kg.		PESO VOLUMÉTRICO HUMEDO EN Kg/m ³	PESO VOLUMÉTRICO SECO EN Kg/m ³	% HUMEDAD	PESO ESPECÍFICO RELATIVO	PESO ESPECÍFICO RELATIVO CORREGIDO	PESO VOLUMÉTRICO CORREGIDO
		HUMEDAD	SECO						
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j

D A T O S D E H U M E D A D

G R A N U L O M E T R Í A Y P E S O E S P E C Í F I C O R E L A T I V O

PESO HÚMEDO Wm, EN Grs.	PESO SECO, EN Grs.	PERDIDA DE AGUA, EN Grs.	% HUMEDAD	W	PESO TOTAL DE LA MUESTRA, EN GRAMOS	
r	l	m	n	X	PESO DEL MATERIAL > 3/4"	
				Y	PESO DEL MATERIAL < 3/4"	
				Z	PESO ESPECÍFICO REL. DEL MAT. > 3/4"	
				r	COEFICIENTE	

CÁLCULOS:

$$R = bc \quad U = \frac{100}{\frac{\%X}{Z} + \frac{\%Y}{rt}}$$

$$S = \frac{c-d}{d}$$

$$T = \frac{e}{1000} \quad v = 1000l$$

DESCRIPCIÓN:

DE LA MUESTRA _____

OPERADOR _____

FECHA DE PRUEBA _____

en donde

- γ_n = peso volumétrico húmedo del espécimen, en kilogramos por metro cúbico.
- W_1 = peso húmedo del espécimen, en kilogramos.
- C = factor de corrección obtenido de la tabla IV-b.1, que corresponde a la lectura que se observó en el vástago.

- 5) Obténgase la curva peso volumétrico-humedad en la siguiente forma:
 - a) En un sistema de ejes coordenados, dibújese el punto correspondiente a cada espécimen tomando como ordenada el peso volumétrico húmedo y como abscisa la humedad respectiva.
 - b) Unanse mediante una curva los puntos correspondientes a cada uno de los especímenes. El máximo de la curva representa el peso volumétrico húmedo máximo y su humedad es la humedad óptima del material.
- 6) En esta prueba deberán tomarse las precauciones que se indican para la variante A en párrafos anteriores.

tro de 15 centímetros, que pueda sujetarse a la cabeza de aplicación de la carga.

Malla U.S. Standard de aberturas cuadradas de 25.4 milímetros (1").

Malla U.S. Standard de aberturas cuadradas de 4.76 milímetros (Nº 4).

Anexo IV-c

Pruebas de compactación estáticas
Prueba Porter SOP

IV-c.1 Objeto de la prueba.

Este método de prueba sirve para determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima en suelos con partículas gruesas que se emplean en la construcción de terracerías; también se puede efectuar en arenas y en materiales finos cuyo índice plástico sea menor de 6. El método consiste en preparar especímenes con material que pasa la malla de 25.4 milímetros (1"), a los que se agregan diferentes cantidades de agua y se compactan con carga estática.

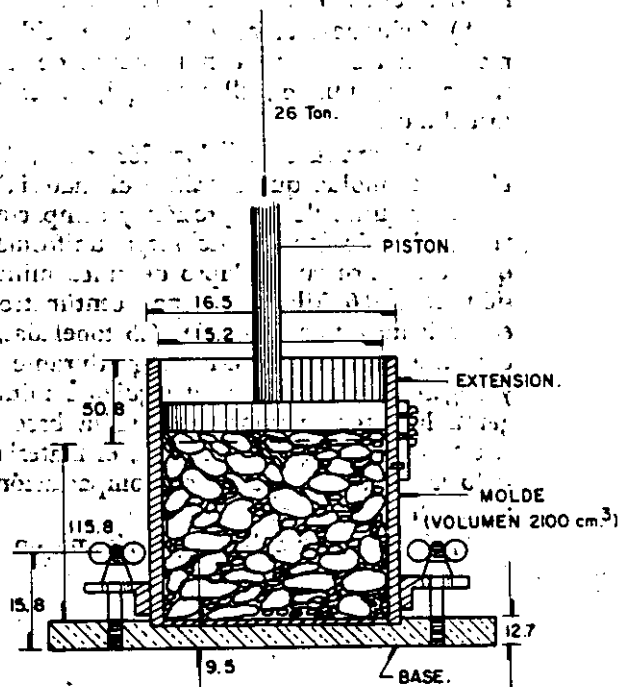
IV-c.2 Equipo necesario.

Molde cilíndrico de compactación de 15.24 centímetros (6.0") de diámetro interior y 22.86 centímetros (9") de altura, incluyendo el collarín, provisto de una base con dispositivo para sujetar el cilindro.

Máquina de compresión con capacidad mínima de 30 toneladas y aproximación de 100 kilogramos.

Varilla metálica de 1.9 centímetros (3/4") de diámetro y 30 centímetros de longitud, con punta de bala.

Placa circular para compactar, ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, con diámetro



DIMENSIONES EN m.m.
COMPACTACION POR CARGA ESTÁTICA.
(PORTER)

Balanza con capacidad mínima de 10 kilogramos y aproximación de un gramo.

Charolas.

Equipo accesorio normal.

IV-c.3 Preparación de la muestra.

La preparación de la muestra se efectúa como se indica a continuación.

- 1) De una muestra de campo, preparada con el cuidado de secar el material únicamente lo necesario para facilitar su disgregación, tómesese y cribese una cantidad suficiente para obtener una porción de 16 kilogramos de material que pase la malla de 25.4 milímetros (1").
- 2) Divídase esta porción mediante cuarteo en cuatro fracciones representativas con pesos iguales.

IV-c.4 Procedimiento de prueba.

El procedimiento de prueba es el siguiente:

ción, con extensión y placa de base también metálicos. Las dimensiones del molde son 3.3 cm (1 5/16") de diámetro interior y 7.2 cm (2.816") de altura; su volumen resulta ser de 62 cm³ (1/454 pie³); la extensión es de 3.5 cm (1.37") de altura.

- Un pisón metálico, con un émbolo en su extremo inferior, que pueda aplicar presión por la acción de un resorte (la presión que se aplique se puede hacer variar dentro de amplios márgenes con el uso de resortes de diferentes constantes elásticas). El émbolo aplicador de presión es una barra metálica de 1.3 cm (1/2") de diámetro, con mango de madera; dentro de éste actúa el resorte comprimido a que se hace referencia.
- Un mecanismo, para quitar la extensión del molde, provisto de un émbolo que mantiene al suelo en su lugar durante la extracción.
- Un extractor, para retirar del molde la muestra compactada con una alteración mínima.
- Una balanza de laboratorio, con aproximación de 0.1 g.
- Una regla metálica, un horno, malla N° 10 y equipo diverso como espátulas, vidrios de reloj, etc.

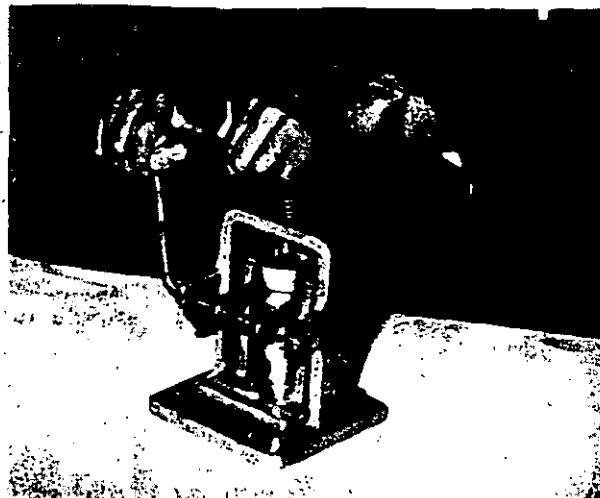
IVA-d.3 Preparación de la muestra.

- 1) Para esta prueba se requiere una muestra de suelo, debidamente cuarteada, con peso comprendido entre 1 y 1.5 kg. Se seca al horno lo necesario para facilitar su disgregación.
- 2) A la muestra disgregada manualmente se la criba por la malla N° 10.
- 3) Como la curva peso volumétrico seco-contenido de agua debe definirse en 6 u 8 puntos, prepárense las mismas porciones de suelo en recipientes con el contenido de agua deseado y déjense en reposo por lo menos una noche; esto facilita una buena mezcla del agua y los suelos finos. Si se trabaja con suelos que absorben el agua con rapidez, con resistencias en estado seco por lo general bajas, la mezcla de agua y suelo podrá hacerse inmediatamente antes de la prueba.

IVA-d.4 Procedimiento de prueba.

El procedimiento para realizar la prueba que se describe se ajustará a lo siguiente:

1. Con el molde ajustado a su base y provisto de su extensión, colóquese en él la cantidad que se requiera de suelo en estado suelto.
2. La colocación del suelo dentro del molde deberá hacerse en el número de capas que se desee (por lo común cinco); nivélase cada capa presionándola ligeramente con un pisón de hule.
3. Después de ajustar apropiadamente el resorte del pisón, insértese en el suelo el émbolo del pisón



Prueba miniatura de Harvard. Afinamiento estático del espécimen preparado por amasado.

y presiónese hasta que el resorte empiece a comprimirse. Quítese la presión, cámbiense ligeramente de posición el émbolo y repítase la operación, repartiéndose así la presión aplicada de manera uniforme en la superficie de cada capa, hasta completar el número de aplicaciones que se desee.

4. Repítase este procedimiento para cada capa; procúrese que la capa superior sobresalga del molde por lo menos 1 cm (entrando en la extensión lica del mismo).

5. Trasládese el conjunto del molde al aditamento para retirar la extensión; presiónese firmemente el émbolo del propio aparato y, a la vez, accionando el mecanismo extractor, suéltese el collar metálico del molde y del suelo compactado.

6. Quítese el molde de su base y enrásese con cuidado su borde superior con una regla metálica. Verifíquese también con la regla metálica el enrasmiento del borde inferior del molde.

7. Pésese el molde que contiene al suelo compactado, con aproximación de 0.1 g.

8. Extráigase la muestra del molde utilizando el extractor y colóquesela en un recipiente apropiado para introducirla al horno y determinar su contenido de agua. Si se reusa el material para determinar otros puntos de la curva de compactación, el contenido de agua se determinará con el material excedente del borde superior del molde.

9. Compáctense otros especímenes con contenidos de agua crecientes, hasta que el peso húmedo de la muestra vaya decreciendo, hecho que indica que se ha sobrepasado el contenido de agua óptimo.

10. Calcúlese el peso volumétrico seco correspondiente a cada contenido de agua, mediante la fórmula

$$\gamma_d = 100 \frac{\gamma_m}{100 + w}$$

y dibújese la curva de compactación para obtener el peso volumétrico máximo y el contenido óptimo de agua.

11. Si se desea, cámbiese el procedimiento de compactación variando el número de aplicaciones del pisón por capa, la presión aplicada o el número de capas.

B. Prueba de Hveem, de compactación por amasado

IV-B-d.1 Objeto de la prueba.

Representar en el laboratorio las condiciones de amasado que producen los equipos de compactación de campo. Este procedimiento lo ideó F. Hveem en el Departamento de Carreteras de California (EE.UU.) con vistas a lograr especímenes para medir la estabilidad en el método de diseño de pavimentos que lleva su nombre.

IV-B-d.2 Equipo para la prueba.

I. Aparatos.

- 1) Un compactador mecánico de amasado.
- 2) Accesorios del compactador.
 - Molde de acero de alta resistencia de 10.16 cm (4" \pm 0.002") de diámetro interior y de 11.40 cm (4.49" \pm 0.005") de diámetro exterior. El interior del cilindro deberá ser liso, con 250 micropulgadas de rugosidad máxima. La altura del molde es de 12.70 cm (5" \pm 0.008").
 - Extensión del molde con mango y embudo.
 - Alimentador de 50.8 cm (20") y espátula.
 - Discos de hule de 10.00 cm (3-15/16") de diámetro y 0.32 cm (1/8") de espesor.
- 3) Equipo de fabricación de canastillas.
 - Cilindro de madera de 9.84 cm (3-7/8") de diámetro y un distribuidor de cinta adhesiva de 1.27 cm (masking tape).
 - Discos perforados de bronce al fósforo, de presión de exudación, de 10.08 cm (3-31/32").
- 4) Collar metálico para formar las canastillas de acero inoxidable.

II. Materiales.

- Discos de papel manila de 10.00 cm (3-15/16") de diámetro.
- Cintas de papel ranurado, para hacer las canastillas, de papel café Kraft (60 lbs), de 6.35 cm (2-1/2") de ancho por 34.29 cm (13-1/2") de largo, con ranuras de 3.42 cm (1-7/8") dispuestas uniformemente a 1.91 cm (3/4") de separación.
- Cinta adhesiva (masking tape) de 1.27 cm (1/2") de ancho.

IV-B-d.3 Procedimiento de compactación.

- 1) En los incisos 2 a 10 se describe el procedimiento normal de fabricación del espécimen para suelos y agregados con finos que posean suficiente cohesión natural para mantener a los especímenes intáctos durante los procesos de prueba. Los materiales sin cohesión, tales como agregados para bases, requieren del uso de canastillas de papel como ayuda para poder manejarlos sin que sufran alteraciones. Cuando se emplean las canastillas, el procedimiento de fabricación especial se da en los incisos 11 al 19.
- 2) Colóquese el molde en el collarín con mango, que tiene un disco de hule de 10.00 cm (3-15/16") de diámetro y 0.32 cm (1/8") de espesor, pegado a la placa. Ajustese el molde para dejar un espaciado de 0.32 cm (1/8") entre el borde inferior del molde y la base del molde con mango. Sujétese así. Colóquese un disco de cartulina de 10.00 cm (3-15/16") dentro del molde, sobre el disco de hule. Póngase en su lugar la extensión con embudo y el molde sobre la placa giratoria del compactador y atorníllese.
- 3) Colóquese una muestra bien mezclada en el alimentador, con el material suelto y bien distribuido a lo largo de toda su extensión.
- 4) Echese a andar el compactador y ajustese la presión del aire del compactador a 1.05 kg/cm² (15 lb/in²), lo cual equivale a una presión en el pisón de aproximadamente 16.85 kg/cm² (240 lb/in²). Espérese hasta que el pisón alcance su posición más baja antes de colocar al material en el molde.
- 5) Con una espátula váyase depositando el material del alimentador en el molde de manera que se cubra su fondo; el resto de la muestra se vaciará en 20 partes iguales, una en cada aplicación del pisón; después proporcionense 10 aplicaciones más para asentar y nivelar todo el material. Levántese y límpiase el pisón y colóquese un disco de hule de 10 cm de diámetro en la parte superior del espécimen. Si durante todas las operaciones anteriores la presión de 1.05 kg/cm² (15 lb/in²) resultó excesiva y produjo levantamiento del material alrededor del pisón, podrá bajarse.
- 6) Aflojese el molde dentro del collarín con mango, manipulando los tornillos, bájese el pisón e incrementese la presión del aire hasta obtener una presión en el pisón de 24.6 kg/cm² (350 lb/in²), lo que normalmente se logra con una lectura de 1.48 kg/cm² (21 lb/in²) en el manómetro que mide la presión del aire.
- 7) Las arcillas pueden requerir presiones de compactación menores, pues en ellas el pisón penetra con facilidad; en estos casos la penetración del pisón deberá ser el factor que se ob-

serve; se debe buscar que no sea mayor que 0.64 cm (1/4").

- 8) Aplíquese 100 veces el pisón al espécimen.
- 9) Si antes de las 100 aplicaciones aparece agua libre en la base del molde, deténgase el proceso de inmediato y anótese el número de aplicaciones.
- 10) Si la superficie del espécimen queda irregular después de la compactación, enrásese.

Procedimiento cuando se requieren canastillas.

- 11) Constrúyanse las canastillas de acuerdo con las siguientes etapas.
 - a) Tómese un pedazo de papel ranurado y colóquese alrededor del bloque de madera cilíndrico, con los extremos a tope.
 - b) Con la tela adhesiva (masking tape) péguese el disco de bronce al fósforo al papel, de manera que no queden tapados los orificios del disco.
- 12) Colóquese el molde en el collarín exterior con mango, habiendo pegado a la placa del mismo un disco de hule y colóquese un disco de papel Manila dentro del molde sobre el disco de hule.
- 13) Deslícese una canastilla dentro del molde, hasta que el borde superior de la misma sobresalga aproximadamente 2.54 cm (1") del borde superior de dicho molde. Del mismo modo coloque el collar metálico en la canastilla hasta que su borde inferior quede aproximadamente 2.54 cm (1") bajo el borde superior de aquella. Deslícese ahora simultáneamente la canastilla y el collar metálico hasta que el disco perforado de bronce al fósforo (pegado al fondo de la canastilla) descansa sobre el disco de cartulina y el borde superior del collar metálico coincida con el borde superior del molde.
- 14) Ajustese el molde de manera que quede una holgura de aproximadamente 3 mm (1/8") entre el borde inferior del molde y la base del molde exterior con mango; esto se logra deslizando el molde y el collar que contiene; atorníllase el dispositivo.
- 15) Colóquese en posición el embudo y sitúese el conjunto sobre la mesa giratoria, en la cual se asegurará.
- 16) Llévase a cabo el paso 3.
- 17) Echese a andar el compactador y ajústese la presión del aire a 0.7 kg/cm² (10 lb/in²), lo que equivale, aproximadamente, a 11.25 kg/cm² (160 lb/in²) de presión en el pisón.
- 18) Con la espátula hágase pasar la mitad del material del alimentador al molde, repartiéndolo. Hágase bajar al pisón sobre el material y dense 10 aplicaciones del mismo. Elévase el pisón, introduzcase la otra mitad del material en el molde y vuélvase a aplicar 10 veces el

pisón, manteniendo siempre la presión del aire en 0.7 kg/cm² (10 lb/in²).

- 19) Levántese y límpiase el compactador. Révese el collar metálico y colóquese un disco de hule en la parte superior del espécimen, el cual queda ahora preparado para el proceso de compactación propiamente dicho, que se describe en los párrafos 6 a 9.

IV-B-d.4 Precauciones.

- 1) La colocación del material en el molde debe ser uniforme. La falta de uniformidad se refleja de inmediato en la energía necesaria para producir la exudación.
- 2) Las partículas gruesas deben distribuirse uniformemente en toda la longitud del alimentador, para evitar segregaciones.
- 3) Es muy importante acomodar bien la canastilla a mano antes de comenzar las operaciones de compactación. Si se empieza la compactación sin que el conjunto esté perfectamente asentado en la base del collarín que sostiene al molde, es fácil desgarrar las tiras de papel adhesivo que unen a la canastilla con el disco de bronce.

REFERENCIAS

1. Proctor, R. R. *Fundamental Principles of Soil Compaction*. Engineering News Record. III. Agosto y septiembre, 1933.
2. Proctor, R. R. *Design and Construction of Rolled Earth Dams*. Engineering News Record. 1933.
3. Altschaefel, A. G., y Lowell, Jr. C. W. *Compaction Variables and Compaction Specification*. Purdue University Engineering Reprints. Junio, 1969.
4. Foster, C. R. *Field Problems: Compaction*. Capítulo 12 del Libro *Foundation Engineering*, editado por G. A. Leonards. McGraw Hill Book Co., Inc. 1962.
5. Porter, O. J. *Method of Determining Relative Compaction and Shrinkage of Soil Materials and Research Department*. California Division of Highways. Agosto, 1930.
6. Purcell, C. H. *Grading Methods and Grading Equipment*. Road Builders Association. Bulletin N° 17. 1931.
7. Proctor, R. R. *Description of Field and Laboratory Methods*. Engineering News Record. Vol. III, N° 10. Septiembre, 1933.
8. Tamez, E. *Algunos factores que afectan a la prueba de compactación dinámica*. Congreso sobre suelos para fines de Ingeniería. Comité D-18 A.S.C.E.—Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, 1957.
9. Holtz, W. G., y Lowitz, C. A. *Compaction Characteristics of Gravelly Soils*. Congreso sobre suelos para fines de Ingeniería. Comité D-18, A.S.C.E.—Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México, 1957.
10. Jiménez Salas, J. A. *Tierras y rocas compactadas*. materiales de construcción. Capítulo I de la publicación *Compactación de Terrenos, Terraplenes y Pedra-*

- plenes. Editores Técnicos Asociados, S. A. Barcelona, 1970.
11. *Road and Streets*. Publicación de la Corporación Reuben H. Donnelley. Junio, julio y agosto, 1970.
 12. Hilf, J. W. *Compacting Earth Dams with Heavy Tamping Rollers*. Transactions A.S.C.E., CXXIV. 1959.
 13. Marsal, R. J., y Reséndiz, D. *Compactación de suelos arcillosos. Propiedades mecánicas de suelos arcillosos compactados*. Publicaciones del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1968.
 14. Williams, F. H. P., y McLean, D. F. *The Compaction of Soil: A Study of the Performance of Plant*. Road Research Laboratory. Boletín Técnico N° 17. Londres, 1950.
 15. Johnson, A. W., y Sallberg, J. R. *Highway Research Board. Factors that influence Field Compaction of Soils*. Boletín N° 272. 1960.
 16. Ramos Medina, J. E. *Métodos de compactación en el campo*. Notas para la ponencia Terracerías en el Seminario de Terracerías y Pavimentos de la Secretaría de Obras Públicas. México, 1971.
 17. *Highway Research Board. Compaction of Embankments, Subgrades and Bases*. Boletín. N° 58. 1952.
 18. Lewis, W. A. *Investigation of the Performance of Pneumatic Tyred Rollers in the Compaction of Soil*. Boletín Técnico N° 45. Road Research Laboratory. Londres, 1959.
 19. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Capítulo XI (Anexo XI-i). Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1967.
 20. Llamazares Gómez, O. *Compactación por vibración*. Capítulo III de la publicación Compactación de Terrenos, Terraplén y Pedraplenes. Editores Técnicos Asociados, S. A. Barcelona, 1970.
 21. AB Vibro-Verken. *Manual on Vibratory compaction of soil and rock fill*. Research Department. Solna. Suecia, 1972.
 22. Forssblad, L. *Vibratory Soil Compaction*. Research Results and Practical Applications. Conferencia. Publicación de AB Vibro-Verken. Solna, Suecia, 1972.
 23. Sowers, G. B., y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. (Trad. J. Menéndez) Capítulo 5. Limusa-Wiley, S. A. México, 1972.
 24. Hveem, F. N. *Maximum Density and Optimum Moisture of Soils. What do these terms mean?* 36 th. Annual Meeting of the H.R.B. Washington, D. C. 1957.
 25. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I (2ª Edición). Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Capítulo XIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1969.
 26. Skempton, A. W. *The Pore Pressure Coefficients A and B*. Geotechnique. Vol. IV. 1954.
 27. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo I (2ª edición). Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Capítulo XII (Anexo XII-f). Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1969.
 28. Wilson S. D. *Effect of Compaction on Soil Properties. Proceedings of the Conference on Soil Stabilization*. Massachusetts Institute of Technology. Boston, 1952.
 29. Marsal, R. J. *Resistencia y Compresibilidad de enrocamientos y gravas*. Publicación del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. para la Secretaría de Obras Públicas. México, 1971.
 30. Marsal, R. J. *Pedraplenes*. Conferencia impartida en el Centro de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la UNAM. México, D. F., 1974.
 31. Casagrande, A. *An Unsolved Problem of Embankment Stability of Highly Plastic Clays*. Memoria del I Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, 1959.
 32. Bertram, G. E. *Rockfill Compaction by Vibratory Rollers*. Memorias del II Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Brasil, 1963.
 33. Marsal, R. J., Moreno E., Núñez, A., Cuéllar, R., y Moreno, R. *Investigación sobre el comportamiento de los suelos granulares y muestras de enrocamiento*. Publicación de la Comisión Federal de Electricidad. México 1965.
 34. Marachi, N. D. *Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials*. Report N° TE-69-5. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1969.
 35. *Especificaciones A. S. T. M.* Designación D-698-64T. 1964.
 36. Texas Highway Department. *Materials and Test Division. Método de Prueba Tex-113-E* (revisado en abril de 1970). Austin, Texas, 1970.
 37. Road Research Laboratory. *Soil Mechanics for Road Engineers*. Capítulo 9. Her Majesty's Stationery Office. Londres, 1961.
 38. Maddison, L. *Laboratory Test on the Effect of Stone Content on the Compaction of Soil Mortar*. Roads and Road Construction, N° 22. 1944.
 39. Aguirre M., L. M. *Correlación entre las pruebas estáticas y dinámicas de compactación de suelos en el laboratorio*. Tesis para la obtención del grado de Maestro en Ingeniería (Mecánica de Suelos) en la División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1964.
 40. *Especificaciones ASTM*. Designación D1557-64-T. 1964.
 41. U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station. *Soil Compaction Investigation*. Waterways Experiment Station Technical Memorandum (3-271). Vicksburg. EE.UU., 1957.
 42. *Especificaciones del Departamento de Carreteras del Estado de California*. Denominación de la prueba: Calif. 301-E. Sacramento, Cal., 1964.
 43. Bromis, B. B., y Forssblad, L. *Vibratory Compaction of Cohesionless Soils*. Soil Dynamics Specialty Conference. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
 44. Schäffner, H. J. *Unlagerung Rolliger Erdstoffe durch Vibration*. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasserund Grundbau. Berlin, N° 6. 1962.
 45. Selig, E. T. *Effect of Vibration on Density of Sand*. Proceedings II Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. I. Brasil, 1963.
 46. Ortigosa, P., y Whitman, R. V. *Densification of Sand by Vertical Vibrations with almost Constant Stresses*. Dept. of Civil Engineering, M.I.T. Research Report N° 206. Boston, 1968.
 47. Forssblad, L. *Investigations of Soil Compaction by Vibration*. Acta Politécnica Escandinava. C i 34. 1965.
 48. Johnson, A. W., y Sallberg, J. R. *Factors Influencing Compaction. Test Results*. Highway Research Board. Boletín N° 319. 1962.

49. Pettibone, H. C., y Hardin J. *Research on Vibratory Maximum Density Test for Cohesionless Soils*. American Society Testing Materials. Special Technical Publication N° 377. 1964.
50. *Especificaciones ASTM*. Designación D-2049-69. 1969.
51. Texas Highway Department. *Materials and Test Division*. Método de Prueba Tex-114-E (revisado en abril de 1970). Austin, Texas, 1970.
52. Engineering Developments Co., Inc. Catálogo de pruebas Máquina Giratoria, Modelo 4C. Vicksburg, Miss. 1970.
53. Reséndiz, D. *Considerations on the Solid-Liquid Interaction in Clay-Water Systems*. Memorias del VI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Montreal, Canadá, 1964.
54. Lambe, T. W. *Compacted Clay Structure*. Transactions ASCE. CXXV. Parte I. 1960.
55. Seed, H. B., y Chan, C. K. *Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. LXXXV. SM4. 1959.
56. Reséndiz, D. *On the Strength of Clayey Soils; A Study of the Shearing Resistance Mechanism at the Structural Level*. Instituto de Ingeniería. Publicación 176. México, 1965.
57. Casagrande, A., Hirschfeld, R. C., y Poulos, S. J. *Investigation of Stress-Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays*. Harvard Soil Mechanics Series LXX. Harvard, Mass. 1963.
58. Casagrande, A., y Hirschfeld, R. C. *Investigation of Stress-Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays*. Harvard Soils Mechanics Series LXI. Harvard, Mass. 1950.
59. *Estudio de una correlación entre pruebas de compactación estática y dinámica*. Reporte no impreso elaborado en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. bajo la dirección de Jesús Alberro, Investigador. México, D. F. 1958.
60. Seed, H. B., Mitchell, J. K., y Chan, C. K. *The Strength of Compacted Cohesive Soils*. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. ASCE, Universidad de Colorado. EE.UU. 1963.
61. Jiménez Salas, J. A., y De Justo, J. L. *Geotecnia y Cimentaciones*. Tomo I. Capítulo 7. Editorial Rueda. Madrid, 1971.
62. Mitchell, J. K., Hooper, D. R., y Campanella, R. *Permeability of Compacted Clay*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. XCI, SM4. 1965.
63. Maranha das Neves, E. *Influencia das Tensoes Neutras Negativas nas Caracteristicas Estruturais dos Solos Compactados*. Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil. Memoria N° 386. Ministerio de Obras Públicas. Lisboa, 1971.
64. Yoshimi, Y., y Osterberg, J. O. *Compressibility of Partially Saturated Cohesive Soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. LXXXIX. SM4. 1963.
65. Bishop, A. W., y Henkel, D. J. *The Triaxial Test*. Edward Arnold Pub. Ltd. Londres, 1962.
66. Seed, H. B., y Chan, C. K. *A Symposium on Compacted Clays*. Transactions ASCE. Vol. 126. 1961.
67. Casagrande, A., y Hirschfeld, R. C. *Investigation of Stress-Deformation and Strength Characteristics of Compacted Clays*, 2ª Parte. Harvard Soil Mechanics Series N° 65. Harvard, Mass. 1962.
68. Yoder, E. J. *Principles of Pavement Design*. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
69. Casagrande, A., y Shannon, W. L. *Research on Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soil and Soft Rocks under Transient Loadings*. Harvard Soil Mechanics Series N° 31. Harvard University Mass., 1948.
70. Whitman, R. V. *The Behavior of Soil under Transient Loadings*. Memorias del IV Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones Vol. I. Londres, 1957.
71. Hampton, D. *Effect of Rate of Strain on the Strength of Reconstituted Soils*. Purdue Joint Highway Research Project. Purdue University. Lafayette, Indiana. 1958.
72. Casagrande, A., y Wilson, S. D. *Effect of Rate of Loading on Strength of Clays and Shales at Constant Water Content*. Géotechnique. Vol. II. 1951.