



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

« ARAGÓN »

FACULTAD DE INGENIERÍA

**«COMPARACION DE TECNOLOGIAS VIGENTES
EN EL PAIS PARA EL PROYECTO DE
PAVIMENTOS FLEXIBLES»**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ARTURO NABOR HERNANDEZ PIMENTEL

San Juan de Aragón, Edo. de Méx.

1981



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

	Página.
Capítulo I.- Introducción	1
I.1.- Definición y clasificación de carreteras	2
I.2.- Estructuración general de un camino	3
I.3.- Definición y clasificación de pavimentos	5
Capítulo II.- Factores que se deben tomar en cuenta en el di_ seño de pavimentos	6
II.1.- Elementos y datos previos	6
II.2.- Terreno de cimentación o terreno natural	8
II.3.- Características de materiales de cuerpo de terrápien - y capa subrasante (terraceras)	10
II.4.- Características de materiales de sub-base, base y car_ petas	24
II.5.- Tránsito	51
Capítulo III.- Pruebas de resistencia	60
III.1.- Pruebas de placa	60
III.2.- Pruebas triaxiales	61
III.3.- Prueba de valor relativo de soporte del Cuerpo de In_ genieros del Ejército de Estados Unidos	66
III.4.- Prueba Porter Modificada	74
III.5.- Prueba directa de valor relativo de soporte	76
Capítulo IV.- Método de diseño de espesores del Instituto de_ Ingeniería de la U.N.A.M.	78
IV.1.- Gráficas de diseño	78
IV.2.- Condiciones climáticas	79
IV.3.- Pruebas de resistencia	79
IV.4.- Variables de diseño	80
IV.5.- Procedimiento de diseño	90
Capítulo V.- Método de diseño de espesores propuesto por el - Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Servicios Técnicos de la S.A.M.D.P.	92
V.1.- Obtención del valor V.R.S. para diseño	92
V.2.- Obtención de las relaciones V.R.S. - expansión - nume_ dad de compactación para fines de diseño de pavimentos- flexibles sobre suelos expansibles	94

V.3.- Determinación del VRS _c para fines de diseño	94
V.4.- Directrices de investigaciones futuras	95
V.5.- Observación del espesor de la capa Subrasante	95
Capítulo VI.- Método de diseño de pavimentos flexibles, basado en la prueba de Porter Modificada	98
VI.1.- Gráficas de diseño	98
VI.2.- Elementos que toma en cuenta	103
VI.3.- Determinación de la intensidad de tránsito	104
VI.4.- Obtención del VRS de proyecto	105
VI.5.- Cálculo de espesores	108
Capítulo VII.- Comparación crítica de los tres métodos	111
Capítulo VIII.- Conclusiones y recomendaciones	117

CAPITULO I

INTRODUCCION

Cuando en 1925 el Presidente Plutarco Elias Calles crea la Comisión Nacional de Caminos, México tenía sólo 19 000 kilómetros de ferrocarril y — 28 000 kilómetros de brechas no aptas para la circulación de automóviles. — Prácticamente no había ningún camino para que estos circularan.

De entonces a la fecha se han hecho 165 000 kilómetros de carreteras — para automóviles. Todos estos caminos, desde su inicio, tuvieron la intención de propiciar directamente el desarrollo. Sólo algunos tramos se han hecho para obtener economías, en vías ya saturadas.

Mucho ha ocurrido en el país desde el kilómetro cero de nuestra red — hasta el 135 000 y mucho falta por recorrer aún. En aquel entonces teníamos 15 millones de habitantes. Ahora somos cuatro veces más.

Para 1925 la producción de acero era de 80 mil toneladas. En la actualidad es de 5 600 millones.

Cuando se iniciaban los primeros caminos para automóviles, generábamos 1 700 millones de kw hora. Cuando se terminaba el kilómetro 165 mil ya se — generaban 40 870 millones.

En la actualidad el valor del producto nacional bruto coloca a nuestro país en el décimo segundo lugar del mundo y la población de 64 millones en el décimo tercero.

¿ Qué proporción de este desarrollo, de este crecimiento obedece a los caminos? Directamente no lo sabemos, pero indirectamente es indudable que — han sido los caminos el factor principal que lo ha provocado.

La relación de causa a efecto de la red caminera en el desarrollo se — pone claramente de manifiesto al analizar el desarrollo del país por pequeñas regiones. Se aprecia la respuesta inmediata al camino. Se advierte cómo las regiones por las que cruza emergen a un desarrollo incipiente o se — provoca la aceleración del crecimiento, aún en el mismo tiempo en que se produce el camino.

Como consecuencia de la comunicación por automóvil, el país se ha ido — organizando funcionalmente en nuevas regiones en vías de desarrollo.

Así pues podemos concluir, que las vías de comunicación juegan un papel — importante en el desarrollo económico y social del país, teniéndose que implantar nuevas técnicas para la construcción y conservación de las mismas. Para el buen funcionamiento de una vía de comunicación, el pavimento contribuye en gran parte, por lo que se considera de suma importancia que el — ingeniero nacional tenga conocimiento de las diferentes tecnologías con que — cuenta el país para el proyecto de pavimentos.

Son muchos y muy variados los métodos que existen para proyectar el — espesor de un pavimento. Sin embargo, el problema es bastante complejo y su estudio bastante reciente como para que se pueda haber llegado a un método — que sea tan seguro y de una aceptación tan general como los métodos de pro —

yecto que se emplean en otras ramas de la ingeniería. En términos generales se puede decir que la confianza que se puede tener en cada uno de ellos depende de la cantidad de comprobaciones a que hayan sido sometidos. Por otro lado, cada uno de los métodos que existen para proyectar el espesor de un pavimento exige una suficiente cantidad de experiencia y de sentido común - por parte de quien los aplica.

En este trabajo, se estudian exclusivamente tres de los diferentes métodos, y que se considera son los más empleados en México, estos son:

- 1.- Método del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.
- 2.- Método propuesto por el Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Servicios Técnicos de la S.A.H.O.P.
- 3.- Método de la Porter Modificada.

estableciendo una crítica comparativa entre ellos.

I.1.- DEFINICION Y CLASIFICACION DE CARRETERAS.

La carretera, se puede definir como la adaptación de una faja sobre la superficie terrestre que llene las condiciones de ancho, alineamiento y pendiente, y que tenga una superficie tal que permita el rodamiento adecuado de los vehículos para los cuales ha sido adaptada. Cabe mencionar que todo camino cuenta con un derecho de vía, el cual es de 20 m a cada lado, por - tiendo del eje del camino y a toda la longitud de éste.

En la práctica vial mexicana se pueden distinguir varias clasificaciones, como son: Clasificación por Transitabilidad, Clasificación por su Aspecto Administrativo y Clasificación Técnica Oficial.

CLASIFICACION POR TRANSITABILIDAD.

Corresponde a las etapas de construcción, en que se encuentra operando la carretera, y se divide en:

- 1.- Terracerías. El camino se encuentra operando en su etapa de terracerías, transitable en tiempo de secas.
- 2.- Revestida. Cuando la superficie de rodamiento consiste en una o varias capas de material granular, transitable en todo tiempo.
- 3.- Pavimentada. Cuando ya se tiene una superficie de rodamiento resistente a los agentes de intemperismo, y permite velocidades relativamente altas.

CLASIFICACION ADMINISTRATIVA.

Debido al aspecto administrativo, las carreteras se clasifican en:

- 1.- Federales. Cuando la erogación para su construcción, ha sido efectuada en su totalidad, por la federación, y por lo tanto la conservación queda a su cargo.
- 2.- Estatales. Se construyen por el sistema de cooperación; el 50 % de su costo es aportado por el Estado donde se construye y el otro 50 % por la federación, y su conservación queda a cargo de las Juntas Locales de Caminos.
- 3.- Vecinales. Son construidas por cooperación tripartita; una tercera parte de su costo es aportada por los vecinos beneficiados, otra por la federación y la otra restante por el Estado. Su construcción y conservación -

esté a cargo de las Juntas Locales de Caminos.

4.- De Juata. A cargo de la dependencia oficial descentralizada llama de Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, en estos caminos la inversión se recupera a través de cuotas de paso.

CLASIFICACION TECNICA OFICIAL.

Permite distinguir la categoría física del camino, ya que toma en cuenta los volúmenes de tránsito sobre el camino al final del período económico del mismo, y las especificaciones geométricas están dadas de acuerdo a ese volumen y las características del terreno. En México la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, clasifica técnicamente a las carreteras en la forma que se indica en la tabla N° 1.

CAMINO	TIPO	ESPECIAL	A	B	C	BRECHA
TRANSITO PROMEDIO	MAS	1 500	500	50	HASTA	
	DE	A	A	A		
DIARIO ANUAL	5 000	3 000	1 500	500	50	
TRANSITO HORARIO	360	180	60	6	6	
MAXIMO ANUAL	6	A	A	A		
(12 % DEL T.P.O.A.)	MAS	360	180	60		

TABLA N° 1.- Clasificación de los caminos.

1.2.- ESTRUCTURACION GENERAL DE UN CAMINO.

En general la estructuración de un camino, es como se muestra en la figura N° 1.

Las características de proyecto geométrico que deben satisfacer los caminos, se dan en la tabla N° 2.

FUNCIONES DE LAS DISTINTAS CAPAS.

CARPETA. Es la capa superior del pavimento que soporta directamente -- las cargas del tránsito, debe proporcionar una superficie de rodamiento tal que permita un tránsito fácil y cómodo, de acuerdo a los vehículos que se tienen, debe ser prácticamente impermeable, para impedir que el agua de lluvia via penetre a las capas subyacentes, y disminuya su capacidad para soportar cargas, además debe resistir los efectos abrasivos de los vehículos y la acción destructora de los agentes de intemperismo.

BASE. La base debe tener una resistencia estructural para soportar las presiones que le son transmitidas a través de la carpeta, por los vehículos estacionados o en movimiento. Además debe tener el espesor necesario para -- que dichas presiones al ser transmitidas a la sub-base, no excedan la resis

tencia estructural de ésta.

SUB-BASE. Esta capa tiene como función: a) reducir el costo del pavimento, disminuyendo el espesor de la base que se construye, generalmente, con materiales de mayor costo por tener que cumplir con especificaciones más rígidas; b) proteger a la base aislándola de la terracería, ya que cuando ésta está formada por material fino y plástico, y cuando la base es de textura abierta, de no existir el aislamiento dado por el material de sub-base, el material de la terracería se introduciría en la base, pudiendo provocar cambios volumétricos perjudiciales al variar las condiciones de humedad, a la vez que disminuiría la resistencia estructural de la base.

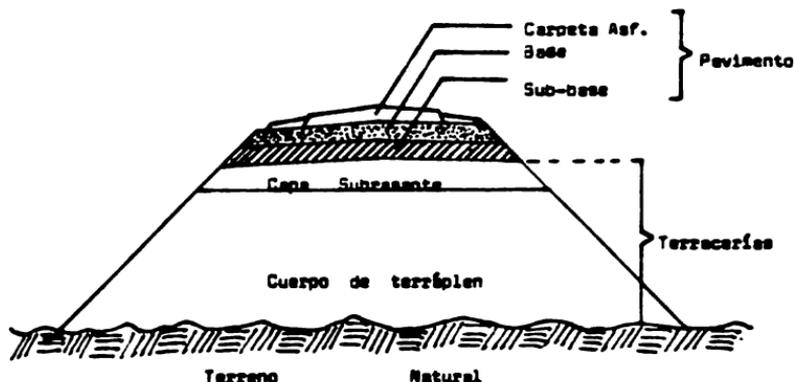


FIGURA NO 1.- Corte típico de un pavimento flexible en terráplen.

CAPA SUBRASANTE. Es la capa superior de las terracerías, constituida por material seleccionado, con espesores y características tales, que garanticen el buen funcionamiento de la obra. Las principales funciones de la capa subrasante son: a) soportar los esfuerzos que le son transmitidos por el pavimento; b) transmitir los esfuerzos al cuerpo de terráplen adecuadamente distribuidos para que sean soportados por éste; c) evitar la contaminación del pavimento por parte de las terracerías; d) evitar la incrustación del pavimento en los pedraplenes; e) evitar que las irregularidades de la cumbre de los cortes se refleje en la superficie de rodamiento; f) Hacer más económica la construcción del pavimento; g) uniformizar en lo posible los espesores de pavimento.

CUERPO DE TERRAPLEN. Son estructuras construidas sobre el terreno natural, con material adecuado, producto de un corte o de un préstamo, hasta la subrasante, con alineamiento, perfil y sección, de acuerdo con el proyecto.

La calidad de los materiales, de las diferentes capas, puede ser, por economía, descendente hacia abajo.

TOPOGRAFIA T		TIPO DE CAMINO																			
		TERRENO PLANO LONERIO SUAVE					LONERIO FUERTE					MONTAÑOSO POCO ENCARPADO					MONTAÑOSO MUY ENCARPADO				
CARACTERISTI- CAS GEOMETRI- CAS.	UNIDADES	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
		VELOCIDAD DE OPERACION.	km/h	100	80	70	--	--	80	70	60	--	--	70	60	40	--	--	60	50	35
VELOCIDAD DE PROYECTO.	km/h	70	60	50	60	60	60	50	40	50	50	50	40	30	40	40	40	35	25	30	30
ANCHO DE CORONA.	m	9.00	8.00	7.0	6.0	4.0	9.0	8.0	7.0	6.0	4.0	8.5	7.5	6.5	6.0	4.0	8.0	7.0	6.5	6.0	4.0
ANCHO DE CALZADA.	m	6.1	6.1	5.5	5.5	4.0	6.1	6.1	5.5	5.5	4.0	6.1	6.1	5.5	5.5	4.0	6.1	5.5	5.5	5.5	4.0
GRADO MAX. DE CURVATURA.	o	8	11	16 ^o 30'	11	11	11	16 ^o 30'	26	17	17	16 ^o 30'	26	47	30	30	26	35	67	62	62
PENDIENTE GOBERNADORA	%	2	2.5	3	--	--	3.5	3.5	4.0	6	7	4	4.5	4.5	7	9	4.5	5	5	10	12
PENDIENTE MAXIMA	%	4	4.5	5	5	6	5	5.5	6	8	9	5.5	6	6.5	10	11	6	6.5	7	13	15
SOBRELEVACION MAXIMA	%	--	--	--	10	10				10	10				10	10				10	10
SUMIDO	%				3	3				3	3				3	3				3	3

TABLA NO 2.- CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE UN CAMINO.

NOTA: LOS CAMINOS TIPO D Y E, SON CONSIDERADOS COMO CONSTRUCCIONES DE BAJO COSTO.

1.3.- DEFINICION Y CLASIFICACION DE PAVIMENTOS.

En la actualidad, se entiende por pavimento al conjunto de capas constituidas por materiales seleccionados, que proporcionan una superficie de rodamiento adecuada al volumen de tránsito, y que resiste los esfuerzos originados por el mismo, transmitiéndolos adecuadamente distribuidos a las terracerías.

En general los pavimentos se dividen en dos tipos: los flexibles y los rígidos.

PAVIMENTOS FLEXIBLES. Son aquellos en los que la superficie de rodamiento, se puede someter a algunas deformaciones que aparezcan en las capas inferiores, la última capa esté constituida por una carpeta asfáltica apoyada sobre dos capas no rígidas, de material granular graduado, la base y la sub-base, las cuales a su vez se apoyan en las terracerías.

PAVIMENTOS RIGIDOS. Son aquellos en que la superficie de rodamiento, no puede seguir las deformaciones de las capas inferiores, sin sufrir ruptura. La superficie de rodamiento está constituida por losas de concreto hidráulico. Cuando el suelo que forma las terracerías es de calidad deficiente, será necesario colocar bajo la losa, un material de sub-base de grava bien graduada y compactada, o de suelo estabilizado para conseguir una mejor distribución de las cargas (figura Nº 2).

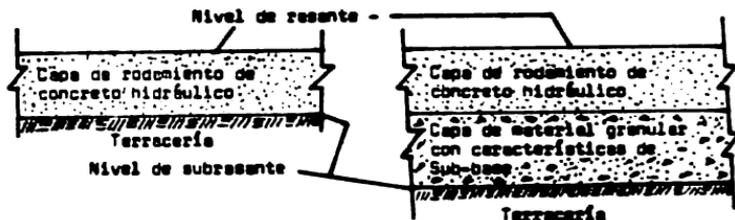


FIGURA Nº 2.- Secciones de construcción típicas, de pavimentos de concreto hidráulico.

CAPITULO II

FACTORES QUE SE DEBEN TOMAR EN CUENTA EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS.

En el diseño de pavimentos, es necesario tomar en cuenta varios factores, los cuales se mencionan a continuación.

- | | |
|--|--|
| 1.- Elementos y datos previos | { a) Económicos.
b) Drenaje.
c) Localización del N.A.F.
d) Clima y condiciones regionales.
e) Localización de la subrasante con respecto al terreno natural. |
| 2.- Terreno de cimentación | { a) Terrenos expansivos.
b) Terrenos blandos. |
| 3.- Características de mata. de cuerpo de terróplen y capa subrasante. | { a) Pruebas de clasificación.
b) Pruebas de compactación.
c) Especificaciones. |
| 4.- Características de mata. de sub-base, base y carpetas | { a) Pruebas de clasificación.
b) Pruebas de control.
c) Mata. y sus tratamientos.
d) Especificaciones. |
| 5.- Tránsito. | |

II.1.- ELEMENTOS Y DATOS PREVIOS.

Los elementos y datos previos, pueden describirse como a continuación se indica.

a) **ECONOMIA.** Una obra de ingeniería debe ser funcional, segura y económica, por lo tanto, la construcción de caminos y de sus pavimentos deben ser lo más económico posible. Tomando en consideración el costo de construcción, de mantenimiento y operación durante la vida útil para la que fué proyectado. Tomando en cuenta lo anterior, siempre se debe llevar a cabo la obra que tenga el menor costo, pero que cumpla con los fines para que fué programada.

En la actualidad existen zonas que aunque cuentan con recursos naturales susceptibles de explotación, se encuentran aisladas de los grandes cen-

tros de población; al construir un camino, esa zona empieza a desarrollarse económica y socialmente, y aunque el tránsito inicial sea relativamente bajo, es muy probable que al paso del tiempo y debido al desarrollo de la zona, éste se vaya incrementando poco a poco, por lo que en estos casos puede ser posible una disminución en la inversión inicial llevando a cabo una construcción por etapas, es decir, reforzar en forma progresada la estructura inicial del pavimento conforme el tránsito se vaya incrementando.

La economía está en función de los riesgos que se pueden aceptar en la construcción de caminos en general y en particular en la de pavimentos, para esto, es necesario comparar estas obras de tierra con otras como lo son las presas, las cuales por el progreso que se ha tenido en la Mecánica de Suelos, se pueden proyectar con factores de seguridad relativamente bajos y sin embargo, en caso de que falle una obra de este tipo, es muy probable que se produzca una catástrofe con grandes pérdidas materiales y principalmente humanas, lo cual no sucedería en caminos.

Por otra parte si se hace una comparación económica entre un pavimento rígido y uno flexible, se ve que el rígido con losas de concreto hidráulico es el más adecuado pues la suma de los costos inicial, de mantenimiento y de operación resulta menor que la de un pavimento flexible; el principal inconveniente es que su inversión inicial es demasiado alta.

b) DRENAJE EN CAMINOS. Es el conjunto de obras que sirven para captar, conducir y eliminar el agua que puede provocar problemas al camino.

Para que un camino tenga buen drenaje debe evitarse que el agua circule en cantidades excesivas por el mismo, destruyendo el pavimento y originando la formación de baches, así como también que el agua que debe escurrir por las cunetas se estanque y reblandezca las terracerías originando pérdidas de estabilidad de las mismas con sus consiguientes asentamientos perjudiciales. Debe evitarse también que los cortes formados por materiales de mala calidad, se saturen de agua con peligro de derrumbes o deslizamientos según el tipo de material del corte, y debe evitarse además, que el agua subterránea reblandezca la subrasante con su consiguiente peligro.

Como puede observarse, el prever un buen drenaje es uno de los factores más importantes en el proyecto de un camino y por lo tanto debe creerse desde la localización misma tratando de alojar siempre el camino sobre suelos estables permanentes y naturalmente drenados. Sin embargo, debido a la necesidad de un alineamiento determinado, el camino puede atravesar suelos variables, permeables unos e impermeables otros, obligando ello a la construcción de obras de drenaje de acuerdo con las condiciones requeridas. La experiencia en el análisis y estudio de muchos caminos en mal estado ha enseñado que el drenaje inadecuado más que ninguna otra causa, ha sido el responsable del daño que han sufrido.

Por otra parte, en la precipitación pluvial, el agua sigue tres caminos: a) una parte se evapora; b) otra escurre superficialmente; c) otra se infiltra en el terreno. Debido a esto, el drenaje puede clasificarse en superficial y subterráneo (subdrenaje).

En el drenaje superficial se proyectan obras de carácter longitudinal y transversal como son: cunetas, contracunetas, canales laterales, cordillos, bombeo, puentes, alcantarillas, etc.

En el caso del agua subterránea, se requiere llevar a cabo estudios geotécnicos para detectar las zonas que requieren obras especiales como son subdrenes, capas rompeadoras de capilaridad, etc. que tienen la función de crear un gradiente hidráulico que hace fluir el agua hacia ellas.

c) LOCALIZACION DEL NIVEL DE AGUAS FREATICAS (N.A.F.). Es importante - conocer la profundidad a que se encuentra el nivel de aguas freáticas, por - que en lugares donde se encuentre cercano a la superficie puede ocasionar - problemas al pavimento si no se protege a éste en forma adecuada.

d) CLIMA Y CONDICIONES REGIONALES. Las principales variables son la - temperatura, precipitación pluvial, topografía e índice regional.

En algunos países se acostumbra emplear el índice regional, el cual - permite comparar dos secciones estructuralmente iguales, en condiciones de - clima diferentes y permite estimar coeficientes de adversidad.

Es de suma importancia el clima de la región en cuanto a precipitación - pluvial y temperatura se refiere, y por otro lado la formación geológica de - las zonas que atraviese el camino, ya que los problemas serán diferentes ya - sea que se tengan rocas masivas, fracturadas o suelos arcillosos.

e) LOCALIZACION DE LA SUBRASANTE CON RESPECTO AL TERRENO NATURAL. El - trazo de la subrasante debe estudiarse cuidadosamente con relación al dren - je y nivel de aguas freáticas, debido a que frecuentemente bastan ligeros - cambios en ella para facilitar la remoción rápida y completa del agua. Ade - más es mucho más importante que la superficie sea rápida y correctamente - drenada y protegida contra inundaciones, que lograr que las terracerías ten - gan el costo mínimo. Por otro lado, es recomendable que en zonas planas, se - tenga un terráplen cuya altura sea tal que su superficie quede protegida de - inundaciones, o que ésta pueda ser afectada por el agua freática en caso de - que se encuentre cercano a la superficie del terreno natural.

II.2.- TERRENO DE CIMENTACION O TERRENO NATURAL.

El terreno natural, es la zona del camino donde se van a desplantar - los terráplenes y que a la vez servirá de cimentación a la obra. Este terr - no deberá tener propiedades de resistencia y deformación, con el fin de so - portar en forma adecuada la carga muerta, principalmente de la obra.

Existen dos tipos de terreno, con los cuales es importante tener cier - tos cuidados, debido a los problemas de resistencia y deformación que pre - sentan, estos terrenos son: los expansivos y los blandos.

a) TERRENOS EXPANSIVOS. Son aquellos que en presencia de agua, tienden - a aumentar su volumen. Debido a este aumento de volumen, se generan presio - nes en el material del terráplen, haciendo que éste sufra deformaciones (FI - gura No 3).

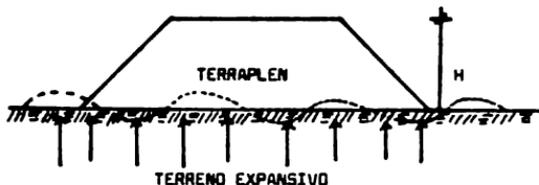


FIGURA NO 3.- Deformaciones debido a las presiones que se generan al tender el terreno natural a aumentar su volumen (expansión).

Cuando se construye un terráplen sobre un suelo expansivo, es recomendable que la altura de éste sea tal que el peso del mismo sea igual a las presiones del material expansivo (figura Nº 3). En caso de que por problemas de trazo, no se pueda tener la altura (H) suficiente, será necesario hacer una excavación con una profundidad tal que se compense la altura, según se muestra en la figura Nº 4.

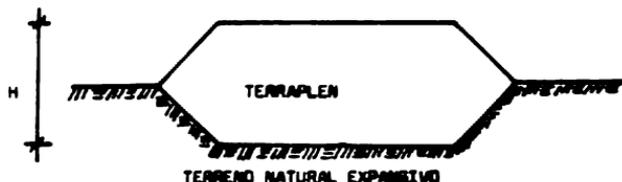


FIGURA Nº 4.- Excavación para alojar un terráplen sobre un suelo expansivo.

b) TERRENOS BLANDOS. En este tipo de terrenos, siempre es conveniente hacer estudios de Mecánica de Suelos, aunque se trate de un terráplen de poca altura; con el fin de evitar que falle debido a la poca resistencia del terreno de cimentación, se puede proceder según se ilustra en las figuras - Nos. 5 y 6.

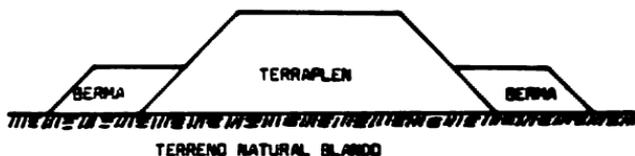


FIGURA Nº 5.- Terráplen protegido con bermas.



FIGURA Nº 6.- Terráplen con una carga de preconsolidación.

11.3.- CARACTERISTICAS DE MATERIALES DE CUERPO DE TERRAPLEN Y CAPA SUBRASANTE (TERRACERIAS).

Los materiales para terracerías son los que provienen de la corteza terrestre, y sea que se extraigan de cortes o préstamos y que se emplean en la construcción de terráplenes o rellenos, los cuales se pueden emplear solos, mezclados o estabilizados con otros materiales naturales elaborados, en tal forma que reúnen características adecuadas para su uso.

Las características de los materiales que constituyen el cuerpo de terráplén y la capa subrasante de un camino, juegan un papel fundamental en el comportamiento y espesor requerido de un pavimento flexible. Por ello la determinación de las características del suelo que formará las terracerías y en su caso la capa subrasante, es de suma importancia.

a) PRUEBAS DE CLASIFICACION. De los cortes, préstamos y bancos, de donde se pretenden extraer los materiales, se obtienen muestras, alteradas o inalteradas, a las que se les practican pruebas, cuyos resultados nos permitan clasificar el suelo, a fin de establecer su posibilidad de empleo, ya sea en terracerías, sub-bases, bases y carpetas.

GRANULOMETRIA.

Consiste en la determinación de los tamaños de las partículas que forman el suelo, por el procedimiento de cribado.

El procedimiento consiste en separar las partículas de suelo tamizando el material a través de las mallas NO 4 (4.76 mm), NO 40 (0.42 mm) y la NO 200 (0.074 mm), y pesar las porciones que se retienen en cada una de ellas, a fin de relacionar dichos retenidos, como un porcentaje de la muestra total.

LIMITES DE ATTERBERG.

Tienen por objeto determinar la plasticidad de la porción de material que pasa la malla NO 40 y que forma parte de un suelo. La plasticidad es una propiedad de las arcillas que les permite cambiar su forma sin agrietarse cuando se les sujeta a una presión, reteniendo su nueva forma cuando desaparece el esfuerzo aplicado.

El límite líquido de un suelo plástico, se expresa por la humedad que contiene el suelo, y que marca la frontera entre los estados semi-líquido y plástico.

En los suelos con características arenosas, el límite líquido queda expresado por la humedad que contiene el suelo, en el estado que separa las consistencias semi-sólida y semi-líquida.

El límite plástico queda expresado por la humedad que contiene un suelo, y que marca la frontera entre los estados semi-sólido y plástico.

En los suelos con características arenosas, el límite plástico coincide con el límite líquido.

El índice plástico es una medida de la amplitud del estado plástico del suelo, y queda expresado por la diferencia aritmética entre el límite líquido y el límite plástico de dicho suelo.

El límite líquido se determina por medio de la "Copa de Casagrande" (figura NO 7), en donde se coloca el material previamente humedecido, haciendo una ranura en el centro y se golpea 25 veces, con una altura de 1 cm; siendo el límite líquido precisamente el contenido de humedad del mate-

rial cuando al sufrir los 25 golpes, la ranura se cierra en una longitud de 1,3 centímetros.

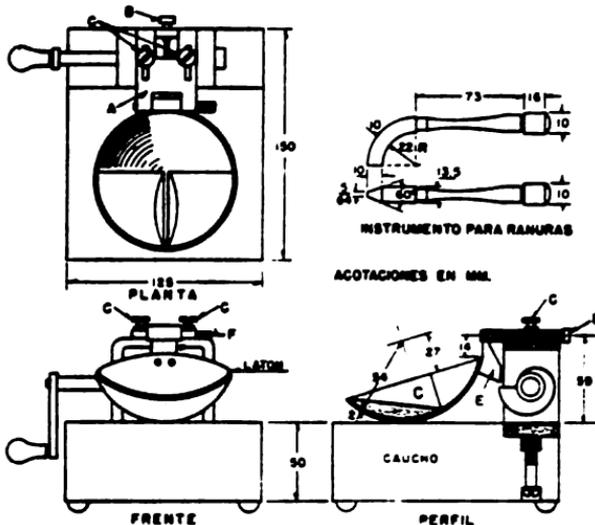


FIGURA NO 7.- "Copa de Casagrande".

El límite plástico se determina con material que tenga una humedad cercana a la del límite líquido, el cual se moldea con los dedos, dándole una forma cilíndrica, posteriormente se coloca en una placa de vidrio, donde se continúa el rodillado empleando otra placa de vidrio que lleve dos alambres, hasta alcanzar el diámetro de 3.2 mm. Si al alcanzar dicho diámetro, el cilindro sufre agrietamientos, su humedad es precisamente la del límite plástico.

CONTRACCION LINEAL.

La contracción lineal de un suelo, es la disminución en una dimensión, de una barra de material, expresada como un porcentaje de la dimensión original de la misma, cuando el contenido de humedad se reduce desde una cantidad igual a la del límite líquido hasta su estado seco.

La contracción lineal se determina con material que pase la malla NO - 40 y que tiene una humedad igual a la de su límite líquido, con ese material se llena un molde de 10 X 2 X 2 cm en tres capas golpeando en cada ocasión-

al molde contra una superficie dura. Una vez lleno el molde se enrasa con una espátula y se seca en un horno a una temperatura de 100 ± 5°C, hasta peso constante, se seca del horno y se mide su longitud final, posteriormente se calculará la contracción lineal con la fórmula siguiente:

$$C.L. = \frac{(L_i - L_f)}{L_i} \times 100$$

siendo: C.L. = Contracción lineal expresada en %.
L_i = Longitud inicial.
L_f = Longitud final.

PORTER ESTANDAR: VALOR RELATIVO DE SOPORTE (V.R.S.) Y EXPANSION.

La prueba de Porter estándar, tiene como finalidad, determinar la calidad de los suelos en cuanto a expansión y resistencia a la penetración del suelo compactado y sujeto a un determinado período de saturación.

El valor relativo de soporte, es la relación que existe entre la resistencia de un suelo a la penetración, y la de un material estándar a la misma penetración, expresada en porcentaje, esto es:

$$V.R.S. = \frac{\text{Resistencia de un suelo a la penetración}}{\text{Resistencia de un material estándar a la misma penetración}}$$

La penetración se lleva a cabo por medio de una aguja cilíndrica con sección de 19.35 cm².

La prueba consiste en medir la resistencia a la penetración de un espécimen compactado a la humedad óptima de Porter, con una carga unitaria de 140.6 kg/cm² aplicada con la máquina de compresión, después de haber sido saturado en agua hasta lograr su máxima expansión.

Los pesos necesarios para realizar la prueba se detallan a continuación en su orden respectivo:

1.- Obtención del peso volumétrico seco máximo (P.V.S.M.) y de la humedad óptima de Porter. La humedad óptima, es aquella con la cual se logra con mayor facilidad el peso volumétrico seco máximo para la presión de compactación referida.

Para obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima se sigue el siguiente procedimiento: a 4 kg de material que pase la malla de 1" se le incorpora una cierta cantidad de agua, se revuelve hasta alcanzar una distribución uniforme de la humedad, se coloca en tres capas dentro del molde y a cada una de ellas se le dan 25 golpes con una varilla de 1.9 cm de diámetro, con punta de bala. Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando cargas uniformes y lentamente de modo de alcanzar la presión de 140.6 kg/cm² en un tiempo de 5 minutos, la que debe mantenerse durante 1 minuto, e inmediatamente después hacer el descargo en otro minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad del espécimen es inferior a la óptima. Por lo que se tomará otra muestra de 4 kg y se le incrementará una cantidad de agua mayor que a la anterior; se procede de la anterior manera, hasta lograr que la base del molde se humedezca, y es cuando se considera que el espécimen se encuentra con un contenido de humedad óptimo.

2.- Saturación del espécimen compactado a la humedad óptima hasta que alcance su máxima expansión. Al espécimen con la humedad óptima se le coloca una o dos hojas de papel filtro en la cara superior, una placa perforada, dos placas de carga y se introduce en el tanque de saturación. Sobre los bordes del molde se coloca un triplicé con un extensómetro, anotándose la lectura inicial de éste. Se mantiene el espécimen dentro del agua y se hacen lecturas diarias del extensómetro (figura Nº 9).

Cuando se observe que cesa la expansión deberá anotarse la lectura final del extensómetro y sacar del agua el molde con el espécimen para sujetar a éste a la prueba de penetración.

3.- Determinación de la expansión sufrida durante la saturación. La diferencia de lecturas final e inicial del extensómetro, expresada en mm, se divide entre la altura en mm del espécimen antes de sujetarlo a la saturación y este cociente multiplicado por 100 expresa el valor de la expansión.

4.- Determinación de la resistencia a la penetración. Al molde con el espécimen que fué retirado del tanque de saturación, se le quitan el triplicé y el extensómetro y con cuidado se acuesta sin quitar las placas, dejándolo en esta posición durante 3 minutos para que escurra el agua. Se lleva a la prensa (figura Nº 10), se retiran las placas y el papel filtro y se colocan nuevamente las dos placas de carga, se aplica una carga inicial no mayor de 10 kg, posteriormente se procede a la aplicación lenta de cargas continuas con pequeños incrementos y se anotan las cargas correspondientes a cada una de las siete penetraciones indicadas en el cuadro siguiente:

LECTURAS	PENETRACIONES		CARGAS REGISTRADAS EN KG.
	EN mm.	EN pul.	
1a	1.27	0.05	_____
2a	2.54	0.10	_____
3a	3.81	0.15	_____
4a	5.08	0.20	_____
5a	7.62	0.30	_____
6a	10.16	0.40	_____
7a	12.70	0.50	_____

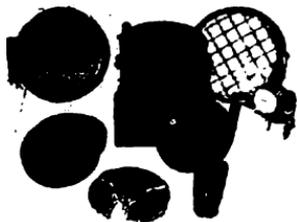


FIGURA Nº 8.- Equipo para la prueba de Porter estándar.



FIGURA NO 9.- Saturación del espécimen.

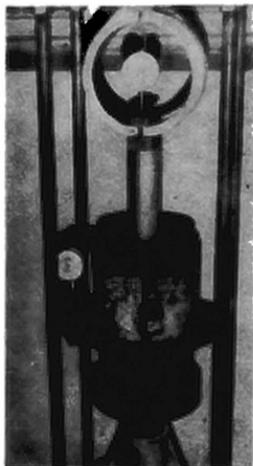


FIGURA NO 10.- Prueba de penetración en el espécimen saturado.

5.- Cálculo del valor relativo de soportes. La carga registrada para la penetración de 2.54 mm, se debe expresar como un porcentaje de la carga estándar de 1360 kg; y si la prueba estuvo bien ejecutada, el porcentaje así obtenido es el valor relativo de soporte correspondiente a la muestra ensayada.

Con el fin de saber si la prueba estuvo bien ejecutada, se dibuje la curva carga - penetración mostrada en la figura N° 11. Si esta curva es defectuosa como la mostrada en dicha figura, la prueba deberá repetirse.

Si la curva presenta en su iniciación una concavidad hacia arriba, como se indica en la figura N° 12, deberá hacerse la corrección mostrada en la misma figura.

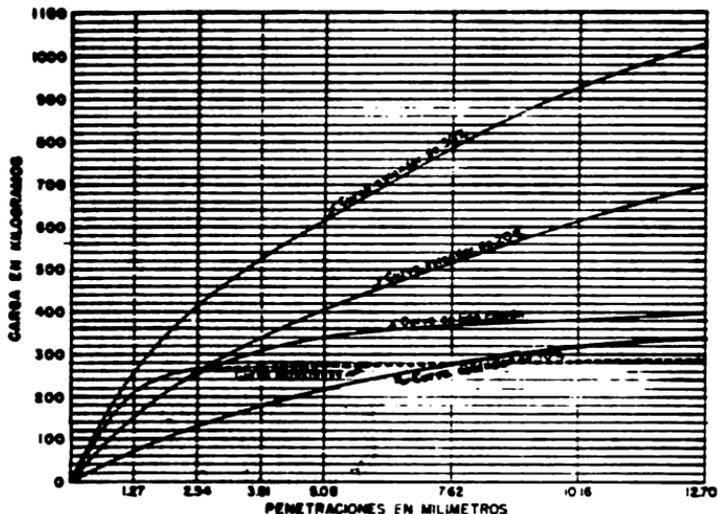


FIGURA N° 11.- Curva de Carga - Penetración.

En materiales que formarán la capa subrasante, la prueba de Porter estándar es de gran utilidad para su clasificación; ésta se basa en el % de valor relativo de soporte (V.R.S.) (figura N° 13).

De acuerdo a su valor relativo de soporte, la capa subrasante se puede clasificar en la siguiente forma:

- A) Muy mala ----- V.R.S. de 0 a 5 %
 B) Mala a dudosa ----- V.R.S. de 5 a 10 %
 C) Regular a buena ----- V.R.S. de 10 a 20 %
 D) Muy buena ----- V.R.S. mayor de 20 %

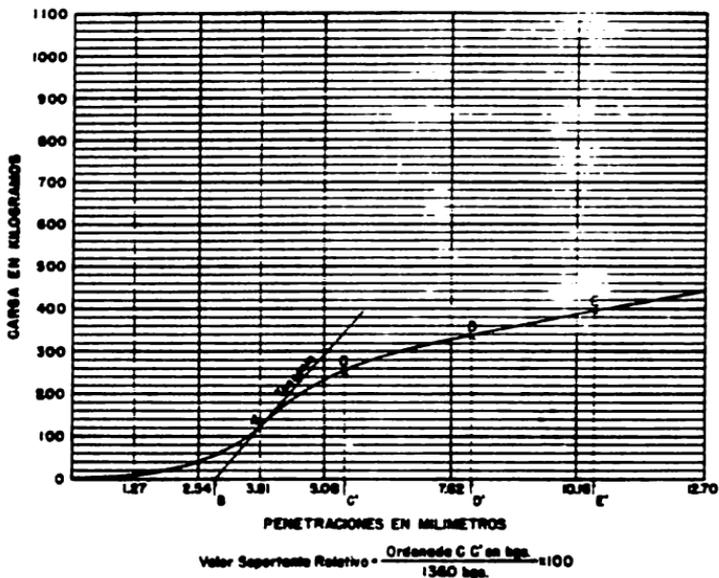


FIGURA Nº 12.- Corrección a una curva que presenta una concavidad hacia arriba en su iniciación.

b) PRUEBAS DE COMPACTACIÓN. Son aquellas por medio de las cuales podemos conocer el peso volumétrico seco máximo (P.V.S.M.) y la humedad óptima (ω_o) que requiere el material para ser compactado, empleando una cierta energía, más fácilmente en la obra, y son de control debido a que nos sirven de referencia para poder determinar el grado de compactación de las diferentes capas que forman el terrápleno de un camino.

En todos los suelos, al incrementar la humedad se proporciona un medio lubricante entre sus partículas que permite un cierto acomodo de éstas cuando se sujetan a una energía de compactación. Si se sigue incrementando la humedad, empleando el mismo esfuerzo de compactación, se llega a obtener el mejor acomodo de las partículas del suelo y por consecuencia el mayor peso volumétrico seco, con una cierta humedad que es la óptima; al sobrepasar —

esta humedad, y manteniendo por supuesto la misma energía, comienza un descenso en los pesos volumétricos, esto es debido a que el agua llena lugares que deberían estar ocupados por material y por lo tanto soporta parte de la energía.

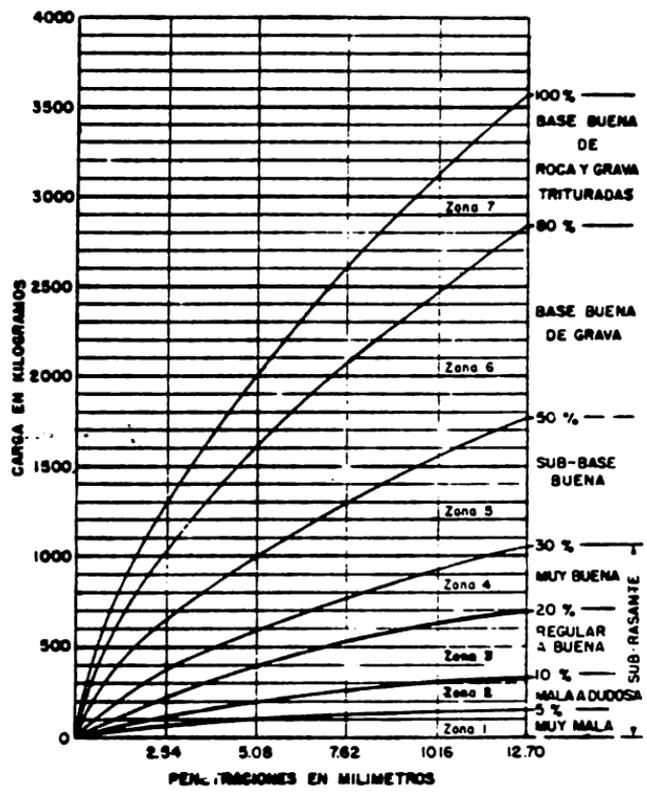


FIGURA NO 13.- Curvas de clasificación de la capa subrasante.

PROCTOR S.A.H.O.P.

Esta prueba se realiza a materiales que tienen un retenido del 10 % máximo en la malla Nº 4 (4.76 mm); no siendo aplicable a arenas de río, arenas de mina, tezontles arenosos y, en general, a todos aquellos materiales que carecen de cementación, en estos casos se lleva a cabo la prueba de Porter estándar.

La proctor S.A.H.O.P., es una modificación de la AASHTO estándar, cuya única variación notable consiste en aplicar 30 golpes por capa en vez de 25. Esta norma se introdujo hace más de 35 años, debido a una serie de pruebas, en las que se demostró que con más golpes, la variabilidad al reproducir — las pruebas era menor.

La prueba de Proctor reproduce en el laboratorio, en forma aproximada, el tipo de compactación que se obtiene con los rodillos pesa de cabra, es decir, una compactación uniforme de la parte inferior hacia la superficie — de la capa compactada.

El método consiste esencialmente en preparar 4 ó 5 especímenes utilizando una misma muestra de material con diferentes contenidos de agua, compactándolos en 3 capas, mediante 30 impactos con un pisón de 2.5 kg de peso y una altura de caída de 30.5 cm.

A cada uno de los especímenes así compactados, se les determina su contenido de humedad y su peso volumétrico seco, con el fin de trazar la curva peso volumétrico - humedad, marcando en el eje de las ordenadas a escala logarítmica, los pesos volumétricos y en el eje de las abscisas, a escala aritmética, los contenidos de humedad.

El punto superior de la curva resultante representa el peso volumétrico seco máximo para el material estudiado, y la humedad correspondiente a este peso volumétrico representa el contenido óptimo con el cual se obtiene dicho peso volumétrico.

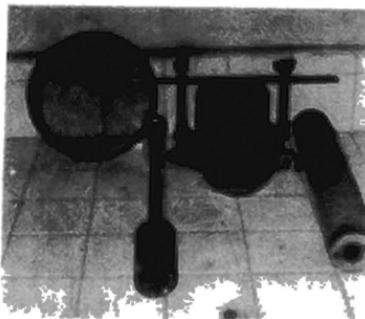


FIGURA Nº 14.- Equipo para la prueba de Proctor.

AASHO MODIFICADA.

Se realiza a materiales con retenido en la malla NO 4 (4.76 mm) superior al 10 % pero menor al 20 %.

El método consiste en preparar 4 ó 5 especímenes, utilizando la misma muestra de material, con diferentes contenidos de agua, compactándolos en 3 capas en un molde de dimensiones especificadas, mediante la aplicación de impactos con un pisón de 4.54 kg de peso y una altura de caída de 45.7 cm.

Después de haber compactado los especímenes, el procedimiento para obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima, es el descrito para la prueba de Proctor.

Esta prueba tiene 4 variantes, como se indica en el cuadro de la figura NO 15.

PORTER ESTANDAR.

Esta prueba se realiza a materiales con un retenido en la malla NO 4 (4.76 mm) superior al 20 %. Es aplicable a suelos con partículas gruesas — que se emplean en la construcción de terracerías, sub-bases y bases de pavimento, debiéndose efectuar también en arenas y en materiales finos cuyo índice plástico sea menor que 6.

El tipo de compactación de carga estática, que se aplica en la presente prueba, puede compararse en forma hasta cierto punto relativo con el tipo de compactación que se obtiene con los rodillos lisos o neumáticos, es decir, como compactación que va de la superficie hacia abajo.

El procedimiento de prueba, es el descrito anteriormente en este mismo capítulo.

c) CLASIFICACION Y ESPECIFICACIONES. En general los materiales para terracerías se clasifican de acuerdo con lo indicado en el cuadro anexo NO 1.

La carta de plasticidad que se utiliza como suplemento en la clasificación de suelos, es la que se indica en la gráfica de la figura NO 16.

Para obtener mejores resultados, al usar los materiales de terracerías se recomienda, de acuerdo a sus características, cumplir con lo indicado en el cuadro anexo NO 2.

Se recomienda no emplear en la construcción de la capa subresante materiales que tengan una expansión mayor a 5 %.

Los materiales que se usan en la capa subresante deberán cumplir con las normas que se indican en la última columna del cuadro anexo NO 2, en un espesor de 30 centímetros.

FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA COMPACTACION DINAMICA EN LOS SIG. METODOS.

PROCTOR AASHO : 4 METODOS DE PRUEBA

$$E_c = \frac{N n h w}{v}$$

E_c = Energía de compactación.
 N = Número de caídas.
 n = Número de golpes por capa.
 h = Altura de caída del piñón.
 w = Peso del piñón.
 v = Volumen del molde.

METODOS	DIAMETRO DEL MOLDE	CON SUELO QUE PASA MALLA No.
A	10.16 cm	4
B	15.24 cm	4
C	10.16 cm	3/4"
D	15.24 cm	3/4"

CARACTERÍSTICAS	PROCTOR S.A.M.O.P.	PRUEBAS AASHO ESTANDAR				PRUEBAS AASHO MODIFICADAS				Método DE CALIFORNIA
		Método				Método				
		A	B	C	D	A	B	C	D	
NUMERO DE CAPAS	3	3	3	3	3	3	3	3	3	5
NUMERO DE GOLPES POR CAPA	30	25	56	25	56	25	56	25	56	20
PESO DEL PISON (kg)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	4.54	4.54	4.54	4.54	4.54
ALTURA DE CAIDA DEL PISON (cm)	30.5	30.5	30.5	30.5	30.5	45.7	45.7	45.7	45.7	45.72
DIAMETRO DEL MOLDE (cm)	10.16	10.16	15.24	10.16	15.24	10.16	15.24	10.16	15.24	7.30
ALTURA DEL MOLDE (cm)	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	11.64	
ENERGIA DE COMPACTACION	7.27	6.06	6.03	6.06	6.03	16.49	16.42	16.49	16.42	17.70

FIGURA NO 15.- Factores en la compactación dinámica.

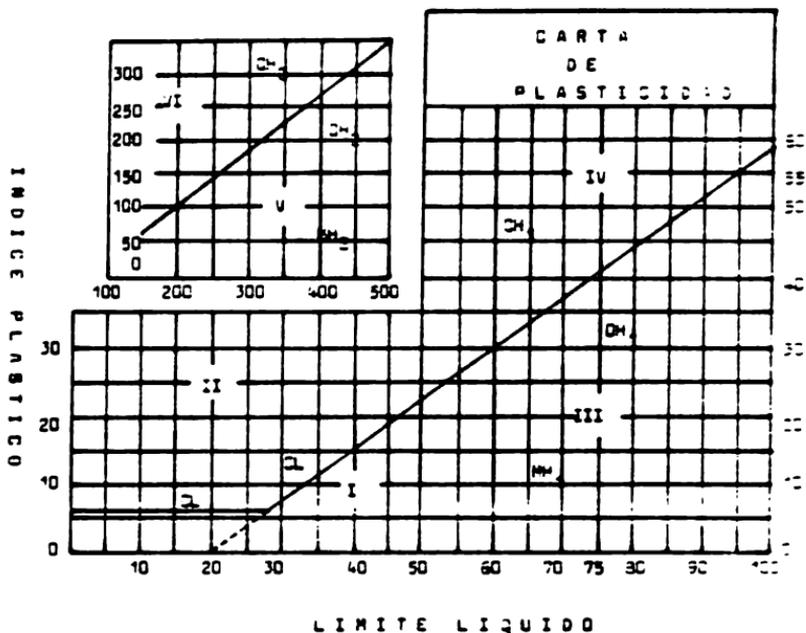


FIGURA NO 16.- Carta de plasticidad para la clasificación de suelos.

II.4.- CARACTERISTICAS DE MATERIALES DE SUB-BASE, BASES Y CARPETAS.

Los materiales pétreos que se emplean en la construcción de pavimentos constituyen uno de los aspectos principales para que estas estructuras proporcionen con eficiencia el servicio y duración que se espera de ellas, dentro de las condiciones previstas en el proyecto.

Aunque la buena estructuración de los pavimentos guarda también estrecha relación con otros factores no menos importantes, tales como el empleo de ligantes asfálticos o hidráulicos, los procedimientos de construcción que se apliquen, etc., la consecución con éxito del objetivo citado al final del párrafo anterior, depende en buena parte de que los materiales pétreos utilizados se seleccionen y procesen siempre, en forma congruente con el uso a que se les destina, a fin de lograr en ellos, al menor costo posible, la calidad que se requiere en cada caso para resistir adecuadamente los efectos impuestos por el tránsito y el medio ambiente.

a) PRUEBAS DE CLASIFICACION. La calidad de los materiales es uno de los requisitos más importantes que deberán tenerse en cuenta al seleccionar un banco de materiales pétreos para pavimentación, siempre necesario que de acuerdo con el destino que se les pretenda dar, sea la calidad que deberán cumplir, y para esto existen las pruebas que a continuación se detallan.

GRANULOMETRIA.

Esta prueba consiste en la separación de los diferentes tamaños de partículas que forman el suelo, por el procedimiento de cribado. El cual consiste en tamizar el suelo a través de una sucesión de mallas de abertura cuadrada y en pasar las porciones que se retienen en cada una de ellas, a fin de relacionar dichas retenciones como porcentaje de la muestra total, de así obtener la composición granulométrica.

En el caso de materiales que se pretendan emplear en sub-bases y bases de pavimento, las mallas empleadas son:

Denominación	Abertura (mm)
2"	50.8
1 1/2"	38.1
1"	25.4
3/4"	19.1
3/3"	9.52
Nº 4	4.75
Nº 10	1.90
Nº 20	0.84
Nº 40	0.42
Nº 60	0.25
Nº 100	0.149
Nº 200	0.074

, en el caso de materiales para carpetas asfálticas son:

Denominación	Abertura (mm)
1"	25.4
3/4"	19.1
3/8"	9.52
1/4"	6.35

NC 4	4.76
NC 10	2.00
NC 20	0.84
NC 40	0.42
NC 60	0.25
NC 100	0.149
NC 200	0.074

LIMITES DE ATTERBERG.

El objetivo y procedimiento de prueba, son los descritos en el inciso de terracerías.

CONTRACCION LINEAL.

Descrita en el inciso de terracerías.

FORTER ESTANDAR: EXPANSION Y VALOR RELATIVO DE SOPORTE (M.R.S.).

Descrita en materiales para terracerías.

VALOR CEMENTANTE.

La determinación del valor cementante de un suelo tiene por objeto conocer sus características de asentamiento y cementación. Esta prueba se efectúa sobre la fracción del suelo que pasa la malla NC 4 y su valor es una función de la forma y acomodo de las partículas, de la plasticidad de los finos y de otros fenómenos físico-químicos. Es conveniente que en todos los casos, los suelos que forman la estructura de un pavimento tengan un cierto valor cementante; sin embargo, debe tomarse en consideración que un alto cementante alto puede ser ocasionado por la presencia de finos muy dispersos, condición que no es deseable, por lo que siempre debe juzgarse el valor cementante de un material relacionándolo con sus características de plasticidad.

Al cementar adecuadamente una base para carpetas delgadas, se obtiene:

- 1.- Sustentación adecuada a las carpetas, capaz de resistir los esfuerzos horizontales.
- 2.- Aumentar la eficiencia de la operación de compactación, pues un material inerte requiere más energía para alcanzar un cierto grado de compactación que el mismo material cementado adecuadamente.
- 3.- Facilidad de mantenimiento en la etapa de construcción.
- 4.- Aumento de la resistencia general de los materiales.

De lo descrito en los párrafos anteriores, podemos concluir que el valor cementante, es un factor primordial para prever el comportamiento de los suelos que forman el pavimento de un camino, principalmente en el caso de sub-bases abiertas al tránsito que no tienen protección.

El procedimiento de prueba consiste, en tomar una muestra de 3 kg aproximadamente, del material que pasa la malla NC 4. Se adiciona agua hasta alcanzar la humedad óptima de compactación, y se manipula hasta lograr una distribución uniforme de la misma.

Una vez humedecido el material, se elaboran 3 especímenes, compactando el material en 3 capas, asignando cada una de ellas con un pisón de C.906-

kg de peso y una altura de caída libre de 50 cm. Los moldes con el material compactado se colocan en un horno a una temperatura de 40°C y se mantiene — hasta que se pierda la humedad suficiente para permitir la remoción del molde. Se continúa el secado a una temperatura de 100 a 110°C hasta que se pierda toda la humedad.

El siguiente paso es probar los especímenes a la compresión, y el valor cementante es el promedio de la resistencia a la compresión sin confinar obtenida en los 3 especímenes, y se expresa en kg/cm².



FIGURA NO 17.- Equipo para la determinación del valor cementante.

PRUEBA DE DESGASTE.

Tiene por objeto conocer la calidad del material pétreo y es una medida indirecta del grado de alteración alcanzado por los agregados, de su resistencia estructural y de la presencia de planos de debilitamiento, planos de cristalización, partículas en forma de lejas y de agujas, que pueden ocasionar fallas.

Para llevar a cabo esta prueba, se emplea la máquina de los Angeles, y mediante ella se conoce el desgaste que tienen los agregados pétreos que se emplean en la construcción de carpetas asfálticas, riegos de sello, etc, pero lo cual se introducen en el cilindro de la máquina, junto con esferas metálicas, para someterlos a un proceso de rotación, produciéndose entre — las esferas y el material, cargas abrasivas y de impacto.

PRUEBAS DE AFINIDAD ENTRE EL MATERIAL PETREO Y EL ASFALTO.

El objetivo de estas pruebas es determinar el grado de afinidad que — existe entre el agregado pétreo y la película asfáltica que lo cubre. Si — el agregado pétreo, o mejor dicho, la superficie de la partícula de agrega

do, presenta mayor afinidad al agua que al asfalto, la primera es atraída hacia la superficie de la partícula, desalojando la película de asfalto, quedando destruida la adherencia entre ambos materiales, que es necesaria para darle estabilidad a la carpeta. Este tipo de agregados pétreos se denominan "Hidrofílos". A los materiales pétreos que presentan mayor afinidad por el asfalto que por el agua se les llama "Hidrofobos". Salta a la vista la necesidad de determinar las características de la superficie de las partículas de material pétreo por lo que se refiere a su acción preferente por el agua, antes de autorizar el empleo del material en la elaboración de la carpeta asfáltica. Esta característica del agregado pétreo es debida a fenómenos de tensión superficial entre las fases agregado-asfalto-agua, la cual puede modificarse mediante el empleo de agentes químicos.

Para la determinación de la afinidad del agregado pétreo con el asfalto se cuenta con las siguientes pruebas: Desprendimiento por fricción, la prueba Inglesa y Pérdida de estabilidad por inmersión en agua.

DESPRENDIMIENTO POR FRICCIÓN.

Esta prueba se aplica a materiales pétreos y aglutinantes que se utilizan para la construcción de capas asfálticas de pavimentos o materiales pétreos sobre los que se aplican tratamientos asfálticos.

El procedimiento de prueba consiste en agregar a 3 muestras de material pétreo, la cantidad de producto asfáltico correspondiente al porcentaje de proyecto, cuando éste se desconoce, la cantidad de producto asfáltico será aquella con la que se logre el total cubrimiento de las partículas. Posteriormente se dejan enfriar y se seleccionan de cada una de las mezclas en forma manual, dos porciones de 50 gr aproximadamente, constituida la primera por material de tamaños comprendidos entre 1/2" (12.7 mm) y 1/4" (6.35 mm) y la segunda por material fino menor de 1/4". Se colocan en unos frascos de vidrio cada una de las porciones seleccionadas, agregándoseles 200 cc de agua destilada a cada frasco y se tapan herméticamente. Se sumergen los frascos con su contenido en un baño de agua a 25°C, dejándolos en éste durante un tiempo de 16 a 20 hrs. Se sacan los frascos del baño y se instalan en la máquina de agitación, sometiéndolos a 4 períodos de agitación de 15 minutos cada uno (figura NG 18). Con fines de observación, al terminar cada uno de los períodos de agitación, exceptuando el último, se deberá de terminar por inspección visual y sin destapar los frascos, el porcentaje aproximado de descubrimiento del agregado.

Al concluir el último período de agitación, se quitan los frascos del aparato, se destapan y se escurre el agua que contienen; se vacía cada muestra sobre una hoja de papel blanco, con el fin de determinar en forma visual el porcentaje de superficie de las partículas en que haya ocurrido desprendimiento de asfalto.

Se registre el por ciento de desprendimiento en cada una de las porciones, gruesas y finas, y se reporta el mayor obtenido, la adherencia se calificará en la forma siguiente:

% Desprendimiento	Adherencia
menor de 10	Buena
10 - 25	Regular
mayor de 25	Beja

En los dos últimos casos será necesario hacer un estudio para mejorar la adherencia de los pétreos.

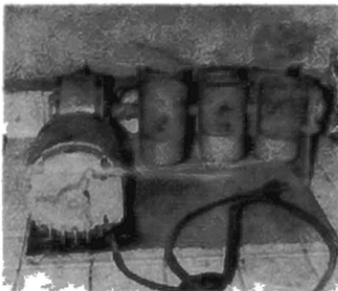


FIGURA NO 18.- Máquina de agitación para el desprendimiento por fricción.

CUBRIMIENTO CON ASFALTO, METODO INGLES.

Esta prueba tiene por objeto determinar la facilidad con que la película de un producto asfáltico rebajado se achiera a un agregado pétreo en presencia del agua.

Los resultados de ésta prueba son estimativos y permiten juzgar la susceptibilidad a las fallas de adherencia producidas por el agua en carpetas de riegos, tratamientos asfálticos y mezclas asfálticas.

El procedimiento de prueba consiste en colocar partículas de material pétreo que pase la malla de 1/2" y que se retiene en la 3/8", en una charola que contiene una película de producto asfáltico de 1.5 mm de espesor, la cual se encuentre en un baño de agua a una temperatura de 20 °C; después de haber colocado las partículas en la charola, ésta se mantiene en el baño durante 10 minutos, posteriormente se seca la charola del baño y se quitan las partículas del asfalto, colocándolas en una hoja de papel blanco, de tal manera que pueda observarse la superficie que haya estado en contacto con el asfalto.

Se estima visualmente la superficie del agregado cubierta con asfalto y se expresa como porcentaje de la superficie total del agregado que se considera haya estado sumergida en la película de asfalto; éste porcentaje se rá al de cubrimiento.

La adherencia se califica en función del cubrimiento de la siguiente forma:

Cubrimiento %	Adherencia
90 - 100	Buena
menor a 90	Deficiente

En el segundo caso, es recomendable hacer un estudio con el fin de tratar de mejorar la adherencia con productos químicos.

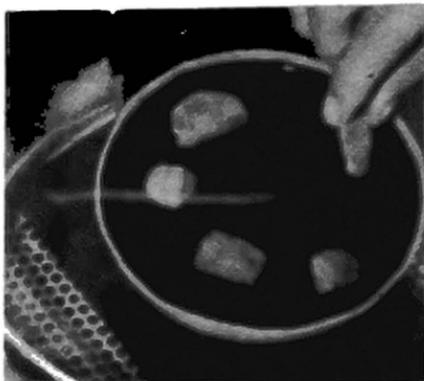


FIGURA Nº 19.- Colocación de los agregados en la charala con producto asfáltico.

PERDIDA DE ESTABILIDAD POR INMERSION EN AGUA.

Esta prueba se aplica a mezclas asfálticas compactadas y sirve para determinar la pérdida de estabilidad que sufren al ser sometidos a un proceso de saturación en agua. El valor numérico de la pérdida de estabilidad se obtiene, relacionando entre sí, las resistencias a la compresión sin confinar de especímenes curados que han sido sumergidos en agua, con sus respectivos duplicados de especímenes curados en el horno, que se prueban sin someterse al proceso de inmersión.

El procedimiento de prueba consiste en elaborar 2 grupos de 3 especímenes (de forma cilíndrica), de manera que el promedio del peso volumétrico del grupo 1 sea el mismo del grupo 2, con una variación máxima de 5%.

El primer grupo de especímenes se guarda en recipientes herméticos secos a la temperatura ambiente durante 4 días; las últimas 4 horas anteriores a su ruptura, los especímenes deberán introducirse en un baño de aire a una temperatura de 25 ± 1 °C. De no contar con el baño de aire se utilizarán bolsas de plástico, para introducir en ellas los especímenes y protegerlos del agua, una vez protegidos, se introducen en agua a la temperatura en tes referida.

El segundo grupo de especímenes se sumerge en un baño de agua a una temperatura de 50 ± 1 °C y se deja en éste durante un lapso de 4 días. A continuación deben ser transferidos a un baño de agua a 25 ± 1 °C y se deja en él durante 2 horas.

Posteriormente se secan sucesivamente de los baños y de los bolses caelástico los especímenes, y los sometidos a saturación se dejan escurrir e la sombra en una superficie plana durante 5 minutos. Se coloca cada uno en la máquina de compresión ajustando en éste un extensómetro para medir la formación del espécimen durante su ruptura.

A los especímenes se les aplica una carga axial de compresión mente - niendo una velocidad uniforme para lograr una deformación vertical de 1 mm por minuto, hasta que se llega a la falla del espécimen. Anótese las cargas máximas de falla como "C", en kg.

La resistencia a la compresión de cada uno de los especímenes de los - grupos 1 y 2, se calcula con la siguiente fórmula:

$$R = \frac{C}{0.7854 D^2}$$

en donde: R = Resistencia a la compresión de cada espécimen (kg/cm²).

C = Carga máxima de falla de cada espécimen (kg).

D = Diámetro de cada espécimen (cm).

El siguiente paso será calcular las resistencias promedio a la compresión de los especímenes de los grupos 1 y 2, anotándose como R1 y R2 respectivamente; a continuación calcúlese la pérdida de estabilidad por inmersión en agua, empleando la fórmula siguiente:

$$PE = (1 - \frac{R2}{R1}) 100$$

en donde: PE = Pérdida de estabilidad por inmersión en agua (%).

R1 = Resistencia promedio a la compresión de los especímenes del grupo 1 sin saturar (kg/cm²).

R2 = Resistencia promedio a la compresión de los especímenes del grupo 2 sometidos a saturación (kg/cm²).

La pérdida de estabilidad por inmersión en agua, se considerará satisfactoria cuando sea menor del 25 %, y en caso de que sea mayor, será necesario aumentarla con la inclusión de productos químicos.

CONTENIDO OPTIMO DE ASFALTO PARA CARPETAS.

En México se emplean en forma práctica dos métodos para determinar el contenido óptimo de asfalto, para la elaboración de carpetas; en el caso de mezclas asfálticas elaboradas en el lugar (con productos asfálticos retardados) se obtiene por medio de la prueba de Compresión sin Confinar, y en el caso de mezclas asfálticas producidas en planta (concreto asfáltico elaborado con cemento asfáltico NC 6) se obtiene por medio de la prueba Marshall.

El contenido de asfalto que se considera como óptimo es aquel que produce la mejor combinación de resistencia estructural y durabilidad en la carpeta.

OBTENCION DEL CONTENIDO OPTIMO DE ASFALTO, POR MEDIO DE LA PRUEBA DE COMPRESION SIN CONFINAR.

El método consiste en elaborar especímenes de 10 cm de diámetro y aproximadamente 12 cm de altura, aplicandoles una presión de 40 kg/cm².

La cantidad de producto asfáltico que deberá agregarse a cada espécimen es como se indica en la figura N° 20, estas cantidades de producto asfáltico, deberán corresponder a los siguientes contenidos de cemento asfáltico, expresados como porcentajes del peso del material pétreo:

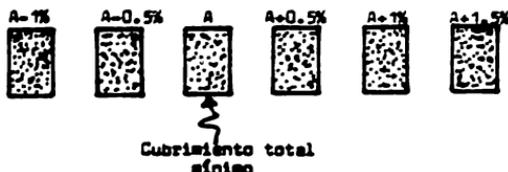


FIGURA N° 20.- Contenidos de producto asfáltico, para cada espécimen.

Una vez elaborados los especímenes, se dejarán enfriar en el molde, se extraerán de éste y se mantendrán a la temperatura ambiente el tiempo necesario para que adquieran dicha temperatura todos los especímenes; el espécimen ya frío, probará a la compresión sin confinar, aplicando la carga unitaria y lentamente hasta alcanzar la de ruptura. Se calculará la resistencia unitaria para la carga máxima registrada en cada uno de los especímenes probados y, con estos datos, se formará una gráfica, en cuyas ordenadas se anotarán las resistencias obtenidas y en cuyas abscisas se anotarán los contenidos de asfalto expresados sobre la base de cemento asfáltico y referidos al peso del agregado pétreo (figura N° 21). El contenido óptimo se localiza dentro de la rama descendente de la curva correspondiente al segundo máximo.

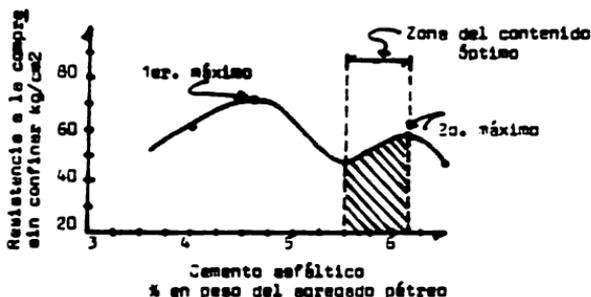


FIGURA N° 21.- Determinación del contenido óptimo de asfalto, por el método de Compresión sin confinar.

DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO DE CEMENTO ASFALTICO POR EL PROCEDIMIENTO MARSHALL.

Este método está limitado al proyecto y control de la elaboración de mezclas asfálticas hechas en plantas estacionarias, en caliente, utilizando cemento asfáltico. En esta prueba se determinan los valores de estabilidad y de flujo en especímenes cilíndricos, compactados axialmente y probados a 60 °C. El valor de la estabilidad se determina midiendo la carga necesaria para producir la falla del espécimen, aplicada en sentido normal a su eje. La deformación vertical producida en el espécimen por dicha carga será el valor de flujo (figura Nº 23). El valor de estabilidad expresa la resistencia estructural de la mezcla compactada, y está afectado principalmente por el contenido de asfalto, la composición granulométrica y tipo de agregado. Principalmente el valor de estabilidad es un índice de la calidad del agregado. El valor de flujo representa la deformación requerida, en el sentido del diámetro del espécimen, para producir su fractura. Este valor es una indicación de la tendencia de la mezcla para alcanzar una condición plástica, y consecuentemente de la resistencia que ofrecerá la carpeta a deformarse bajo la acción de las cargas impuestas por los vehículos.

El procedimiento de prueba consiste en elaborar especímenes de 10 cm de diámetro y 6.35 cm de altura, por medio de la aplicación de impactos (figuras Nos. 22 y 24).

Se aplicarán 50 golpes en cada cara del espécimen, si se trata del proyecto de mezclas asfálticas para recibir presiones de contacto que no excedan de 7 kg/cm²; el número de golpes en cada cara del espécimen deberá aumentarse a 75, cuando la mezcla se proyecte para recibir presiones de contacto comprendidas entre 7 y 14 kg/cm².

La cantidad de cemento asfáltico que deberá agregarse a cada muestra, es como se indicó en la figura Nº 20.

Una vez elaborado cada espécimen, se extrae del molde y se dejará enfriar a temperatura ambiente de 12 a 24 horas.

La determinación del porcentaje de asfalto se hará de acuerdo con el siguiente criterio: a cada uno de los especímenes, se les determina:

DETERMINACION DEL CONTENIDO OPTIMO DE ASFALTO.

1.- Peso volumétrico.

2.- Porcentaje de vacíos para cada contenido de asfalto, empleando la siguiente fórmula:

$$V = \frac{100 (D - \gamma)}{D}$$

en donde: D = Densidad teórica máxima de la mezcla asfáltica ó densidad del cuerpo de Ingenieros.

γ = Peso volumétrico del espécimen de mezcla asfáltica (gr/cm³).

V = Porcentaje de vacíos en el espécimen de mezcla asfáltica.

3.- Relación entre el volumen ocupado por el asfalto y el volumen total de huecos que existiría, si el material pétreo del espécimen no contuviera asfalto. Para esto último se emplea la siguiente fórmula:

$$V_v = \frac{D_r \times P_e \times \delta^3}{100 D_r \times D_s - (100 - P_e) \delta^3 \times D_s}$$

$$V_v = \frac{\text{Volumen de asfalto}}{\text{Volumen de huecos (total)}}$$

en donde: D_r = Densidad relativa aparente del átrecu.

δ^3 = Peso volumétrico del espécimen (gr/cm³).

D_s = Densidad relativa del cemento asfáltico (1.03 aprox.).

P_e = Porcentaje de cemento asfáltico, con relación al peso de la mezcla.

4.- Estabilidad.

5.- Se dibujarán las gráficas siguientes (figura N^o 25):

- Peso volumétrico - contenido de asfalto.
- Estabilidad - contenido de asfalto.
- Flujo - contenido de asfalto.
- Porcentaje de vacíos - contenido de asfalto.
- Huecos ocupados por asfalto (V_v) - contenido de asfalto.

6.- De los datos obtenidos de las gráficas, se calculará el contenido óptimo de asfalto, promediando los siguientes valores:

El contenido de asfalto que corresponde al mayor peso volumétrico.

El contenido de asfalto que corresponde a la máxima estabilidad.

El contenido de asfalto que corresponde al valor medio del porcentaje de huecos ocupados por el asfalto, señalado en la tabla que se da a continuación.

El contenido de asfalto que corresponde al valor de flujo especificado

Se recomienda que la mezcla cuyo contenido de cemento asfáltico corresponde al promedio de los valores anteriormente indicados, reúna los requisitos que se dan en la tabla siguiente:

	TIPO DE MEZCLA	Presión de contacto de las juntas	
		7 kg/cm ²	14 kg/cm ²
Estabilidad		225 kg mín	450 kg mín
Flujo		4 mm máx.	5 mm máx.
Porcentaje de vacíos.	Con agregados de tamaño máximo de 19.85 mm (3/4")	3 - 5	3 - 5
	Con agregados de tamaño máximo de 6.35 mm (1/4")	5 - 7	6 - 8
Porcentaje de huecos ocupados por asfalto.	Con agregados de tamaño máximo de 19.05 mm (3/4")	75 - 85	75 - 82
	Con agregados de tamaño máximo de 6.35 mm (1/4")	65 - 75	65 - 72



FIGURA NO 22.- Elaboración de los especímenes Marshall.

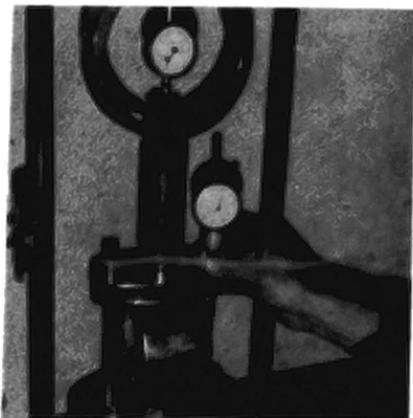


FIGURA Nº 23.- Ensayando los especímenes en el aparato Marshall.

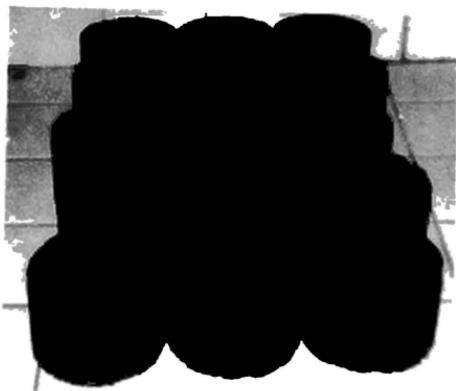


FIGURA Nº 24.- Especímenes Marshall.

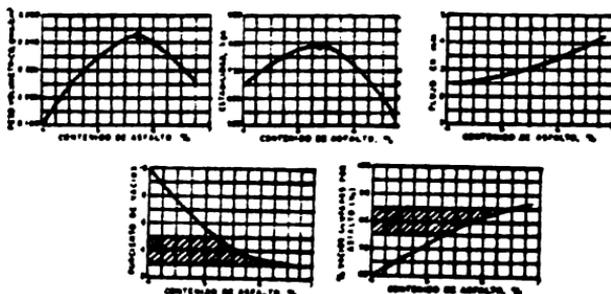


FIGURA Nº 25.- Gráficas para determinar el contenido óptimo Marshall.

b) PRUEBAS DE CONTROL. Estas pruebas sirven para conocer las características de las diferentes capas del pavimento, con lo cual podremos saber si estas fueron construídas según lo especificado en el proyecto.

PORTER ESTANDAR.

En el caso de materiales de sub-bases y bases, sirve para conocer el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima que requiere el material para ser compactado con facilidad en el camino, con una cierta energía, a la vez que sirve de referencia para determinar el grado de compactación alcanzado en la obra y ver si cumple con lo marcado en el proyecto. El procedimiento de prueba ya fué descrito anteriormente.

Por otro lado cuando se trate de mezclas asfálticas elaboradas en el lugar, la prueba de Porter sirve para conocer el peso volumétrico máximo, al someter una cantidad de material a una carga unitaria de 140 kg/cm².

PRUEBA MARSHALL.

En el caso de mezclas asfálticas elaboradas en planta, en caliente (con creta asfáltica), por medio de esta prueba podemos conocer las características de peso volumétrico máximo, estabilidad, flujo y porcentaje de vacíos, en especímenes elaborados según el procedimiento Marshall ya descrito anteriormente o en muestras inalteradas extraídas en el lugar (corozones).

DETERMINACION DEL CONTENIDO DE ASFALTO EN MEZCLAS Y CARPETAS CONSTRUIDAS

Estas pruebas tienen su campo de aplicación en el control de la elaboración de mezclas asfálticas, en donde deberán implantarse como un sistema ru_

tinario para verificar tanto el contenido de asfalto presente en la mezcla, como para obtener el agregado pétreo necesario para la comprobación de su granulometría. Se aplica también en el caso de carpetas ya construídas, con fines de investigación, principalmente cuando se presentan fallas de la carpeta.

Para la determinación, se emplean comúnmente el procedimiento de determinación por extracción del asfalto y determinación por el método del colorímetro.

DETERMINACION DEL CONTENIDO ASFALTICO POR EXTRACCION DEL ASFALTO.

Para esta determinación se emplea un extractor de tipo centrífugo (rotarex), de 500 gr de capacidad (figura Nº 26).

El procedimiento de prueba consiste en pesar una cantidad aproximada de 500 gr de mezcla asfáltica, anotándose dicho peso inicial. A continuación se coloca la muestra en la taza del extractor y se agregan 150 cc de tetracloruro de carbono, dejándolo algunos minutos en contacto con la muestra para que se vaya efectuando la disolución del asfalto. Se coloca un filtro anular de papel sobre el labio de la taza y se fija la tapa. Se coloca un recipiente para recoger el asfalto disuelto en la descarga del extractor, y se pone éste en movimiento haciéndolo girar de manera de ir aumentando gradualmente la velocidad hasta que el asfalto disuelto sea forzado a través del filtro por la acción de la fuerza centrífuga. Se repite el proceso hasta lograr la disolución total del asfalto, lo que se comprueba cuando el solvente sale cristalino. Se remueve la taza y, cuando el solvente se haya evaporado totalmente, se vacía el agregado pétreo juntándolo con el que pudiera haber quedado adherido al filtro o a la tapa, para ser pesado. La diferencia con el peso original representa la cantidad de asfalto presente en la mezcla, que se expresa como porcentaje en peso del material pétreo.



FIGURA Nº 26.- Extractor centrífugo (Rotarex).

DETERMINACION DEL CONTENIDO ASFALTICO POR EL METODO DEL COLORIMETRICO.

El método se basa en la comparación de una solución de asfalto en tetracloruro de carbono, cuya concentración se desea conocer, con soluciones de concentración conocida. Las diferentes concentraciones de asfalto producen diferentes intensidades de color y la determinación de la concentración que cada se hace comparándola con cada uno de los colores tipo, hasta encontrar el de igual intensidad.

El método de prueba es como sigue; de la mezcla asfáltica, que deberá ser representativa, se tomará por cuerdas una muestra para verificar la determinación del contenido de asfalto a la cual deberán evaporarse los solventes y la humedad que contenga. Esto se conseguirá calentando la muestra en una parrilla, teniendo cuidado de no provocar un sobrecalentamiento. En seguida se pesan aproximadamente 200 gr de mezcla y se colocan en un frasco, el cual haya sido tarado previamente. Frasco y mezcla se pesan; de este peso se resta la tara obteniéndose así el peso de la mezcla, el cual se anota en la hoja de registro. La cantidad de solvente (tetracloruro de carbono) que se emplea para la extracción del asfalto de la mezcla, estará de acuerdo con la cantidad de mezcla empleada, tomando de 1 a 2 cc de tetracloruro de carbono por cada gramo de mezcla asfáltica. Se emplea la mayor proporción de solvente cuando se estime que el porcentaje de asfalto exceda del 4 %.

La cantidad de solvente empleada en la prueba se anota en la hoja de registro. Se coloca el solvente dentro del frasco en que se encuentre la mezcla, se cierra éste herméticamente y se procede a separar el asfalto del material pétreo por medio de una agitación vigorosa; se deja en reposo el frasco por un período de 15 minutos. De la parte superior del líquido que se encuentra en el frasco, se extraen por medio de una pipeta graduada 2 cc, si la disolución es de 1 cc de solvente por gramo de muestra, ó 4 cc si la disolución es de 2 cc de solvente por gramo de muestra, los cuales se vierten en un tubo de ensaye aforado a 20 cc. Se llena el tubo de ensaye con tetracloruro de carbono limpio hasta la marca de calibración. Tapando la boca del tubo, se invierte éste para homogeneizar el contenido. Esta primera disolución se anota en la hoja de registro como dilución 2/20 ó 4/20. En seguida, se hace una segunda dilución, tomando de la anterior por medio de la pipeta, 1 cc que se coloca en otro tubo de ensaye calibrado también a 20 cc; se completa el contenido hasta la marca con solvente y se invierte el tubo para homogeneizar el color de la solución obteniendo así una segunda dilución 1/20. El líquido de la segunda dilución se coloca en un tubo de ensaye y se procede a hacer la comparación colorimétrica, hasta encontrar cual de los colores tipo coincide en intensidad de color con él. Se anota en la hoja de registro el número del tubo y la concentración correspondiente. Cuando la intensidad de color no coincide exactamente con la de algún color tipo, es decir, que queda comprendido entre dos tubos consecutivos, deberá interpolarse con aproximación máxima de 0.5. La cantidad de cemento asfáltico por centímetro cúbico que corresponde a cada uno de los colores tipo, se obtiene multiplicando por 0.00002 el número correspondiente a cada color tipo, es decir, que el número 1 corresponderá a una concentración de 0.00002 de gramo de asfalto por centímetro cúbico; al color tipo No. 2 una concentración de 0.00004 de gramo por centímetro cúbico, etc. Para mayor claridad a continuación se da una tabla en donde aparecen las concentraciones de asfalto de los colores tipo, dadas en gramos de cemento asfáltico por centímetro cúbico.

Tubo N°	Gra. Cemento Asf./cm ³	Tubo N°	Gra. Cemento Asf./cm ³
1	0.00002	11	0.00022
2	0.00004	12	0.00024
3	0.00006	13	0.00026
4	0.00008	14	0.00028
5	0.00010	15	0.00030
6	0.00012	16	0.00032
7	0.00014	17	0.00034
8	0.00016	18	0.00036
9	0.00018	19	0.00038
10	0.00020	20	0.00040

c) MATERIALES Y SUS TRATAMIENTOS. Los materiales procedentes de bancos que van a ser usados en terracerías no suelen sujetarse a ningún tipo de tratamiento especial y se emplean tal y como se obtienen; en esa condición natural deberán cumplir las especificaciones constructivas y de calidad que se señalen.

En los trabajos de pavimentación, por el contrario, es usual, someter a los materiales a diversos tratamientos que los adecúan a sus funciones. Los tratamientos más usuales son:

ELIMINACION A MANO DE DESPERDICIOS.

Se trata de eliminar, de un determinado material, un cierto porcentaje de partículas cuyo tamaño máximo sobrepasa al que se haya considerado en el proyecto (frecuentemente en el orden de 7.5 cm). Esta eliminación se hace muchas veces a mano.

DISGREGADO.

La operación de disgregado generalmente se hace en materiales del tipo de conglomerados calichosos no muy cementados, areniscos cementados o rocas alteradas, los que se emplean en las etapas de revestimiento provisional o sub-base, para lo cual se emplea equipo a base de pate de cobre y/o huyer. Este tratamiento se combina con el procedimiento anterior de eliminar a base de peneña el desperdicio que ya no es posible disgregar a tamaños menores.

CRIBADO.

La operación o tratamiento de cribar exclusivamente materiales para su uso en pavimentación, se aplica para aquellos poco o nada cohesivos, cuyo porcentaje de desperdicio, puede fluctuar de un 5 a un 25 de fragmentos con tamaño mayor que el especificado y en general es aplicable a materiales destinados para revestimientos provisionales, sub-bases, bases de tipo hidráulico y en casos muy especiales en la obtención de pétreos para carpetas de uno o dos riegos y en mezclas asfálticas en el lugar.

Las instalaciones de cribado para la eliminación de tamaños grandes sus

len ser muy sencillas. Normalmente el material se maneja por gravedad, reco-
giendo en un cono el material que pasa una criba determinada. Cuando se re-
quiere una buena dosificación de materiales en diversos tamaños ha de recu-
rrirse a plantas de cribado, con cribas vibratorias, dispuestas en dos o
tres niveles. Estas plantas se utilizan generalmente en combinación con equi-
po de trituración.

TRITURACION.

Es el tratamiento a que generalmente se recurre para llegar a la granu-
lometría adecuada a partir de materiales naturales muy gruesos o de fragmen-
tos de roca. Es normal realizar la trituración en varios pasos o etapas, se-
gún el producto final a que desee llegarse; así se habla de trituradores pri-
marias, secundarias o terciarias.

- Trituradores primarias. Pueden ser de quijadas o giratorias.
- Trituradores secundarias. Pueden ser de rodillos, de martillos o im-
pacto y de conos.
- Trituradores terciarias. Pueden ser de rodillos, martillos o impacto-
y de conos.

Es usual hablar de trituración total o parcial, denotando la intensidad
del proceso requerido en un caso dado. Así pues es práctica común recurrir a
un triturado parcial cuando el desperdicio es mayor al 10 % pero menor al 40
% y a un triturado total cuando éste sobrepasa al 40 %.

LAVADO.

La operación de lavado se aplica a aquellos materiales que por sus ca-
racterísticas naturales presentan problemas de contaminación con arcilla, ma-
teria orgánica y/o polvo, originando que no se puedan emplear como se encuen-
tran, por lo tanto, en el tratamiento ya sea de cribado o trituración y cri-
bado, se requiere adaptar equipos de lavado, entre los cuales se citan los si-
guientes:

1.- Gusanos lavadores. Se componen de un recipiente de placas metálicas,
cuya parte inferior se ensancha para formar un tanque de clasificación, con
un vertedor para arrojar el agua excedente con los limos y arcillas disuel-
tas en ella. En el interior del cuerpo o recipientes, gira lentamente una es-
pira longitudinal accionada en su extremidad superior por un motor eléctri-
co con reductor de velocidad, la cual sirve para extraer el material ya lav-
ado.

Se tienen gusanos lavadores con diámetros de 20, 24, 30, 36, 42 y 48 --
pulgadas.

2.- Tambores desenlodadores o "Scribbers". En el caso que se tenga nec-
sidad de llevar a cabo un lavado más enérgico de materiales fuertemente con-
taminados con arcillas, se utilizan los tambores desenlodadores, que consisten
de un cilindro de placa de acero en cuyo interior se montan espas o paletas
metálicas que mueven el material. Existe un dispositivo de riego de agua a
presión para realizar en el interior del tambor el lavado del material. A la
salida, el agua sucia se escurre por los orificios del cilindro de evacua-
ción. Generalmente se usan tambores de los diámetros siguientes: 60, 72, 84,
96 y 114 pulgadas.

3.- Cribas con chiflones. Es una instalación para producción limitada -

que consiste en pasar el material por una serie de cribas vibratorias a distintos niveles, con un sistema de una o varias barras de chiflonas de agua, para separar los finos y arrastrarlos al fondo en un recipiente metálico de donde salen por gravedad para su decantación.

En este caso se lava y clasifica en distintos tamaños el material.

ESTABILIZACION.

Cuando por razones generales de índole económica, se requiere emplear en bases de pavimento, materiales de la localidad que por sí solos no reúnen características físicas satisfactorias para estos fines, se recurre a tratar dichos materiales adicionandoles otro material ó algún producto elaborado para modificar sus propiedades originales haciendo que alcancen los valores establecidos respecto a las normas vigentes.

Generalmente los materiales de uso probable en bases estabilizadas pueden ser los mismos que los de sub-bases o bases hidráulicas, cuando dichos materiales no cumplen con las especificaciones de calidad correspondientes; en este caso se procede a la estabilización, la cual puede ser de dos tipos: física o química. Es física o química dependiendo de que haya o no una reacción química cuando se mezclan dos materiales.

1.- Estabilización física. Puede ser debida principalmente a tres necesidades: granulometría, plásticidad y cementación.

Cuando el material de base y de sub-base no tiene valor cementante igual o mayor al requerido, es necesario mezclarle pequeñas cantidades de material cuyos finos tengan índices plásticos menores de 12 %, o sea contracción lineal menor a 4,5 %. En general se emplean arenas limo-arcillosas de origen calizo o de silicatos en proporciones que varían de 10 a 20 %. Se deberá tener especial cuidado de no abusar en el uso de materiales cementantes, pues si tienen contracciones lineales altas, en lugar de mejorar el material original, se pueden obtener mezclas con valor relativo de soporte (V.R.S.) ó plásticidad fuera de especificaciones.

2.- Estabilización química. Se puede llevar a cabo con tres tipos de materiales:

Cemento	} Suelo cemento } Estabilización
Cal	
Asfalto	

En el suelo cemento necesitamos modificar la plasticidad; la proporción de cemento varía del 3 al 8 % en peso del suelo seco, en este caso no se permite que haya fraguado, por lo que se necesita remover continuamente para que no se formen grumos. El suelo-cemento es aplicable a terracerías.

En el caso de la estabilización lo que necesitamos es aumentar la resistencia del material; la proporción de cemento varía del 5 al 15 % en peso del suelo seco; en este caso si se permite el fraguado, por lo tanto se compacta inmediatamente y se le dan riegos de agua para permitir el fraguado. Los materiales estabilizados para aumentar su resistencia, se emplean en bases y sub-bases.

Cabe hacer notar que en estos casos ya no se emplea la prueba del CBR, sino que es reemplazada por la de compresión simple.

La cal se emplea para aumentar la resistencia y bajar la plasticidad, - se emplea en porcentajes que van del 3 al 5. Debido a que la cal absorbe - agua, se pueden tener materiales de buena calidad en lugares húmedos.

El empleo más efectivo de los estabilizantes mencionados, se tiene para las gravas arcillosas, gravas cementadas, coliches, rocas alteradas y suelos similares.

Como un caso especial se cita el de los materiales que aún cumpliendo - con las especificaciones correspondientes, conviene incrementar su calidad - con el empleo de los estabilizantes antes mencionados, por diversos requisitos de diseño; tal es el caso de los materiales utilizados en la base hidráulica del tramo El Tero - Satélite de la Autopista México - Querétaro, donde por el elevado volumen de tránsito previsto, se le adicionó al material triturado el 3 % en peso de cemento Portland, con resultados satisfactorios.

BASES ESTABILIZADAS CON ASFALTO.

Aunque las bases asfálticas resultan en general más caras que las estabilizadas con cemento hidráulico o cal hidratada, su empleo se ha difundido mucho en nuestro país, debido a las ventajas que a continuación se mencionan.

La función del asfalto en este caso, estriba fundamentalmente en aglomerar las partículas del suelo, proporcionando a éste suficiente cohesión y resistencia una vez compactado. Tratándose de materiales con cierto contenido de arcilla, la función del asfalto debe consistir además, en impermeabilizar las partículas de arcilla, para contrarrestar su actividad en presencia de agua. Por lo tanto, en cualquier caso donde el asfalto se utilice como producto estabilizante de un suelo, la condición primordial para su buen funcionamiento, es que quede uniformemente distribuido y dé lugar a la formación de una película que cubra y se adhiera firmemente a las partículas del suelo.

La cantidad de asfalto varía del 3 al 5 % en peso del suelo seco.

COMPACTACION.

Para que los materiales aumenten su capacidad a resistir los esfuerzos que se le imponen y para disminuir su compresibilidad, se les sujeta al tratamiento de compactación, que consiste en el proceso mecánico por el cual se disminuye el volumen de los suelos en una forma relativamente rápida, de manera que adquieran las características de resistencia y esfuerzo - deformación necesarias para asegurar un comportamiento adecuado de los materiales durante la vida útil de la obra.

En general, al compactar los materiales, se mejoran las características anotadas, sin embargo, existen suelos que si se compactan más allá de un cierto límite, se producen efectos opuestos, pues con la presencia del agua se comportan como un resorte, al que se deforma hasta el máximo y en un momento dado se suelta. Este tipo de materiales son los altamente expansivos, a los que, si no se les trata adecuadamente, provocan esfuerzos que pueden hacer fallar las estructuras de las obras viales; por lo tanto, es mejor no emplear esta clase de materiales pues a la larga, conviene más recorrer material de buena calidad, aunque el costo inicial sea un poco mayor. Se debe tener cuidado de no recomendar que se disminuya la compactación de los materiales expansivos, ya que ciertamente, se pueden reducir los esfuerzos por expansión pero se tendrán más posibilidades de que el suelo se consolide bajo las cargas de las capas que se construyen sobre él y por los esfuerzos debi-

dos al tránsito, provocando fuertes deformaciones en la superficie de rodaje.

DIFERENCIAS ENTRE COMPACTACION Y CONSOLIDACION.

Las principales son que la compactación es rápida, mientras que la consolidación es lenta. Otra es que en la compactación la reducción de volumen es a costa del aire exclusivamente y en la consolidación es a base del aire y del agua.

INFLUENCIA DEL AGUA EN LA COMPACTACION DE LOS SUELOS.

Para la compactación de suelos, el agua que contienen cuando se tratan, es de mucha importancia ya que si es poca, la energía de las máquinas puede no ser suficiente para romper los meniscos que se forman entre las partículas y las mantienen fuertemente unidas, por lo que el peso específico que se obtiene es bajo; a medida que se aumenta la cantidad de agua, los meniscos tienden a desaparecer, por tanto, se alcanzan mayores pesos específicos, hasta alcanzar un máximo a partir del cual empieza a descender al aumentar el contenido de agua, ya que éste por un lado, comienza a ocupar un lugar que correspondía a partículas de suelo y por otro lado, este líquido soporta parte de la energía que transmite la esquinaria.

Si se hace una prueba de compactación en el laboratorio, variando los contenidos de humedad, pero manteniendo constante la energía que se comunica al suelo (Proctor), se obtiene el resultado que se observa en la figura N° 27.

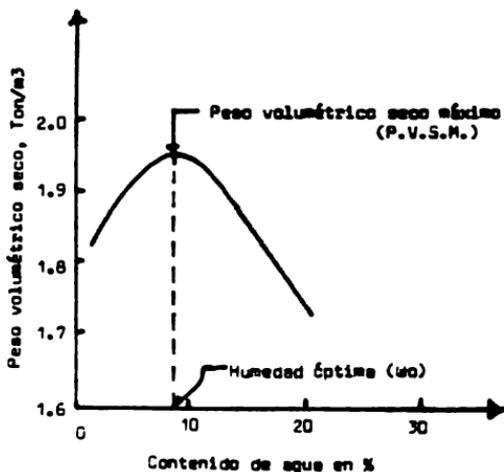


FIGURA N° 27.

Al mayor peso específico se le denomina peso específico máximo y a la humedad correspondiente, humedad óptima.

A medida que la energía de compactación es mayor, el peso específico máximo también aumenta; en cambio, la humedad óptima disminuye (figura Nº 28).

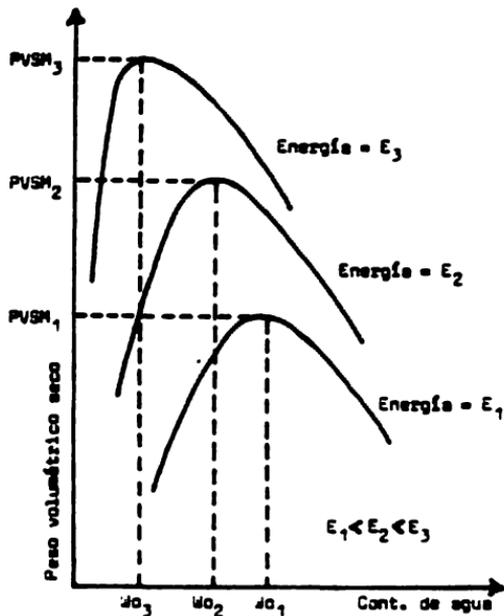


FIGURA Nº 28.

En los forros de laboratorio, necesarias para efectuar los oruebas de compactación, en general, se tienen impresos las líneas teóricas de saturación, para diferentes densidades de los suelos (S_1 , S_2 , S_3). Una línea teórica de saturación representa, para una densidad y peso específico determinado, la humedad teórica que sería necesaria para que todos los vacíos que dejan entre sí las partículas sólidas, estuvieran llenos de agua.

Haciendo uso de las curvas teóricas de saturación, se puede encontrar la humedad con la que conviene compactar un material para disminuir la posibilidad de expansiones.

En la figura Nº 29 se indican en una curva de compactación dos puntos , con el mismo peso volumétrico seco máximo.

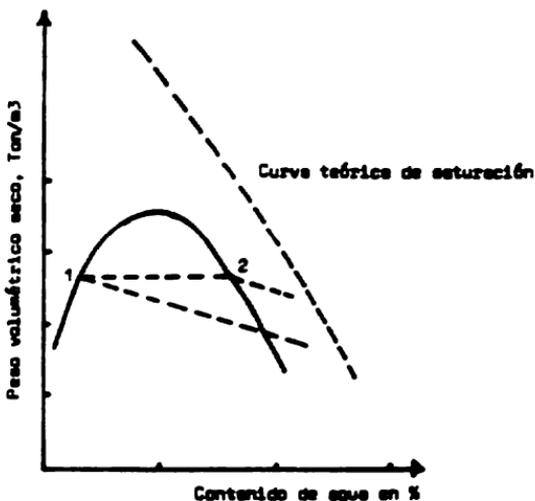


FIGURA Nº 29.

La condición del espécimen correspondiente al punto 1, se alcanzó con una humedad en la rama seca de compactación; en cambio, la del punto 2, se alcanzó con una humedad en la rama húmeda; en caso de que ambos especímenes se coloquen en un tanque de saturación, al correspondiente al punto 1, tendrá una capacidad mayor de absorción de agua, puesto que está más alejado de la curva teórica de saturación y por lo tanto, al final se obtendrá un peso específico menor al inicial. En el caso del espécimen 2, la capacidad de absorción es menor, por lo que, el peso volumétrico seco (P.V.S.) no se reduce demasiado y por lo tanto, la expansión es menor; de esta manera, se puede concluir que para disminuir la capacidad de expansión de los materiales, es conveniente compactarlos con una humedad ligeramente mayor a la óptima.

En cuanto a la facilidad de compactación y a su tamaño, se definen dos tipos de materiales: los compactables y los no compactables, aunque en realidad todos los materiales son compactables, solo que a medida que los suelos contienen un mayor número de fragmentos de roca, la dificultad de compactarlos, así como medir el grado alcanzado, también aumenta.

Se define como material compactable aquel que tiene menos de 20 % en volumen de material retenido en la malla de 76 mm (3") y el cual tenga como máximo el 5 % del volumen total de fragmentos de roca mayores a 15 cm (6").

El material no compactable es aquel que no cumple los requisitos anteriores.

En general, el grado de compactación que se recomienda es: 90 % en cuerpo de terráplan, 95 % en la capa subrasante y de 95 a 100 % en sub-bases y bases, aunque las compactaciones de carpetas asfálticas se salen de lo explicado para suelos, a continuación se dan criterios para el grado que deben alcanzar estos materiales al ser tratados.

Mezclas elaboradas en el lugar: 95 % del peso volumétrico máximo alcanzado en la prueba de Porter estándar.

Concreto asfáltico: 95 % del peso volumétrico de proyecto (no necesariamente el máximo) de la prueba Marshall.

En cuanto al tratamiento para materiales clasificados como no compactables, se indica lo siguiente: se colocará en capas cuyo espesor no exceda el tamaño de los fragmentos de roca mayores y se darán dos pesadas por cada punto de la superficie de la capa, con un tractor de orugas, con peso de 20 toneladas avanzando y retrocediendo la máquina con movimiento ranzado.

d) ESPECIFICACIONES. Los materiales cuando se empleen para sub-bases y bases de pavimento flexible de carreteras, deberán llenar los siguientes requisitos:

GRANULOMETRIA.

1.- La curva granulométrica del material deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 de la figura N° 30 y deberá afectar una forma semejante a las de las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendiente. La relación del porcentaje que pasa la malla N° 200 al que pasa la malla N° 40, no deberá ser mayor de 0.65.

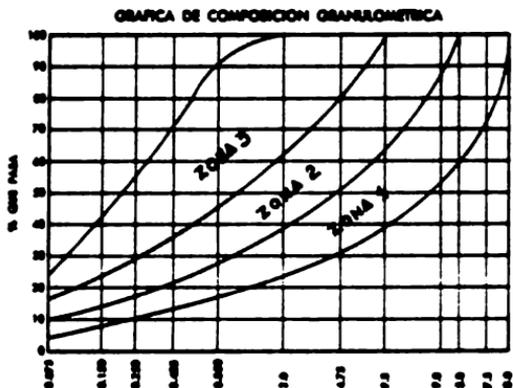


FIGURA N° 30.- Zonas de especificaciones granulométricas para materiales de bases y sub-bases.

2.- El tamaño máximo de las partículas del material no deberá ser mayor de 51 mm (2"); y en caso de bases, de 38 mm (1 1/2"), cuando se trate de materiales pétreos que para su utilización requieran tratamientos de desagregado, cribado o trituración.

DE CONTRACCION LINEAL, VALOR CEMENTANTE, VALOR RELATIVO DE SOPORTE Y EQUIVALENTE DE ARENA; los valores fijados en los siguientes cuadros.

CARACTERISTICAS PARA SUB-BASE

Características	Zonas en que se clasifica - el material de acuerdo con su granulometría.		
	1	2	3
Contracción lineal en porcentaje	6.0 máx.	4.5 máx.	3.0 máx.
Valor cementante para materiales angulosos, en kg/cm ²	3.5 mín.	3.0 mín.	3.0 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 porciento	50.0 mínimo.		
Equivalente de arena en %	20 mín. (tentativo)		

CARACTERISTICAS PARA MATERIALES DE BASE

Características	Zonas en que se clasifica - el material de acuerdo con su granulometría.		
	1	2	3
Límite líquido, en porciento	30 máx.	30 máx.	30 máx.
Contracción lineal, en porciento	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 redondeados y lisos, en kg/cm ²	5.5 mín.	4.5 mín.	3.5 mín.

Cuando la granulometría del material se aloje en dos o más zonas, en la parte correspondiente a las fracciones comprendidas entre las mallas N^o 40 y la 200, la contracción lineal deberá considerarse bajo las mismas condiciones que lo descrito para materiales de revestimiento.

EL GRADO DE COMPACTACION EN LA CARRETERA.

El material deberá compactarse a 95 % mínimo de su peso volumétrico seco máximo, salvo que el proyecto fije un grado de compactación diferente.

VALOR RELATIVO DE SOPORTE ESTANDAR, EQUIVALENTE DE ARENA E INDICE DE DURABILIDAD, PARA MATERIALES DE BASE. Los fijados en el cuadro siguiente:

Intensidad de tránsito en ambos sentidos	Valor relativo de soporte estándar	Equivalente de arena (tentativo)	Índice de durabilidad (tentativo)
Hasta 1000 vehículos pesados al día	80 mín.	30 mín.	35 mín.
Más de 1000 vehículos pesados al día	100 mín.	50 mín.	40 mín.

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

Los materiales de base además de las especificaciones anotadas, deberán satisfacer aquellas que se refieren a su coherencia con el asfalto, siendo estas las siguientes:

AFINIDAD CON EL ASFALTO.

Desprendimiento por fricción 25 % máximo.

Pérdida de estabilidad por inmersión en agua 25 % máximo.

ESPECIFICACIONES Y REQUISITOS PARA LOS MATERIALES EMPLEADOS EN CARPETAS.

Los materiales pétreos para carpetas asfálticas, elaborados por los sitios de mezcla en el lugar y en planta estacionaria, deberán satisfacer las siguientes normas:

GRANULOMETRIA.

1.- La curva granulométrica del material pétreo para mezclas en el lugar, deberá cumplir con lo que se indique en el proyecto en cada caso y, en términos generales, deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2, de la figura N° 31. La zona 1 corresponde a materiales pétreos de granulometría gruesa y la zona 2, a los materiales de granulometría fina. La curva granulométrica del material pétreo, deberá afectar una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas, por lo menos en las 2/3 partes de su longitud, sin presentar cambios bruscos de pendiente.

2.- La curva granulométrica del material pétreo para concretos asfálticos, en términos generales deberá quedar comprendida en la zona limitada por las dos curvas de la figura N° 32. En cada caso el proyecto señalará la granulometría correspondiente, de acuerdo con los requisitos fijados en el diseño de la mezcla. La granulometría del material cumple con los requisitos de proyecto, si está dentro de las siguientes tolerancias. (tabla de la figura 32-a).

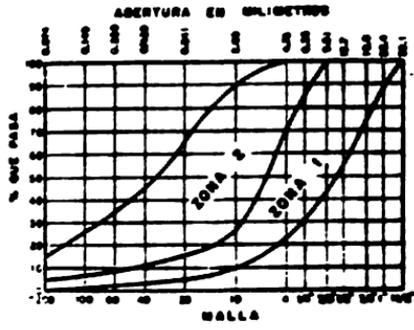


FIGURA NO 31.- Zonas de especificaciones granulométricas para materiales de mezclas asfálticas elaboradas en el lugar.

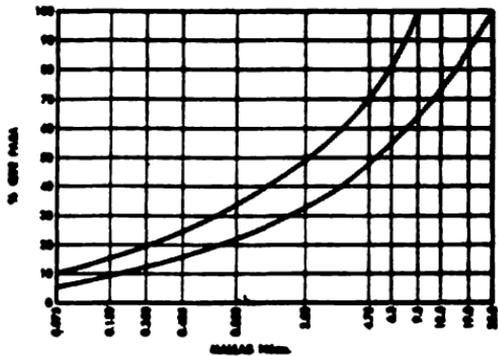


FIGURA NO 32.- Zona de especificaciones granulométricas para concretos asfálticos.

TAMAÑO DEL MATERIAL PÉTRICO		TOLERANCIA, POR CIENTO EN PESO DEL MATERIAL PÉTRICO.
MALLA QUE PASA	RETENIDO EN MALLA	
Correspondiente al tamaño máximo.	4.76 mm. (Nº 4)	+ - 5 %
4.76 mm. (Nº 4)	2.00 mm. (Nº 10)	+ - 4 %
2.00 mm. (Nº 10)	0.420 mm. (Nº40)	+ - 3 %
0.420 mm. (Nº 40)	0.074 mm. (Nº 200)	+ - 1 %
0.074 mm. (Nº 200)		+ - 1 %

FIGURA Nº 32-a.

CONTRACCION LINEAL.

- 1.- Cuando la curva granulométrica del material pétrico quede ubicada en la zona 1 de la figura Nº 31. 3 % máximo.
- 2.- Cuando la curva granulométrica del material pétrico quede ubicada en la zona 2 de la figura Nº 31. 2 % máximo
- 3.- Material pétrico para concretos asfálticos. 2 % máximo.

DE DESGASTE DE LOS ANGELES.

Para cualquier tipo de material pétrico. 40 % máximo.

DE FORMA DE LAS PARTICULAS.

Partículas alargadas y/o en forma de lajas. 35 % máximo.

DE AFINIDAD CON EL ASFALTO.

Desprendimiento por fricción. 25 % máximo.

EQUIVALENTE DE ARENA. 55 % mínimo.

PERDIDA DE ESTABILIDAD POR INMERSION EN AGUA. 25 % máximo.

Los materiales pétreos para carpetas asfálticas por el sistema de riegos (tratamientos superficiales) y para riegos de sello, deberán satisfacer los siguientes requisitos:

GRANULOMETRIA.

Lo indicado en el cuadro siguiente:

ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS PARA MATERIALES PETREOS QUE SE EMPLEAN EN CARPETAS ASFALTICAS POR EL SISTEMA DE RIEGOS O PARA RIEGOS DE SELLO

Granos que pasan por tambores nros.	POR CIENTO QUE PASA LA MALLA										
	75.0 mm (3")	25.0 mm (1 1/2")	20.0 mm (3/4")	15.0 mm (5/8")	10.0 mm (3/8")	7.5 mm (3/4")	5.0 mm (1/2")	2.5 mm (1/8")	1.18 mm (No. 150)	0.85 mm (No. 20)	0.425 mm (No. 40)
1			100	95 Mín.		5 Mín.		0			
2					100	95 Mín.		5 Mín.		0	
3-A						100	95 Mín.			5 Mín.	0
3-B							100	95 Mín.		5 Mín.	0
3-C								100	95 Mín.	5 Mín.	0

DE DESGASTE DE LOS ANGELES.

Para cualquier tipo de material pétreo.

30 % máximo.

INTERPERISMO ACELERADO.

12 % máximo.

DE FORMA DE LAS PARTICULAS

Para partículas alargadas y/o en forma de lajas.

35 % máximo.

DE AFINIDAD CON EL ASFALTO.

Desprendimiento por fricción.

25 % máximo.

II.5.- TRANSITO.

La clase de vehículos que transitan o van a transitar por un camino varían según el tipo de camino de que se trate. Así, para un camino turístico que conduzca a unas ruinas arqueológicas se puede asegurar que casi en su totalidad el tránsito será de automóviles de pasajeros, mientras que en un camino minero la mayoría de los vehículos serán de carga de mayor o menor tonelaje dependiendo del mineral de que se trate. Los caminos en las regiones agrícolas tendrán un tránsito mixto. Como el tipo de vehículo influye de una manera decisiva en el proyecto de un camino, ya que afecta notablemente tanto a la parte geométrica como a la estructura del mismo, es necesari-

rio que dicho tránsito sea estimado de la mejor manera posible previendo cualquier aumento.

La manera de conocer el tipo de tránsito en un camino construido no presenta dificultad alguna ya que se reduce a una serie de conteos horarios que indican el volumen de dicho tránsito y su tipo. No sucede lo mismo cuando apenas se está proyectando el camino. En este caso es necesario llevar a cabo estudios geográfico - físicos, socioeconómicos y políticos de la región para poder obtener datos con los cuales proyectar.

En el caso particular de los pavimentos, las características que es necesario conocer de los vehículos son:

Tipos de vehículos.

Pesos sin carga.

Pesos con carga.

Disposición de las llantas.

Presión de las llantas.

Carga por rueda.

Tránsito diario promedio por tipo y condición de los vehículos.

En el mercado existen una cantidad grande de tipos de vehículos que se pueden agrupar en: automóviles, autobuses, camiones de carga: ligeros, medianos y pesados, además de tractores con remolques, de diferentes tipos. Cada uno de los cuales tienen diferentes capacidades de carga, que se transmite al pavimento de acuerdo con la presión de las llantas, la colocación de los ejes y la disposición que en el extremo de éstos tienen las llantas; así, se pueden tener llantas sencillas, dobles y en tandem.

Según sea la carga por rueda y la presión de las llantas, es la dimensión de la huella, por medio de la cual se transmite la carga al pavimento.

La huella puede considerarse como circular (figura NO 33), en cuyo caso el radio puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$e = \sqrt{\frac{P}{p \cdot \pi}}$$

en la que: e = Radio de contacto,

P = Carga total en la llanta.

p = Presión en la llanta (se supone igual a la presión de contacto).

En ocasiones, la huella se considera de forma aproximadamente elíptica (figura NO 34), en cuyo caso la dimensión "L", se calcula empleando la siguiente fórmula:

$$L = \sqrt{\frac{A}{0.5227}} \quad A = \frac{P}{p}$$

en donde: P = Carga total en la llanta.

p = Presión de contacto (igual a la presión en la llanta).

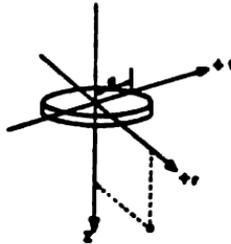


FIGURA NO 33.- Diagrama de placa circular.

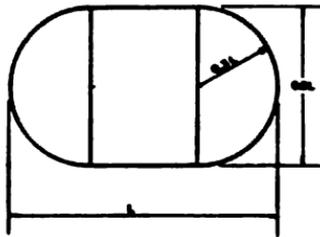


FIGURA NO 34.- Impresión del neumático, describiendo rectángulo y semicírculos.

La presión de contacto se supone para fines prácticos igual a la de inflado, despreciando la rigidez de la llanta.

Otro dato importante, referente al tránsito es el número de vehículos que de cada tipo utilizan diariamente el carril de diseño; para ello es necesario recurrir a los estudios de planeación, que deben señalar el tránsito inicial por tipo de vehículos (probablemente con la condición de vacíos y cargados), la tasa de crecimiento y la vida útil que se le ha considerado a la obra.

En virtud de que sería imposible conocer las características de todas-

y cada uno de los vehículos que transitarán por un camino, en primer lugar se clasifican según los tipos señalados anteriormente o de acuerdo con cual quiera otra clasificación, se estandarizan las cargas por rueda por tipo de vehículo y la disposición de las llantas; en seguida, se efectúa la equivalencia de esas disposiciones a un eje de características estándar, con la cual se puede trabajar con un solo dato de tránsito que es el número de ejes acumulados que transitarán por un camino, durante su vida útil (ver ejemplo de cálculo).

La equivalencia de ejes de una disposición, con respecto a un eje estándar, se lleva a cabo relacionando el daño que cause el eje o disposición de ruedas real, con respecto al daño que cause el eje estándar, a esta relación se le denomina factor de equivalencia ó de daño (F). El vehículo estándar se toma como el de 8.2 ton (18 000 libras).

Este daño está referido a su vez a los esfuerzos o deformaciones a una cierta profundidad de la estructura del camino.

De acuerdo con los esfuerzos y profundidades que tomen en cuenta los investigadores, los factores de equivalencia adquieren diferentes valores; la expresión siguiente es el resultado de la correlación de los factores de equivalencia de varias agencias de caminos en Estados Unidos.

$$F = \left(\frac{P_r}{P_e} \right)^4$$

en la que: P_r = Carga por rueda real.

P_e = Carga por rueda estándar.

La AASHTO tiene factores de equivalencia en función de cargas reales y de la estructuración posible del pavimento.

El Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., presenta en su informe 325, los factores de equivalencia que obtuvieron para diferentes tipos y condiciones (vacío o cargado) de vehículos y profundidad considerada (Figure N^o 35).

De acuerdo a la variación de la posición de las llantas de los vehículos en la faja de rodamiento se toma el número de pesadas que determinen un cubrimiento. Los aviones tienen una amplia variación en estas posiciones, por lo que dos o más operaciones de un aparato se toman como un cuorrimiento. En caminos, la variación de la posición de las llantas es poca, por lo que se ha convenido que una pesada equivale a un cubrimiento de la faja de rodamiento.

Por último, se deben conocer el número de ejes equivalentes al cabo de la vida útil del pavimento, haciendo uso del factor de crecimiento de tránsito y del periodo de diseño en años.

El tránsito en el cerril de diseño, se considere del 60 % del tránsito si solo hay dos carriles o el 40 % si el camino es de cuatro carriles.

El coeficiente de acumulación del tránsito, se puede calcular por medio del nomograma publicado por el propio Instituto de Ingeniería o utilizando la siguiente fórmula:

$$C = 365 \left(\frac{(1 + r)^n - 1}{r} \right)$$

en la que: C = Coeficiente de acumulación del tránsito.

r = Tasa de crecimiento anual.

n = Período de diseño en años.

Por otro lado, conviene conocer algunas definiciones de tránsito:

VOLUMEN DE TRANSITO. Es el número de vehículos que pasan por un tramo de la carretera en un intervalo de tiempo dado; los intervalos más usuales son la hora y el día y se tiene el tránsito horario TH y el tránsito diario TD .

DENSIDAD DE TRANSITO. Es el número de vehículos que se encuentran en una cierta longitud de camino en un tiempo dado.

TRANSITO DIARIO PROMEDIO. Es el promedio de los volúmenes diarios registrados en un determinado período. Los más usuales son el tránsito diario promedio semanal $TDPS$ y el tránsito diario promedio anual $TDPA$.

TRANSITO MAXIMO HORARIO. Es el máximo número de vehículos que pasan en un tramo del camino durante una hora, para un lapso establecido de observación, normalmente un año.

VOLUMEN HORARIO DE PROYECTO. Volumen horario de tránsito que servirá para determinar las características geométricas del camino. Se representa como VHP .

TRANSITO GENERADO. Es el volumen de tránsito que se origina por la construcción o mejoramiento de la carretera y/o por el desarrollo de la zona por donde cruza.

TRANSITO DESVIADO O INDUCIDO. Es la parte del volumen de tránsito que circulaba antes por otra carretera y cambia su itinerario para pasar por la que se construye o se mejora.

Para una mayor claridad del manejo del tránsito, veremos ahora un ejemplo, del procedimiento, en el cual el tránsito real mezclado ($TDPA$) se convierte a tránsito equivalente de ejes sencillos de 8.2 ton, mediante la aplicación adecuada de los coeficientes de peso por tránsito para vehículos típicos (Figura Nº 35).

DATOS:

1.- Clasificación de tránsito en ambas direcciones.

Ap.- automóviles	= 9 500
Ac.- carga de 2.5 ton.	= 2 000
B.- autobuses.	= 780
C ₂ .- carga de 5.1 ton.	= 825
C ₃ .- carga de 9.7 ton.	= 200
T ₅₂ .- trailers carga de 13.3 ton.	= 40

$$T_{33} = \text{trailer carga 16.0 ton.} = \frac{210}{13\ 555}$$

TOPA = 13 555 tránsito mezclado, ambas direcciones.

- 2.- Camino de 4 carriles
- 3.- Período de diseño de 15 años.
- 4.- Tasa de crecimiento anual del 9.0 %.

Para la solución, podemos hacer uso de la siguiente tabla.

Tipo de vehículo	TOPA dos direcciones	Nº de vehículos en carril de diseño	Coeficiente de diseño		Nº de ejes equiv. de 8.2 ton.	
			Z = 0	Z = 15	Z = 0	Z = 15
Ap	9 500	3 800	0.005	0.000	19	0.0
Ac	2 000	800	0.340	0.042	272	33.6
B	780	312	2.000	1.150	624	358.8
C ₂	825	330	0.880	0.465	290.4	153.5
C ₃	200	80	0.880	0.675	70.4	54.0
T ₂ S ₂	40	16	4.000	1.570	64.0	25.1
T ₃ S ₃	210	84	5.000	1.300	420.0	109.2
TOTAL	13 555	5 422			T ₀ =1759.8	T ₀ '=734.2
1	2	3	4		5	

En la tabla anterior se considera que todos los vehículos transitan cargados en ambas direcciones.

EXPLICACION DE LA TABLA:

Las columnas 1 y 2, son datos de clasificación de tránsito.

El número de vehículos en el carril de diseño (columna 3), se obtiene multiplicando el TOPA de la columna 2 por el coeficiente de distribución de 40 %, el cual se selecciona en función del número de carriles (4 en este caso) del camino, de acuerdo con la siguiente tabla, sugerida por el Instituto de Ingeniería.

Nº de carriles en ambas direcciones	Coeficiente de distribución para el carril de proyecto (%)
2	50
4	40 - 50
6 ó más	30 - 40

Los coeficientes de diseño o de daño (columna 4), se toman de la tabla de la figura Nº 35.

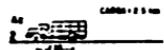
NOTA:
1. Cálculo de coeficientes de daño de vehículos
2. Cálculo de coeficientes de daño de vehículos



CARACTERÍSTICAS				
Peso, 100 lb	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄
Eje				
Carga/Veículo (lb/ft)				
1	1.0	0.0	2.0	
2	1.0	0.0	2.0	
3				
4				
Σ	2.0	0.0	4.0	

COEFICIENTES DE DAÑO			
CARRILAS, R			
1' 0"	2' 10"	3' 22.5"	4' 10"
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0046	0.000	0.000	0.000

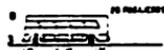
COEFICIENTES DE DAÑO			
VEHICULO, R			
1' 0"	2' 10"	3' 22.5"	4' 10"
0.3375	0.000	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0046	0.000	0.000	0.000



1	1.0	1.0	2.0	
2	3.0	1.0	4.0	
3				
4				
Σ	4.0	2.0	6.0	

0.17	0.002	0.301	0.000
0.17	0.000	0.000	0.010
0.34	0.002	0.001	0.010

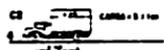
0.17	0.001	0.000	0.000
0.17	0.000	0.000	0.000
0.34	0.001	0.000	0.000



1	0.2	3.0	3.0	
2	0.3	7.0	7.0	
3				
4				
Σ	0.5	10.0	10.0	

1.0	0.100	0.000	0.000
1.0	1.000	1.000	1.000
2.0	1.100	1.000	1.000

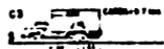
1.0	0.040	0.010	0.007
1.0	0.600	0.000	0.000
2.0	0.640	0.010	0.007



1	2.0	1.0	3.0	
2	6.0	2.0	8.0	
3				
4				
Σ	8.0	3.0	11.0	

0.44	0.025	0.000	0.002
0.44	0.400	0.400	0.400
0.88	0.425	0.400	0.402

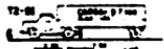
0.44	0.002	0.000	0.000
0.44	0.025	0.000	0.003
0.88	0.027	0.000	0.003



1	2.0	1.0	3.0	
2	14.0	0.215	0.000	
3				
4				
Σ	16.0	1.215	0.000	

0.44	0.025	0.000	0.002
0.44	0.600	0.000	0.000
0.88	0.625	0.000	0.002

0.44	0.004	0.001	0.000
0.44	0.000	0.010	0.000
0.88	0.004	0.011	0.000



1	3.0	2.0	5.0	
2	0.0	3.0	3.0	
3	7.0	0.0	7.0	
4				
Σ	10.0	5.0	15.0	

1.0	0.000	0.001	0.007
1.0	0.000	0.000	0.000
1.0	0.000	0.000	0.000
3.0	0.000	0.001	0.007

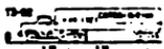
1.0	0.020	0.004	0.002
1.0	0.000	0.000	0.000
1.0	0.000	0.000	0.000
3.0	0.020	0.004	0.002



1	4.0	3.0	7.0	
2	0.0	0.0	0.0	
3	2.0	1.0	3.0	
4				
Σ	6.0	4.0	10.0	

1.0	0.120	0.000	0.000
1.0	1.000	1.000	1.000
2.0	0.450	0.400	0.400
4.0	1.570	1.400	1.400

1.0	0.000	0.000	0.000
1.0	0.120	0.000	0.000
2.0	0.010	0.000	0.000
4.0	0.210	0.000	0.000



1	2.0	3.0	5.0	
2	13.0	5.0	18.0	
3	13.0	13.0	26.0	
4				
Σ	28.0	21.0	49.0	

1.0	0.000	0.000	0.000
2.0	0.000	0.000	0.000
2.0	0.000	0.000	0.000
6.0	0.000	0.000	0.000

1.0	0.000	0.000	0.000
2.0	0.000	0.000	0.000
2.0	0.000	0.000	0.000
6.0	0.000	0.000	0.000

Figura IX-E.1. Coeficientes de daño por tránsito para vehículos típicos.

FIGURA NO 35.- Coeficientes de daño por tránsito para vehículos típicos.

El número de ejes equivalentes (columna 5), para cada renglón se determina multiplicando el número de vehículos del carril de diseño (columna 3), por el coeficiente de equivalencia por daño correspondiente a la columna 4. La suma de estos resultados parciales se tiene al final de la columna 5, de los dos valores de la profundidad Z; cada una de estas sumas representa el -

tránsito equivalente en ejes sencillos de 8.2 ton referido al carril de diseño y a un día medio del año en estudio; estos resultados son los siguientes:

$$T_0 = 1\ 759.6 \text{ ejes equivalentes (Z = 0)}$$

$$T_0' = 734.2 \text{ ejes equivalentes (Z = 15)}$$

CALCULO DEL TRANSITO EQUIVALENTE ACUMULADO.

El tránsito acumulado de ejes equivalentes de 8.2 ton durante un periodo de "n" años de servicio se calcula mediante la siguiente expresión:

$$L_n = C' \times T_0$$

en la cual: L_n = Tránsito acumulado durante "n" años de servicio, y tasa de crecimiento "r", en ejes equivalentes de 8.2 ton.

T_0 = Tránsito medio diario en el primer año de servicio para el carril de diseño, en ejes equivalentes de 8.2 ton.

C' = Coeficiente de acumulación de tránsito para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r, que se puede obtener mediante la siguiente ecuación:

$$C' = 365 \left(\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right)$$

en la cual: r = Tasa de crecimiento anual (%)

n = Periodo de diseño en años.

Expresión cuya solución gráfica aparece en la figure NO 36.

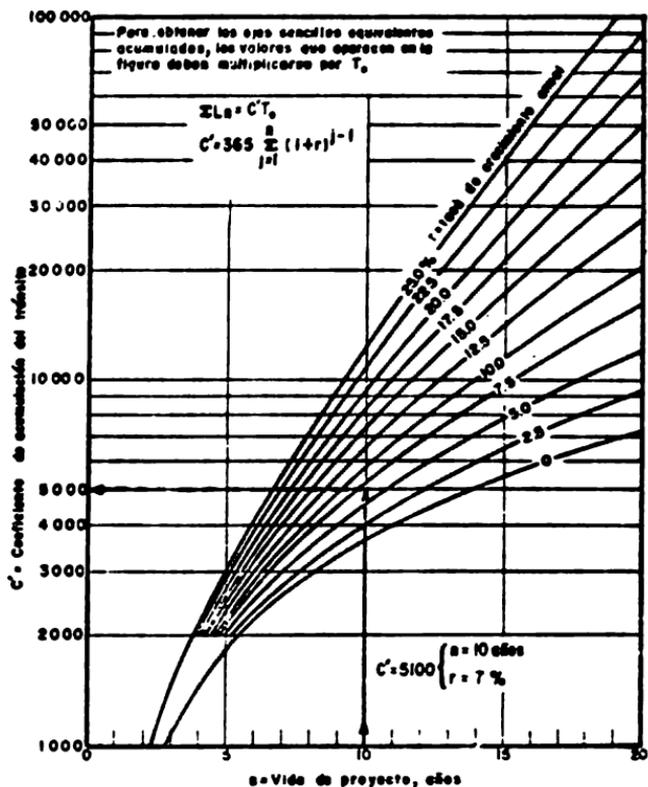
Para nuestro ejemplo y haciendo uso de la gráfica mencionada:

$$C' = 11\ 000$$

que al multiplicarlo por T_0 y T_0' de el tránsito equivalente para las profundidades de $Z = 0$ y $Z = 15$ cm.

$$L_{15}' = C' T_0' = 3.676\ 200 \text{ ejes equivalentes (Z=15 cm)}$$

$$L_{15} = C' T_0 = 19.357\ 800 \text{ ejes equivalentes (Z= 0 cm)}.$$



$\sum L_n$ = Tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 2 Ton.

C' = Coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r .

T_0 = Tránsito medio diario por carril en el primer año de servicio, ejes equivalentes de 0.2 Ton.

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

N_i, N'_i = Promedio diario por carril de vehículo tipo i (cargados o descargados, respectivamente), durante el primer año de servicio.

F_i, F'_i = Coeficiente de daño relativo producido por cada viaje del vehículo i (cargado o descargado, respectivamente), ejes equivalentes de 8.2 Ton.

FIGURA NO 36.- Gráfica para estimar el tránsito equivalente acumulado.

CAPITULO III

PRUEBAS DE RESISTENCIA

Dentro de la tecnología de los pavimentos, se han desarrollado diversas pruebas de resistencia para el proyecto de espesores de los mismos; se tienen las pruebas de placa, triaxiales de Kansas y de Texas, las pruebas del estabilómetro y consolidómetro de Hveem, prueba del valor relativo de soporte del Cuerpo de Ingenieros, etc; de una revisión realizada por técnicos mexicanos, a los estudios efectuados por el Sr Porter y la técnica vigente en el Estado de California, se establecieron las pruebas de Porter Modificadas, llamandole así debido a que solo conservaron de aquella la compactación estática, las dimensiones del molde y la forma de penetración, con las que se obtiene el valor relativo de soporte (V.R.S.) de proyecto, que es el término en español que se ha aceptado para el California Bearing Ratio.

III.1.- PRUEBAS DE PLACA.

Se hacen para valorar la capacidad portante de las estructuras viales, incluyendo las capas de base y carpeta. Se utilizan en la actualidad tanto en pavimentos rígidos como flexibles.

La prueba consiste en cargar una placa circular, en contacto con el suelo por probar, midiendo las deformaciones finales correspondientes a los distintos incrementos de carga utilizados. En aeropistas es frecuente el uso de placas de 76.2 cm de diámetro (30"), pero en carreteras suelen emplearse de 30.5 cm de diámetro (12"). La carga se transmite a las placas con gatos hidráulicos, con reacción dada generalmente con camiones lastreados. Las deformaciones se miden por medio de extensómetros ligados a un puente, cuyo apoyo se coloca lo suficientemente lejos de la placa como para poder considerarlo fijo.

Existen dos tipos de prueba de placa, una de ellas tiene como finalidad valorar la resistencia, medida por el valor de soporte. El valor de soporte corresponde a la carga necesaria para producir una deflexión relativamente permanente de 5.1 mm en el caso de carreteras y de 12.5 mm en el caso de aeropuertos. La otra determina el módulo de reacción, M , por medio de la aplicación de una presión a la capa en estudio, y medir las deformaciones verticales resultantes, producidas en el suelo por la aplicación de la carga; la relación entre la presión aplicada y la deformación vertical promedio que produce en el suelo, se designa como módulo de reacción M , y se expresa en kg/cm^2 . En la figura Nº 37 aparece esquemáticamente el conjunto.

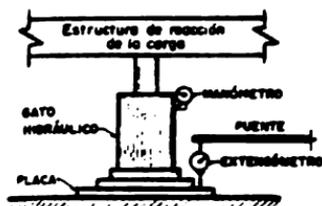


FIGURA Nº 37.- Esquema del dispositivo para la prueba de placa.

III.2.- PRUEBAS TRIAXIALES.

La tecnología de los pavimentos ha desarrollado un conjunto de pruebas de tipo triaxial, en las que están basados diferentes métodos de diseño de pavimentos. Las pruebas se han aplicado a determinar las propiedades de los subrasantes y de las capas del pavimento propiamente dichas, incluyendo en algunos casos a las carpetas. En general, se asemejan a la prueba típica común en la práctica de la Mecánica de Suelos y poco difieren de ella, desde el punto de vista teórico.

1.- PRUEBA TRIAXIAL DE KANSAS.

Este prueba se efectúa en una cámara triaxial, y es la base de todo un método de diseño de pavimentos, en uso en el estado de Kansas (E.U.).

La prueba mide el módulo de deformación de los suelos, definido como la pendiente de la curva esfuerzo - deformación obtenida. Para evitar problemas de representatividad de la muestra, el espécimen utilizado dentro de la cámara triaxial es grande (10 cm de diámetro aprox.). Las condiciones de humedad más desfavorables para la vida del pavimento se reproducen saturando el espécimen, pero se acepta que esta condición puede resultar conservadora en exceso, por lo que se le introduce un factor corrector, n, función de la precipitación pluvial de la zona de construcción.

FACTORES DE CORRECCION PARA LA CONDICION DE SATURACION EN LA PRUEBA TRIAXIAL DE KANSAS.

Factor de corrección	Precipitación pluvial media cm/año
"n"	
0.5	38 - 50
0.6	51 - 63
0.7	64 - 76
0.8	77 - 89
0.9	90 - 101
1.0	102 - 127

El módulo de deformación se determina en la prueba haciendo uso de una gráfica Esfuerzo desviador ($\sigma_v - \sigma_h$) - Deformación y señalando en ella el esfuerzo desviador que se supone actuará en el pavimento real; el módulo de deformación es el secante correspondiente a ese punto.

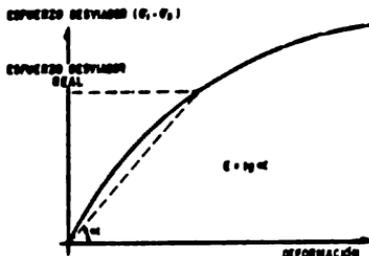


FIGURA NO 38.- Criterio para obtener el módulo de deformación en la prueba triaxial de Kansas.

2.- PRUEBA TRIAXIAL DE TEXAS.

Las autoridades responsables del proyecto y la construcción de carreteras en el estado de Texas, han desarrollado un tipo de prueba triaxial cuyos fines son obtener las envolventes de resistencia de los suelos; dichas envolventes se utilizan en un método específico de diseño desarrollado también en aquel estado de los E.U.A. La cámara triaxial usada es un tubo de acero inoxidable con una membrana de nula; entre la membrana y la cámara se introduce aire a presión para dar el esfuerzo de confinamiento. La cámara es de tamaño relativamente grande (30.5 cm de altura, por 17.2 cm de diámetro interior), con el objeto de poder probar los materiales con abundantes partículas gruesas, que son usuales en la tecnología de pavimentos.

El material se compacta en un molde semejante al Porter estándar, en cuatro capas, empleando un compactador automático mecánico. Después de compactado, se seca al horno a 60 °C durante 8 horas y, es dejado en contacto con una fuente de agua durante 10 días como mínimo o durante un tiempo, en días, numéricamente igual al índice plástico del suelo. Durante este período de absorción capilar, se somete al suelo a una sobrecarga de 0.37 kg/cm² (1 lb/pulg²). De esta manera se suponen reproducidas en el laboratorio las condiciones más desfavorables de la vida del pavimento.

3.- PRUEBAS DE HVEEM.

EL ESTABILOMETRO DE HVEEM.

Es otro dispositivo triaxial que sirve de fundamento a un método espe-

ra hacer variar la presión lateral medida en el manómetro, — desde el valor que se haya registrado en la prueba al aplicar la presión vertical, hasta el valor señalado de 7 kg/cm2.

Existen otros tipos de pruebas especiales, desarrolladas por el Departamento de Carreteras de California, E.U.A., que sirven para aplicar el método de Hvem, de proyectos de espesores de pavimentos flexibles; estas son:

PRESION POR EXUDACION.

Tras compactar a los especímenes, deberá efectuarse la prueba para determinar la presión por exudación, que consiste en medir el esfuerzo de compactación necesario para que el espécimen compactado con una cierta humedad — expulse el agua de moldeo. Para tal fin existe un dispositivo que consta de una base con siete celdas fotoeléctricas y un registrador. El espécimen dentro del molde se coloca sobre la base y se le aplica una carga continuamente incrementada, registrándose como presión de exudación la que hace que el agua expulsada cierre el circuito de por lo menos cinco de las celdas perimetrales. La celda central indica el contacto entre el espécimen y la base del aparato, por lo que deberá registrarse continuamente. El Departamento de Carreteras de California especifica que el valor de estabilidad obtenido en el estabilímetro de Hvem que se utiliza para el cálculo del espesor necesario del pavimento corresponde a un contenido de agua tal, del espécimen, — que de a éste una presión de exudación de 21 kg/cm2 (300 lb/plg2); por este motivo es común medir la presión de exudación en especímenes preparados con contenidos de agua tales que hagan variar este concepto entre 7 y 56 kg/cm2 (100 y 800 lb/plg2).

PRESION DE EXPANSION.

Esta prueba mide la presión que desarrolla, bajo ciertas condiciones, un espécimen de suelo al que se permite absorber agua libre; la prueba se efectúa de tal manera que no se permiten cambios importantes durante ella — en el peso específico del suelo. El dispositivo correspondiente se muestra en la figura Nº 40. Consiste en un puente metálico calibrado de tal manera que es conocida para cada flecha del puente, la presión que se ejerce desde una placa circular de 10.1 cm de diámetro (4"), apoyada sobre el espécimen, la cual presión se transmite al puente por medio de un vástago.

VALOR DEL COHESIMETRO.

El cohesímetro mide la resistencia a la tensión por flexión de un espécimen de suelo (figura Nº 41); se supone que dicho valor está relacionado con la resistencia al esfuerzo cortante que desarrolla el espécimen bajo un confinamiento representativo del que tendrá el pavimento. La prueba se aplica sobre todo a materiales que formarán las capas superiores de la estructura.

El espécimen se coloca dentro de dos mordazas articuladas, una móvil y otra fija; la primera está ligada a una barra (palanca de carga), en cuyo extremo se va ejerciendo una fuerza creciente, hasta la falla de la muestra.

El valor del cohesímetro está dado por la fórmula:

$$C = \frac{w}{D (0.20 H + 0.064 H^2)}$$

en donde: C = Valor del cohesímetro (gr/plg²).

w = Peso de los perdigones en el depósito extremo (gr).

D = Diámetro o ancho del espécimen (plg).

H = Altura del espécimen (plg).

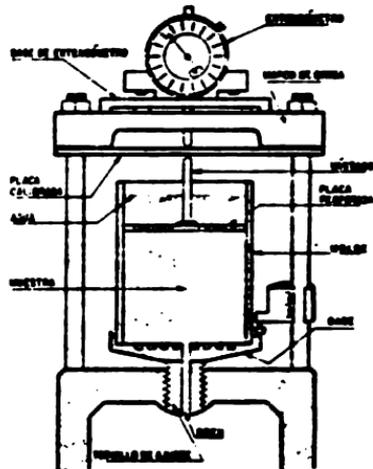


FIGURA NO 40.- Esquema del expansiómetro de Hvem.

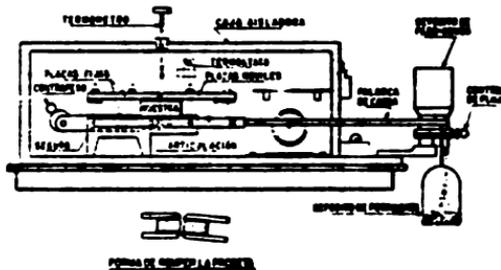


FIGURA NO 41.- Esquema del cohesímetro de Hvem.

III.3.- PRUEBA DE VALOR RELATIVO DE SOPORTE DEL CUERPO DE INGENIEROS DEL EJERCITO DE ESTADOS UNIDOS.

La prueba consiste en elaborar 3 grupos de especímenes de 15.24 cm de diámetro (6") y 17.8 cm (7") de altura, por medio de compactación dinámica, la cual es proporcionada por impactos de un pistón de 4.54 kg (10 lb) de peso y una altura de caída de 45.8 cm (18").

Cada grupo de especímenes es compactado con diferente energía; según se muestra en el siguiente cuadro:

GRUPO NO	ENERGIA DE COMPACTACION	NO DE GOLPES POR CAPA	NO DE CAPAS
I	17.61 kg-cm/cm ³	55	5
II	8.00	25	5
III	3.20	10	5

Cada grupo consta de 4 especímenes, pero en la práctica es común elaborar 5, lo que quiere decir que para la prueba son necesarios de 12 a 15 especímenes.

El método de prueba contempla que, después de compactados los especímenes, se saturan hasta su máxima expansión, para lo cual es necesario un tiempo que varía de 3 a 4 días. Posteriormente se lleva a cabo la prueba de penetración por medio de un pistón de 4.9 cm de diámetro, obteniendo lecturas de carga a 0.063, 0.127, 0.190, 0.250, 0.510, 0.760, 1.020 y 1.270 cm de deformación.

A continuación se calcula la presión aplicada para cada una de las deformaciones y se dibuja la curva esfuerzos - penetración. Para obtener las presiones reales de penetración a partir de los datos de la prueba, el punto cero de la curva se ajusta para corregir las irregularidades de la superficie, que afectan la forma inicial de la curva.

De la curva esfuerzos - deformación, se determinan los valores de presión corregidos para 0.25 y 0.51 cm de penetración a partir de los cuales se obtienen los valores de V.R.S. dividiendo estas presiones entre las estándares de 70 y 105 kg/cm² respectivamente. Se multiplica cada relación por 100 para obtener la relación en porcentaje. Por lo general el V.R.S. se selecciona para 0.25 cm de penetración. Si el V.R.S. para 0.51 cm de penetración es mayor que el correspondiente al anterior deberá reetirse la prueba. Si la prueba de comprobación de resultados similares, deberá usarse el V.R.S. para 0.51 cm.

Los resultados de una prueba completa para la determinación del V.R.S. se vacían en una combinación de 3 gráficas (figuras Nos 42, 43 y 44), en la figura NO 42 aparecen gráficas de peso específico - humedad de prueba, resultado de las pruebas de compactación que se realizaron para fabricar los especímenes en que se efectuaron las pruebas de V.R.S.; en la figura NO 43 aparecen gráficas de V.R.S. corregido - humedad de prueba, resultado de los mismos especímenes a que se refiere la figura NO 42; nótese que el V.R.S. no es una característica constante del suelo, sino circunstancial y es función del contenido de agua y la condición de compactación (energía y método de compactación). Existe un V.R.S. máximo, que corresponde a una humedad relativamente cercana a la óptima de compactación. Obsérvese también que para los suelos con contenido de agua alto, el V.R.S. del suelo compactado con -

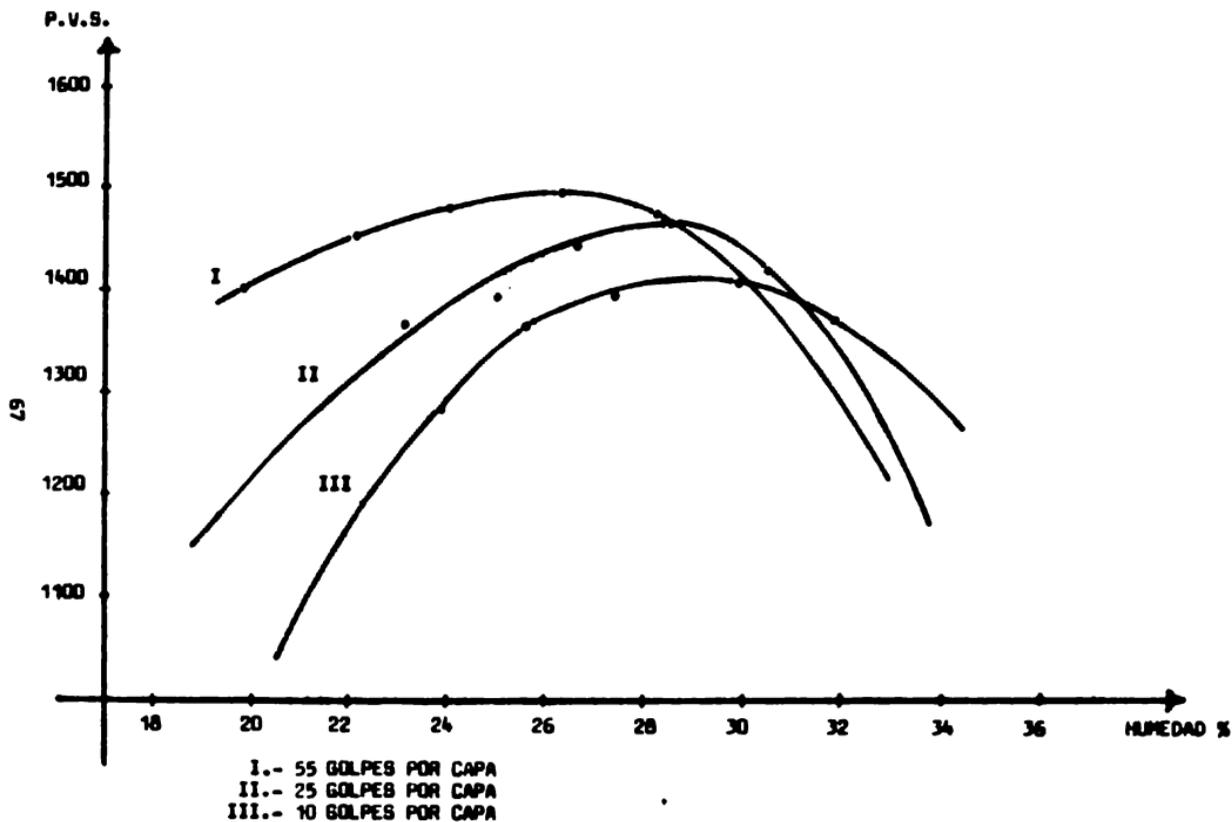


FIGURA NO 42.- Gráfico P.V.S. - HUMEDAD DE PRUEBA.

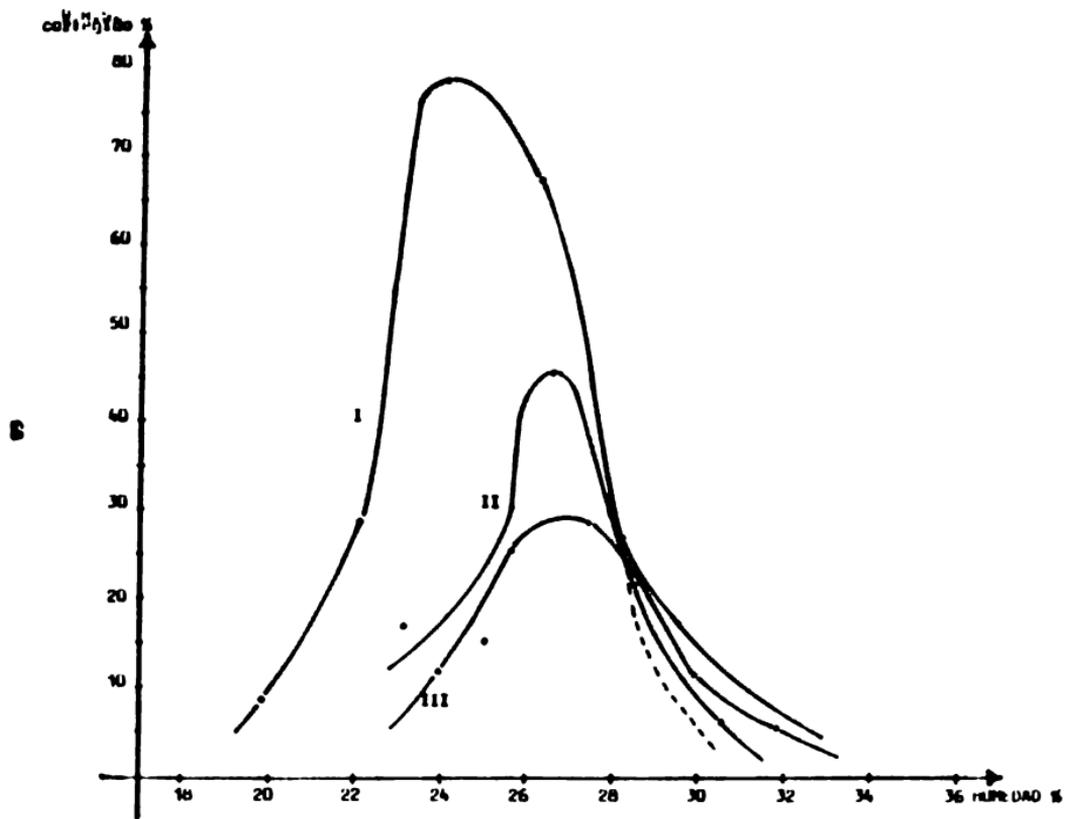


FIGURA NO 41.- Gráfica V.H.S. - HUMEDAD DE MARUBA.

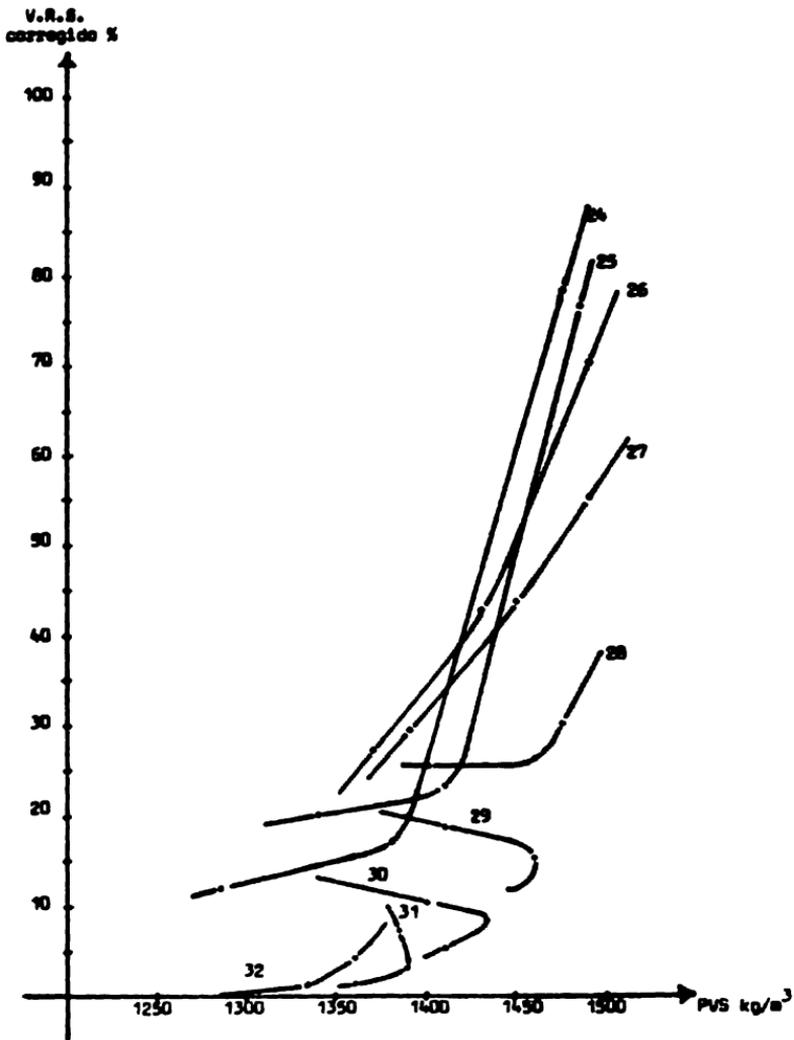


FIGURA NO 44.- Gráfica V.R.S. - P.V.S. - HUMEDAD.

mayor energía específica puede ser menor que el que se obtiene usando una energía menor, tendiéndose a obtener valores de V.R.S. semejantes, independientemente de la energía empleada; sin embargo, el máximo V.R.S. obtenido si es mayor cuanto mayor sea la energía específica con que se haya compactado el espécimen.

En la figura Nº 44, se muestra una gráfica que se obtiene de las dos anteriores, y de la cual pueden extraerse conclusiones de valor práctico y que sirve para elegir el V.R.S. de diseño según recomienda el Cuerpo de Ingenieros. Se dibujan los valores del V.R.S. corregido contra los pesos específicos secos, obteniéndose curvas para diferente humedad de compactación, por ejemplo, en la figura la curva marcada con el Nº 24 corresponde a una humedad de 24 %. En la figura Nº 42 pueden obtenerse los 3 pesos específicos que en el caso tratado correspondieron a la humedad de 24 %, con las 3 diferentes energías de compactación usadas; en la figura Nº 43 pueden determinarse los valores del V.R.S. corregido en esos 3 casos, se tienen así 3 pesos específicos y 3 valores del V.R.S., obtenidos en 3 especímenes compactados con 24 % de humedad, usando las 3 energías específicas que se hayan mencionado. Con esos 3 pares de valores se construye la curva para un contenido de humedad del 24 % de la figura Nº 44. En la gráfica mencionada, se ve que a mayor peso volumétrico corresponde un mayor valor de V.R.S. y viceversa. Lo anterior proporciona un conocimiento completo del comportamiento de los materiales al ser compactados con diferentes energías y contenidos de humedad.

Para la obtención del V.R.S. de diseño, el Cuerpo de Ingenieros recomienda, se suponga un rango de humedades con las que se va a trabajar, así como también uno del porcentaje del P.V.S.H. que se desea obtener en el campo; intervalos que aplicados a las gráficas Nos. 42 y 44, nos determinan un intervalo, dentro del cual puede variar el valor de V.R.S., quedando finalmente a criterio del proyectista la elección del mismo.

Con gráficas semejantes a las mencionadas, el proyectista podrá elegir un valor del V.R.S. de diseño, acotar el peso específico que ha de exigirse en el campo y tener un criterio respecto a la gravedad de un error en el control de la humedad de campo.

Cabe hacer mención que las gráficas de las figuras Nos. 42, 43 y 44 corresponden a un material limo-arenoso (MS).

Se anexan 3 gráficas (figuras Nos. 45, 46 y 47), las cuales corresponden a otra prueba de V.R.S. Cuerpo de Ingenieros, la cual fué efectuada a un material arcilloso de baja compresibilidad (CL).

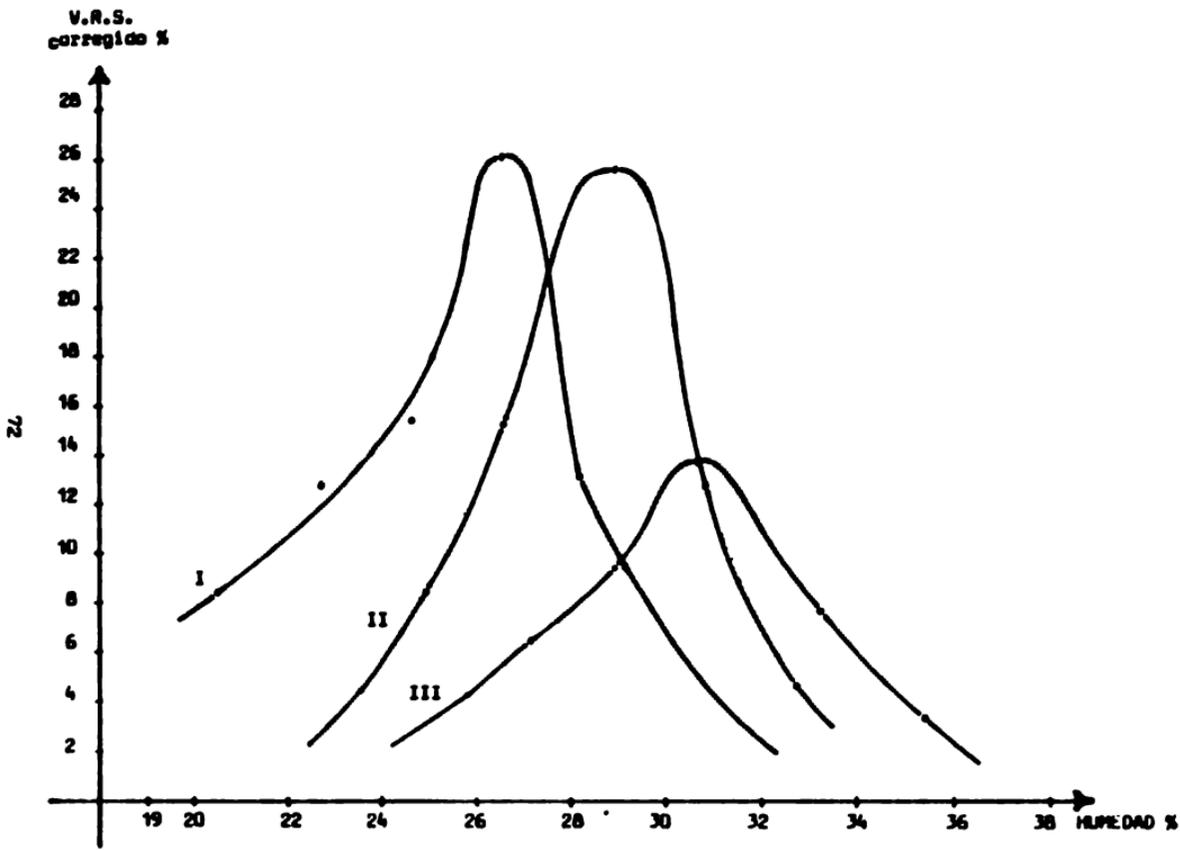


FIGURA NO 46.- Gráfico V.R.S. - HUMEDAD DE PRUEBA.

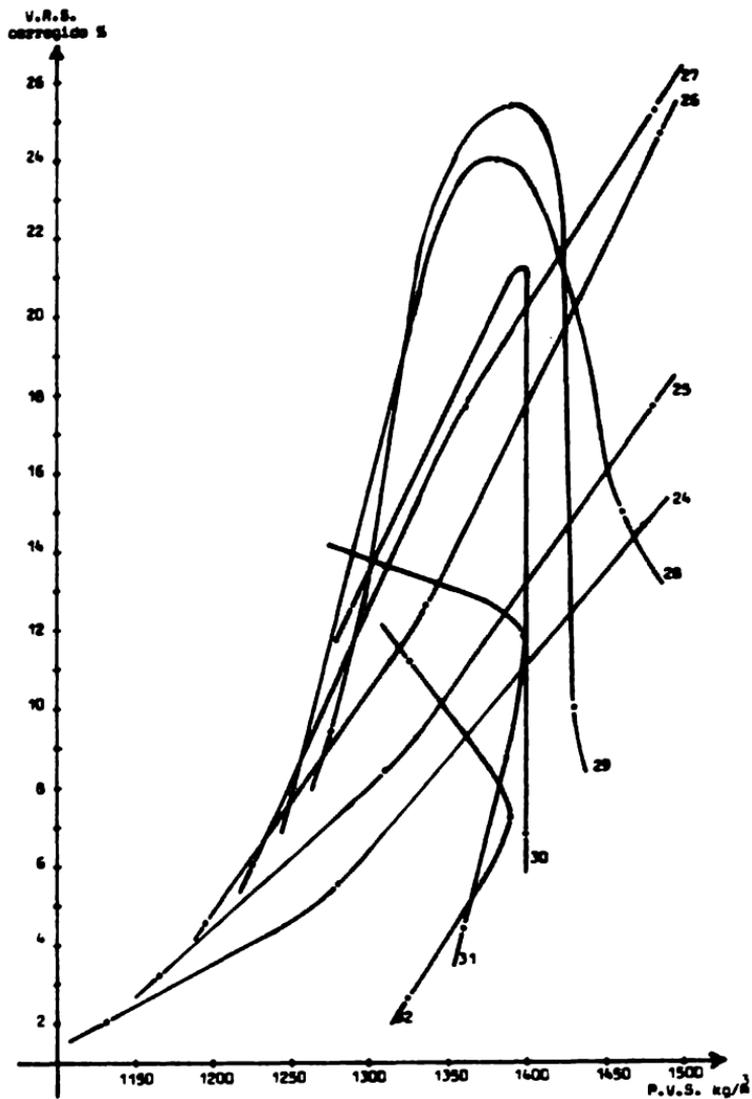


FIGURA NO 42- Gráfico V.R.S. - P.V.S. - HUMEDAD.

III.4.- PRUEBA DE PORTER MODIFICADA.

Como ya se dijo anteriormente, esta prueba, es el resultado de una revisión efectuada por técnicos mexicanos, a los estudios realizados por el Sr Porter y la técnica vigente en el estado de California.

La prueba de Porter Modificada se lleva a cabo en especímenes que se compactan estáticamente (figura N° 48), a diferentes pesos volumétricos y humedades, de tal manera que el proyectista pueda hacer los especímenes que crea necesarios para conocer el comportamiento del suelo que está estudiando, incluyendo el de las condiciones críticas que se presentan en la realidad.

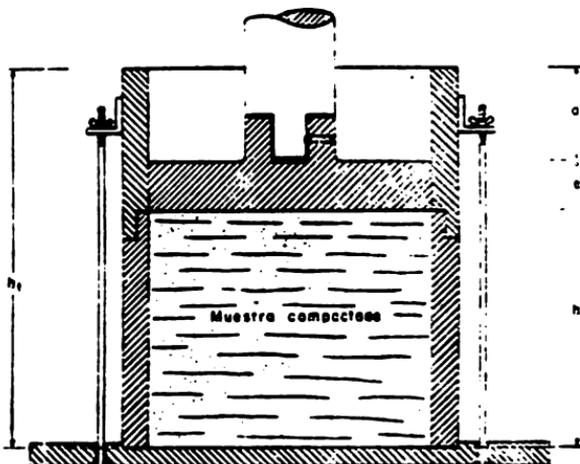


FIGURA N° 48.- Corte de la muestra compactada en el molde de prueba.

La S.A.M.O.P. presenta en sus especificaciones, dos variantes a esta prueba como guía para sus proyectistas; puede aceptarse que las combinaciones marcadas, de acuerdo con las condiciones climatológicas y de drenaje para las cuales están señaladas, han dado buenos resultados.

En la variante 1, se señala que las pruebas se efectúen a diferentes pesos específicos pero contenido de humedad constante e igual a la óptima.

Este tipo de pruebas, se realizan a materiales que formarán parte de -

la estructura de un camino en zonas de muy baja precipitación o muy bien drenadas.

En la variante 2, se indica que los especímenes se elaboran de la siguiente manera:

- a) Con 100 % del P.V.S.M. y humedad óptima.
- b) Con 95 % del P.V.S.M. y humedad óptima más el 1.5 %.
- c) Con 90 % del P.V.S.M. y humedad óptima más el 3.0 %.

En forma general, en lo que se refiere a esta variante, si el drenaje es aceptable y la precipitación baja, se emplearán los datos del inciso a); para drenajes y precipitaciones regulares, el proyecto se basará en los V.R.S. obtenidos del inciso b); para zonas de drenaje malo o dudoso y precipitación alta los datos del inciso c); en ocasiones, cuando se tienen mediciones de mala calidad o si la precipitación es muy alta, los datos del inciso c) se comparan con los resultados de la prueba Porter estándar, el menor V.R.S. de estas dos pruebas se elige para proyecto.

Las humedades que se indican para la elaboración de los especímenes, son las que en promedio se encontraron al estudiar las humedades de equilibrio tanto en especímenes saturados como en determinaciones de campo y fueron reportaron en la ponencia mexicana al V Congreso Panamericano de Carreteras, efectuado en Lima Perú, en 1951, denominado "Influencia de la humedad y tipo de compactación en las resistencias a la penetración para obtener el Valor Relativo de Soporte (C&R)", presentado por los ingenieros Rodrigo Pezón Llaca, Juan Oropeza C y Luis Guzmán G, cuando la técnica mexicana entre los primeros en tomar en cuenta la humedad de equilibrio para el proyecto de pavimentos.

En una forma general, las conclusiones de los estudios efectuados son las siguientes:

a) A no ser que el suelo vaya a estar sujeto en el camino a un total entrecaminamiento, que lo coloque en condiciones semejantes a las que se tienen en la saturación por inmersión, se justifica sustituir dicha saturación por la incorporación previa de una humedad que corresponde a las condiciones reales en que vaya a encontrarse el suelo en el lugar, y determinar en este estado el Valor Relativo de Soporte del suelo.

b) Para compactaciones iguales o menores de 90 % de la estándar de Proctor, no es necesario hacer la determinación del valor relativo de soporte en especímenes con humedades que excedan de la óptima más tres unidades, a pesar de que el suelo vaya a estar sujeto a condiciones desfavorables por el mal drenaje; lo anterior es debido a que en la investigación a que se hace referencia, se encontró que a humedades mayores de la óptima más 3.0 %, los valores de V.R.S. tienden a ser iguales, esto es, que la curva de humedad, tiende a ser asintótica al eje de las humedades.

Para conocer las humedades correspondientes a cada uno de los pesos volumétricos secos, a los cuales va a hacerse la penetración, es necesario verificar previamente en el caso de los suelos finos, la prueba Proctor de 3 golpes y en el caso de los suelos con agregado grueso, la prueba de Porter estándar con el objeto de conocer el peso volumétrico seco máximo P.V.S.M. y la humedad óptima w_o .

Estando el material ya compactado, inmediatamente se colocan sobre el espécimen las placas de carga con orificio central y se procede a hacer la

prueba de penetración; cuyo procedimiento y cálculo del V.R.S. es como se indicó en la prueba de Porter estándar.

III.5.- PRUEBA DIRECTA DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE.

Esta prueba se aplica únicamente al caso de suelos que se encuentran formando parte de las terracerías o del terreno natural, y cuya estructura no vea a ser alterada por compactación, si se considera que al tiempo de hacer la prueba contienen ya la mayor humedad que son susceptibles de adquirir de acuerdo con las condiciones legales de drenaje y precipitación pluvial. Este es el caso de suelos que constituyen un camino que tiene ya algún tiempo de construido.

La prueba tiene como objetivo determinar el Valor Relativo de Soporte, por medio de la realización de la prueba de penetración, directamente sobre el suelo en estudio. Dicha penetración se efectúa con un pistón cilíndrico de 4.9 cm de diámetro, al cual se le transmiten cargas por medio de un gato hidráulico con reacción dada por un camión lestrado. Se registran las cargas correspondientes a cada una de las siguientes penetraciones: 2.54, 5.08, 7.62, 10.16 y 12.70 mm.

El cálculo del V.R.S. es como se indicó en la prueba de Porter estándar y corresponde al peso volumétrico y a la humedad que tiene el suelo en el lugar, sabiendo determinarse estos últimos valores en el terreno, en el sitio inmediato a aquel en que se hizo la prueba de penetración.

MÉTODOS DE DISEÑO DE ESPESORES

LA ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS, YA SEAN FLEXIBLES O RIGIDOS, SE LLEVA A CABO MEDIANTE EL CALCULO DE LOS ESPESORES DE LAS CAPAS QUE LOS CONSTITUIRAN, PARA ESTO, LOS DIFERENTES METODOS PROPORCIONAN NOMOGRAMAS, TOTAL O PARCIALMENTE EMPIRICOS. ESTOS NOMOGRAMAS ESTAN CONSTRUIDOS CON BASE EN CONSIDERACIONES DE TIPO TEORICO, EN UNA DETERMINADA PRUEBA DE RESISTENCIA Y EN CORRELACIONES DE CAMPO; POR LO QUE CON EL PASO DEL TIEMPO HAN SUFRIDO MODIFICACIONES, YA QUE LAS CARGAS DE TRANSITO SON CADA VEZ MAYORES Y POR LO TANTO LOS PAVIMENTOS SE COMPORTAN DE DIFERENTE FORMA.

LO ANTERIOR INDICA QUE LOS METODOS DE DISEÑO, EN LA PRACTICA MUNDIAL, SE BASAN PREVIAMENTE EN UNA PRUEBA DE RESISTENCIA, CUYOS RESULTADOS SE CORRELACIONAN CON EL COMPORTAMIENTO REAL DE LA ESTRUCTURA EN EL CAMPO Y ASI LLEGAR A LA ELABORACION DE LAS GRAFICAS DE DISEÑO.

CAPITULO IV

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

El método se basa en una generalización teórica de los datos experimentales obtenidos en la pista circular del propio Instituto de Ingeniería y en los tramos experimentales construidos en Izucar de Matamoros Puebla y en Salinas S.L.F.

Se parte de la hipótesis de que la carretera más económica es aquella que tiene una resistencia relativa uniforme en todas sus capas y llega a la falla funcional cuando ha soportado el número acumulado de aplicaciones de carga equivalente (ΣL) especificados para la vida de proyecto del camino. Si la resistencia relativa no es uniforme en las diferentes capas de la estructura, se supone que la capa de resistencia mínima determina la vida de servicio de la carretera.

Se emplean los conceptos de capacidad de carga en suelos cohesivos, de Terzaghi, y la teoría de distribución de esfuerzos verticales (q_z) de Boussinesq, deducida para una placa esférica, circular, flexible, apoyada uniformemente en la superficie de un medio elástico, homogéneo e isotrópico, por su aplicación en el caso particular de una estructura de capas múltiples y resistencia relativa uniforme, sujeto a cargas repetidas de un eje sencillo equivalente cuyo peso estático es, por definición, 8.2 ton (18 Mips) y el que tiene un coeficiente de impacto (I) constante. Además se supone que el valor relativo de soporte en el lugar (URS) es un buen indicador de la capacidad de carga de las diferentes capas.

IV.1.- GRAFICAS DE DISEÑO.

Las gráficas de diseño que se presentan en este método están limitadas al caso típico de las estructuras empleadas en México, donde el espesor de las carpetas de concreto asfáltico rara vez excede de 7.5 cm y las bases y capas de la carretera están constituidas por materiales granulares y suelos finos estabilizados mecánicamente a través de compactación. En el caso de carpetas asfálticas muy gruesas, varían las hipótesis de diseño y deberían tomarse en cuenta los esfuerzos radiales que pueden producir fallas por fatiga a la tensión en el concreto asfáltico. De manera semejante, en el caso de bases y sub-bases estabilizadas con asfalto, cal o cemento, se requiere realizar una investigación complementaria.

DESCRIPCION DE LAS GRAFICAS.

Figure No 49.- Gráfica para estimar coeficientes de daño por tránsito, con relación al eje sencillo equivalente de 8.2 ton (18 Mips, $p = 5.8 \text{ kg/cm}^2$, $s = 15 \text{ cm}$).

Figure No 50.- Coeficientes de daño por tránsito para vehículos típicos.

Figure No 51.- Gráfica para estimar el tránsito equivalente acumulado.

Figure No 52.- Tabla para el cálculo del tránsito acumulado en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton.

Figura NO 53.- Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Nivel de rechazo 2.5, en escala 0 - 5 de índice de servicio actual. Condiciones normales. (Gráfica general que destaca el concepto de resistencia relativa uniforme; presenta el perfil de valores relativos de soporte (VRS) requeridos a cualquier profundidad (Z), en función del tránsito equivalente acumulado en la vida de proyecto, ΣL).

Figura NO 54.- Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Nivel de rechazo 2.5, en escala 0 - 5 de índice de servicio actual. Condiciones normales. (Gráfica simplificada, útil para diseño rutinario, equivalente a la porción amplificada de la mostrada en la figura NO 53).

Figura NO 55.- Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Nivel de rechazo 2.0 - 2.5 en la escala de índice de servicio actual (0 - 5). Aplicable a caminos secundarios en condiciones favorables. (Gráfica general equivalente a la mostrada en la figura NO 53, pero con menor coeficiente de seguridad e la falla funcional).

Figura NO 56.- Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible. Nivel de rechazo 2.0 - 2.5 en la escala de índice de servicio actual. Aplicable a caminos secundarios en condiciones favorables. (Gráfica simplificada, útil para diseño rutinario, equivalente a la porción amplificada de la mostrada en la figura NO 55).

IV.2.- CONDICIONES CLIMATICAS.

Las consideraciones climáticas y regionales influyen notablemente en el comportamiento del pavimento. Para el caso de México, donde no se presenta en forma notable el problema de congelación y deshielo, el factor más importante es el contenido de agua de equilibrio, o el contenido de agua más desfavorable cuando las variaciones estacionales sean de importancia o haya problemas durante la construcción.

La resistencia del suelo utilizada en el diseño debe estimarse como la correspondiente a la humedad más desfavorable que se prevea para la capa subsiguiente, una vez que el camino esté abierto al tránsito. Para lograr una experiencia adecuada en la estimación de las condiciones de contenido de agua de equilibrio, se considera necesario realizar una zonificación de acuerdo con las características del país.

El Instituto de Ingeniería recomienda utilizar el sistema KOPPEN GEI - GER, figura NO 57, subdividiendo la República en tres grandes zonas, A, B y C, que corresponden a los climas representativos del país. A su vez, cada una de las zonas puede subdividirse para tomar en cuenta condiciones particulares en aquellos casos en que se juzgue conveniente realizarlo.

IV.3.- PRUEBAS DE RESISTENCIA.

Debe insistirse que las gráficas se han desarrollado con base en el valor relativo de soporte más desfavorable esperado en el lugar (VRS), por lo cual debe elegirse un grado de confianza compatible con la importancia de la carretera. Por tanto, la fidelidad del método dependerá de la precisión con que puedan estimarse los valores relativos de soporte críticos.

Al iniciarse los estudios sobre pavimentos, uno de los puntos más importantes que se analizó fue el método de prueba a seguir. Se decidió conser

var la técnica de valor relativo de soporte de California (CBR o VRS) refiriéndola directamente al valor más desfavorable estimado a través de pruebas de campo.

Algunas de las razones que fundamentaron la decisión son:

A) La prueba de VRS de campo es un indicador de resistencia última que es susceptible de análisis teórico, con limitaciones semejantes a las pruebas triaxiales o de placa en cuanto a su aplicación práctica.

B) El método CBR es el de mayor difusión en el mundo y en muchos casos se ha utilizado con mayor éxito que los otros sistemas, sobre todo para la evaluación de la resistencia de capas delgadas.

C) La S.A.H.G.P. tiene amplia experiencia en su aplicación.

D) El equipo es barato y puede emplearse fácilmente en el campo.

El Instituto de Ingeniería opina que el procedimiento más conveniente para valorar en el laboratorio el valor relativo de soporte VRS de campo, es el desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de E.U.A., recomendando a la vez, el empleo de las mismas gráficas de diseño.

IV.4.- VARIABLES DE DISEÑO.

En el criterio de diseño que se presenta, el número de variables que intervienen en él, es muy alto, según se describe a continuación:

A) Coeficientes de daño estructural por eje o por vehículo, ya sean cargados o vacíos. Para la asignación de coeficientes de daño a vehículos típicos, se toman en cuenta estudios de origen y destino realizados por la S.A.H.G.P.

B) Composición del tránsito, tomando en cuenta tipo y peso de vehículos.

C) Vida de proyecto de la carretera.

D) Tasa de crecimiento anual del tránsito.

E) Factores de equivalencia estructural (e_1 y e_2) para el caso de carpetas asfálticas y bases estabilizadas con asfalto u otros materiales orgánicos y cemento. La determinación experimental de estos factores están en un caso, pero provisionalmente podrían emplearse valores provenientes de la prueba AASHC.

F) Valor relativo de soporte mínimo requerido para cada una de las diferentes capas.

G) Coeficiente de variación del VRS en el campo para cada una de las diferentes capas.

H) Nivel de confianza establecido para el análisis del VRS, para cada una de las diferentes capas.

I) Dos gráficas de diseño de espesores (Figuras No. 53 y 55) con diferente coeficiente de seguridad a la falla funcional de la carretera.

IV.5.- PROCEDIMIENTO DE DISEÑO.

1.- Estudio del tránsito de vehículos, en el cual se determina:

A) Tránsito medio diario en el primer año de servicio para el carril - de diseño, en ejes equivalentes de 8.2 ton (T_0); este valor se determina haciendo uso de los coeficientes de daño para cada tipo de vehículo (gráfica de la figura Nº 50).

B) Tránsito equivalente acumulado (ΣLn); se determina haciendo uso de la siguiente fórmula:

$$\Sigma Ln = C \times T_0 \quad \text{--- (1)}$$

donde: ΣLn = Tránsito equivalente acumulado durante "n" años de servicio, y tasa de crecimiento r, en ejes equivalentes de 8.2 ton.

C = Coeficiente de acumulación de tránsito para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r, que se puede obtener mediante la ecuación 2.

T_0 = Tránsito medio diario en el primer año de servicio para el carril de diseño, en ejes equivalentes de 8.2 ton.

$$C = 365 \frac{1 - r^n}{1 - r} (1 + r)^{j-1} \quad \text{--- (2)}$$

Cuya solución gráfica aparece en la figura Nº 55.

El estudio del tránsito se vió a detalle en el ejemplo realizado al final del capítulo II.

2.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CARRETERA.

A) Se elige la gráfica para el diseño estructural, de acuerdo a la importancia y nivel de rechazo de la carretera en proyecto.

B) Haciendo uso de los datos de tránsito acumulado, se dibuja sobre la gráfica, una curva de igual resistencia relativa.

C) A continuación se procede a determinar los espesores de las capas de la estructura del camino, que en este caso corresponden a la capa subbase, sub-base, base y carpeta. Para ello se utilizan en primer término, la curva de igual resistencia relativa y las propiedades de resistencia de cada uno de los materiales que constituirán dichas capas. Para determinar esta resistencia es necesario efectuar pruebas físicas ya sea en el laboratorio o en el campo, utilizando los bancos con que se construya la obra (Método del Cuerpo de Ingenieros ó VRS de lugar).

Una vez determinados los valores de CBR en los diferentes materiales, se procede a calcular el CBR crítico correspondiente a cada capa, mediante el empleo de la ecuación 3.

$$CBR_c = CBR (1 - 0.5V) \quad \text{--- (3)}$$

en donde: CBR_c = Valor crítico del CBR para fines de diseño.

CBR = Valor medio en cada material.

C = Factor que depende del nivel de confianza.

V = Coeficiente de variación de los valores de prueba.

Así obtenemos el CBR_c para los materiales de terreno natural, subbase, sub-base y base.

Con los datos de resistencia de los materiales y la gráfica de diseño-elección, se obtienen los diferentes espesores de la carretera mediante el procedimiento que a continuación se indica:

El espesor total de material equivalente que deberá colocarse sobre el terreno natural, se determina dibujando una línea vertical partiendo del punto cuyo CBR sea el correspondiente al del terreno natural T.N. hasta interceptar la curva de igual resistencia en un punto, denominado punto crítico, que proyectado en el eje de las ordenadas (Z) proporciona el espesor total. El espesor de la capa subrasante es igual a la distancia vertical entre los puntos críticos correspondientes a los valores de CBR del T.N. y C_{p} de subrasante, en forma similar se obtiene el espesor de la capa de sub-base.

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

$$\text{Esp. total} - (\text{Esp. S.R.} + \text{Esp. S.B.}) = \text{Esp. B.} + \text{Esp. Carpeta}$$

Que de acuerdo con la ecuación estructural de espesores siguiente:

$$Z = \sum A_i D_i, \text{ se tiene}$$

$$Z = (\text{Esp. B.} + \text{Esp. Carpeta}) = A_1 D_1 + A_2 D_2$$

en donde: D_1 = Espesor de la carpeta asfáltica, cm (real).

D_2 = Espesor de la base, cm (real).

A_1 y A_2 = Coeficiente de equivalencia de espesor real a grave equivalente.

A_1 = 2 para concreto asfáltico.

A_2 = 1 para base hidráulica.

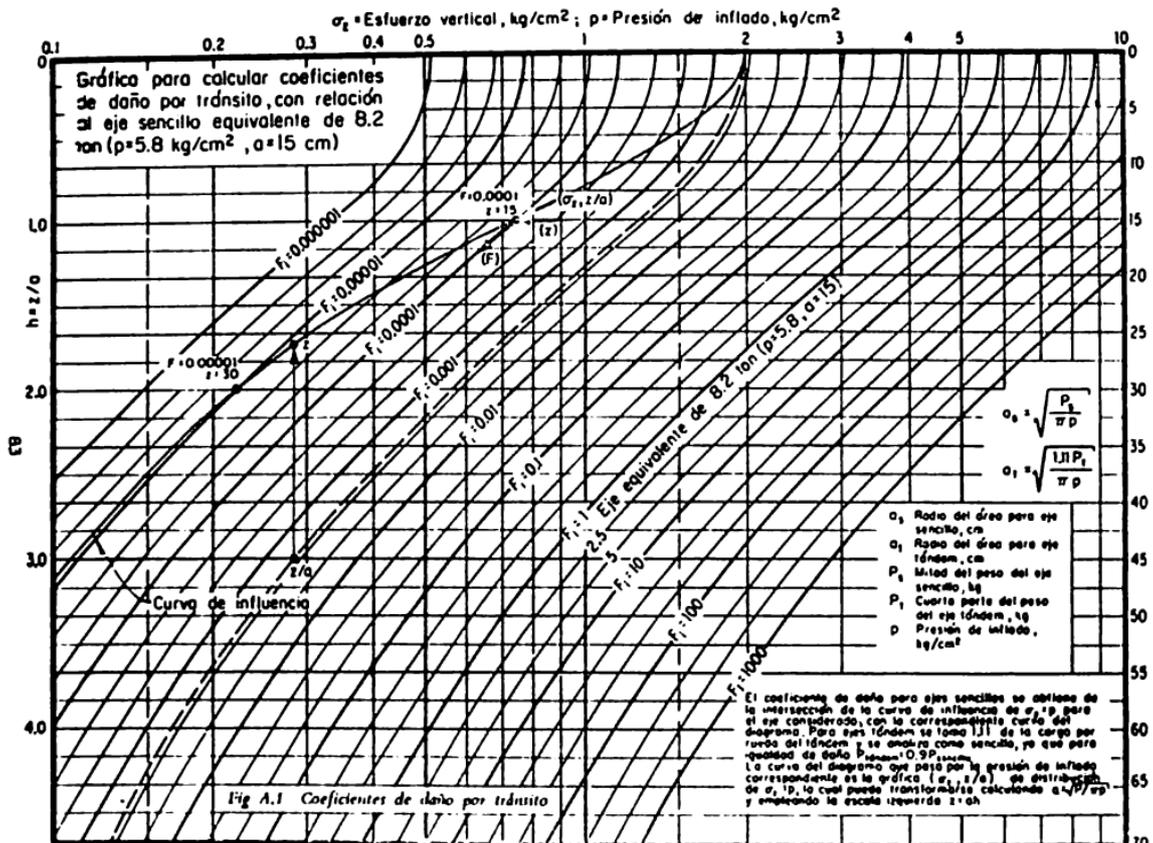
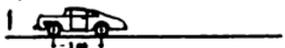


FIGURA NO 49.

NOTA

K_1 = Coeficiente de equivalencia para el vehículo vacío
 K_2 = Coeficiente de equivalencia para el vehículo cargado

A_p



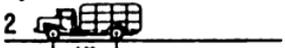
1

Categoría	Dimensiones		P ₁
	Prom. (m)	P ₂	
1	1.0	0.8	1.0
2	1.0	0.8	1.0
3	-	-	-
4	2.0	1.8	-

Coeficientes de dato			
Carga F			
z=0	z=1	z=2	z=3
0.001	0.002	0.003	0.004
0.002	0.004	0.006	0.008
0.004	0.008	0.012	0.016
0.008	0.016	0.024	0.032

Coeficientes de dato			
Tram. F'			
z=0	z=1	z=2	z=3
0.002	0.004	0.006	0.008
0.004	0.008	0.012	0.016
0.008	0.016	0.024	0.032
0.016	0.032	0.048	0.064

A_c



2

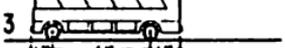
CARGA = 3 ton

Categoría	Dimensiones		P ₁
	Prom. (m)	P ₂	
1	1.0	1.2	4.2
2	3.2	1.2	4.2
3	-	-	-
4	4.2	3.0	-

Coeficientes de dato			
Carga F			
z=0	z=1	z=2	z=3
0.13	0.082	0.051	0.030
0.17	0.040	0.019	0.010
0.21	0.042	0.011	0.006
0.24	0.042	0.011	0.006

Coeficientes de dato			
Tram. F'			
z=0	z=1	z=2	z=3
0.17	0.074	0.036	0.020
0.17	0.030	0.015	0.008
0.24	0.023	0.010	0.006
0.24	0.023	0.010	0.006

B



3

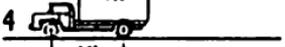
20 PASAJEROS

Categoría	Dimensiones		P ₁
	Prom. (m)	P ₂	
1	4.2	3.0	3.0
2	6.2	3.0	3.0
3	-	-	-
4	12.2	6.0	-

Coeficientes de dato			
Carga F			
z=0	z=1	z=2	z=3
1.0	0.150	0.100	0.050
1.0	0.060	0.030	0.010
1.0	0.060	0.030	0.010
1.0	0.060	0.030	0.010

Coeficientes de dato			
Tram. F'			
z=0	z=1	z=2	z=3
1.0	0.040	0.022	0.011
1.0	0.020	0.010	0.005
1.0	0.020	0.010	0.005
1.0	0.020	0.010	0.005

C₂



4

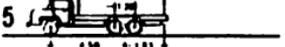
CARGA = 5 ton

Categoría	Dimensiones		P ₁
	Prom. (m)	P ₂	
1	2.5	3.2	3.0
2	6.0	3.2	3.0
3	-	-	-
4	9.2	4.2	-

Coeficientes de dato			
Carga F			
z=0	z=1	z=2	z=3
0.60	0.052	0.030	0.012
0.60	0.040	0.040	0.040
0.60	0.042	0.042	0.042
0.60	0.042	0.042	0.042

Coeficientes de dato			
Tram. F'			
z=0	z=1	z=2	z=3
0.60	0.030	0.015	0.008
0.60	0.023	0.010	0.005
0.60	0.027	0.010	0.005
0.60	0.027	0.010	0.005

C₃



5

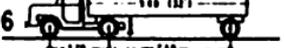
CARGA = 7 ton

Categoría	Dimensiones		P ₁
	Prom. (m)	P ₂	
1	2.6	3.2	3.0
2	6.0	3.2	3.0
3	-	-	-
4	9.6	4.2	-

Coeficientes de dato			
Carga F			
z=0	z=1	z=2	z=3
0.60	0.022	0.010	0.005
0.60	0.010	0.010	0.010
0.60	0.012	0.012	0.012
0.60	0.012	0.012	0.012

Coeficientes de dato			
Tram. F'			
z=0	z=1	z=2	z=3
0.60	0.010	0.004	0.002
0.60	0.005	0.005	0.005
0.60	0.005	0.005	0.005
0.60	0.005	0.005	0.005

T₂-S₁



6

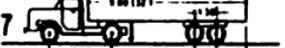
CARGA = 9.7 ton

Categoría	Dimensiones		P ₁
	Prom. (m)	P ₂	
1	3.0	3.2	3.0
2	6.0	3.2	3.0
3	7.0	3.0	3.0
4	10.0	9.2	-

Coeficientes de dato			
Carga F			
z=0	z=1	z=2	z=3
1.0	0.040	0.015	0.007
1.0	0.010	0.010	0.010
1.0	0.010	0.010	0.010
1.0	0.010	0.010	0.010

Coeficientes de dato			
Tram. F'			
z=0	z=1	z=2	z=3
1.0	0.020	0.005	0.002
1.0	0.010	0.010	0.010
1.0	0.010	0.010	0.010
1.0	0.010	0.010	0.010

T₂-S₂



7

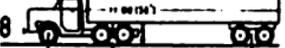
CARGA = 13 ton

Categoría	Dimensiones		P ₁
	Prom. (m)	P ₂	
1	4.0	3.2	3.0
2	7.0	4.0	3.0
3	12.1	3.0	3.0
4	14.0	11.2	-

Coeficientes de dato			
Carga F			
z=0	z=1	z=2	z=3
1.0	0.120	0.040	0.020
1.0	0.020	0.020	0.020
1.0	0.040	0.040	0.040
1.0	0.040	0.040	0.040

Coeficientes de dato			
Tram. F'			
z=0	z=1	z=2	z=3
1.0	0.020	0.010	0.005
1.0	0.010	0.010	0.010
1.0	0.010	0.010	0.010
1.0	0.010	0.010	0.010

T₃-S₂



8

CARGA = 16.0 ton

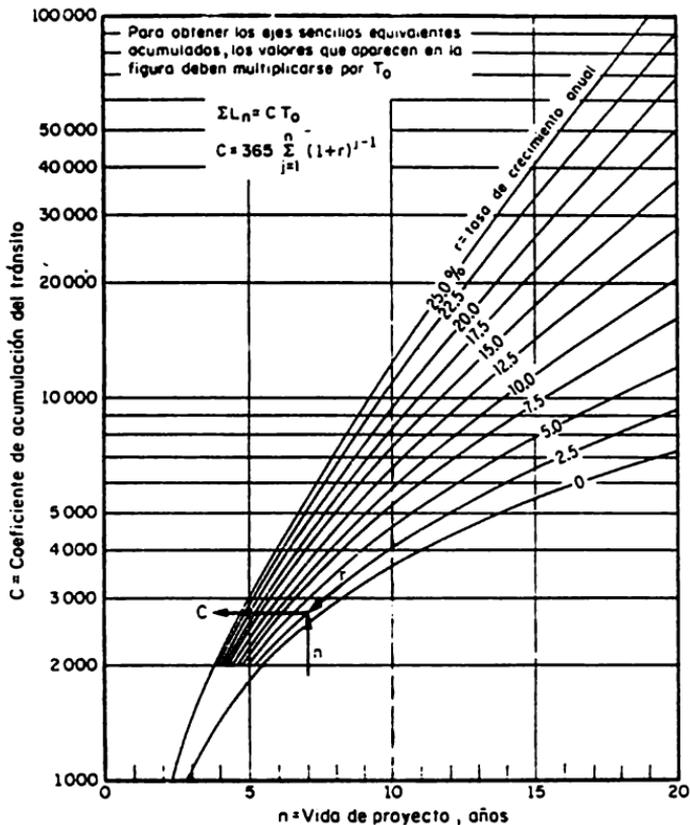
Categoría	Dimensiones		P ₁
	Prom. (m)	P ₂	
1	3.0	3.2	3.0
2	7.0	3.2	3.0
3	15.0	3.0	3.0
4	19.0	13.0	-

Coeficientes de dato			
Carga F			
z=0	z=1	z=2	z=3
1.0	0.100	0.050	0.025
1.0	0.020	0.020	0.020
1.0	0.020	0.020	0.020
1.0	0.020	0.020	0.020

Coeficientes de dato			
Tram. F'			
z=0	z=1	z=2	z=3
1.0	0.010	0.005	0.002
1.0	0.005	0.005	0.005
1.0	0.005	0.005	0.005
1.0	0.005	0.005	0.005

Fig. A.1 Coeficientes de dato por rebato para vehículos típicos

FIGURA NO 50.



$\sum L_n$ tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton

C coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r

T_0 tránsito medio diario por carril en el primer año de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton

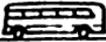
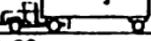
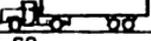
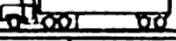
$$T_0 = \sum N_i F_i + \sum N_j F_j'$$

N_i, N_j promedio diario por carril de vehículos tipo i (cargados o descargados respectivamente), durante el primer año de servicio

F_i, F_j' coeficiente de daño relativo producido por cada viaje del vehículo i (cargado o descargado, respectivamente), ejes equivalentes de 8.2 ton

Fig. A.3 Gráfica para estimar el tránsito equivalente acumulado
FIGURA NO 51.

Notas _____

TIPO DE VEHICULO	Número de vehículos en ambas direcciones	Coeficiente de distribución	Número de vehículos en el carril de proyecto	Coeficiente de vehículos cargados o vacíos	Número de vehículos cargados o vacíos por carril N_c, N_v	Coeficientes de eje por tránsito, F_1, F_2		Número de ejes equivalentes de 8.2 ton, M, F, M, F	
						$z:0$ cm	$z:15$ cm	$z:0$ cm	$z:15$ cm
A_p 				C_1		0.005	0		
				V_1		0.005	0		
A_c 				C_1		0.34	0.042		
				V_1		0.34	0.001		
B 				C_1		2.0	1.150		
				V_1		2.0	0.640		
C_2 				C_1		0.88	0.465		
				V_1		0.88	0.027		
C_3 				C_1		0.88	0.675		
				V_1		0.88	0.044		
T_2-S_1 				C_1		3.0	1.740		
				V_1		3.0	0.140		
T_2-S_2 				C_1		4.0	1.570		
				V_1		4.0	0.210		
T_3-S_2 				C_1		5.0	1.300		
				V_1		5.0	0.150		
Total						I_0, I_0' : tránsito equivalente inicial			

NÚMERO DE AÑOS DE SERVICIO EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE CUMULACIÓN DEL TRÁNSITO EN AMBOS SENTIDOS	I_0, I_0' : tránsito equivalente inicial Años de servicio, n Tasa de crecimiento anual, r % Coeficiente de acumulación del tránsito, C Tránsito acumulado, $\sum A \cdot C_i^0$	$\sum A' \cdot C_i^0$
?	?		
4	4		
6 o más	5 30 AC		

Fig. A.4. Tabla para cálculo del tránsito acumulado en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

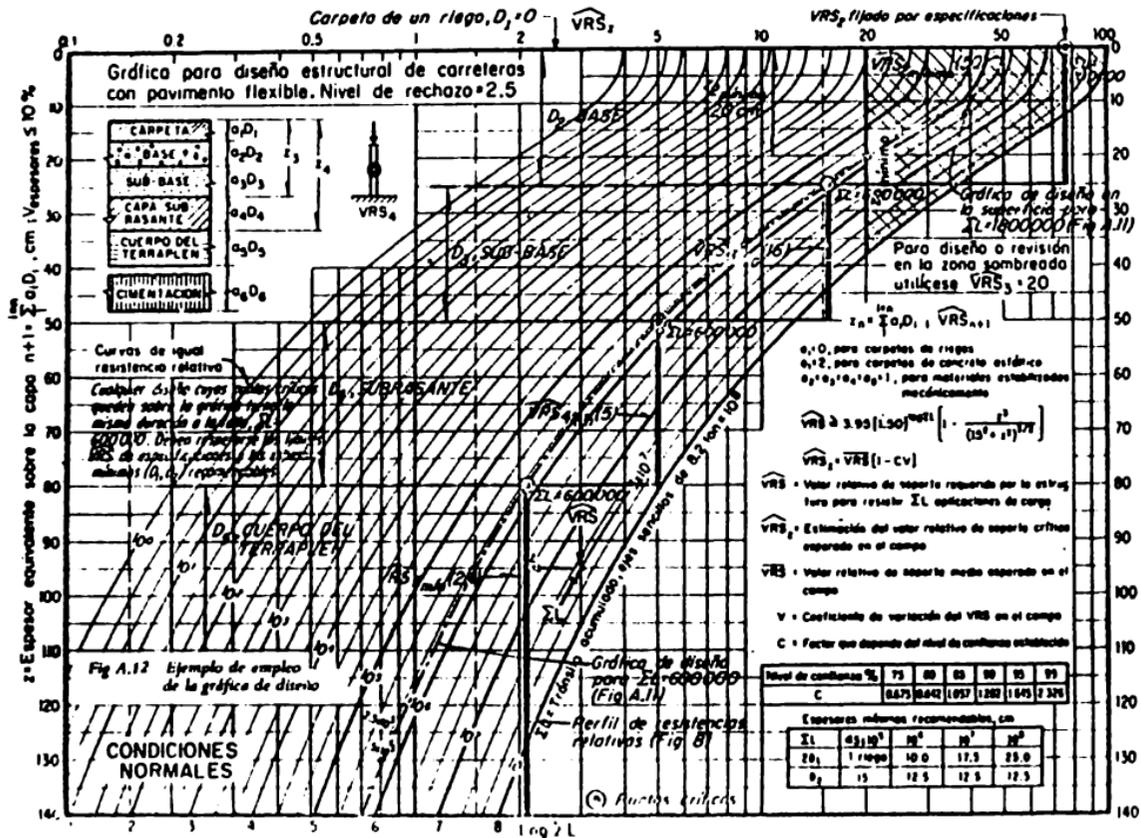


FIGURA NÚM. 53.

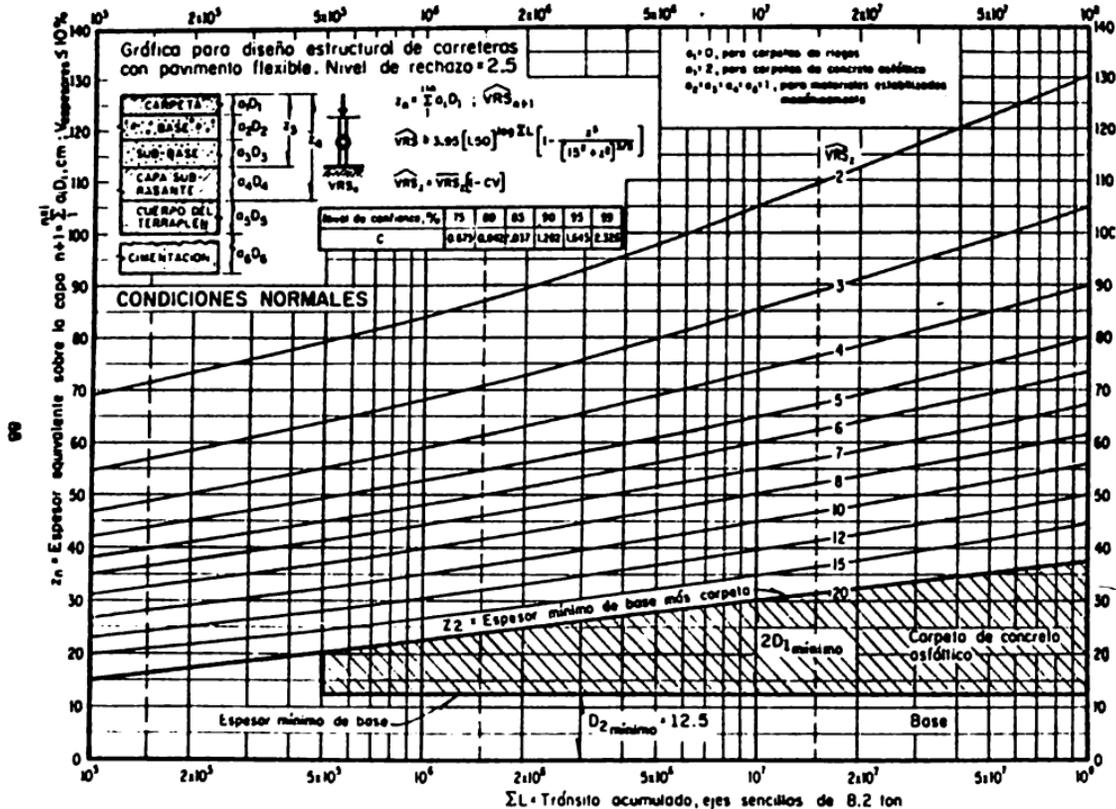
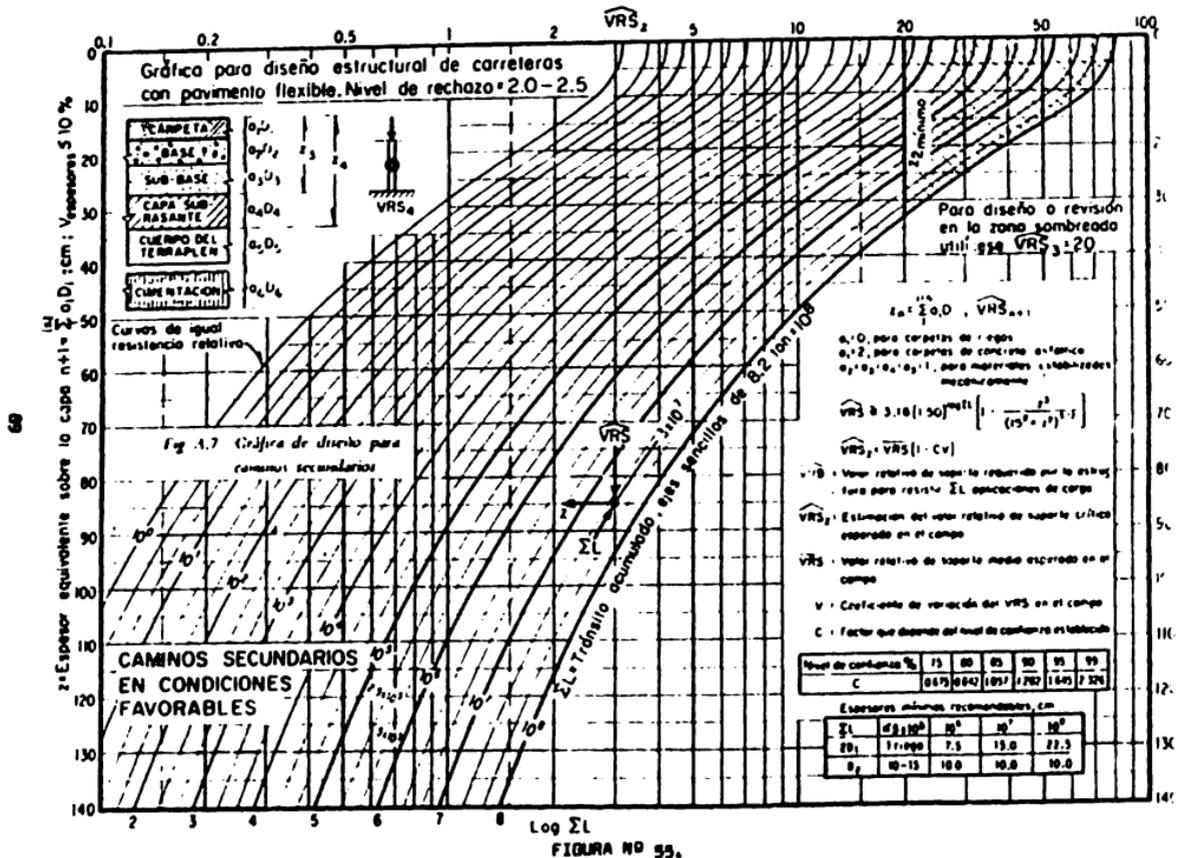


Fig. A.6 Gráfica de diseño para condiciones normales

FIGURA Nº 54.



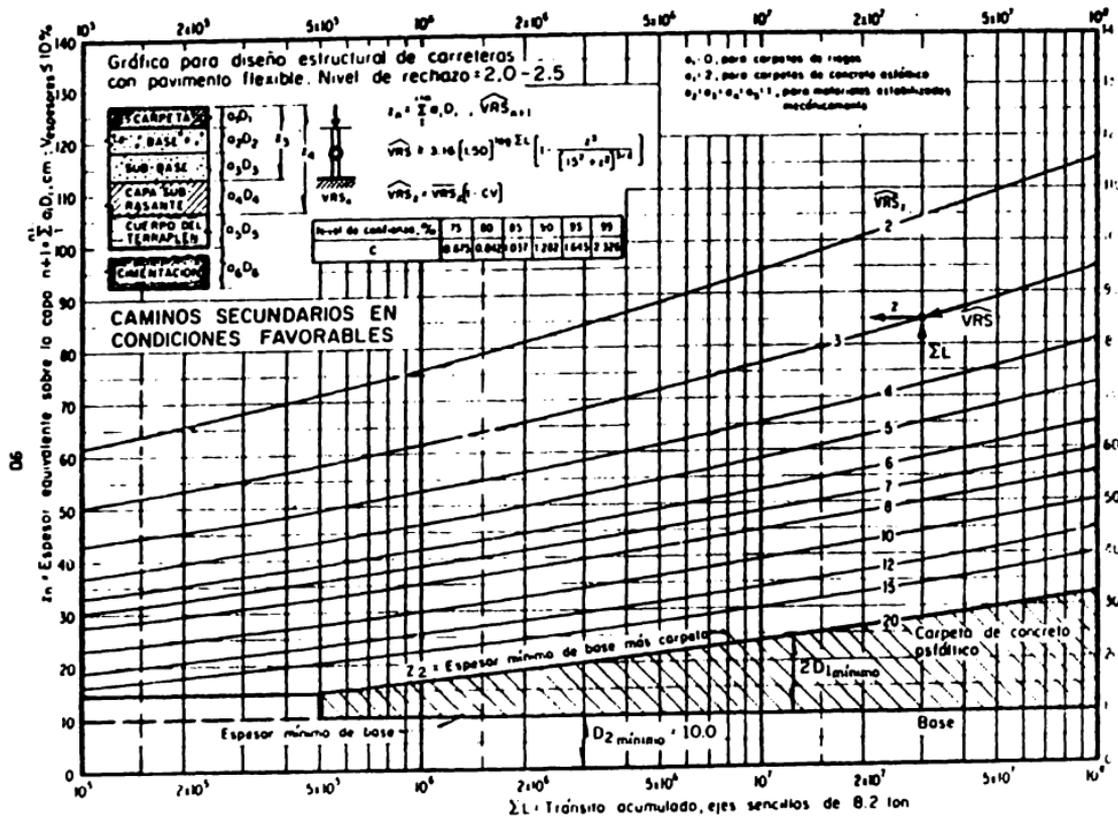
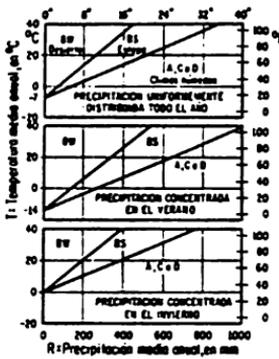


Fig. 56. Gráfica de diseño para caminos secundarios

FIGURA NO 56.



CLIMAS			
A	TROPICAL	Afa 1	Ecuatorial, tipo amazónica. Calurosa regular
		Amo 2	Subecuatorial, tipo sabana. Calurosa regular
		Awa 3	Tropical, tipo selva. Calurosa y húmeda
B	SECO	Bsk 4	Esteparia, tipo stepa. Calurosa y templada media. Oscilaciones térmicas sensibles
		Bwh 5	Desértica, tipo sabana árida. Calurosa y seca
C	SUB TROPICAL	Cfa 6	Subtropical mediterránea con influencia de monzón. Tipo clima, calurosa media. Oscilaciones térmicas notables
		Csb 7	Mediterránea, tipo portugués. Templada media, veranos secos y calientes
		Cwh 8	Subtropical de altura, tipo mexicano. Templada regular
H	DE MONTAÑA	H 9	De montaña, esteparia tipo alpino

PRIMERA LETRA

A, C, B - Sufrices calor y precipitación para el crecimiento de árboles grandes

1 - Climas tropicales (solo en temperaturas medias superiores a 18°C)

2 - Climas secos. Fríos en invierno moderados por gradientes T-R

3 - Climas tropicales-húmedos. Temperaturas medias del mes más frío entre 18°C y 21°C

4 - Climas de nieve. Temperatura media del mes más caluroso menor de 10°C, del mes más frío menor de -1°C

5 - Climas secos. Temperatura media del mes más caluroso menor de 10°C

SEGUNDA LETRA

1 - Clima estepario *

2 - Clima desértico *

3 - Sub-cuota precipitación todos los meses

4 - Clima de nieve, a pesar de una estación seca

5 - Frío seco en verano

6 - Frío húmedo en invierno

* Fríos determinados por gradientes T-R. Solo se usa en combinación con la primera letra B

TERCERA LETRA

1 - Temperatura media del mes más caluroso, mayor de 22°C

2 - Temperatura media del mes más caluroso, menor de 22°C (por lo menos cuatro meses tienen medias mayores de 10°C)

3 - Horas de radiación solar (horas medias mayores de 10°C)

4 - Igual que 3, pero se refiere del mes más frío menor de -10°C

5 - Saca y cubre. Temperatura media anual mayor de 18°C

6 - Saca y frío. Temperatura media anual menor de 18°C

7 - Clima de montaña (Esteparia, tipo alpino)

Fig 17. Clasificación de climas, con base en el sistema Köppen-Geiger (refs 19 y 101)

FIGURA NO 57

C A P I T U L O V

METODO DE DISEÑO DE ESPESORES PROPUESTO POR EL DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA - DE LA D.G.S.T. DE LA S.A.H.O.P.

Este método es una modificación del propuesto por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., ya que la única diferencia existente es la forma de obtener el V.R.S. de diseño.

V.1.- OBTENCION DEL VALOR V.R.S. PARA DISEÑO.

Como metodología para la obtención del V.R.S. de diseño, el Departamento de Geotecnia propone las siguientes dos alternativas.

1.- Reconstrucción, modernización o valuación de pavimentos construidos.

En este caso se considera, con base en experiencia nacional y literatura, que el V.R.S. obtenido en pruebas de campo, manejados estadísticamente, pueden ser el valor más confiable como V.R.S. de diseño.

2.- Proyecto de caminos nuevos.

En este caso, sin tomar en cuenta que las gráficas de diseño están basadas en pruebas de campo, se propone que, el VRS de diseño ha de ser obtenido en el laboratorio. Al hacer tal, el Departamento referido hace las siguientes suposiciones y consideraciones:

A) Se supone que las pruebas de compactación de ensayo y, en menor escala, las pruebas de compactación por impactos tipo Proctor reproducen razonablemente en el laboratorio las estructuras de los suelos obtenidos en campo. Por lo contrario, las pruebas de compactación de tipo estático no son representativas desde este punto de vista, formando suelos compactados de estructuras diferentes a la del material compactado en el campo.

B) Se sabe que el valor del indicador VRS es sumamente sensible ante el contenido de agua del suelo, de manera que un valor obtenido en el laboratorio puede cambiar sustancialmente en el campo cuando cambie el contenido de agua del suelo. Se considera, por lo tanto, que un valor de laboratorio obtenido con un contenido de agua fijo, no es indicativo del que le corresponderá a exhibir a lo largo de su vida útil, por lo que los proyectos de pavimentación deben contemplar estas circunstancias manejando a criterio del proyectista un intervalo de valores de VRS, correspondiente a los intervalos de contenido de agua que pueda tener la carretera a lo largo de su vida. Se considera que si se maneja el valor de VRS en el intervalo entre los contenidos de agua correspondientes al óptimo y al óptimo más un 3.0 %, se estará dando consideración al conjunto de circunstancias más desfavorables en la vida del camino. Para fines de los estudios de expansión que se mencionan más adelante será necesario someter a los especímenes a un previo proceso de saturación.

C) Ha de tenerse conciencia de que la prueba de VRS tiene bajo índice -

de reproductibilidad aún para los mismos suelos y las mismas circunstancias. Esto obliga a un tratamiento estadístico de la información obtenida en el laboratorio. Con los ideas anteriores se propone la siguiente metodología para establecer en el laboratorio el VRS de diseño en los nuevos proyectos.

La prueba de compactación a utilizar en el laboratorio para producir los especímenes de los suelos en que se determinará el VRS debe ser de tipo dinámico (ASTM), en sus variantes, con 10, 30 y 65 golpes por capa. Todas las pruebas se harán con molde de 6".

Es conveniente hacer notar que previamente deberán haberse realizado a el material la prueba de compactación que se utilizará como patrón para determinar el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima de compactación. Esta prueba de compactación podrá ser realizada entre la ASTM estén dar y la modificada, según sea el caso particular de que se trate.

La prueba ASTM modificada podrá hacerse utilizando tres o cinco capas de material, según se decide cual sea el nivel de compactación conveniente para la obra, de acuerdo con los materiales a usar en ella y su importancia. En términos generales, será recomendable utilizar pruebas con tres capas en materiales de terracería y capa subbase. En carreteras importantes, las capas de sub-base y base podrán proyectarse con referencia a pruebas de cinco capas.

Una de las series de pruebas (con 10, 30 y 55 golpes por capa) se hará dando a los suelos el contenido de agua óptimo y la otra serie de pruebas análogas, con un contenido de agua en el suelo correspondiente al óptimo más 3.0 %. A cada uno de los seis especímenes así fabricados se les hará la prueba de penetración VRS, con el mismo contenido de agua con que fueron fabricados; así también se les determinará el peso volumétrico. Con todos los datos anteriores podrá fabricarse una gráfica tal como la que se muestra en la figura NO 58.

En esa figura se supone que los contenidos de agua antes mencionados son 26.5 y 28.3 %, respectivamente.

El paso siguiente del proyectista es el de establecer en que intervalo podrá variar el peso volumétrico del material seco compactado en el caso. En la figura se acepta que el peso volumétrico seco podrá variar entre 1340 y 1440 kg/m³. Con todos estos datos se define la zona roja de la figura, que representa la zona de trabajo tanto en peso volumétrico, como en contenido de agua y en VRS. En este caso hipotético el VRS del suelo podrá considerarse como una fluctuación posible de 6 a 11.5 %. Dentro de este intervalo tendrá que escoger un valor de VRS el proyectista. Tomando en cuenta los materiales que intervienen, la topografía del camino, las precauciones de drenaje y subdrenaje y demás consideraciones de influencia. Así podrá llegar al valor VRS, que será el obtenido como se dijo, si en el caso se realizó la secuela una sola vez o el medio de las obtenidas, si hacen en el caso más de un conjunto de pruebas.

El Departamento de Geotecnia opina que el método que propone queda adoptado para un manejo racional del control de la compactación, mejor que hoy se controla con base en un índice fijo, lo que no es racional, dada la aleatoriedad del proceso de compactación. Sin duda será conveniente controlar la compactación en el futuro dentro de un intervalo definido estadísticamente, por ejemplo haciendo uso de gráficas de control.

V.2.- OBTENCIÓN DE LAS RELACIONES VRS - EXPANSIÓN - HUMEDAD DE COMPACTACIÓN PARA FINES DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES SOBRE SUELOS EXPANSIVOS.

A continuación se presenta una metodología para tomar en cuenta la expansión de los suelos cuando se utiliza como parámetro de diseño el valor relativo de soporte manejado en la forma propuesta por el Departamento de Geotecnia.

Se hará referencia a la figura NC 59. En dicha figura se homotizado — las gráficas, peso volumétrico - expansión (en porcentaje), así como las que seleccionan el peso volumétrico y el VRS para las dos series de pruebas (10, 30 y 65 golpes) correspondientes a las humedades de compactación de 25.5 y 28.3 %. Por este procedimiento puede determinarse el valor relativo de soporte tomando en cuenta las características de expansión de los materiales; así por ejemplo, si se fija un valor máximo admisible para la expansión, este valor máximo acotará el valor de VRS para fines de diseño. Considerese por ejemplo que el valor máximo admisible de la expansión es de 2 % y que se trabajará con la humedad de 28.3 %, se obtiene que el peso volumétrico seco máximo no podrá ser mayor de 1380 kg/m³ y para este valor de peso volumétrico en la curva peso volumétrico - VRS se tiene que el valor máximo de VRS para fines de diseño sería de 7 %.

V.3.- DETERMINACIÓN DEL VRS PARA FINES DE DISEÑO.

Una vez determinados los valores relativos de soporte en los materiales que constituyen las distintas capas que integran la sección estructural se procede a calcular el valor relativo de soporte crítico que se utilizará en las figuras nos. 53 y 55, tratando estadísticamente los valores obtenidos en cada caso y adaptando al nivel de confianza recomendado según la importancia de la carretera; este valor crítico será igual a:

$$\widehat{VRS}_z = \overline{VRS} (1 - C V)$$

en donde: \widehat{VRS}_z = Estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo en la capa colocada a la profundidad z .

\overline{VRS} = Valor promedio de las determinaciones de VRS, a la misma profundidad z .

C = Factor que depende del nivel de confianza establecido. Si se adopta el 50 % de nivel de confianza, C es igual a 1.282.

V = Coeficiente de variación.

Respecto al coeficiente de variación, el Departamento de Geotecnia recomienda, que su valor esté de acuerdo al nivel de la calidad de los procedimientos de construcción, así como el propio control de calidad de la obra.

De acuerdo con la idea anterior se recomienda dar los siguientes valores para el coeficiente de variación.

Calidad de los procedimientos de construcción	Valor del coeficiente de variación
MUY BUENA	0.3
BUENA	0.4
REGULAR	0.5

V.4.- DIRECTRICES DE INVESTIGACIONES FUTURAS.

El método para la determinación del VRS propuesto, debe ser tomado -- como tentativo y deberá ser sometido, en caso de adoptarse, a un proceso -- de revisión constante, evaluando el comportamiento de las estructuras que con este método se hayan diseñado.

Por otra parte se recomienda iniciar los siguientes estudios:

1.- Valuación de si el método conduce a pavimentos razonables llenando registros a mediano y largo plazo.

2.- Tratar de correlacionar los valores de VRS de campo y los obtenidos en pruebas de laboratorio y ver la correspondencia de los dos métodos propuestos.

3.- Tratar de regionalizar valores de VRS, con vistas a llegar a experiencia local y a proyectos de tipo regional.

V.5.- OBSERVACION DEL ESPESOR DE LA CAPA SUBRASANTE.

En este método de diseño, pudiera en algún caso, dadas las características de los materiales, resultar un espesor de capa subrasante de una magnitud que se pudieran presentar dificultades de orden constructivo, en este caso se recomienda respetar un espesor mínimo de 20 cm.

Cabe mencionar que el estudio de tránsito y la estructuración del pavimento (empleando las gráficas del Instituto de Ingeniería), es en forma similar a lo propuesto por el Propio Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

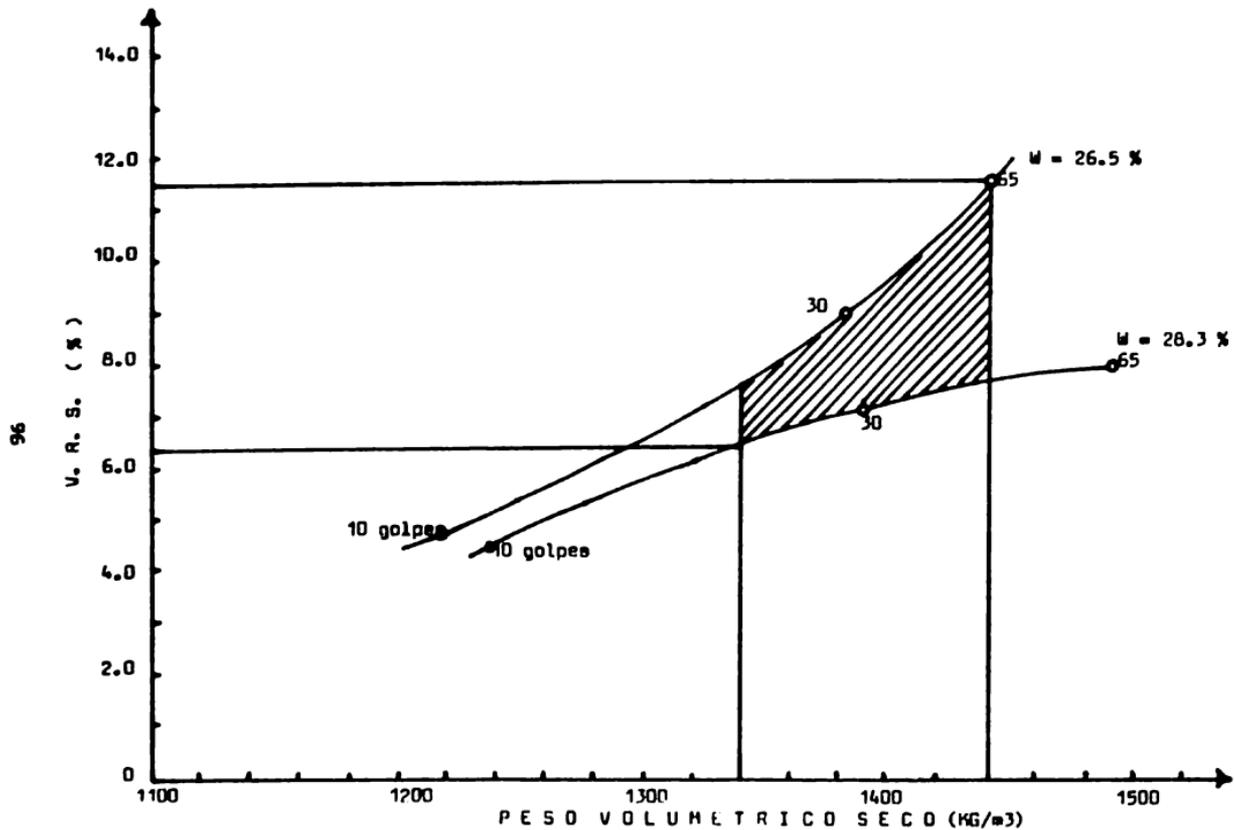


FIGURA Nº 50.

C A P I T U L O V I

METODO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES, BASADO EN LA PRUEBA DE PORTER -- MODIFICADA.

El método de la Porter Modificada tiene como origen, el método de valor relativo de soporte de California (C_{BR}). Este último fué propuesto por O. J. Porter cuando formaba parte del Cuerpo de Ingenieros del Departamento de Caminos de California, en donde indicaba que la prueba de resistencia, se llevará a cabo después de haber tenido sumergido el espécimen en agua durante cuatro días, para simular de este modo las peores condiciones en que se puede encontrar el pavimento.

Cuando se trata de proyectar el espesor de los pavimentos flexibles -- por medio del C_{BR}, el principal obstáculo que se presenta es el de darle al material en el laboratorio la humedad más conveniente para tomar en cuenta los posibles cambios que se puedan presentar después de construido el pavimento.

La precaución de sumergir la muestra totalmente en agua por cuatro -- días es, posiblemente, demasiado conservadora para la generalidad de los casos, y además, en las muestras de laboratorio totalmente sumergidas, se producen variaciones más bruscas en su humedad y su peso volumétrico que las que se producen en la realidad debido a que se tienen en el laboratorio volúmenes más pequeños. Por lo que, cuando se vaya a proyectar el espesor de un pavimento flexible mediante el C_{BR}, lo más conveniente es remoldear el suelo con diferentes contenidos de humedad y ensayar así los especímenes obtenidos, sin sumergirlos. Debido a lo anterior, en nuestro medio, en el proyecto de espesores de pavimentos flexibles, el método de valor relativo de soporte, modificado de acuerdo con las posibles condiciones de humedad que pueda llegar a tener, es el que se emplea. Este método es el de Porter Modificada para diferenciarlo del estándar que es el C_{BR}.

El método de Porter Modificada, permite conocer los espesores de material necesarios sobre cualquier caso de la estructura del camino, debidos a la distribución de esfuerzos causados por el tránsito.

VI.1.- GRÁFICAS DE DISEÑO.

El Departamento de Caminos del Estado de California estuvo durante varios años estudiando, el comportamiento de los materiales de capa subbase, te, sub-bases y bases, llegando a la conclusión de que un material que presentara un determinado C_{BR}, necesitaba un cierto espesor mínimo de pavimento por encima de él. En base a la prueba de resistencia (C_{BR}) y a las correlaciones de sus resultados, con el comportamiento de los materiales en la realidad, llegaron a las gráficas de diseño de la figura Nº 60, en donde se obtienen los espesores mínimos para carga por rueda de 3.2 ton (7 000 lb), 4.1 ton (9 000 lb) y 5.4 ton (12 000 lb).

En México, en la década de los cuarentas, se adoptaron las curvas de proyecto mencionadas en el párrafo anterior, las que a través del tiempo, -

debido al aumento del tránsito (en cuanto a volumen como a cargas) han sufrido modificaciones, con lo que se obtuvieron las gráficas de la figura N° 61; de la última modificación, se llegó a las cuatro curvas que en forma oficial, se emplean en la actualidad (Figura N° 62), correspondiendo cada una de ellas al tránsito diario en el carril de diseño, según se indica a continuación:

- Curva I.- Para más de 2 000 vehículos.
- Curva II.- Para vehículos de 2 000 a 1 000.
- Curva III.- Para vehículos de 1 000 a 500.
- Curva IV.- Para menos de 500 vehículos.

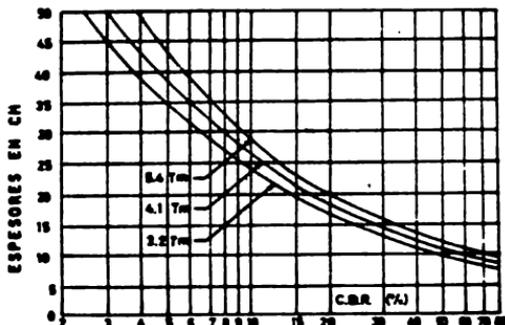
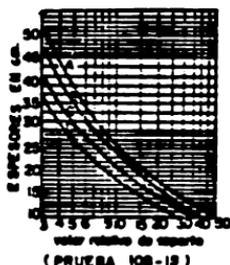


FIGURA N° 60.

Los vehículos que se contabilizan son aquellos con más de 3 toneladas de peso. En estas curvas no se considera el espesor de la carpeta asfáltica, la cual diseña el proyectista, basándose en el tránsito actual del camino, según se indica en las gráficas mencionadas.

Con el avance de la técnica, se ha considerado, como se vió en el capítulo II, que lo más conveniente para el proyecto de pavimentos, es determinar la intensidad de tránsito, con el número de ejes equivalentes en función de un vehículo estándar, a través de la vida útil de la obra; para lo cual y en vista de los buenos resultados que se han obtenido con el método tradicional de la S.A.M.C.P., empleando la prueba de Porter Modificada, el M.I. Ing. Fernando Olivera Bustamante, basándose en las gráficas anteriores y en cálculos realizados por él, llegó a la obtención de las curvas de diseño No de la figura N° 63, semejantes a las del Instituto de Ingeniería, las cuales se proponen en forma transitoria, en tanto no se encuentre una prueba de laboratorio, la que, a la vez que reproduzca los pesos específicos y humedades, también lo haga con la estructura de campo. En estas gráficas, se obtiene el espesor de material hidráulico que se requiere sobre una capa

determinada en función de sus V.R.S. y los ejes acumulados en la vida útil, para resistir los esfuerzos que le son transmitidos; el espesor requerido - estará formado por materiales de mejor calidad, conforme su posición sea más superficial.



INTENSIDAD DE TRAFICO DE VEHICULOS CON CARROZAS DE TUB. METALICAS, CON FERRIS O EN UN SOLO SENTIDO.	GRANDEZAS DE CABLE PARA PROYECTO DE ESPESORES (ESPEJEROS)	TIPO RECOMENDABLE DE CARPETA ASFALTICA
Mayor de 1000 vehic. al dia	A	MEZCLA EN PLANTA
De 600 a 1000	B	MEZCLA EN EL CASO O EN SILO (2 o 3 RIEGOS)
De 200 a 600	C	MEZCLA EN EL CASO O EN SILO (1 o 2 RIEGOS)
Mayor de 200	D	MEZCLA EN EL CASO O EN SILO (1 RIEGO)

FIGURA NO 61.

Se denominan materiales hidráulicos a los materiales naturales, incluyendo aquellos que han recibido un tratamiento mecánico como mezcla con otro material natural, cribado o triturado.

Los materiales que han sido tratados con productos como asfalto, cal o cemento, tienen un valor estructural mayor que los hidráulicos; por lo que, para contabilizar adecuadamente su espesor, es necesario multiplicarlo por los valores equivalentes (tentativos) que se dan en la tabla siguiente:

FACTORES DE EQUIVALENCIA

MATERIAL	FACTOR
Concreto asfáltico	2.0
Base tratada con cemento Portland	1.8
Base tratada con cal ...	1.5
Mezclas asfálticas o carpetas de 2 o 3 riegos ..	1.3 - 1.5
Materiales naturales tratados mecánicamente	1.0
Carpetas de un riego	0.0

El espesor de la capa subsiguiente, será la diferencia del espesor requerido por la capa subyacente a ella (terracería) y el que requiere el material con el cual va a ser formada; este espesor podrá disminuirse por consideraciones de espesor mínimo de construcción de las capas superiores (base-

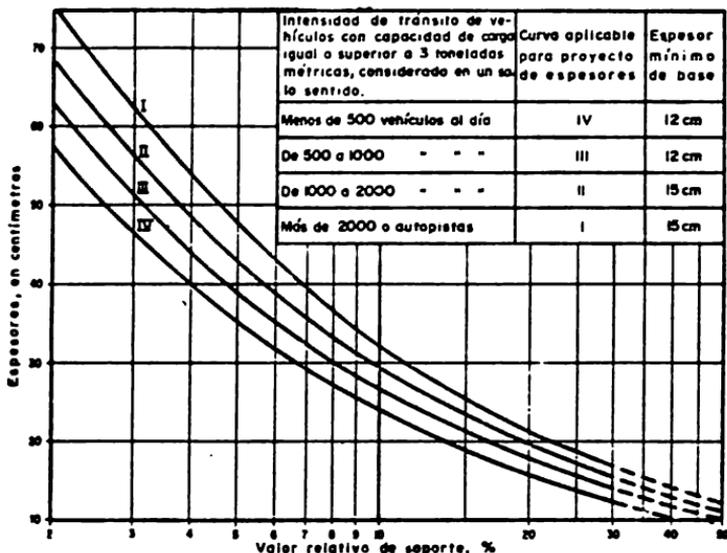


FIGURA Nº 62.- Gráficas de diseño de espesores empleadas por la S.A.H.O.P.

y sub-base) pero no será inferior al mínimo especificado (30 cm).

El espesor del pavimento será, el que se calcula en función del tránsito acumulado y el V.R.S de la capa subrasante, cuyo valor máximo con que se entra a las gráficas será del 20 %; en todos los casos, de acuerdo a la práctica nacional, se requiere que bajo la carpeta asfáltica se coloque una capa con características de base.

El tipo de espesores de carpeta que se recomiendan, según el tránsito diario promedio anual, son como se indica en la tabla siguiente:

VEHICULOS PESADOS

- Menos de 500
- De 500 a 2 000
- De 2 000 a 3 000
- Más de 3 000

TIPO Y ESPESORES DE CARPETA ASFÁLTICA

- Carpeta de un riego.
- Carpeta de 3 riegos o mezcla en el lugar de 4.0 a 6.0 cm.
- Carpeta de 3 riegos o mezcla en el lugar de 6.0 a 10.0 cm.
- Carpeta de concreto asfáltico de 15 cm de espesor sobre base hidráulica ó de 8.0 cm mínimo sobre base tratada con cemento P.

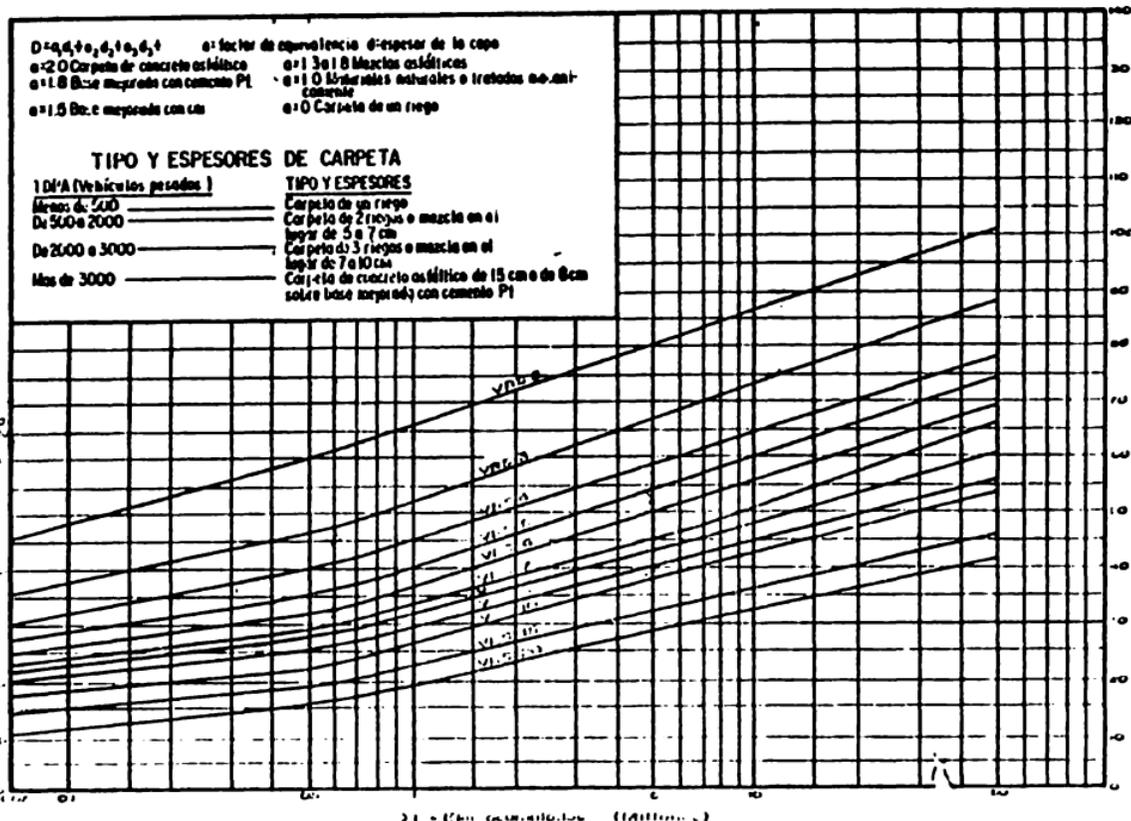


FIGURA NO 63.

Por otro lado, cuando se recomienda el empleo de concreto asfáltico, - se deberá proyectar una base rigidizada, a menos de que el espesor de cuerpo sea del orden de 15.0 cm; evitando de esta manera agrietamientos en la superficie de rodamiento, ya que se tiene una mejor sucesión de módulos de elasticidad entre las diferentes capas.

VI.2.- ELEMENTOS QUE TOMA EN CUENTA.

Como podremos ver, el presente método contempla una gran cantidad de elementos que influyen en el comportamiento de los pavimentos, los cuales se describen a continuación:

a) Elementos y datos previos.

El método de Porter Modificado contemple una serie de elementos y datos previos, como son: Economía, Drenaje y Régimen de lluvias, Nivel de aguas freáticas y Localización de la subrasante con respecto al terreno natural.

Economía. En base a análisis de tipo económico, se toman decisiones importantes como pueden ser, la elección del tipo de pavimento, selección de materiales y espesores de las capas, así como también la elección de bancos de material, en lo que se refiere a calidad de los materiales y distancias de acarreo.

Drenaje, Régimen de lluvias y Nivel de aguas freáticas. Como se vió con anterioridad, el presente método, se basa en estos datos para la elección de cualquiera de las alternativas que presente en sus dos variantes, para la ejecución de la prueba de Porter Modificado con que se ha de obtener el V.R.S. de proyecto, así como también la elección del tipo de obra de drenaje que se deberán de proyectar, para el mejor funcionamiento de la obra.

Localización de la capa subrasante con respecto al terreno natural. El conocimiento de este dato y el de los mencionados en el párrafo anterior, nos serán de gran utilidad para la elección del tipo de materiales con que se deberán de construir, la capa subrasante, la sub-base y la base, ya que con un nivel de aguas freáticas cercano a la superficie, posiblemente el material adecuado sea aquel que nos ayude a romper la capilaridad, protegiendo a la capa asfáltica del agua.

b) El método contemple para su aplicación, la calidad de los materiales de Cuerpo de terráplén, capa Subrasante, sub-base, base y carpeta, para lo cual se cuenta con pruebas de clasificación, de control y de proyecto, que a su vez fueron tratadas en el desarrollo del Capítulo II de este trabajo.

Para una mayor información de las pruebas referidas, se pueden consultar las Especificaciones Generales de Construcción, en su parte novena, libro primero, de la S.A.M.O.P.

c) Tránsito

El tránsito es el elemento que finalmente hará uso de la estructura vial, por lo tanto ésta debe ser capaz de soportar los esfuerzos que le

sean transmitidos, para lo cual este método contempla la determinación de los siguientes datos: Tránsito diario promedio anual en ambos sentidos, Porcentaje de tránsito en el carril de diseño, Composición del tránsito, Factor de daño para cada tipo de vehículo, Tránsito actual equivalente en el carril de diseño, Años de vida útil del camino, Tasa de crecimiento anual del tránsito y Tránsito futuro equivalente en el carril de diseño.

VI.3.- DETERMINACION DE LA INTENSIDAD DE TRANSITO.

Para la determinación de la intensidad de tránsito se hace uso de los efmeros de tránsito y estudios de origen y destino, y además para caminos nuevos, el cálculo del tránsito que desarrollará la nueva vía de comunicación y el tránsito que se inducirá a ésta de los caminos vecinos.

Para el control de los vehículos, hasta ahora en la S.F.H.C.P., se utilizan contadores manuales o electromecánicos, clasificándolos en (A) vehículos ligeros, (B) autobuses y (C) vehículos pesados.

Por otro lado de los estudios realizados por Ing. Fernando Olivera Suenante, se propone que la intensidad de tránsito sea determinada de la siguiente forma. De los efmeros de tránsito y estudios de origen y destino, se obtiene el tránsito diario promedio anual (TDPA), que es el promedio diario de los volúmenes registrados en cada año.

Otro dato importante, referente al tránsito, es el número de vehículos que de cada tipo utilizan diariamente el carril de diseño; para ello, es necesario recurrir a los estudios de planeación, que deben señalar el tránsito inicial por tipos de vehículos (probablemente con la condición de vacíos y cargados), la tasa de crecimiento y la vida útil que se le ha considerado a la obra.

El tránsito diario en el carril de diseño, se considera del 60 % del tránsito diario promedio anual para caminos de dos carriles y del 50 % del TDPA para caminos de más de dos carriles.

En este método se hace uso de la clasificación del tránsito, en relación a los pesos y número de ejes de los vehículos, así como de los coeficientes de equivalencia para transformarlos a ejes sencillos de 3.2 ton. De acuerdo al tránsito actual en los caminos nacionales, se puede emplear la siguiente clasificación que puede cambiar a criterio del proyectista, tomando en consideración los datos que tenga a la mano y los cambios que haya en el tránsito:

- a) Automóviles.
- b) Autobuses.
- c) Camiones de 5 ton.
- d) Camiones de 17 ton.
- e) Camiones de 23 ton.

Los cuales se les calcula un factor de equivalencia con respecto a un eje estándar, relacionando el daño que cause el eje o disposición de ruedas real, con respecto al daño que causa el eje estándar, según se vio en el artículo II. A los vehículos de la clasificación anterior, se les ha calculado un factor de equivalencia de: 0.3004, 1.72, 2.33, 3.2 y 4.55 respectivamente.

Por último, se deben conocer el total de ejes equivalentes al cabo de-

la vida útil del pavimento, haciendo uso del factor de crecimiento de tránsito, pero lo cual se puede utilizar la forma de la figura NO 64, con la se suele que a continuación se indica:

- 1.- Se consigna el tránsito diario promedio anual TDPA, en ambos sentidos.
- 2.- Se calcula el tránsito diario en el carril de diseño.
- 3.- Se indica el período de diseño (n) en años y la tasa de crecimiento anual (r) en porcentaje.
- 4.- Se calcula el coeficiente de acumulación del tránsito (C) por medio del nomograma de la figura NO 51, publicado por el Instituto de Ingeniería, o haciendo uso de la siguiente fórmula:

$$C = 365 \left(\frac{(1 + r)^n - 1}{r} \right)$$

5.- Se indica en la tercera columna, los porcentajes de composición actual del tránsito, de acuerdo con los diferentes tipos de vehículos clasificados.

6.- Se calcula, en la cuarta columna, el número actual de los diferentes tipos de vehículos en el carril de diseño, multiplicando el número de vehículos en ese carril, por los porcentajes señalados en la tercera columna.

7.- Se multiplican los coeficientes de equivalencia de la segunda columna por el número de vehículos correspondientes de la cuarta columna, con lo que se encuentran los datos correspondientes a ejes sencillos equivalentes de la quinta columna.

8.- Se suman los valores de ésta columna y se multiplica la suma por el coeficiente de acumulación del tránsito, con lo cual, obtenemos el número de ejes equivalentes acumulados que se tendrán en la vida útil del pavimento.

VI.4.- OBTENCIÓN DEL V.R.S. DE PROYECTO.

El valor relativo de soporte (V.R.S.) de proyecto para un tramo de camino de características más o menos uniformes, será aquel que sea menor o igual que el 80 % de los valores obtenidos y mayor en el 20 % restante; esto quiere decir que con el V.R.S. de proyecto se tendrá un pavimento sobre diseñado o cuando menos el límite en el 80 % del tramo estudiado y en el 20 % restante quedará subdiseñado.

Los V.R.S. de proyecto de un banco de materiales, se obtienen mediante los siguientes pasos:

1.- Se hace una zonificación del banco, de tal manera que en cada sección se tengan V.R.S. semejantes (figura NO 65).

2.- Los V.R.S. de cada sección se ordenan de menor a mayor, y se calcula el porcentaje de valores mayores o iguales a cada uno de ellos, según se muestra en el ejemplo de la tabla siguiente:

VALORES ORDENADOS	VALORES IGUALES O MAYORES	% DE VALORES IGUALES O MAYORES
5.4	6	100.00
5.6	5	83.33

**CALCULO DE ESPESORES PARA PAVIMENTO FLEXIBLE:
PORTER MODIFICADA**

CARRETERA (OBRA): _____ FECHA _____

TRAMO: _____

SUBTRAMO: _____

DATOS DE PROYECTO:

- 1.- Tránsito Diario promedio anual en ambos sentidos _____
- 2.- Tránsito Diario en el carril de diseño (%) _____
- 3.- Período de Diseño (n) en años _____
- 4.- Tasa de crecimiento anual (r) _____
- 5.- Factor de conversión (C) _____

CALCULO DE TRANSITO EQUIVALENTE

TIPO DE VEHICULOS. (1)	DISTRIBUCION DEL TRANSITO EN % (2)	DISTRIBUCION DEL TRANSITO (VEHICULOS) (3)	COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (4)	EJES SENCILLOS EQUIVALENTES - DE 8.2 TON. (5)
Automóvil			0.0004	
Autobús			1.12	
Camión 5 Ton.			0.03	
Camión 17 Ton.			0.80	
Camión 23 Ton.			1.65	
SUMA:				
Tránsito acumulado al final de la vida útil				
Factor de equivalencia X suma				

CALCULO DE ESPESORES

1.- V.R.S. de diseño de las terracerías		
2.- Índice de espesor (cm)		
3.- V.R.S. de diseño de la capa subrasante		
4.- Índice de espesor (cm)		
5.- Estructuración del pavimento en espesores equivalentes	CARPETA DE BASE (8H) SUB - BASE (5B) SUBRASANTE (SR)	
6.- ESTRUCTURACION del pavimento en espesores reales	CARPETA DE BASE (8H) SUB-BASE (5B) SUBRASANTE (SR)	

SUMA:

OBSERVACIONES:

$$C = 365 \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

FIGURA NO 64.- Forma para el cálculo de: Tránsito equivalente y espesores.

6.5	4	66.67
6.9	3	50.00
7.0	2	33.33
9.5	1	16.67

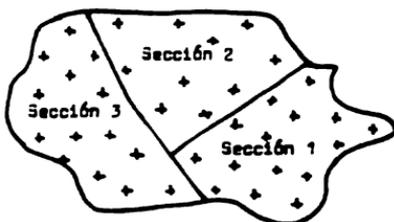


FIGURA Nº 65.- Zonificación de un banco de material.

3.- Se hace una gráfica en la que en las abscisas se colocan los V.R.S. y en las ordenadas los porcentajes calculados en la tabla anterior, y se encuentra el V.R.S. correspondiente al 80 % (80 percentil) en las ordenadas = (figura Nº 66).

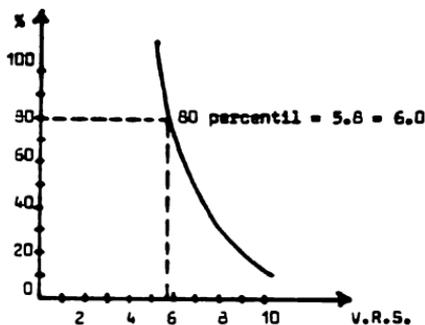


FIGURA Nº 66.- Gráfica para determinar el V.R.S. correspondiente al 80 percentil.

Es necesario para éste método, conocer el V.R.S. tanto en las terraces_

ría, como en la capa subrasante.

VI.5.- CALCULO DE ESPESORES.

Para la determinación de los espesores, se emplea en forma oficial la gráfica de la figura Nº 62, en la que intervienen dos variables que son: el valor relativo de soporte (V.R.S.) y la intensidad de tránsito, éste condicionado a vehículos con capacidad igual o superior a tres toneladas, en un solo sentido.

La manera de hacer uso de la gráfica es la siguiente:

- 1.- Se localiza el valor del V.R.S., en la escala horizontal.
- 2.- Se sube una vertical por el punto anterior hasta cortar la curva requerida por el tránsito de proyecto.
- 3.- Por el punto de corte, se lleva una horizontal hasta interceptar la escala vertical, en ese punto se lee el espesor de base más sub-base.

El espesor de la carpeta asfáltica se determina de una manera empírica, basada en la experiencia obtenida al construir caminos semejantes al que se proyecta. Esta capa puede variar desde carpetas construidas por el sistema de riegos hasta carpetas de concreto asfáltico de espesor considerable, dependiendo de la intensidad de tránsito.

El empleo de las gráficas y método de diseño propuesto por el Ing. Fernando Olivera Bustamante, para una mayor claridad, se ilustrará con un ejemplo.

Se trata de diseñar los espesores de un camino de 2 carriles; para lo cual es necesario seguir el siguiente proceso:

- 1.- Se determinan el peso específico máximo y la humedad óptima.
- 2.- a) Se efectúan los cálculos para obtener en el laboratorio especímenes con pesos específicos y humedades que requiera el proyectista.
b) Se obtienen las resistencias a la penetración de cada espécimen y se calculan los V.R.S. correspondientes.
- 3.- Lo anterior se repite para cada sondeo, tanto en materiales de cuerpo de terráplen o de capa subrasante.
- 4.- Para cada capa se obtiene el V.R.S. de proyecto, que corresponde al 80 percentil de los valores de soporte obtenidos (de acuerdo al régimen pluviométrico y drenaje de la zona, se elige cualquiera de las alternativas de las variantes I o II, según sea el caso).

Para nuestro ejemplo, supondremos que:

V.R.S. de proyecto de cuerpo de terráplen = 6 %

V.R.S. de proyecto de capa subrasante = 9 %

5.- Datos de tránsito (ver forma de cálculo de tránsito equivalente y espesores).

Tránsito diario promedio anual = 7 910

Tránsito diario en el carril de diseño = 4 746

Periodo de vida útil (n) = 15 años

Tasa de crecimiento anual del tránsito (r) = 8 %

Composición del tránsito (ver forma de cálculo).

6.- Cálculo del Factor de conversión para proyectar el tránsito al futuro.

$$C = 365 \frac{(1 + r)^n - 1}{r}$$

$$C = 365 \frac{(1 + 0.08)^{15} - 1}{0.08} = 9910.6 = 9\ 911$$

7.- Cálculo del número de vehículos de 8.2 ton proyectados al futuro.

$$\text{Suma X C} = 26'044,621 \text{ vehículos}$$

8.- Cálculo de espesores.

a) Sobre el cuerpo de terráplen se requieren = 63 cm

b) Sobre la capa subrasante se requieren = 52 cm

9.- Cálculo del espesor de la capa subrasante.

$$63 - 52 = 11 \text{ cm}$$

Por especificaciones este espesor deberá ser igual o mayor a 30 cm ; - en este caso colocaremos 30 cm.

10.- Cálculo de la sub-base, base y carpeta.

El tránsito pesado actualmente es de :

(20 % autobuses + 20 % camiones de 17 ton + 10 % camiones de 25 ton) 7910 = 3 955 vehículos.

Según la recomendación que se encuentre en las curvas de proyecto, en más de 3 000 vehículos actuales, se requiere de una carpeta de concreto asfáltico de 15 cm s de 8.0 cm sobre una base mejorada con cemento Portland.

Se colocarán 2.0 cm sobre base mejorada con cal (Factor de conversión de 1.5).

El espesor que se requiere sobre la capa subrasante es de 52 cm de pavimento por lo que:

$$52 \text{ cm} = \text{carpeta} + \text{base} + \text{sub-base} = (8 \times 2) + (15 \times 1.5) + 5.8.$$

$$5.8 = 52 - 16 - 22.5 = 13.5 \text{ cm.}$$

La estructuración final será:

Carpeta de concreto asfáltico	= 8.0 cm.
Base estabilizada con cal	= 15.0 cm.
Sub-base	= 15.0 cm.
Subrasante	= 30.0 cm.

**CALCULO DE ESPESORES PARA PAVIMENTO FLEXIBLE:
PORTER MODIFICADA**

CARRETERA (OBRA): _____ FECHA _____

TRAMO: _____

SUBTRAMO: _____

DATOS DE PROYECTO:

1.- Tránsito diario promedio anual en ambas sentidos _____ 7910
 2.- Tránsito diario en el carril de diseño (50 %) _____ 7910
 3.- Período de diseño (n) en años _____ 15
 4.- Tasa de crecimiento anual (r) _____ 3 %
 5.- Factor de conversión (C) _____ 3911

CALCULO DEL TRANSITO EQUIVALENTE

TIPO DE VEHICULOS. (1)	DISTRIBUCION DEL TRANSITO EN %. (2)	DISTRIBUCION DEL TRANSITO (VEHICULOS). (3)	COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA. (4)	EJES SENCILLOS EQUIVALENTES- DE 8.2 TON. (5)
Automóvil	35	1 661	0.3004	5.6644
Autobús	20	949	1.12	1 062.38
Camión 5 Ton.	15	712	0.03	21.36
Camión 17 Ton.	20	949	0.80	759.20
Camión 25 ton.	10	475	1.65	783.75
SUMA:				2 527.35
Tránsito acumulado al final de la vida útil Factor de equivalencia X suma				26'344,621

CALCULO DE ESPESORES

1.- V.R.S. de diseño de las terracerías		5 %	
2.- Índice de espesor (cm)		53	
3.- V.R.S. de diseño de la capa superior		3 %	
4.- Índice de espesor (cm)		52	
5.- Estructuración del pavimento en espesores equivalentes	CARPETA DE BASE (8M)	8 X 2 = 16	
	SUB-BASE (SB)	15 X 1.5 = 22.5	
	SUB-BASE (SB)	15 X 1 = 15.0	53.5 cm
	SUB-BASE (SB)	17.0	53.5 cm
6.- Estructuración del pavimento en espesores reales	CARPETA DE BASE (8M)	15.0	
	SUB-BASE (SB)	15.0	
	SUB-BASE (SB)	15.0	
	SUB-BASE (SB)	10.0	
SUMA:		68.0 cm.	

CAPITULO VII

COMPARACION CRITICA DE LOS TRES METODOS

En base a lo mencionado en capítulos anteriores, puede notarse que en los tres métodos referidos, el parámetro de resistencia empleado es el valor relativo de soporte (V.R.S.), solo que en cada uno de ellos se obtiene de diferente forma; en los dos primeros con especímenes compactados dinámicamente y en el tercero compactados estáticamente.

En lo que se refiere al tipo de compactación (estática o dinámica) de los especímenes de prueba, algunos ingenieros opinan que al compactar los especímenes en forma estática, no se les da a éstos la estructura que el suelo adquiere bajo la acción del ruido de compactación, principalmente el de los rodillos esta de caera, basándose en algunas pruebas, en las que los valores relativos de soporte obtenidos en especímenes compactados estáticamente, son superiores a los obtenidos en especímenes del tipo dinámico. Debido a lo anterior procómen que se cambie el procedimiento para la elección de los especímenes de prueba, de estático a dinámico.

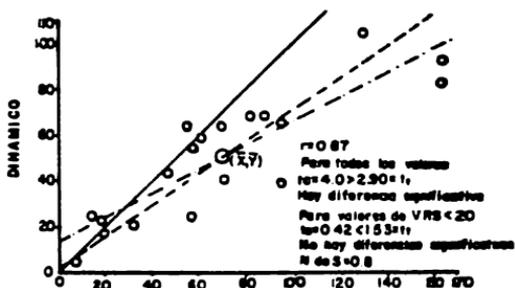
Respecto a lo antes mencionado, el M. I. Ing Fernando Clivere Bustamante, realizó una serie de estudios, de los cuales se obtuvieron los siguientes resultados:

1.- El valor relativo de soporte (V.R.S.) determinado en especímenes compactados estáticamente, es superior al obtenido en especímenes del tipo dinámico, según se muestra en las gráficas nos. 67, 68, 69 y 70, pero con un 90 a 95 % de confianza, se pueden considerar del mismo orden.

MATERIAL GRANULAR CON FINOS ARENOSOS

Para un mismo P.V.S. (100% - 35% - 20% P.V.S. A.E. 4M y 6)

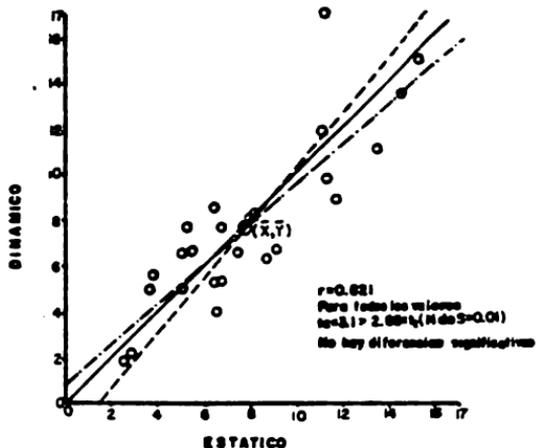
ESTATICO vs DINAMICO



MATERIAL FINO ARCILLOSO

Para un mismo PVSM (100%-95%-90% PVSM-AE+Al y 10+5%)

ESTATICO vs DINAMICO

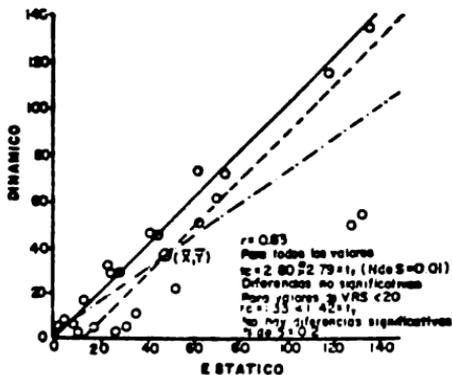


ESTATICO
FIGURA Nº 68.

MATERIAL FINO ARENOSO

Para un mismo PVSM (100%-95%-90% PVSM-AE AN, SATURADO)

ESTATICO vs DINAMICO



ESTATICO
FIGURA Nº 69.

MATERIAL GRANULAR CON FINOS ARCILLOSOS

Para un mismo P.V.M. (100% - 95% - 90% P.V.M. - A.E.M.H.V.M.)

ESTÁTICO vs DINÁMICO

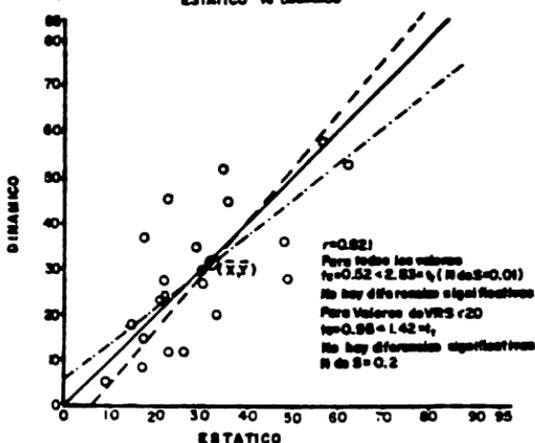


FIGURA Nº 70.

2.- Los valores relativos de sonrote (V.R.S.), obtenidos por medio de pruebas de V.R.S. directas, en terráplenas con más de dos años de construídos, son mayores a los determinados en especímenes elaborados en el laboratorio con compactación estática, "con las mismas condiciones de peso específico y humedad", según se muestra en la table siguiente, por lo tanto también serán superiores a los que se obtengan en especímenes del tipo dinámico.

V R S			
DIRECTO	MODIFICADO	DIRECTO	MODIFICADO
11.9	4.8	3.7	4.4
7.8	5.6	7.1	7.3
1.8	2.6	11.6	1.5
10.2	5.3	20.0	27.8
16.8	6.5	4.4	2.2
13.7	1.5	11.0	5.9
5.3	3.6		

De lo anterior, se deduce, que ambos métodos de compactación, no reproducen la estructura que el suelo adquiere a través del tiempo por fenómenos físico - químicos, por lo tanto los resultados obtenidos en ambos casos, sólo son valores índice que se deberán correlacionar con el comportamiento en la realidad, para poder llegar a la obtención de un método aceptable.

3.- Con materiales arenosos, se dificulta la elaboración correcta de los especímenes en forma dinámica, debido a que la humedad tiende a alojarse en la parte superior, por bombeo con los impactos o en la inferior por gravedad.

4.- En materiales con un bajo valor relativo de soporte (V.R.S.), los valores obtenidos con ambos métodos, son muy parecidos, en cambio para materiales de buena calidad, como son los triturados, el V.R.S. obtenido de especímenes del tipo dinámico, tiende a no ser sensible, debido a que los impactos hacen que se pierdan las aristas que dan fricción al material; ver figura NO 71.

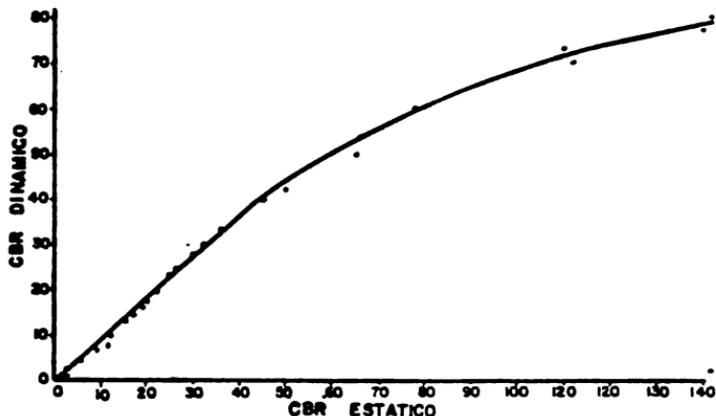


FIGURA NO 71.

Por otro lado, para la elaboración de esta tesis, se realizaron pruebas de "V.R.S. Cuerpo de Ingenieros", cuyos resultados se muestran en las gráficas Nos. 42, 43, 44, 45, 46 y 47, y de las cuales se hacen las siguientes observaciones:

1.- Para cada una de las energías empleadas, se elaboraron 5 especímenes, notando que para una mejor definición de las curvas (P.V.S. - Humedad), (V.R.S. - Humedad), es necesario elaborar de 2 a 3 especímenes más, por cada una de las energías empleadas (ver gráficas Nos. 42, 43, 46 y 47).

2.- Para humedades aproximadamente mayores en 3 unidades que la óptima, los valores relativos de soporte (V.R.S.), tienden a ser iguales; éste resultado también fué encontrado en los estudios realizados por los ingenieros Rodrigo Padrón Llaca, Juan Cropeza C y Luis Guzmán G, reportados en la ponencia mexicana al V Congreso Panamericano de Carreteras, y de los cuales se definió la prueba de Porter Modificada.

3.- Es necesario hacer demasiadas suposiciones para llegar a la obtención del V.R.S., que a la postre nos servirá para determinar el de proyecto.

4.- Es una prueba demasiado elaborada, que para fines de proyecto no -

funciona, debido a que el tiempo excesivo necesario para su ejecución, retrasaría el proceso constructivo, y por lo tanto los costos irían en aumento

5.- Es necesario contar con un equipo demasiado completo y personal especializado, caso contrario se suscitarán errores en la secuencia de ejecución de la prueba, además de que el tiempo de ejecución aumentará.

De los estudios realizados por el Ing Fernando Olivera Bustamante y de las pruebas realizadas por el autor de este trabajo, se hace patente que — existen factores como tiempo de prueba, equipo, rutine y tecnología que son favorables al método de compactación estática y que ninguna ventaja de valor práctico, se obtendría al cambiar de un método a otro; sin embargo como los Ingenieros participantes de otro tipo de pruebas, siempre que cuenten con la debida correlación de sus nomogramas de proyecto con el comportamiento real de campo, pueden con toda libertad proyectar pavimentos, aunque esto será a un costo mayor, lo que va en contra de la economía del país.

Ahora, si hacemos un resumen de las tres últimas pruebas de resistencia mencionadas en el Capítulo III, tenemos que:

Prueba del Cpo. de Ings.

{	1.- Prueba muy elaborada.
	2.- Regular variabilidad.
	3.- No se cuenta con una tecnología confiable.

Prueba de Porter Modificada

{	1.- La más sencilla.
	2.- Menor variabilidad.
	3.- Si se cuenta con una tecnología confiable y completa.
	4.- Para proyecto, se emplean las curvas de la S.A.H.O.P.

Pruebas directas

{	1.- Sencilla.
	2.- Alta variabilidad.
	3.- Para proyecto se pueden emplear las curvas del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

En lo que respecta a los nomogramas recomendados para llevar a cabo la estructuración de los pavimentos, el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. así como también el Departamento de Geotecnia de la S.A.H.O.P., proponen para el caso del proyecto de caminos nuevos, obtener el valor relativo de soporte (V.R.S.) por medio de pruebas de laboratorio y efectuar la estructuración del pavimento, empleando las mismas gráficas, lo que lleve a una contradicción, ya que como se dijo anteriormente, y que se encuentra asentado en el Informe NO 325 del propio Instituto, éstas gráficas están elaboradas en base a pruebas de campo.

En el caso del método de diseño de Porter Modificada, lo anterior no sucede, ya que para el caso de construcción de caminos nuevos, así como para reconstrucción, la obtención del valor de V.R.S., se hace por medio de la prueba de Porter Modificada, y sus gráficas están elaboradas en base a estas pruebas.

Por otro lado, sabemos que todo método de diseño, en la práctica mundial, se basa previamente en una prueba de resistencia, cuyos resultados —

se correlacionen con el comportamiento de las estructuras en el campo y así llegar a la elaboración de las gráficas de diseño; lo que no sucede con el método propuesto por el Departamento de Geotecnia de la S.A.H.C.P., en donde se propone una prueba de resistencia, a la vez que se recomienda el empleo de las gráficas del Instituto de Ingeniería, siguiendo una secuencia contraria a la de la experiencia mundial.

Ahora tocando el punto referente a la obtención del valor relativo de soporte crítico, el cual nos servirá para el diseño, el Departamento de Geotecnia, propone determinarlo por medio de la fórmula:

$$CBR_c = CBR (1 - C V)$$

dando al coeficiente de variación (V) un valor, el cual depende de la calidad de los procedimientos constructivos. Lo cual se considera inadecuado, debido a que tal parece que con el pavimento se intentara borrar las deficiencias, que pudieran en un caso dado, existir en las terracerías, y que los contribuyentes pagaran la mala calidad de los trabajos.

Una vez obtenido el valor relativo de soporte (V.R.S.) de proyecto, — procedemos a efectuar el cálculo de los espesores de las capas que integran el pavimento, mediante el empleo de las gráficas de diseño propuestas, en las que el espesor de la carpeta se calcula de forma diferente; en las gráficas del Instituto de Ingeniería se obtiene directamente de ellas, lo que para nuestro medio es un tanto inadecuado, debido a que por economía, — posiblemente lo más conveniente sería efectuar una pavimentación por etapas, lo que no sucede en las de la S.A.H.C.P. y en las propuestas por el Ing Ferrnando Olivares Bustamante, en las que el espesor y tipo de carpeta, queda a elección del proyectista, basándose en el tránsito pasado actual en el carril de diseño, lo que se considera más lógico para las necesidades de nuestro país.

Dentro de la práctica de la S.A.H.C.P., se ha notado que cuando se efectúan proyectos de reconstrucción, empleando el valor de V.R.S. obtenido de pruebas directas, los espesores que se obtienen con el método del Instituto de Ingeniería, son aproximadamente iguales a los que se determinan con el método tradicional hasta ahora empleado; pero que si se usan valores de V.R.S. obtenidos de pruebas de laboratorio y las curvas del Instituto de Ingeniería, los espesores resultantes son bastante mayores, lo cual se debe a que en el laboratorio se pueden reproducir con suficiente aproximación, tanto los pesos específicos como las humedades de lugar, pero hasta ahora no se cuenta con un procedimiento de prueba para reproducir la estructura que el suelo adquiere en las obras con el tiempo.

Debido a lo mencionado en el párrafo anterior, para hacer uso del criterio propuesto por el Instituto de Ingeniería, con pruebas de laboratorio, sería necesario determinar un coeficiente, el cual nos servirá para corregir los valores de V.R.S. para posteriormente hacer uso de sus gráficas.

Cabe hacer hincapié, en que para el proyecto de pavimentos, en lo que a intensidad de tránsito se refiere, la mejor forma de determinarla, es haciendo uso del concepto de ejes equivalentes acumulados durante la vida útil de la obra.

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Después de haber hecho la comparación de las pruebas de resistencia y de los métodos de diseño de espesores, se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

CONCLUSIONES.

1.- Para el correcto funcionamiento de la estructura de un camino, deberá tomarse en cuenta que en él intervienen la calidad y espesores de los materiales de pavimento, de las terracerías y del terreno natural, por lo que la estructura debe analizarse en forma integral.

2.- La prueba de V.R.S. del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos de Norteamérica, es una prueba demasiado elaborada, que aunque arroja buenos resultados, éstos son obtenidos a largo plazo y con un alto costo.

3.- La prueba mencionada en el párrafo anterior, es la que el Instituto de Ingeniería de la U.V.A.M. propone como prueba de laboratorio para obtener el V.R.S. de diseño, con el cual se entra a las gráficas que indican para el cálculo de espesores, lo cual es indebido, ya que estas se obtuvieron en base a pruebas directas.

4.- La prueba propuesta por el Departamento de Geotecnia de la S.A.H.O. P., es un intento de simplificar la del Cuerpo de Ingenieros, con la inconveniencia de que dicho Departamento le antecede unas curvas ya existentes (las del Instituto de Ingeniería), siguiendo una práctica contraria a la de la experiencia mundial. Así mismo para la obtención del V.R.S. crítico de diseño, propone que se da a el coeficiente de variación (V) un valor, que depende de la calidad de los procedimientos de construcción, lo que se considera indebido, ya que dicho valor depende directamente del total de valores de V.R.S. obtenidos en la capa en estudio.

5.- La prueba de V.R.S. directa es de fácil ejecución, y aunque tiene una gran variabilidad en sus resultados, éstos son obtenidos en forma rápida.

6.- La prueba de Porter Modificada, es la que más se ha empleado en el país, y por lo tanto es con la que se tiene una mayor experiencia, además de que se cuenta con una tecnología bastante completa y confiable.

RECOMENDACIONES.

1.- La prueba de V.R.S. del Cuerpo de Ingenieros, se emplee con fines de investigación, para así conocer el comportamiento del material con que estamos tratando; además de que solo se aplique a suelos finos, que no contengan partículas gruesas y con mayor razón si estas tienen aristas, como son los materiales triturados.

2.- La elaboración de especímenes con suelos arenosos, se debe llevar a cabo por medio de compactación estática.

3.- El método de diseño propuesto por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., debe ser empleado solamente en base a pruebas directas, y esto se rige en el caso de reconstrucciones.

4.- Para el diseño de pavimentos, en base a pruebas de laboratorio, emplear la prueba de Porter Modificada, pudiendo en un caso dado, efectuarse algunas pruebas de V.R.S. del Cuerpo de Ingenieros, sirviendo esto para normar un cierto criterio del proyectista.

5.- Sería de gran utilidad práctica, modificar las curvas del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., de tal forma de no recomendar el espesor de la carpeta asfáltica (concreto) en función de los ejes acumulados, ya que como se dijo en el Capítulo anterior, un camino puede recuperar de diferentes tipos de carpetas, conforme la intensidad de tránsito vaya en aumento, a través de la vida útil de la obra.

6.- En sustitución de la actual gráfica de diseño de la S.A.M.S.F., de ser adoptarse otro tipo de curvas, las cuales están en función de los ejes acumulados durante la vida útil de la obra, ya que con el adelanto de la tecnología, el tránsito puede estudiarse en una forma más eficiente.

7.- Es de fundamental importancia emplear las curvas de diseño de esos años, precisamente con valores de V.R.S. obtenidos de la prueba con la cual se hicieron las correlaciones de campo, para la elaboración de dichas curvas.

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

- 1.- Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible.
Informe N° 325 del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.
Santiago Corro y Guillermo Prado.
- 2.- Reporte de la ponencia mexicana al V Congreso Panamericano de Carreteras, denominado "Influencia de la humedad y tipo de compactación en las resistencias a la penetración, para obtener el valor relativo de soporte (C.B.R.)".
Ings. Rodrigo Padrón, Juan Oropeza y Luis Guzmán.
Lima Perú - 1951.
- 3.- La Ingeniería de suelos en las vías terrestres, Tomos I y II.
Rico y del Castillo
LIMUSA.
- 4.- Materiales pétreos para pavimentación y sus tratamientos.
Seminario de pavimentos S.A.H.U.P.
Coordinador: Ing. Juan E. Ramos Medina.
- 5.- Especificaciones Generales de Construcción, Parte novena, libro 1C.
S.A.H.U.P.
- 6.- Mecánica de suelos, Tomos I y II.
Juárez Badillo y Rico Rodríguez.
LIMUSA.
- 7.- Apuntes del curso "Proyecto y Construcción de Pavimentos".
Centro de Educación Permanente.
I.P.N. 1980.
- 8.- Vías de comunicación.
Craspo Villalaz.
LIMUSA.
- 9.- Manual de proyecto geométrico de carreteras.
S.A.H.U.P. 1976.
- 10.- Instructivo de diseño de pavimentos flexibles del Departamento de -
Geotecnia de la S.A.H.U.P.
- 11.- Apuntes de pavimentos.
M.I. I.C. Fernando Olivera Bustamante.
- 12.- Pavimentos asfálticos.
Martin Wallace.
- 13.- Caminos y desarrollo.
México 1925 - 1975.
S.A.H.U.P. 1975.