



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES

ARAGÓN.

“ESTUDIO GEOTÉCNICO Y DISEÑO ESTRUCTURAL
DEL PAVIMENTO PARA LA AMPLIACIÓN
DE LA CARRETERA SALTILLO - TORREÓN.
TRAMO DEL KM 160+000 AL KM 180+000.”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

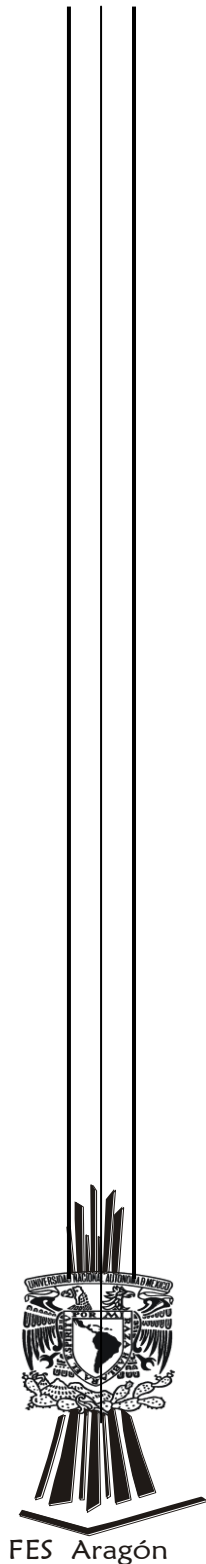
PRESENTA:

GUSTAVO BLANCAS ALVA

ASESOR DE TESIS:

ING. GABRIEL RUÍZ GONZÁLEZ

MÉXICO 2011



FES Aragón



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

"GRACIAS"

A MI DIOS JESUS CRISTO QUE SIEMPRE HA ESTADO CONMIGO.

CON ESPECIAL AFECTO Y CARIÑO PARA MIS PADRES:

**MARÍA ALVA FUENTES Y CARMEN FUENTES, POR BRINDARME
SIEMPRE SU APOYO, CARIÑO Y AMOR INCONDICIONALMENTE.**

DEDICADA CON MUCHO ORGULLO Y RESPETO PARA LA FAMILIA

BLANCAS ALVA:

JOSÉ MARIO BLANCAS ALVA

CARMINA BLANCAS ALVA

DIEGO MARTÍN BLANCAS ALVA

PARA LOS GRANDES SERES QUE HAN LLEGADO A MI VIDA:

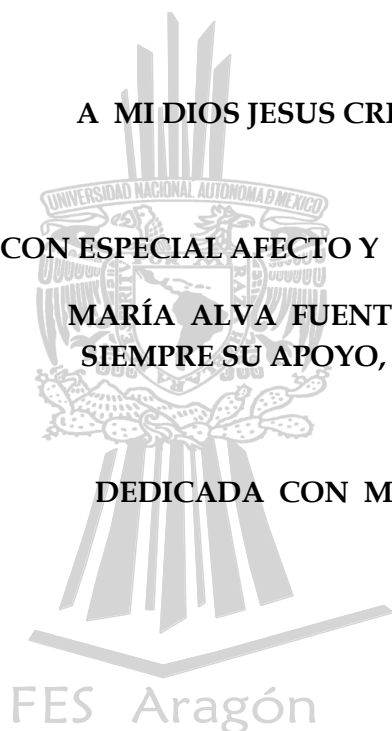
CRUZ ARODI NÚÑEZ SEGURA Y EMILIANO BLANCAS NÚÑEZ.

**PARA TODOS AQUELLOS QUE HAN SIDO PARTE EN MI FORMACIÓN COMO
SER HUMANO Y COMO UNIVERSITARIO, MUCHAS GRACIAS POR CONFIAR
EN MI ESPERO NO DEFRAUDARLOS.**

GRACIAS POR SIEMPRE:

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"



ÍNDICE:

INTRODUCCIÓN.

1.- OBJETIVO

2.- BREVE HISTORIA DE LAS VÍAS TERRESTRES

3.- CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS

4.- DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN DE PAVIMENTOS

I.- ANTECEDENTES.

I.1.- ANTECEDENTES

I.2.- CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

I.3.- DESCRIPCIÓN GEOGRÁFICA DE LA REGIÓN

II.- MUESTREO Y EXPLORACIÓN.

II.1.- MUESTREO Y EXPLORACIÓN EN OBRAS VIALES

II.2.- MUESTREO Y EXPLORACIÓN SOBRE EL EJE DEL CAMINO

II.3.- MUESTREO Y EXPLORACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES

III.- PRUEBAS DE LABORATORIO.

III.1.- PRUEBAS PARA LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

III.2.- PRUEBAS DE CLASIFICACIÓN PARA MATERIALES PÉTREOS, SUELOS Y ASFALTOS.

III.3.- INFORME DE ENSAYES DE LABORATORIO

IV.- DISEÑO DEL PAVIMENTO.

IV.1.- CARACTERÍSTICAS DE LAS CAPAS DE LOS PAVIMENTOS

- TERRACERÍAS
- BASES Y SUB-BASES
- CARPETA ASFÁLTICA

IV.2.- TRÁNSITO.

IV.3.- DISEÑO POR EL MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA. (UNAM)

IV.4.- DISEÑO POR EL MÉTODO DE LA AASHTO.

V.- PROCESO CONSTRUCTIVO.

V.1.-CONSTRUCCIÓN DE LAS TERRACERÍAS

- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN DEL CUERPO DEL TERRAPLÉN.
- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN DE LA CAPA SUBRASANTE.

V.2.- CONSTRUCCIÓN DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO.

- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA LAS BASES Y SUB – BASES.
- PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA CARPETAS ASFÁLTICAS.

VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

.- BIBLIOGRAFÍA



“INTRODUCCIÓN”

1.- OBJETIVO

El objetivo principal de este trabajo de tesis es exponer los estudios y exploraciones geotécnicas que se llevaron a cabo para llegar al diseño de la estructura del pavimento flexible para la ampliación de la carretera Saltillo – Torreón. Además de abordar el diseño del pavimento flexible por medio del método del instituto de ingeniería de la UNAM, y el método de la AASHTO.

2.- BREVE HISTORIA DE LAS VÍAS TERRESTRES.

Primeras veredas para peatones y carreteras.

Por necesidad, los primeros caminos fueron vías de tipo peatonal (veredas) que las tribus nómadas formaban al deambular por las regiones en busca de alimentos; posteriormente, cuando esos grupos se volvieron sedentarios, los caminos peatonales tuvieron finalidades religiosas, comerciales y de conquista. En América, y en México en particular, hubo este tipo de caminos durante el florecimiento de las civilizaciones maya y azteca.

Con la invención de la rueda, apareció la carreta jalada por personas o por bestias y fue necesario acondicionar los caminos para que el tránsito se desarrollara lo más “rápido” y “cómodo” posible; así, los espartanos y los fenicios hicieron los primeros caminos de que se tiene noticia, y los romanos los construyeron tanto en la península Itálica como en varios puntos de Europa, África y Asia para extender sus dominios.

Cuando las vías peatonales se formaban sobre terrenos blandos o de lodazales, las tribus trataban de mejorar las condiciones de éstas colocando piedras en el trayecto para evitar resbalar o sumergirse en el lodo. Los caminos para carreteras se revestían de tal forma que las ruedas no se incrustaran en el terreno; para construir estos revestimientos se utilizaban desde piedra machacada hasta empedrados como los de la vía Apia en Roma. La colocación de piedras o revestimientos en los lodazales de caminos peatonales tenía la finalidad de que las vías recibieran las cargas sin ruptura estructural, así como de distribuir los esfuerzos en zonas cada vez más amplias con la profundidad para que los soportara el terreno natural. Éstas son también las funciones principales de los pavimentos actuales.

En la edad media se interrumpe la construcción y comunicación de caminos.

La revolución industrial trae consigo la invención de las máquinas de vapor en el siglo XVIII, apareció la locomotora de vapor. En este caso para distribuir los esfuerzos a las capas inferiores del terraplén, se utilizan rieles durmientes y balasto que se coloca sobre terracerías construidas adecuadamente.

Aparición del automóvil.

A fines del siglo XIX se inventó el automóvil, teniendo un rápido desarrollo. Para su tránsito, en primer lugar se acondicionaron los antiguos caminos de carretas, los cuales sufrieron después grandes transformaciones en su geometría y estructura, pues los vehículos se han multiplicado tanto en números como en peso.

Las vías terrestres en México.

México Prehispánico.

Culturas más avanzadas en la construcción de caminos: Aztecas, Teotihuacanos y Mayas. En la actualidad queda vestigio de ello.

Teotihuacán. Calzada de los muertos

Mayas. Caminos blancos recubiertos con piedra caliza.

Los españoles introdujeron las carretas, y Fray Sebastián de Aparicio (monje franciscano) construyó las primeras brechas o veredas, con lo que comenzó una tradición caminera muy arraigada. Así hubo comunicación con el puerto de Veracruz, Puebla, Acapulco y otras ciudades del país.

A partir de la segunda mitad del siglo XIX se inició la construcción de vías férreas; la actividad ferroviaria tuvo su mayor auge durante el gobierno de Porfirio Díaz y hoy en día está en decadencia. La extensión actual de las vías férreas es muy inferior a la que necesita el desarrollo del país, y el ferrocarril incluso a llegado a ser un factor de retroceso por los altos costos que reporta.

Al principio del siglo XX se introdujeron en el país los primeros automóviles, que utilizaron principalmente los caminos de carretas; sin embargo, a partir de 1925 empezó la construcción de vías con técnicas avanzadas. Los primeros caminos de este tipo iban de la ciudad de México a Veracruz, a Laredo y a Guadalajara. Fueron proyectados y construidos por firmas de Estados Unidos, pero desde 1940 los ingenieros mexicanos se han encargado de los trabajos. En este siglo también ha sido muy importante el uso del avión como medio de transporte, ya sea de pasaje o carga, por lo que en México se ha construido una cantidad impresionante de aeropuertos, al igual que en el resto del mundo.

3.- CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS.

Las carreteras se han clasificado de diferentes maneras en diferentes lugares del mundo, ya sea con arreglo al fin que con ellas se persigue o bien por su transitabilidad.

En la práctica vial mexicana se pueden distinguir varias clasificaciones, algunas de las cuales coinciden con las clasificaciones dadas en otros países. Ellas son: Clasificación por su aspecto administrativo y clasificación técnica oficial.

Clasificación por transitabilidad.

Esta corresponde a las etapas de construcción de la carretera y se divide en:

- 1.- Terracerías: cuando se ha construido la sección de proyecto hasta su nivel de subrasante transitable en tiempos de secas.
- 2.-Revestida: cuando sobre la subrasante se a colocada ya una o varias capas de material granular y es transitable en todo tiempo.
- 3.- Pavimentada: cuando sobre la subrasante se ha construido ya totalmente el pavimento.

La clasificación anterior es casi universalmente usada en cartografía y se representa así:

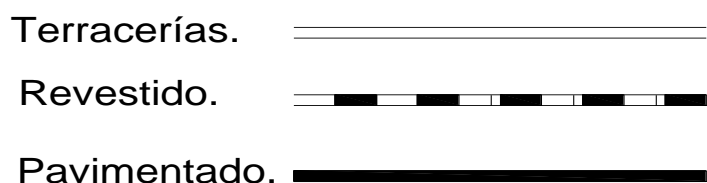


Fig. (1)

Clasificación Administrativa.

1.- Federales: Cuando son costeadas íntegramente por la federación y se encuentran por lo tanto a su cargo.

2.- Estatales: Cuando son construidas por el sistema de cooperación a razón del 50% aportado por el estado donde se construye y el 50% por la federación. Estos caminos quedan a cargo de las antes llamadas juntas locales de caminos.

3.- Vecinales o rurales: Cuando son construidas con la cooperación de los vecinos beneficiados pagando estos un tercio de su valor, otro tercio lo aporta la federación y el tercio restante el estado. Su construcción y conservación se hace por intermedio de las antes llamadas juntas locales de caminos y ahora sistema de caminos.

4.- De cuota: Las cuales quedan unas a cargo de la dependencia oficial descentralizada denominada Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios y Conexos, y otras como las autopistas o carreteras concesionadas a

La iniciativa privada por tiempo determinado, siendo la inversión recuperable a través de cuotas de paso.

Clasificación técnica oficial.

Esta clasificación permite distinguir en forma precisa la categoría física del camino, ya que toma en cuenta los volúmenes de tránsito sobre el camino al final del período económico los mismos (20 años) y las especificaciones geométricas aplicadas. En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T) clasifica técnicamente a las carreteras de la manera siguiente:

a. Tipo especial: para tránsito promedio diario anual superior a 3,000 vehículos, equivalente a un tránsito horario máximo anual de 360 vehículos o más (o sea un 12% de TDPA) estos caminos requieren de un estudio especial, pudiendo tener corona de dos o de cuatro carriles en un solo cuerpo, designándoles A2 y A4, respectivamente, o empleando cuatro carriles en dos cuerpos diferentes designándoseles como A4, S.

Tipo A: para un tránsito promedio diario anual de 1,500 a 3,000 equivalente a un tránsito horario máximo anual de 180 a 360 vehículos (12% del TDPA).

Tipo B: para un tránsito promedio diario anual de 500 a 1,500 vehículos, equivalente a un tránsito horario máximo anual de 60 a 180 vehículos (12% de TDPA)

Tipo C: para un tránsito promedio diario anual de 50 a 500 vehículos, equivalente a un tránsito horario máximo anual de 6 a 60 vehículos (12% del TDPA).

Tipos de caminos de acuerdo con su utilidad socioeconómica.

Los caminos se pueden clasificar, de acuerdo con su utilidad, en: los de integración nacional, los de tipo social, los que propician el desarrollo y los caminos en zonas desarrolladas.

Caminos de integración nacional.

Los caminos de integración nacional son aquellos que principalmente sirven para unir el territorio de un país. Así, en México los primeros caminos troncales se programaron para comunicar en primera instancia a la capital de la república con las capitales de los estados y más tarde a estas últimas entre sí, así como con las cabeceras municipales.

En fechas recientes se ha dado importancia a la terminación de los caminos costeros del golfo y del pacífico, además de los fronterizos del norte y el sur. Un ejemplo típico de este tipo de obras es el camino transpeninsular que recorre de norte a sur la península de Baja California.

Caminos de tipo Social.

Los caminos de tipo social son aquellos cuyo fin principal es incorporar al desarrollo nacional a los núcleos poblacionales que han permanecido marginados por falta de comunicación. Estos caminos se evalúan con base en el costo por habitante servido que se calcula al dividir el costo de la obra entre el número de ciudadanos residentes en la zona de influencia del camino.

En nuestro país, este tipo de caminos tienen una corona constituida por un solo carril, y la superficie de rodamiento está protegida por una capa suficientemente compacta y aglutinada (de forma natural o con productos químicos) para resistir el tránsito y las condiciones regionales del ambiente; de esta manera, es posible tener una comunicación permanente en todas las épocas del año.



Fig. (2)

Caminos para el desarrollo.

Los caminos que propician el desarrollo de una zona son aquellos que fomentan principalmente las actividades agrícolas, ganaderas, comerciales, industriales o turística de la zona de influencia, y su evaluación económica se realiza de acuerdo con el índice de productividad, que se obtiene al dividir los beneficios entre el costo de la obra; los primeros son la suma de los costos de la producción generada durante cierto tiempo, casi siempre cinco años. Este tipo de caminos tienen una corona de 7m a 11m.



Fig. (3)

Caminos entre zonas desarrolladas.

Estos caminos comunican las zonas desarrolladas y se construyen para disminuir los costos de operación del usuario, además de mejorar el tránsito en los caminos regionales. Estos caminos tienen como objeto comunicar sólo los puntos que han alcanzado mayor desarrollo; por tanto, son directos con lo que se reducen las distancias de recorrido y el servicio mejora con respecto al del resto de los caminos, por lo que la operación es más segura y cómoda. Con frecuencia son caminos con control de accesos y, dependiendo del tránsito, pueden ser de dos, cuatro o más carriles. En nuestro país a este grupo pertenecen las llamadas autopistas, que en general son caminos de cuota cuya administración está a cargo de una dependencia oficial o privada.

Estos caminos se avalúan a través de la relación beneficio – costo, denominada índice de recuperación, que se calcula al dividir los ahorros que se tendrán cuando la nueva obra entre en funcionamiento entre el costo de construcción. Hay ahorros en combustible, lubricantes, horas – hombre (operadores y pasajeros), así como otras ventajas menos tangibles, como la comodidad y la seguridad, de la cual se puede tener una idea si se calculan los ahorros que se obtendrán al disminuir los accidentes.



Fig. (4)

4- DEFINICIÓN DE PAVIMENTO.

Se define como pavimento al conjunto de capas de materiales seleccionados que reciben en forma directa las cargas de tránsito y las transmiten a las capas inferiores, distribuyéndolas con uniformidad. Este conjunto de capas proporciona también la superficie de rodamiento, en donde se debe tener una operación rápida y cómoda.

De acuerdo con la teoría de esfuerzos y las medidas de campo que se realizan, los materiales con que se construyen los pavimentos deben tener la calidad suficiente para resistir. Por lo mismo, las capas localizadas a mayor profundidad pueden ser de menor calidad, en relación con el nivel de esfuerzos que recibirán, aunque el pavimento también transmite los esfuerzos a las capas inferiores y los distribuye de manera conveniente, con el fin de que estas los resistan.

Tipos de pavimentos.

Pavimentos Flexibles.

En estos una carpeta asfáltica proporciona la superficie de rodamiento; las cargas de los vehículos hacia las capas inferiores se distribuyen por medio de las características de fricción y cohesión de las partículas de los materiales; y la carpeta asfáltica se pliega a pequeñas deformaciones de las capas inferiores sin que su estructura se rompa. Las capas que forman un pavimento flexible son: carpeta asfáltica, base y sub – base, las cuales se construyen sobre la capa subrasante y el cuerpo de terraplén.

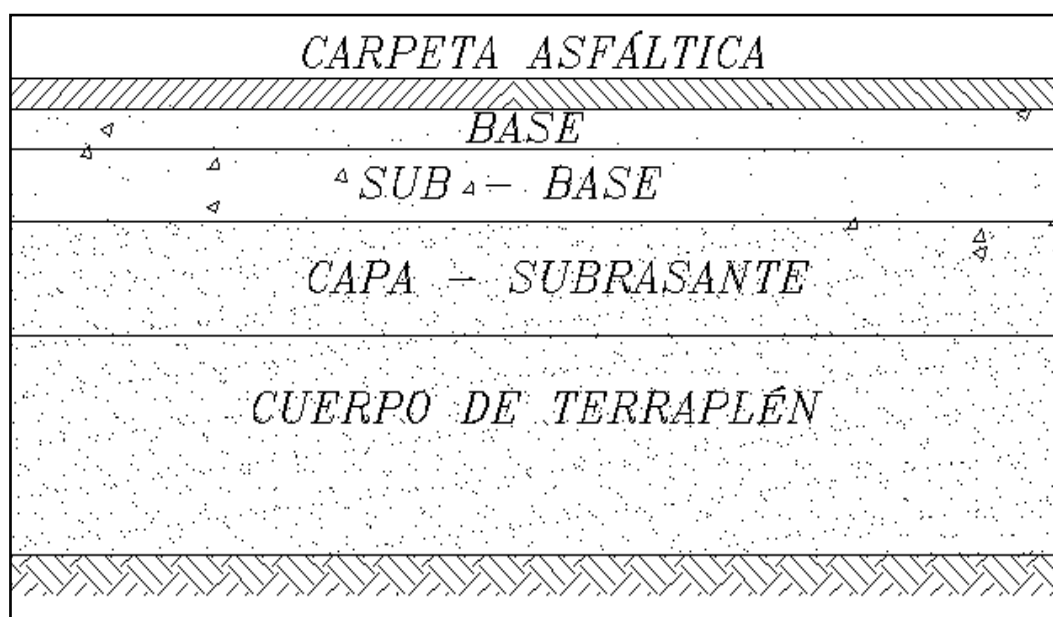


Fig. (5)

Pavimentos rígidos.

La superficie de rodamiento de un pavimento rígido es proporcionada por losas de concreto hidráulico, las cuales distribuyen las cargas de los vehículos hacia las capas inferiores por medio de toda la superficie de la losa y de las adyacentes, que trabajan en conjunto con la que recibe directamente las cargas. Este tipo de pavimento no puede plegarse a las deformaciones de las capas inferiores sin que se presente la falla estructural. Aunque en teoría las losas de concreto hidráulico pueden colocarse en forma directa sobre la subrasante, es necesario construir una capa de sub-base para evitar que los finos sean bombeados hacia la superficie de rodamiento al pasar los vehículos, lo cual puede provocar fallas de esquina o de orilla en la losa. La sección transversal de un pavimento rígido esta constituida por la losa de concreto hidráulico y la sub-base, que se construyen sobre la capa subrasante y el cuerpo de terraplén.

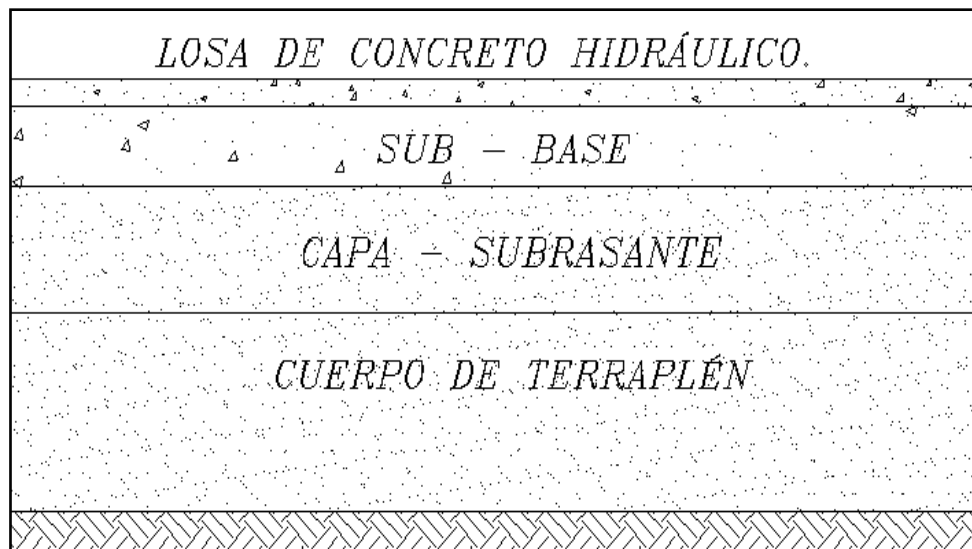


Fig. (6)



I.1.- ANTECEDENTES

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes tiene contemplado la modernización y/o ampliación de aquellos tramos de la red de carreteras en el país, con alta incidencia de accidentes o que tenga un alto potencial de peligrosidad, de tal forma que al usuario de dichas carreteras pueda transitar con seguridad, confort y sin poner en riesgo la integridad física del mismo, es por eso que se tiene contemplado a través de la Dirección General de Carreteras Federales, la ampliación del tramo del km 160+000 al km 180+000, del cuerpo "B" de la Carretera Saltillo - Torreón, de tal manera que también permita una rápida y segura transportación vía terrestre, tanto de personas como de mercancías que apoyen el desarrollo económico de las regiones por las que atraviesa la carretera de la cual forma el tramo en mención.

Cabe mencionar que la carretera donde se localiza el tramo en mención en estudio forma parte del eje troncal N° 54 Manzanillo – Cd. Mier, y enlaza los Estados de Nuevo León, Coahuila, Durango y así mismo con los Estados del Pacífico.

EL camino fue construido hace más de 45 años se ha venido reforzando mediante la colocación de sobre carpetas y aplicándosele mantenimientos preventivo de riego de sellos, conservación rutinaria entre otras.

I.2.- CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

Las especificaciones geométricas del mejoramiento del tramo del km 160+000 al km 180+000, objeto de este trabajo, considerando que actualmente el tramo es de cuatro carriles, con dos cuerpos separados Cpo. "A" y Cpo. "B", de donde el Cpo. "B" tiene un ancho de calzada de 7.0m, con dos carriles de circulación, sin acotamientos, el Cpo. "A" tiene un ancho de corona de 9.50 m, formada por calzada de 7.0 m, con dos carriles de circulación, con acotamientos externo de 2.0 m e interno de 0.50 m, por lo tanto las especificaciones geométricas del mejoramiento del ancho de calzada una vez realizada la ampliación sobre el cuerpo "B", será de la siguiente manera:

Tendrá un ancho de corona de 10.50 m, formado por un cuerpo, con dos carriles de circulación de 3.50 m. cada uno y acotamiento interno de 1.00 m y acotamiento externo de 2.50 m. (Ver Fig.I.1).

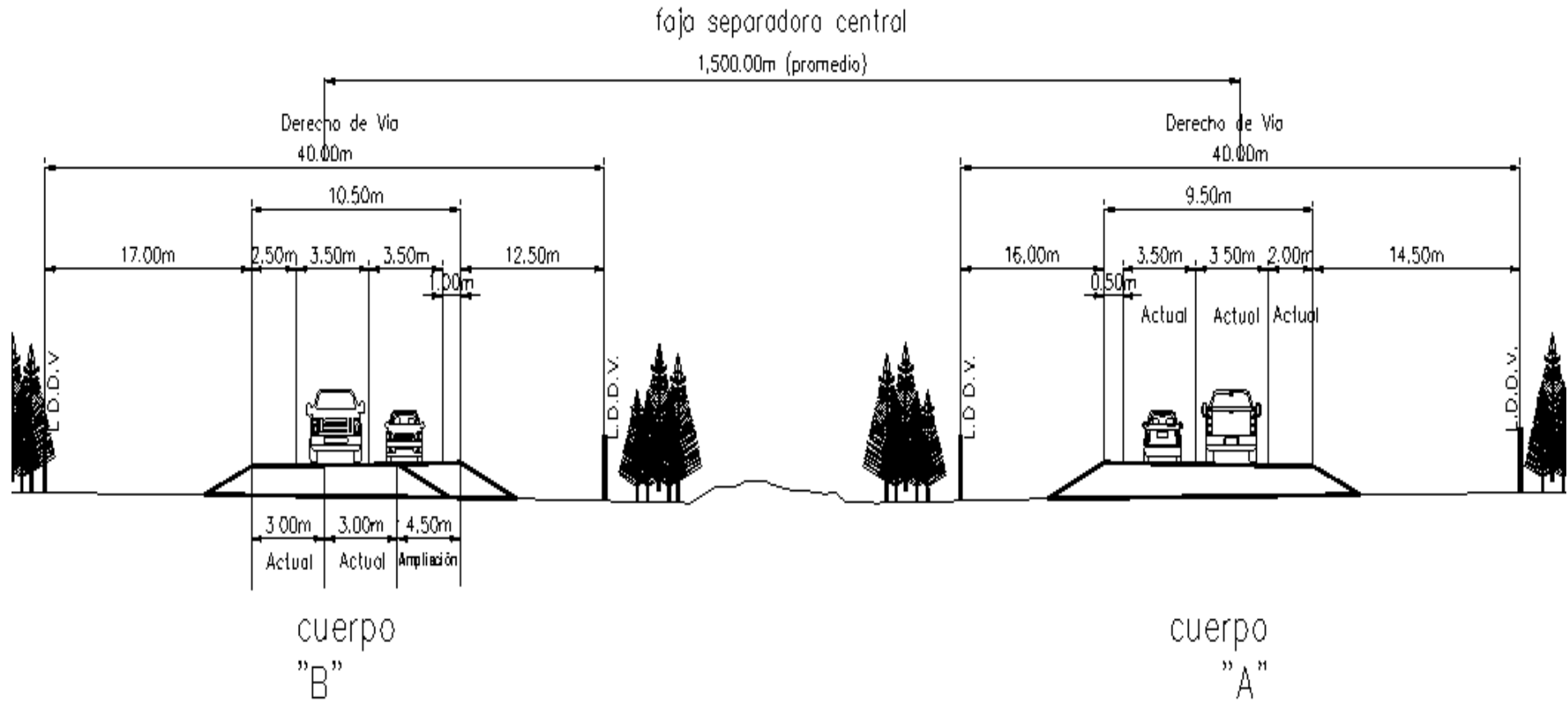


Fig. (1.1)

I.3.- DESCRIPCIÓN GEOGRÁFICA DE LA REGIÓN**Localización.**

El tramo en cuestión, se localiza al suroeste del Estado de Coahuila entre la región conocida como el parque natural de la Paila y el desierto de mayrán, entre los paralelos 25° 35' y 25° 45' de latitud norte y entre los meridianos 102° 37' y 102° 28' de longitud este.

Cabe destacar que este tramo forma parte de la Carretera Federal N° 40

RED FEDERAL LIBRE (COAHUILA).	ruta
1 CD. ACUÑA - PRESA DE LA AMISTAD	MEX
2 DURANGO - TORREON	MEX - 040
3 ENT. BELLA UNION - SALTILLO	MEX - 057
4 ENT. MORELOS - SALTILLO	MEX - 054
5 GREGORIO GARCIA - FRANCISCO I. MADERO	MEX
6 HUACHICHIL - LA ENCANTADA	MEX
7 LA CUCHILLA - TORREON	MEX - 030
8 LIBRAMIENTO ALLENDE - NAVA	MEX
9 MONCLOVA - PIEDRAS NEGRAS	MEX - 057
10 MONCLOVA - SAN PEDRO DE LAS COLONIAS	MEX - 030
11 MONTERREY - CASTAÑOS	MEX - 053
12 MORELOS - CD. ACUÑA	MEX - 047
13 NUEVA ROSITA - BOQUILLAS DEL CARMEN	MEX - 053
14 OJO CALIENTE - SANTA CRUZ	MEX
15 PIEDRAS NEGRAS - CD. ACUÑA	MEX - 002
16 PIEDRAS NEGRAS - NUEVO LAREDO	MEX - 002
17 SALTILLO - MONCLOVA	MEX - 057
18 SALTILLO - MONTERREY	MEX - 040
19 SALTILLO - TORREON	MEX - 040

Fig. (1.2)

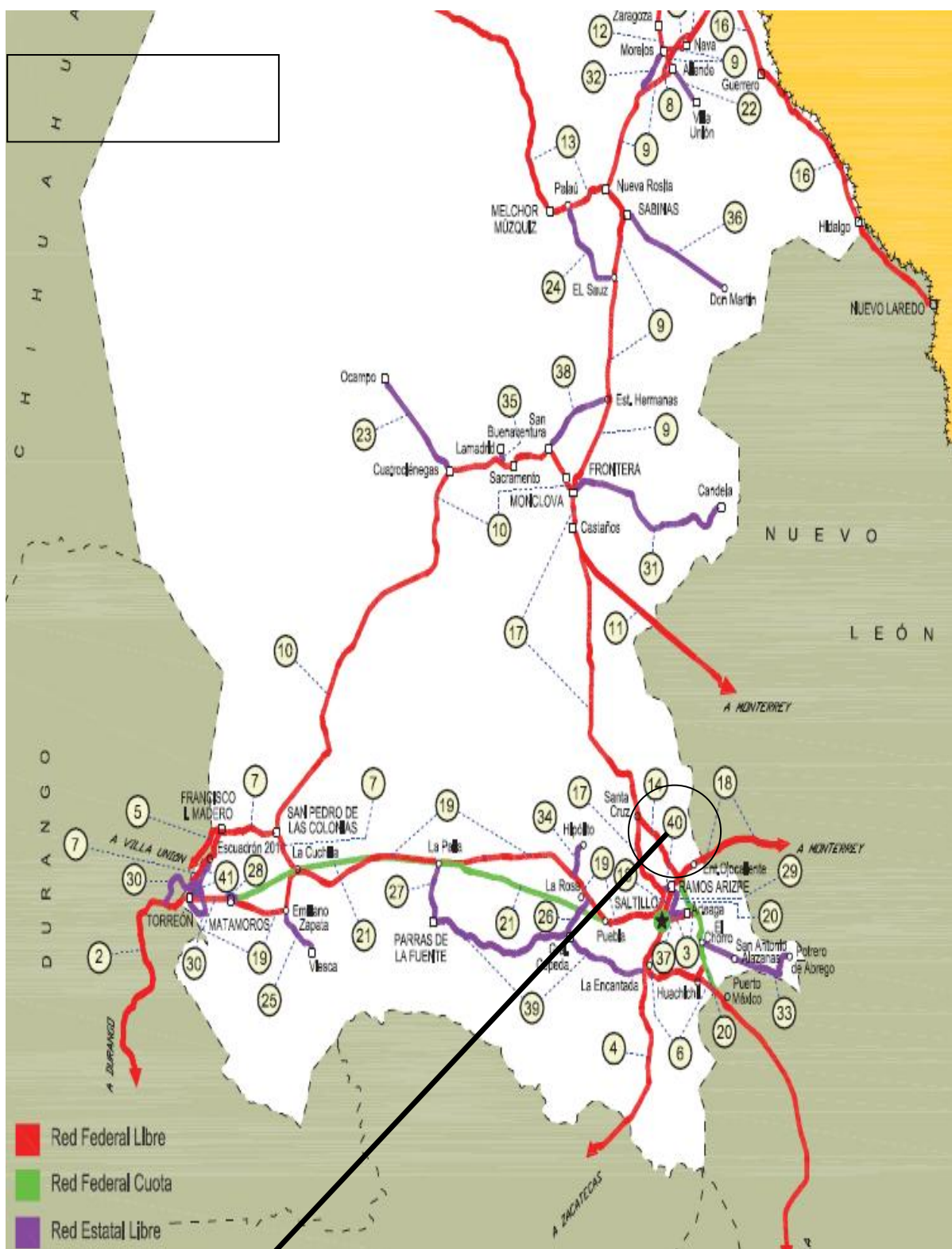


Fig. (1.3)

Mex. - No 40

Morfología y geología.

La zona en estudio se encuentra ubicada en la Provincia Fisiográfica conocida como Sierra Madre Oriental. La principal característica geológica de esta provincia es la predominancia de rocas mesozóicas de origen sedimentario marino, las cuales fueron sometidas a esfuerzos corticales de tensión y compresión, que dieron lugar a levantamientos serranos abruptos constituidos por rocas calizas, que se alternan con valles intermontanos. Tal es el caso de las sierras: El Burro, Santa Rosa, Menchaca y la Fragua entre otras. También se encuentran lomeríos de pendientes suaves, constituidos por lutitas asociadas con calizas y areniscas, como los localizados al sureste de la sierra El Burro y en la zona comprendida entre Parras de la Fuente y Saltillo.

Geología Regional.

En el tramo en estudio, predomina la roca de origen sedimentario representada en la zona por calizas, conglomerados y lutita además de suelos residuales, predominando entre estos el aluvión.

Geología estructural.

Esta provincia se caracteriza por sus estructuras geológicas que han dado lugar a la formación de valles y sierras, cuyas orientaciones predominantes son noreste-sureste y este-oeste. Existe un gran número de fallas normales e inversas, así como de pliegues anticlinales y sinclinales que siguen la orientación de las sierras. Las estructuras ígneas se encuentran diseminadas en la parte de la provincia que corresponde al estado y están constituidas por cuerpos intrusivos y derrames de lava. También existen fracturas de diferentes magnitudes, algunas de las cuales han sido rellenadas por soluciones mineralizantes para formar vetas de importancia económica, como es el caso de las minas de barita, fluorita y de minerales metálicos.

Geología Económica.

En esta provincia, dentro del estado de Coahuila, es donde se encuentran los más grandes yacimientos de barita, principalmente en los municipios de Múzquiz y Sabinas. También es considerable la producción de fluorita mediante la explotación de numerosos yacimientos localizados en los municipios de Acuña, General Cepeda y Múzquiz.

Topografía.

La topografía del terreno donde se ubica el tramo en estudio, corresponde al tipo de terreno plano. El trazo del tramo en cuestión presenta secciones transversales con terraplenes de poca altura.



Fig. (1.4)

Hidrología.

La zona en estudio se encuentra ubicada en la región hidrológica denominada "Nazas-Aguanaval". La parte coahuilense de esta región se encuentra al noroeste de la entidad y abarca también partes de los estados de Durango y Zacatecas, se le conoce con el nombre de Región Lagunera y corresponde a las cuencas cerradas de los grandes ríos Nazas y Aguanaval. Estos ríos alimentan a la zona agrícola más importante de la Entidad, la Comarca Lagunera, y a varias de las ciudades que en ella se enmarcan, tanto en Durango (Gómez Palacio y Lerdo) como en Coahuila (Torreón, Matamoros y San Pedro de las Colonias).

Climatología.

El estado de Coahuila está situado, en su mayor parte, en el oriente de una gran área climática denominada como Desierto de Chihuahua, o Desierto del Norte de México. Se caracteriza por poseer climas continentales, secos y muy secos, que van desde los semicálidos, predominantes en los bolsones coahuilenses, hasta los templados de las partes más altas y las más septentrionales.

Tres son las áreas en las que puede dividirse al estado por sus climas, de un modo general: El occidente muy seco; el centro y sur, en los que se asocian climas desde los muy secos y secos semicálidos de sus bolsones y valles hasta los semisecos templados y los templados subhúmedos de las cumbres serranas, con predominancia de climas secos y por último el noreste semiseco y seco con influencia marítima más notoria.

La zona en estudio se caracteriza por presentar un Clima muy seco semicálidos, con muy bajo porcentaje de lluvias invernales. Es el clima más extendido en el poniente y centro de Coahuila. Predomina típicamente en sus amplios llanos desérticos (bolsones) y en las bajadas tendidas de las sierras, en terrenos generalmente más bajos que 1400 m de altitud, con suelos típicos de zonas áridas y vegetación de matorrales desérticos o bien, halófila.

Las escasas precipitaciones pluviales, que promedian anualmente entre unos 100 a 400 mm y se presentan en su gran mayoría en el verano.



CAPITULO II

“MUESTREO Y EXPLORACIÓN”

FES Aragón

II.1.- MUESTREO Y EXPLORACIÓN EN OBRAS VIALES.

Con el propósito de conocer las características físicas de los materiales que han de emplearse en la estructuración de las obras viales, se deben de realizar los ensayos de campo y posteriormente de laboratorio, sobre las muestras obtenidas en las diversas fuentes de aprovisionamiento de materiales, de acuerdo con los métodos de prueba que han establecido diversas instituciones como: American Society of Standards and Materials (ASTM), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y específicamente para México, las editadas en los manuales de Métodos de muestreo y pruebas de materiales (M.MMP) de la Normativa para la Infraestructura del Transporte de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

Se requiere efectuar un reconocimiento completo de la zona donde se construirá la obra vial, a fin de encontrar posibles bancos para pavimentación. Para este fin es muy útil usar fotografías aéreas y hacer reconocimientos de tipo terrestre.

La clasificación de los fragmentos de roca y de los suelos en campo se realiza en forma visual, por lo que se requiere experiencia para clasificar los diferentes materiales. La experiencia se obtiene mediante la enseñanza de quien ya la tiene y comparando las clasificaciones hechas en campo con las obtenidas en el laboratorio.

II.2.-MUESTREO Y EXPLORACIÓN SOBRE EL EJE DEL CAMINO.

Se efectuó el estudio, realizando sondeos tipo pozo a cielo abierto (P.C.A), de donde se obtuvieron muestras alteradas representativas del terreno natural dentro del derecho de vía del lado donde se realizara la ampliación del ancho de calzada.

Clasificación en campo e informe fotográfico.

Se realizaron exploraciones a cada 500 m, mediante sondeos de pozo a cielo abierto, se obtuvieron muestras alteradas, dichas muestras fueron analizadas realizándoles pruebas índices de resistencia, plasticidad y de granulometría.

Relación de Sondeos sobre el eje del camino.

SONDEO NO.	CADENAMIENTO
1	160+000
2	160+500
3	161+000
4	161+500
5	162+000
6	162+500
7	163+000
8	163+500
9	164+000
10	164+500
11	165+000
12	165+500
13	166+000
14	166+500
15	167+000
16	167+500
17	168+000
18	168+500
19	169+000
20	169+500
21	170+000
22	170+500
23	171+000
24	171+500
25	172+000
26	172+500
27	173+000
28	173+500
29	174+000
30	174+500
31	175+000
32	175+500
33	176+000
34	176+500
35	177+000
36	177+500
37	178+000
38	178+500
39	179+000
40	179+500
41	180+000

Fig. (2.1)

INFORME FOTOGRÁFICO



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 160+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 160+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 161+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 161+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 162+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 162+500

Material Orgánico (Despalme)= 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 163+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 163+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 164+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 164+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 165+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 165+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 166+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 166+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 167+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 167+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 168+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 168+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 169+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 169+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 170+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 170+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 171+000

Material Orgánico (Despalme)= 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 171+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 172+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 172+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 173+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 173+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 174+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 174+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 175+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 175+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 176+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 176+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 177+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 177+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 178+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 178+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 179+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 179+500

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.



Excavación en Pozo a Cielo Abierto km 180+000

Material Orgánico (Despalme) = 0.20 m

Arcilla Inorgánica Café Claro (CL)= Indef.

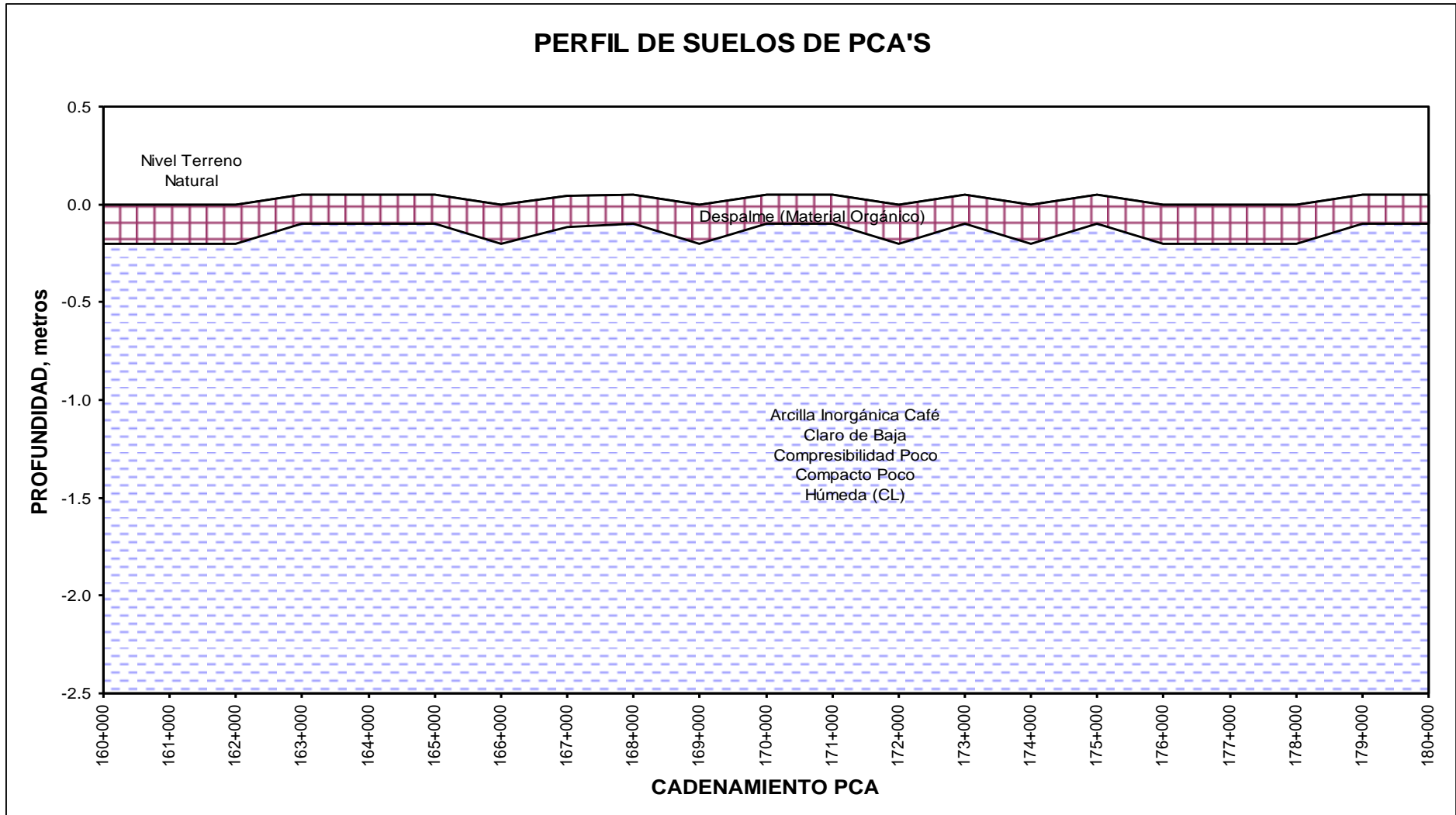


Fig. (2.2)

II.3.-MUESTREO Y EXPLORACIÓN DE BANCOS DE MATERIALES

Se localizaron y muestrearon bancos para terracerías y pavimento, las muestras obtenidas se enviaron a laboratorio para su análisis mediante pruebas índice: de resistencia, de plasticidad, de granulometría y su correspondiente clasificación. Los resultados obtenidos en el laboratorio y la clasificación de los materiales serán expuestos en el siguiente capítulo de la tesis (Capítulo: III.- Pruebas de laboratorio).

Características generales de los bancos para capas de terracerías.

DATOS GENERALES DEL BANCO	
DENOMINACIÓN	"BANCO SIN NOMBRE"
UBICACION	KM. 154+000 DESV./IZQ. 400 mts. CARRETERA: SALTILLO - TORREON
CAPACIDAD DEL BANCO M3.	30 000
EMPLEO DEL MATERIAL	TERRACERÍAS
TRATAMIENTO	TRITURACIÓN Y CRIBADO



Fig. (2.3)

DATOS GENERALES DEL BANCO	
DENOMINACIÓN	"BANCO SIN NOMBRE"
UBICACION	KM. 156+000 DESV./IZQ. 300 mts. CARRETERA: SALTILLO - TORREON
CAPACIDAD DEL BANCO M3.	22 500
EMPLEO DEL MATERIAL	TERRACERÍAS
TRATAMIENTO	TRITURACIÓN Y CRIBADO



Fig. (2.4)

DATOS GENERALES DEL BANCO	
DENOMINACIÓN	"BANCO SIN NOMBRE"
UBICACION	KM. 167+400 DESV./IZQ. 200 mts. CARRETERA: SALTILLO - TORREON
CAPACIDAD DEL BANCO M3.	25 000
EMPLEO DEL MATERIAL	TERRACERÍAS
TRATAMIENTO	TRITURACIÓN Y CRIBADO



Fig. (2.5)

DATOS GENERALES DEL BANCO	
DENOMINACIÓN	"BANCO SIN NOMBRE"
UBICACION	KM. 182+000 DESV./IZQ. 300 mts. CARRETERA: SALTILLO - TORREON
CAPACIDAD DEL BANCO M3.	30 000
EMPLEO DEL MATERIAL	TERRACERÍAS
TRATAMIENTO	TRITURACIÓN Y CRIBADO



Fig. (2.6)

Características generales de los bancos para capas de pavimento.

DATOS GENERALES DEL BANCO	
DENOMINACIÓN	"EL MIMBRE"
UBICACION	KM. 151+470 DESV./IZQ. 800 mts. CARRETERA: SALTILLO - TORREON
CAPACIDAD DEL BANCO M3.	100 000
EMPLEO DEL MATERIAL	SUB BASE, BASE, CONC. ASFALT.
TRATAMIENTO	TRITURACIÓN Y CRIBADO



Fig. (2.7)

DATOS GENERALES DEL BANCO	
DENOMINACIÓN	"MICROONDAS"
UBICACION	KM. 153+700 DESV./IZQ. 200 mts. CARRETERA: SALTILLO - TORREON
CAPACIDAD DEL BANCO M3.	100 000
EMPLEO DEL MATERIAL	SUB BASE, BASE, CONC. ASFALT.
TRATAMIENTO	TRITURACIÓN Y CRIBADO



Fig. (2.8)

DATOS GENERALES DEL BANCO	
DENOMINACIÓN	"CERRO BOLA"
UBICACION	KM. 192+000 DESV./IZQ. 020 mts. CARRETERA: SALTILLO - TORREON
CAPACIDAD DEL BANCO M3.	150 000
EMPLEO DEL MATERIAL	SUB BASE, BASE, CONC. ASFALT.
TRATAMIENTO	TRITURACIÓN Y CRIBADO

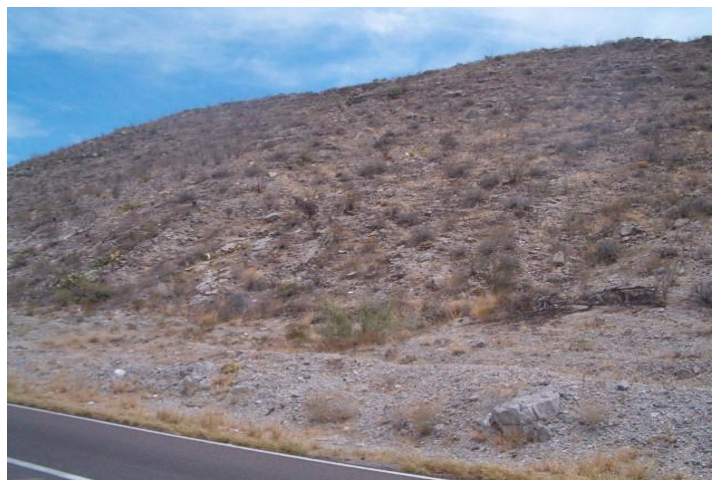


Fig. (2.9)

DATOS GENERALES DEL BANCO	
DENOMINACIÓN	"BANCO SIN NOMBRE"
UBICACION	KM. 200+800 DESV./IZQ. 150 mts. CARRETERA: SALTILLO - TORREON
CAPACIDAD DEL BANCO M3.	80 000
EMPLEO DEL MATERIAL	SUB BASE, BASE, CONC. ASFALT.
TRATAMIENTO	TRITURACIÓN Y CRIBADO



Fig. (2.10)

DATOS GENERALES DEL BANCO	
DENOMINACIÓN	"BANCO SIN NOMBRE"
UBICACION	KM. 203+000 DESV./IZQ. 150 mts. CARRETERA: SALTILLO - TORREON
CAPACIDAD DEL BANCO M3.	30 000
EMPLEO DEL MATERIAL	SUB BASE, BASE, CONC. ASFALT.
TRATAMIENTO	TRITURACIÓN Y CRIBADO



Fig. (2.11)

DATOS GENERALES DEL BANCO	
DENOMINACIÓN	"BANCO LA CUCHILLA"
UBICACION	KM. 206+000 DESV./IZQ. 150 mts. CARRETERA: SALTILLO - TORREON
CAPACIDAD DEL BANCO M3.	200 000
EMPLEO DEL MATERIAL	SUB BASE, BASE, CONC. ASFALT.
TRATAMIENTO	TRITURACIÓN Y CRIBADO



Fig. (2.12)



CAPITULO III

“PRUEBAS DE LABORATORIO”

FES Aragón

III.1.- PRUEBAS PARA LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.

Para conocer las características de los materiales, se hacen pruebas que consisten en realizar mediciones de diferentes clases a especímenes elaborados, siguiendo procedimientos estandarizados.

Las pruebas que se efectúan a los materiales de construcción se dividen en pruebas de clasificación, de control y de proyecto.

Las pruebas de clasificación permiten identificar a los materiales y decidir si pueden utilizarse en algunas capas estructurales. Con las pruebas de control se verifica si la obra cumple con los requisitos de proyecto. Por ultimo, las pruebas de proyecto permiten realizar estructuración racional de la sección transversal de una vía terrestre.

En México estas pruebas se indican con todo detalle en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

III.2.-PRUEBAS DE CLASIFICACIÓN PARA MATERIALES PÉTREOS, SUELOS Y ASFALTOS.

Las principales pruebas de clasificación que se aplican a los materiales pétreos y suelos de una vía terrestre son: granulometría, plasticidad, resistencia, expansión, valor cementante, adherencia con el asfalto, dureza y forma de la partícula.

Las pruebas más usuales que se efectúan a los productos asfálticos son de destilación, penetración, viscosidad, punto de encendido, asentamiento en cinco días.

Granulometría.

La Granulometría es la parte de la Mecánica de Suelos que estudia lo referente a las formas y distribución de tamaños de las gravas o partículas que constituyen un suelo.

La distribución granulométrica de un suelo se define como la descripción cuantitativa del tamaño de las partículas que lo forman. Para las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo, la determinación de la distribución granulométrica se hace por un procedimiento de cribado a través de mallas para las partículas mayores de 0.074 mm (malla N° 200), mientras que para las partículas menores el análisis se hace por sedimentación, mediante el uso del hidrómetro (análisis mecánico combinado).

Las muestras requeridas para la obtención de la curva granulométrica pueden ser alteradas o inalteradas. La muestra de suelo representativa contendrá por lo menos 50 gr. de material que pase la malla N° 200 y 300 gr. de material que pase la malla N° 4.

Primeramente deberá secarse la muestra al aire y separarse en dos fracciones que definirá la malla N° 4. De la fracción que pasa la malla N° 4, se toman - por cuarteo - 300 gr. de material y se lavan sobre la malla N° 200 utilizando agua destilada con la recuperación de la misma en su totalidad dentro de un recipiente. El material retenido en la malla N° 200 se sujeta ha secado de horno. Ahora se efectúa el cribado tanto la fracción retenida en la malla N° 4 como el material retenido en la malla N° 200 haciéndolo pasar - en ambas fracciones - a través de un juego de tamices de aberturas descendentes (Fig. 3.1)y anotándose el peso del material retenido que se obtenga en la malla.

Material Retenido en la Malla No. 4		Material Retenido en la Malla No. 4	
Numero	Abertura (mm)	Numero	Abertura (mm)
3"	76.2	No. 10	2
2"	50.8	No. 20	0.84
1"	25.4	No. 40	0.42
¾"	19.05	No. 60	0.25
½"	12.7	No. 100	0.149
3/8"	9.52	No. 200	0.149
4	4.76		
Charola	-	Charola	-

Fig. (3.1)



Cribado del material Fig. (3.2)

Resta describir la obtención de los datos necesarios para el trazo de la curva granulométrica.

En primer lugar se calcula el porcentaje respecto al peso total de la muestra de los materiales retenidos en cada malla empleada, se calcula el porcentaje acumulado del material que ha pasado por cada malla.

Por último se dibuja la curva granulométrica sobre papel semilogarítmico colocando en el eje de las abscisas el tamaño de las partículas (escala logarítmica) y en las ordenadas el porcentaje que pasa (escala natural).

A manera de ejemplo, se ilustran cuatro diferentes curvas granulométricas típicas de algunos suelos en México (Fig. 3.3). De la figura podemos observar que una curva con tendencia a una ligera verticalidad representa un suelo uniforme (curva A) mientras que una curva muy tendida indica una gran variedad de tamaños (curva B) y da idea de la granulometría de un suelo bien graduado.

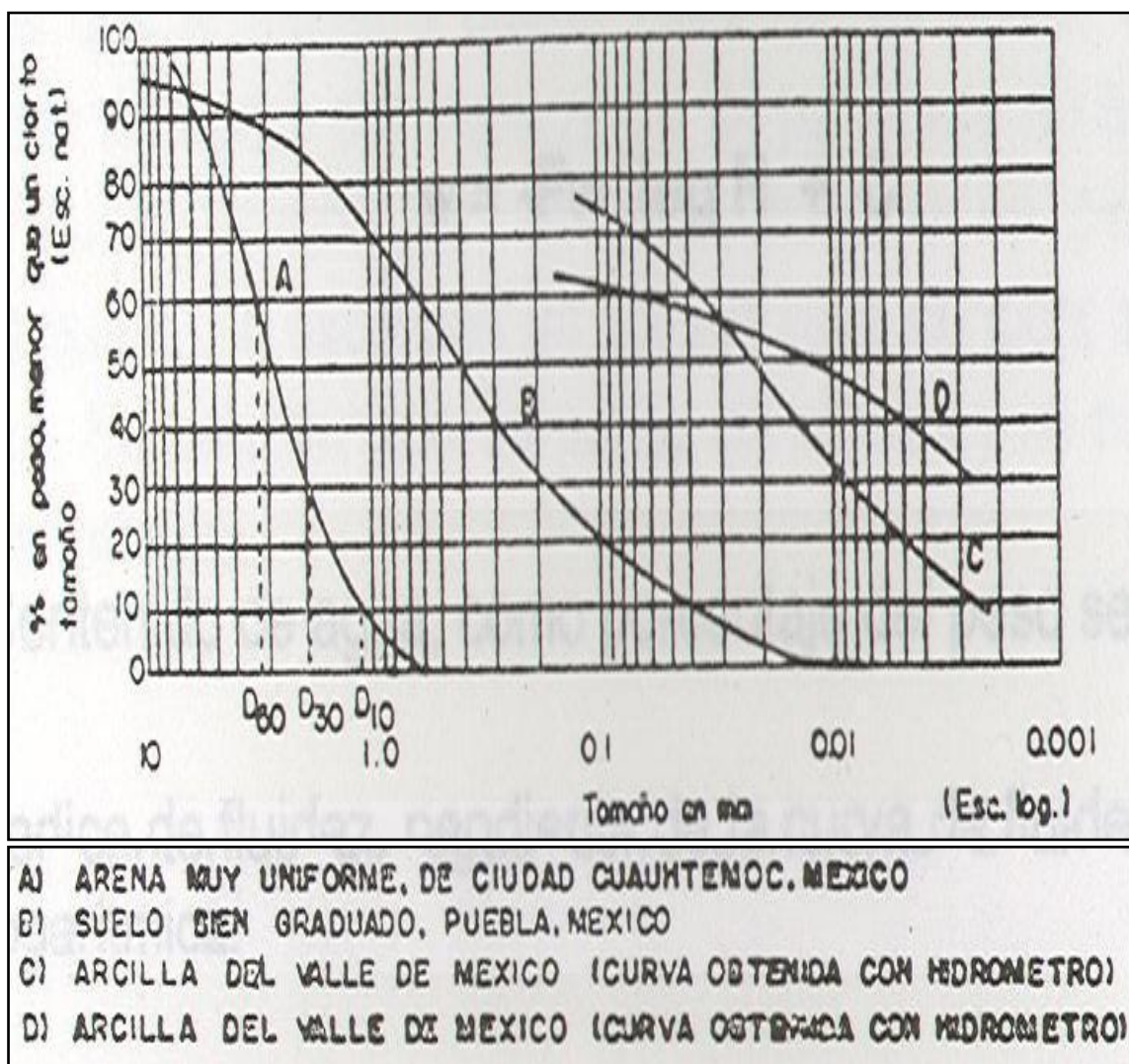


Fig. (3.3)

Plasticidad.

Se sabe que todos los materiales, inclusive los más rígidos de la naturaleza son deformables, existiendo cuerpos con comportamiento elástico (o aquellos que al aplicarles una carga sufren deformación con tendencias o posibilidades de recuperar su forma) o bien con comportamiento plástico (cuerpos a los que al aplicarles una carga no recuperan la forma original cuando esta se les retira).

Así pues, se conoce como plasticidad de un cuerpo a la capacidad o propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones sin “rebote” elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

Limites de consistencia o de Atterberg.

Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como una arcilla no estructurada, dependen en gran parte de la humedad. El agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante de comportamientos diferentes del material. Cuando el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática al esfuerzo cortante; al perder agua, va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el secado continua, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión y tensión considerables.

Se han desarrollado hasta la fecha varios criterios para medir la plasticidad de las arcillas; sin embargo, es el de Atterberg, quien hizo notar que la plasticidad no es una propiedad permanente de las arcillas, sino puramente circunstancial y dependiente de su contenido de agua. Según este autor existen diferentes estados de los suelos finos en función de su contenido de agua, llamados estado de consistencia.

Se observa en la (Fig. 3.4) que los estados son fases por las que pasa un suelo al irse secando. Para establecer las fronteras entre estos, el mismo Atterberg marco las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos, fijando los siguientes límites: límite líquido, límite plástico y límite de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el segundo entre el estado plástico y el semisólido; y el tercero separa el estado semisólido del sólido.

ESTADO DE CONSISTENCIA	LIQUIDO	SEMILIQUIDO	PLASTICO	SEMISOLIDO	SOLIDO
PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS DEL SUELO	SUSPENSIÓN	COMPORTAMIENTO DE UN FLUIDO VISCOSO	COMPORTAMIENTO PLASTICO	DISMINUCIÓN DEL VOLUMEN AL PERDER HUMEDAD (CONTRACCIÓN)	NO DISMINUYE VOLUMEN AL SECARSE
		LIMITE LIQUIDO (L L)			
			LIMITE PLASTICO (LP)		
				LIMITE DE CONTRACCIÓN (LC)	

Fig. (3.4)

Limite Líquido.

Contenido de agua de un suelo fino para el cual este tiene una resistencia al esfuerzo cortante de 25 gr/cm². Su determinación se basa en el uso de la llamada Copa de Casagrande, un recipiente de dimensiones y peso estandarizados en que se coloca el suelo y se le hace una ranura en forma trapecial de dimensiones normalizadas.



Copa de Casagrande Fig. (3.5)

Para la realización de la prueba se requiere una muestra de suelo con la mayor proximidad a sus condiciones in situ por lo que respecta al contenido de agua. Esta muestra no deberá haber sufrido secado posterior a la extracción.

Se toman unos 100 gr. de suelo húmedo y se mezclan con una espátula hasta formar una pasta suave y uniforme. Si es necesario se añade agua destilada hasta alcanzar la consistencia deseada. Después se coloca una porción de la pasta en la Copa de Casagrande con un espesor aproximado de 1 cm. Se hace la ranura de unos 4 cm de longitud. Se acciona el aparato a razón de dos golpes por segundo hasta que la parte inferior del talud de la ranura se cierre 1.27 cm (0.25"). Se mezcla nuevamente el suelo y se repite el procedimiento hasta obtener 2 determinaciones con diferencia máxima de un golpe. Inmediatamente se obtiene el contenido de agua de unos 10 gr. de suelo de la zona próxima a la ranura cerrada.

Se repite todo el procedimiento variando el contenido de agua del suelo agregando agua por goteo o secando por remoldeo para provocar evaporación. No debe someterse a una evaporación brusca. Es necesario obtener cuatro determinaciones cuyo número de golpes este comprendido entre 10 y 35.

Una vez obtenidos los contenidos de agua para los diferentes ensayos se procede al trazo de la curva de fluidez, colocando en el eje de las ordenadas los contenidos de agua en escala natural y en el eje de las abscisas los

números de golpes en escala logarítmica. La curva se considera aproximadamente una línea recta entre los 10 y 35 golpes.

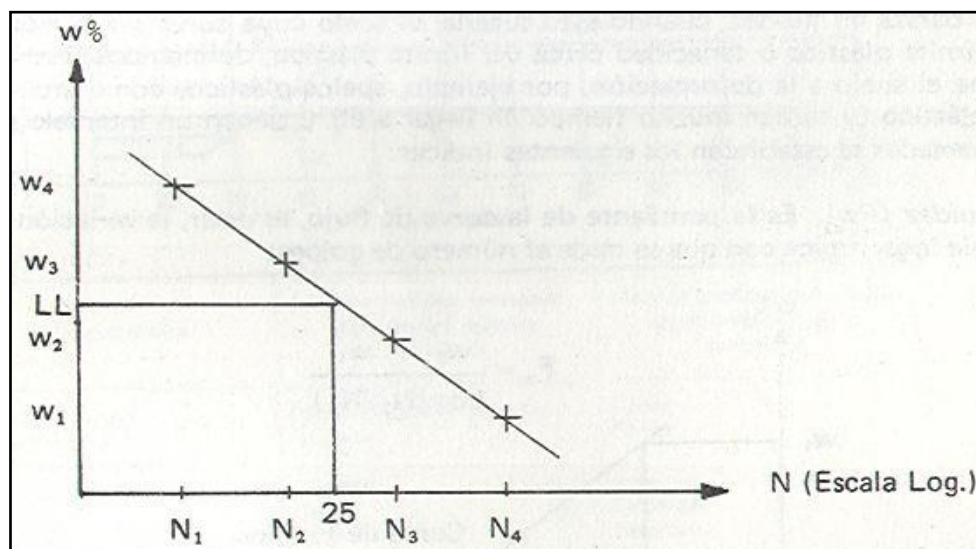


Fig. (3.6)

Entonces, el límite líquido (LL) se define como el contenido de agua del suelo para el que la ranura se cierra a lo largo de 1.27 cm. (0.5") con 25 golpes en la copa. El límite líquido de un suelo plástico corresponde a una resistencia al corte de 25 gr/cm².

Límite plástico.

Es el contenido de agua según el cual el suelo comienza a perder sus propiedades plásticas para pasar a un estado semisólido. Su determinación se lleva a cabo en el laboratorio. El límite plástico (LP) se define como el contenido de agua en el momento en que se rompe en fragmentos de 1.0 cm. Una muestra de suelo rodada hasta 3 mm (1/8") de diámetro con la palma de la mano y una superficie lisa.

La muestra se prepara de manera idéntica a la empleada para determinar el límite líquido; se mezclan unos 10 gr. de suelo húmedo que se rolará sobre una placa de vidrio con la base del dedo pulgar hasta alcanzar un diámetro de 3 mm. Este procedimiento se repite hasta que se presenten en el cilindro de suelo señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar el diámetro citado; es entonces cuando se determinará el contenido de agua de la muestra ensayada. Todo el procedimiento se repite dos veces más hasta obtener tres valores. El límite plástico del suelo será el promedio de los tres resultados que para efectos de comprobación no deberán variar en mucho.

Índice de plasticidad.

Al rango de contenidos de agua para los cuales un suelo se comporta plásticamente se le conoce como índice de plasticidad, parámetro que numéricamente es igual a la diferencia del Límite Líquido y el Plástico.

$$L_p = LL - LP$$

Índice de Fluidez (Fw).

Es la pendiente de la curva de fluidez, es decir, la variación del contenido de agua para un ciclo de la escala logarítmica con que se mide el número de golpes.

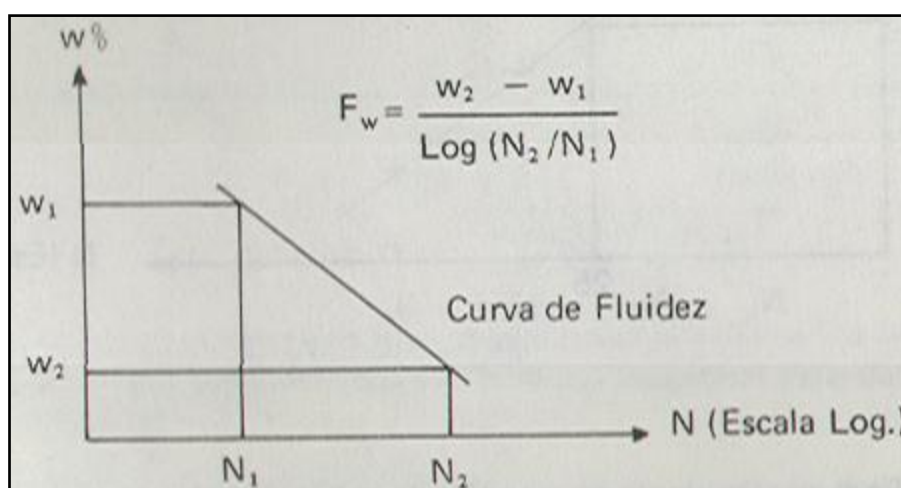


Fig. (3.7)

Carta de Plasticidad.

En base al Límite Líquido y al Índice de Plasticidad, Casagrande comenzó a obtener características indicativas del comportamiento de los suelos y construyó la llamada Carta de Plasticidad, de modo que localizando un suelo en ella, se puede tener información a nivel cualitativo sobre su comportamiento.

La clasificación de los suelos según sus límites de consistencia se basa en el empleo de la carta de plasticidad que relaciona el límite líquido, que se dibuja en las abscisas y el índice de plasticidad (IP), que se obtiene de la diferencia del límite líquido y el límite plástico, que se grafica en las ordenadas.

La carta de plasticidad según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) es la

Siguiente:

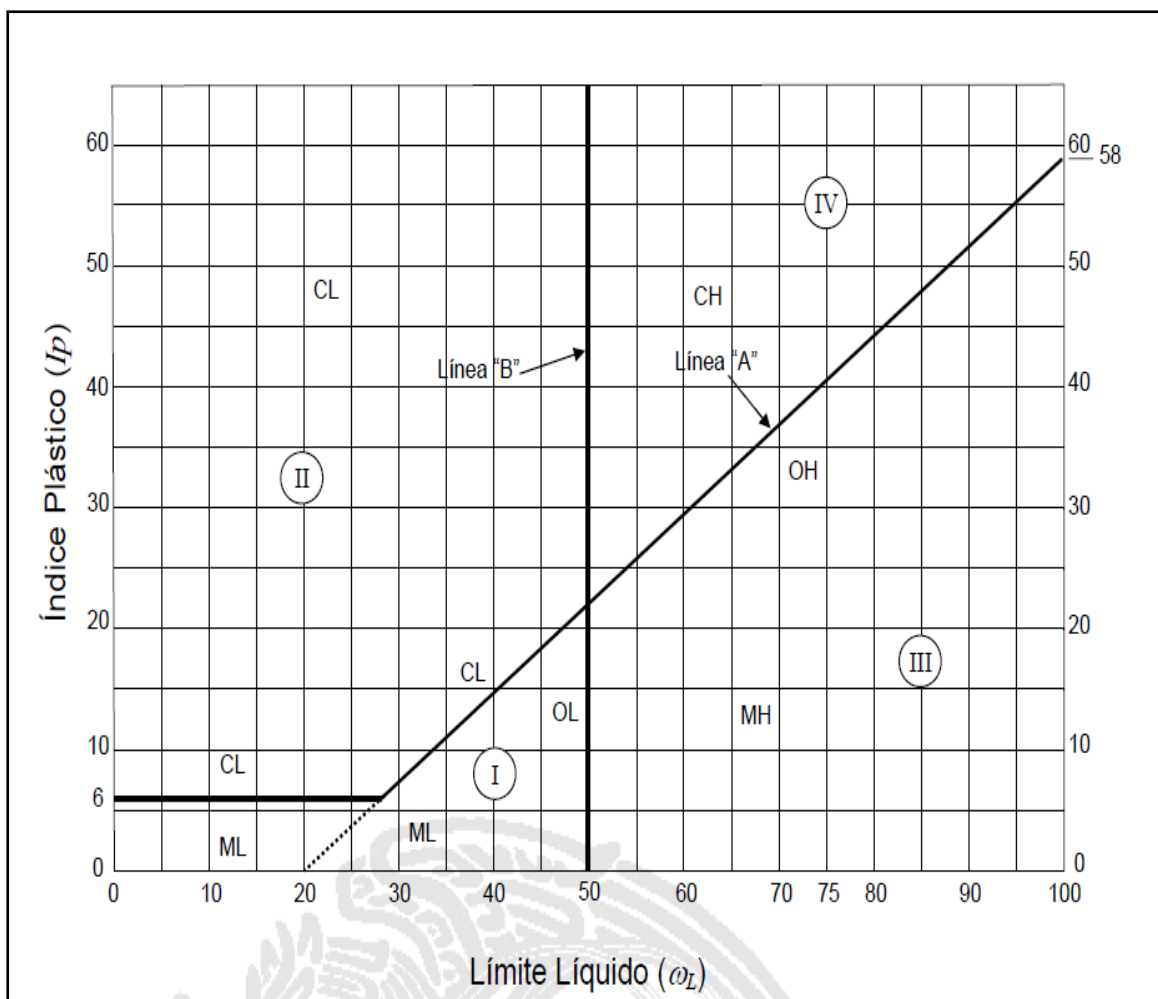


Fig. (3.8)

Contracción lineal.

La prueba de contracción lineal es también una medida de plasticidad de la porción de los materiales que pasan por la malla 40. En este caso, no se obtiene una humedad si no una relación de longitudes. El material con humedad de correspondiente al límite líquido, se coloca en un molde de dimensiones de 2x2x10 cm. Y se introduce en un horno hasta un peso constante, periodo durante el cual sufre una disminución de longitud, de acuerdo con sus características. El porcentaje de acortamiento sufrido con respecto a la longitud inicial es la contracción lineal, que se calcula de la siguiente manera:

$$\% \text{ contracción lineal} = \frac{\text{Long. inicial} - \text{long. final}}{\text{Long. inicial}} \times 100$$

Si se compara con los límites de Atterberg, esta prueba tiene ventajas como son:

- a) Se necesita un solo parámetro
- b) La variabilidad es menor que la del límite plástico y, por tanto, que la del índice plástico.
- c) Constituye una medida más exacta que la plasticidad y puede pensarse que es un vernier para los límites de consistencia.

Al utilizarse la contracción lineal en materiales de buena calidad estas se pueden rechazar o aceptar con mayor precisión.



Barra para contracción lineal en lámina

2x2x10 cm Fig. (3.9)

Resistencia y expansión.

Para medir los parámetros de resistencia y expansión se utilizan pruebas como las triaxiales y las realizadas en consolidómetros; sin embargo, una prueba muy usada para estos fines (pavimentos) es la de Porter del estado de California, E.U.A; elaborada en 1925.

Esta prueba también se conoce como Porter estándar para diferenciarla de otras que se han derivado de ella y que se denominan Porter modificadas. Con la prueba Porter estándar se obtienen cuatro parámetros o características de los materiales: peso volumétrico seco máximo (PVSM), humedad óptima (W_o), expansión (E) y valor relativo de soporte (VRS). Al manejar estos datos conviene aclarar que se obtuvieron precisamente de la prueba Porter estándar.

Prueba Porter estándar.

Peso volumétrico seco máximo y humedad óptima.

Para realizar la prueba Porter estándar, en un molde metálico de 15 cm de diámetro se colocan 4 kg de material húmedo y se le da una presión estática (con una placa cubre toda la sección del molde) de 140.6 kg/cm^2 si la base metálica se humedece con ligereza al terminar de darse la presión, el peso volumétrico seco obtenido es el máximo (PVSM) y la humedad correspondiente es la óptima (W_o) de esta prueba; para hacer ese cálculo se realizan las mediciones necesarias. Si no se humedece la base, se repite la prueba con mayor humedad, pero si la expulsión es grande, la cantidad de agua usada será menor.



Equipo Porter. Fig. (3.10)

Expansión.

El espécimen confinado en el molde en las condiciones de PVSM y W_o se introduce en un tanque de saturación y se le coloca un extensómetro, en el que se le hace una lectura inicial (L_i). Por efecto del agua, el material aumenta su volumen según su grado de plasticidad; es decir, se expande y se conserva así hasta que la expansión es imperceptible, con un mínimo de 72 hr. Cuando las lecturas del extensómetro son casi iguales de un día a otro se hace en el la lectura final (L_f) y se calcula el porcentaje de expansión de la siguiente manera:

$$\% \text{ Expansión (E)} = \frac{L_i - L_f}{\text{Espesor del espécimen sin saturar}} \times 100$$

Valor relativo de soporte. (VRS)

Se saca el espécimen del tanque de saturación y se procede al realizar la prueba de valor relativo de soporte. El VRS se define como la relación de resistencias en porcentaje del material en estudio y de un material estándar, al ser penetrados por un cilindro metálico de 19.35 cm^2 de sección. Este término es el correspondiente al California Bearing Ratio (CBR) de la prueba Porter del estado de California. El material estándar es una caliza triturada, en la cual ya se tienen las resistencias constantes para una penetración de las que se indican más adelante.

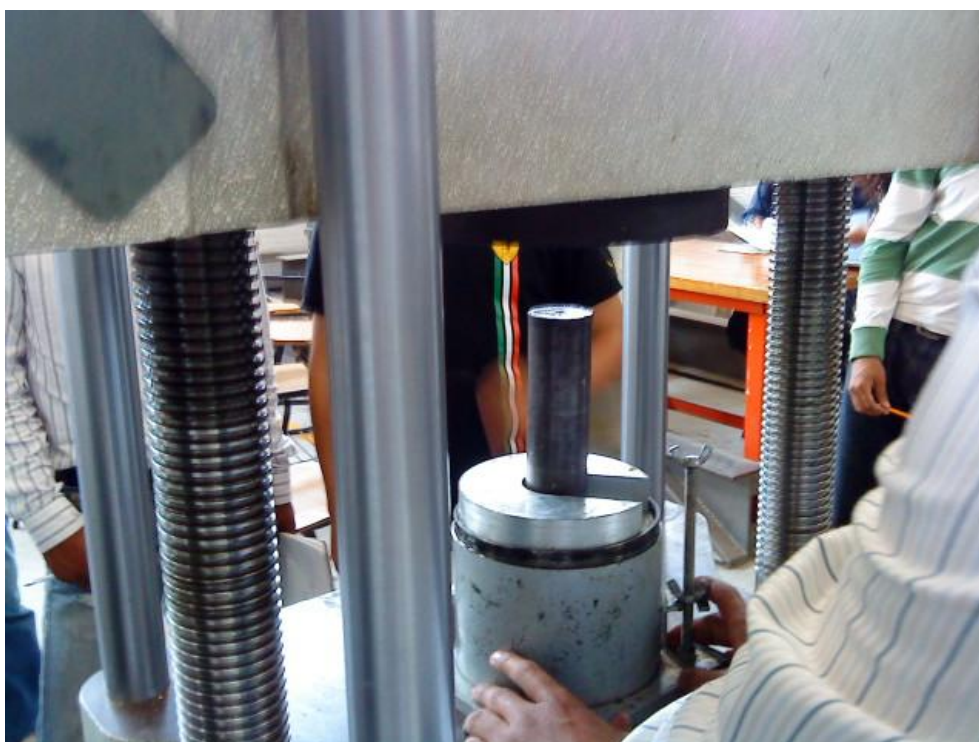
Para obtener este valor, el espécimen se coloca en una prensa, fig. (3.10) y se hacen lecturas de las cargas en kg; estas lecturas corresponden a las penetraciones de: 1.27, 2.54, 3.81, 5.08, 7.62, 10.16, y 12.70 mm. Con estos datos se hace una gráfica, colocándose en las abscisas la penetración y en las ordenadas las cargas correspondientes. Si la curva no tiene cambios bruscos, el valor relativo de soporte se calcula con la carga (A) correspondiente a la penetración de 2.54 mm, o sea,

$$\text{VRS} = \frac{A}{1360} \times 100$$

En la cual 1360 es la resistencia en kilogramos del material estándar a la misma penetración de 2.54 mm.

En ocasiones se obtienen curvas no continuas por errores al realizar la prueba. En este caso es preciso efectuar algunas correcciones, se corrige al pasar una tangente por la zona de cambio de curvatura y se coloca el nuevo origen en donde esta línea corta a las abscisas; se encuentra en entonces la nueva posición de la penetración de 2.54 mm, y la carga (A') que se usa para calcular el VRS se obtiene así:

$$\text{VRS}_2 = \frac{A'}{1360} \times 100$$



Prensa para realizar la penetración del espécimen por medio de
Un cilindro metálico. Fig. (3.11)

Prueba de valor cementante.

En México es muy común que las carpetas asfálticas que se colocan en caminos rurales y urbanos tengan espesores menores que 10 cm (muy a menudo este espesor puede ser tan delgado como 2 o 3 cm en carpetas de un riego), lo cual no es suficiente para dar un confinamiento adecuado a materiales inertes de base y sub – base, para que resistan los esfuerzos sin deformarse, principalmente los esfuerzos tangenciales producidos por el tránsito.

Por tanto es necesario que estos materiales tengan un cierto aglutinamiento y así proporcionen una sustentación adecuada a estas carpetas delgadas. Cuando el tránsito es mayor de 3000 vehículos diarios o la superficie de rodamiento es un concreto asfáltico, se debe rigidizar la base por medio de cal o cemento Portland. Cuando el tránsito es menor de 3000 vehículos diarios y la carpeta se construye con rebajados asfálticos o emulsión, este aglutinamiento puede producirse incorporando al material inerte otro material natural de baja plasticidad como limos, materiales calichosos y silicosos o arenas arcillosas cuyos límites plásticos sean menores de 18% o que tengan contracciones lineales menores de 6.5 %, en cantidades tales que a la vez que se tenga

suficiente aglutinamiento, también se cumpla con los requisitos de resistencia y plasticidad para materiales de base o sub – base.

Para saber si un material tiene suficiente aglutinamiento, se ejecuta la prueba de valor cementante con la porción de material que pasa por la malla núm.4, de la siguiente manera:

En un molde cúbico de lámina de 7.5 cm por lado se colocan tres capas de material con la cantidad de agua necesaria para que al apretarse una porción de material cerrando el puño de la mano, ésta se humedezca ligeramente. A cada capa, por medio de una placa con un vástago, se le dan 15 golpes con una varilla de 900 gr que se deja caer desde una altura de 50cm mediante una guía. Los especímenes se introducen con todo y el molde en un horno, en donde se secan hasta obtener un peso constante; después se sacan del horno y cuando adquieren la temperatura ambiente se descimbran y se llevan a la ruptura por medio de compresión sin confinar.

El valor cementante se calcula al dividir la carga de ruptura entre el área y se reporta la resistencia promedio en kg/cm^2 , cuando menos de tres especímenes.



Equipo para prueba de valor cementante Fig. (3.12)

Pruebas de adherencia de materiales pétreos con el asfalto.

Los materiales que estarán en contacto con el asfalto, como los que se utilizan en la construcción de carreteras, deben tener buena adherencia, sobre todo si forman parte de carpetas asfálticas o bases negras.

Esta característica resulta muy afectada en forma negativa cuando hay agua; por ello, los materiales afines al líquido (hidrófilos) tienen en general mala adherencia con el asfalto, y las pruebas de este tipo se realizan en presencia de ese elemento. Las pruebas de adherencia más usuales en México son:

- a) Prueba de desprendimiento por fricción
- b) Prueba de pérdida de estabilidad por inmersión en agua
- c) Prueba inglesa.

Prueba de desgaste.

La prueba de desgaste consiste en colocar el material, con una granulometría determinada, dentro de un cilindro de acero hueco junto con bolas de acero. El cilindro se hace girar un determinado número específico de veces y al final se la cantidad de partículas finas que se produjeron, con lo cual se calcula el porcentaje de desgaste. Cuando los materiales son de poca densidad (piedra pómez, tezontle, jal), esta prueba no es muy indicativa por que la acción se las bolas de acero no es la misma que con materiales densos. En todo caso, se podría realizar una prueba de durabilidad, pero con mayor rigidez por que ésta es más bien de agitado, o la prueba de desgaste dinámica (tipo Proctor).



Cilindro metálico para realizar la prueba de desgaste

De "Los Ángeles" Fig. (3.13)

Forma de partícula

Las pruebas de la forma de la partícula sirven para conocer el porcentaje de partículas en forma de aguja (asciculares) o de laja que hay en el material, pues estas partículas tienden a romperse con facilidad al recibir las cargas y reducen la resistencia de los materiales.

Pruebas para clasificar productos asfálticos.

Prueba de destilación.

Esta prueba se realiza en asfaltos rebajados y emulsiones, al colocar el material en un recipiente que se conecta a un refrigerante. El envase con el producto asfáltico se calienta y primero se evaporan los productos más volátiles, los cuales pasan por el refrigerante, se condensan y se reciben en una probeta, en el extremo del envase. En la parte superior del recipiente se coloca un termómetro para ver la temperatura a la que cae la primera gota en la probeta, y después se registran los volúmenes obtenidos a las diferentes temperaturas marcadas en los procedimientos de prueba; con este último dato y la temperatura de la primera gota, se conoce el tipo de rebajado de que se trata. La prueba en emulsiones es semejante, sólo que el elemento evaporado es el agua. Al terminar la prueba, el residuo que queda en el recipiente se vacía antes de enfriarse en una cápsula de aluminio, ya que se utilizará en la prueba de penetración.

Prueba de penetración.

La prueba de penetración se realiza en cementos asfálticos y en los residuos de la destilación de rebajados y emulsiones asfálticas. Esta prueba se lleva a cabo por medio del penetrómetro, que consta de un vástago lastrado que pesa 200g y que tiene una aguja en el extremo inferior. El material asfáltico contenido en una cápsula a una temperatura de 25°C se pone en contacto con la aguja del vástago y se deja libre durante cinco segundos; al cabo de este tiempo, se ven en la carátula los décimos de milímetro que penetró la aguja, lo cual indica los grados de penetración.

Prueba de viscosidad.

Con la prueba de viscosidad se trata de conocer la dificultad que tiene un producto asfáltico para pasar por un orificio de características específicas. Para realizar esta prueba, se usa el aparato llamado viscosímetro, con el cual se ve el tiempo que tarda el producto asfáltico en llenar un matraz aforado de 60 cm³, después de pasar, a la temperatura de prueba, por el orificio "Furol". Este tiempo en segundos se denomina grado de viscosidad y la prueba se aplica en emulsiones, rebajados y cementados asfálticos.

Prueba de punto de encendido.

La prueba de punto de encendido se efectúa en cementos y rebajados asfálticos. Es muy importante, por que a partir del resultado se puede deducir el tipo de solventes que contiene el producto en estudio. En esta prueba es posible utilizar la copa Tag o la copa Cleveland, según el tipo de producto asfáltico. Éste se calienta en una de ellas hasta que se inflama, al pasar un pequeño mechero encendido por la superficie descubierta de la copa. Se reportan la temperatura de la primera flama y de la inflamación.



Copa Cleveland Fig. (3.14)

Prueba de asentamiento.

Para la prueba de asentamiento se colocan 500g de emulsión en una probeta que se tapa herméticamente y se deja reposar por cinco días. Al final, los 50g de la parte superior se extraen con cuidado con una pipeta y el porcentaje de cemento asfáltico se calcula por evaporación; en seguida, se extraen y desechan los 400g que siguen y por último se obtiene, también por evaporación, el contenido de cemento asfáltico de los últimos 50g. El asentamiento en cinco días es la diferencia de los contenidos de asfalto obtenidos de la parte inferior y de la superior.

III.3.- INFORME DE ENSAYES DE LABORATORIO

		INFORME DE TERRENO NATURAL							
IDENTIFICACIÓN		NUM. DE ENSAYE	1	2	3	4	5	6	7
		ESTACIÓN	180+000	179+500	179+000	178+500	178+000	177+500	177+000
		LADO	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ
		CAPA	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO mm	37.5	37.5	25.0	37.5	25.0	25.0	50.0	
	% DE RETENIDO EN LA MALLA DE 75 mm.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 4.75 mm.	92.0	90.0	90.0	91.0	88.0	89.0	91.0	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.425 mm.	89.0	88.0	82.0	85.0	88.0	89.0	85.0	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.075 mm.	82.0	71.0	71.0	81.0	55.0	63.0	81.0	
	EQUIVALENTE DE ARENA %	11.0	13.0	13.0	11.0	12.0	10	11	
	LIMITE LIQUIDO %	21	24	24	24	20	20	24	
	INDICE PLASTICO %	10	12	12	12	8	9	12	
	CONTRACCIÓN LINEAL %	2.9	2.4	2.1	1.8	2.7	2.2	2.4	
	P.E.S. SUELTO kg/m ³	1134	1107	1086	1047	1134	1161	1096	
	P.E.S. MÁXIMO kg/m ³	1678	1604	1750	1571	1642	1656	1734	
	HUMEDAD OPTIMA %	13.1	10.3	9.8	11.1	12.0	9.9	9.5	
	HUMEDAD NATURAL %	4.7	7.1	3.9	4.8	5.6	6.3	2.8	
	COMPACTACIÓN DEL LUGAR %	97.0	77.0	86.0	74.0	82.0	78.0	81.0	
	C.B.R. ESTANDAR SATURADO %	10.0	5.8	6.0	5.8	9.0	11.7	6	
EXPANSIÓN %	0.34	0.85	0.56	0.34	1.12	0.82	1.3		
CLASIFICACIÓN SUCS	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL		

Tabla (3.15)

INFORME DE TERRENO NATURAL								
IDENTIFICACIÓN	NUM. DE ENSAYE	8	9	10	11	12	13	14
	ESTACIÓN	176+500	176+000	175+500	175+000	174+500	174+000	173+500
	LADO	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ
	CAPA	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO mm	25.0	37.5	75.0	75.0	75.0	50.8	75.0
	% DE RETENIDO EN LA MALLA DE 75 mm.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 4.75 mm.	90.0	90.0	89.0	99.0	97.0	97.0	77.0
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.425 mm.	83.0	72.0	75.0	77.0	71.0	87.0	76.0
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.075 mm.	59.0	69.0	67.0	76.0	70.0	70.0	55.0
	EQUIVALENTE DE ARENA %	10	12.0	10.0	12	14	14.0	15.0
	LIMITE LIQUIDO %	23	24	20	24	27	27	26
	INDICE PLASTICO %	13	10	10	15	12	12	12
	CONTRACCIÓN LINEAL %	2.5	1.8	2.1	1.2	1.8	2.3	1.4
	P.E.S. SUELTO kg/m ³	1013	1121	1047	1125	1144	1175	1010
	P.E.S. MÁXIMO kg/m ³	1789	1667	1698	1788	1775	1657	1821
	HUMEDAD OPTIMA %	10.3	12.2	12.0	9.8	11.8	13.7	11.9
	HUMEDAD NATURAL %	4.2	5.8	6.7	2.5	5.3	5.2	3.4
	COMPACTACIÓN DEL LUGAR %	65.0	84.0	68.0	86.0	69.0	87.0	66.0
	C.B.R. ESTANDAR SATURADO %	8.3	7.0	8.3	12	8.3	11.0	8.8
EXPANSIÓN %	0.45	0.76	0.25	1.81	1.02	1.02	0.65	
CLASIFICACIÓN SUCS	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	

Tabla (3.16)

INFORME DE TERRENO NATURAL								
IDENTIFICACIÓN	NUM. DE ENSAYE	15	16	17	18	19	20	21
	ESTACIÓN	173+000	172+500	172+000	171+500	171+000	170+500	170+000
	LADO	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ
	CAPA	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO mm	75.0	50.0	75.0	37.5	50.0	50.0	50.0
	% DE RETENIDO EN LA MALLA DE 75 mm.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 4.75 mm.	91.0	88.0	77.0	85.0	85.0	92.0	77.0
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.425 mm.	81.0	65.0	82.0	70.0	80.0	77.0	76.0
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.075 mm.	72.0	62.0	55.0	59.0	63.0	70.0	56.0
	EQUIVALENTE DE ARENA %	10	11	15.0	11	10	12.0	12
	LIMITE LIQUIDO %	25	22	26	21	25	23	28
	INDICE PLASTICO %	11	10	12	11	15	14	14
	CONTRACCIÓN LINEAL %	2.8	1.7	1.2	2.1	2.4	2.8	2
	P.E.S. SUELTO kg/m ³	1024	1134	1004	1023	1147	1072	1131
	P.E.S. MÁXIMO kg/m ³	1698	1598	1645	1581	1764	1810	1705
	HUMEDAD OPTIMA %	9.5	9.5	9.5	9.5	11.3	11.1	8.5
	HUMEDAD NATURAL %	3.8	2.1	2.9	3.8	4.8	2.9	2.1
	COMPACTACIÓN DEL LUGAR %	87.0	79.0	86.0	75.0	87.0	66.0	89.0
	C.B.R. ESTANDAR SATURADO %	9	10.6	19.0	12.5	9	12.2	10
EXPANSIÓN %	1.34	1.90	1.09	0.47	0.98	0.24	0.54	
CLASIFICACIÓN SUCS	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	

Tabla (3.17)

INFORME DE TERRENO NATURAL									
IDENTIFICACIÓN		NUM. DE ENSAYE	22	23	24	25	26	27	28
		ESTACIÓN	169+500	169+000	168+500	168+000	167+500	167+000	166+500
		LADO	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ
		CAPA	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO mm	75.0	37.5	50.0	25.0	75.0	75.0	25.0	
	% DE RETENIDO EN LA MALLA DE 75 mm.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 4.75 mm.	70.0	70.0	87.0	95.0	86.0	87.0	90.0	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.425 mm.	81.0	70.0	61.0	83.0	65.0	76.0	71.0	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.075 mm.	52.0	52.0	61.0	53.0	62.0	61.0	64.0	
	EQUIVALENTE DE ARENA %	11	11	13.0	11	13	13.0	11.0	
	LIMITE LIQUIDO %	20	20	24	28	15	24	18	
	INDICE PLASTICO %	18	18	12	13	14	12	15	
	CONTRACCIÓN LINEAL %	3	2.7	1.8	2.1	2.7	2.2	1.9	
	P.E.S. SUELTO kg/m ³	1142	1095	1386	1447	1375	1381	1411	
	P.E.S. MÁXIMO kg/m ³	1678	1650	1910	1965	2015	1988	1934	
	HUMEDAD OPTIMA %	9.5	7.9	12.0	11	11.4	8.9	12.1	
	HUMEDAD NATURAL %	6.7	3.8	5.6	7.1	4.9	3.5	6	
	COMPACTACIÓN DEL LUGAR %	75.0	88.0	79.0	88.0	75.0	88.0	78.0	
	C.B.R. ESTANDAR SATURADO %	8.3	9.0	8.3	8.0	9.9	9.0	11.7	
EXPANSIÓN %	0.45	0.25	1.02	0.65	0.34	0.34	0.82		
CLASIFICACIÓN SUCS	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL		

Tabla (3.18)

INFORME DE TERRENO NATURAL									
IDENTIFICACIÓN		NUM. DE ENSAYE	29	30	31	32	33	34	35
		ESTACIÓN	166+000	165+500	165+000	164+500	164+000	163+500	163+000
		LADO	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ
		CAPA	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO mm	50.0	75.0	50.0	37.5	75.0	50.8	25.0	
	% DE RETENIDO EN LA MALLA DE 75 mm.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 4.75 mm.	92.0	76.0	88.0	91.0	91.0	91.0	81.0	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.425 mm.	74.0	82.0	80.0	69.0	75.0	87.0	88.0	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.075 mm.	73.0	69.0	62.0	74.0	74.0	69.0	63.0	
	EQUIVALENTE DE ARENA %	12	11.0	13	10.0	10.0	11.0	13.0	
	LIMITE LIQUIDO %	25	14	22	26	26	25	27	
	INDICE PLASTICO %	13	14	13	11	11	10	12	
	CONTRACCIÓN LINEAL %	2.8	1.7	1.0	2.2	2.5	3.0	2.4	
	P.E.S. SUELTO kg/m ³	1347	1379	1424	1325	1487	1408	1374	
	P.E.S. MÁXIMO kg/m ³	2089	2067	1994	2089	1950	2054	1921	
	HUMEDAD OPTIMA %	12.1	10.9	11.6	10	12.8	10.9	12.6	
	HUMEDAD NATURAL %	3.6	4.9	4.5	5.1	3.9	5.0	2.7	
	COMPACTACIÓN DEL LUGAR %	91.0	80.0	85.0	72.0	88.0	76.0	82.0	
	C.B.R. ESTANDAR SATURADO %	9	6.8	8.5	18.9	7	7.8	6.3	
EXPANSIÓN %	1.34	1.09	0.24	0.76	1.81	1.02	0.56		
CLASIFICACIÓN SUCS	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL		

Tabla (3.19)

INFORME DE TERRENO NATURAL							
IDENTIFICACIÓN	NUM. DE ENSAYE	36	37	38	39	40	41
	ESTACIÓN	162+500	162+000	161+500	161+000	160+500	160+000
	LADO	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ	IZQ
	CAPA	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N	T.N
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO mm	37.5	75.0	50.8	50.0	37.5	50.0
	% DE RETENIDO EN LA MALLA DE 75 mm.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 4.75 mm.	85.0	91.0	86.0	90.0	83.0	81.0
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.425 mm.	75.0	75.0	87.0	74.0	70.0	.
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.075 mm.	70.0	69.0	71.0	66.0	62.0	64.0
	EQUIVALENTE DE ARENA %	11.0	11.0	11.0	12	13	9.0
	LIMITE LIQUIDO %	25	25	27	28	27	24
	INDICE PLASTICO %	10	10	13	12	10	9
	CONTRACCIÓN LINEAL %	1.4	1.1	2.6	3	2.4	2.3
	P.E.S. SUELTO kg/m ³	1343	1422	1348	1501	1475	1420
	P.E.S. MÁXIMO kg/m ³	2098	2115	2043	1920	1974	2020
	HUMEDAD OPTIMA %	11	10.8	10.9	9.3	13.1	12.8
	HUMEDAD NATURAL %	6.4	4.3	4.9	2.9	4.7	4.9
	COMPACTACIÓN DEL LUGAR %	73.0	82.0	75.0	82.0	84.0	82.0
	C.B.R. ESTANDAR SATURADO %	10.6	10	12.2	13	8.3	8
	EXPANSIÓN %	1.90	0.47	0.24	0.45	0.25	1.02
CLASIFICACIÓN SUCS	CL	CL	CL	CL	CL	CL	

Tabla (3.20)

**Informe de ensayos de laboratorio materiales de banco.
Para usarse en terracerías.**

ESTUDIO DE CALIDAD DE BANCO DE MATERIAL PARA SUBRASANTE 154 + 000 DESV. IZQ. 400m					
IDENTIFICACIÓN	NUM. DE ENSAYE	M-1	M-2	M-3	
	ESTACIÓN	154+000	154+000	154+000	
	LADO	IZQ.	IZQ.	IZQ.	
	CAPA	SUBRASANTE			
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MÁXIMO mm	4"	3"	4"	
	% DE RETENIDO EN LA MALLA DE 75 mm.	3.2	2.5	3.5	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 4.75 mm.	50	52	48	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.425 mm.	30	32	28	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.075 mm.	13	15	12	
	EQUIVALENTE DE HUMEDAD DE CAMPO %				
	LÍMITE LÍQUIDO %	22	24	21	
	ÍNDICE PLÁSTICO %	6	7	7	
	CONTRACCIÓN LINEAL %	2.0	2.5	2.1	
	EQUIVALENTE DE ARENA %	43.1	40.0	42.0	
	P.E.S. SUELTO kg/m ³	1916	1910	1918	
	P.E.S. MÁXIMO kg/m ³	2060	2050	2062	
	HUMEDAD ÓPTIMA %	5.3	5.6	5.2	
	HUMEDAD DEL LUGAR %				
	COMPACTACIÓN DEL LUGAR %				
	C.B.R. ESTÁNDAR SATURADO %	29.3	27.0	31.0	
	EXPANSIÓN %	0.1	0.3	0.1	
CLASIFICACIÓN SUCS	GW-GC	GP-GC	GW-GC		
ESTUDIO DE ESPESORES	P.E.S. DEL LUGAR kg/m ³				
	CURVA DE PROYECTO				
	Cond. Del lugar	HUMEDAD DE PRUEBA %			
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %			
	90 % COMP	ESPESOR REQUERIDO, cm.			
		HUMEDAD DE PRUEBA %	3.6	4.1	3.8
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %	25	23	27
		ESPESOR REQUERIDO, cm.			
	95 % COMP	HUMEDAD DE PRUEBA %	4.2	4.5	4.3
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %	28	26	29
	100 % COMP	ESPESOR REQUERIDO, cm.			
		HUMEDAD DE PRUEBA %	5.3	5.6	5.2
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %	29.3	27	31
ESPESOR APROX. DEL ESTRATO mts.	1.00	1.00	1.00		

Tabla. (3.21)

ESTUDIO DE CALIDAD DE BANCO DE MATERIAL PARA SUBRASANTE 156 + 000 DESV. IZQ. 300m						
IDENTIFICACIÓN	NUM. DE ENSAYE		M-1	M-2	M-3	
	ESTACIÓN		156+000	156+000	156+000	
	LADO		IZQ.	IZQ.	IZQ.	
	CAPA		SUBRASANTE			
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO mm		4"	4"	4"	
	% DE RETENIDO EN LA MALLA DE 75 mm.		2.9	4.0	3.0	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 4.75 mm.		46	42	45	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.425 mm.		30	28	30	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.075 mm.		12	11	13	
	EQUIVALENTE DE HUMEDAD DE CAMPO %					
	LIMITE LIQUIDO %		20	18	21	
	INDICE PLASTICO %		7	6	8	
	CONTRACCIÓN LINEAL %		2.1	2.0	2.2	
	EQUIVALENTE DE ARENA %		39.2	41.0	38.0	
	P.E.S. SUELTO kg/m ³		1957	1960	1955	
	P.E.S. MÁXIMO kg/m ³		2115	2118	2112	
	HUMEDAD OPTIMA %		4.7	4.5	4.9	
	HUMEDAD DEL LUGAR %					
	COMPACTACIÓN DEL LUGAR %					
	C.B.R. ESTANDAR SATURADO %		30.0	33.0	28.0	
	EXPANSIÓN %		0	0	0	
	CLASIFICACIÓN sucs		GW-GC	GW-GC	GP-GC	
ESTUDIO DE ESPESORES	P.E.S. DEL LUGAR kg/m ³					
	CURVA DE PROYECTO					
	Cond. Del lugar	HUMEDAD DE PRUEBA %				
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %				
	90 % COMP	ESPESOR REQUERIDO, cm.				
		HUMEDAD DE PRUEBA %		3.1	2.9	3.2
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %		25	30	24
		ESPESOR REQUERIDO, cm.				
	95 % COMP	HUMEDAD DE PRUEBA %		3.5	3.5	3.8
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %		28	32	26
	100 % COMP	ESPESOR REQUERIDO, cm.				
		HUMEDAD DE PRUEBA %		4.7	4.5	4.9
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %		30	33	28
ESPESOR APROX. DEL ESTRATO mts.		1.00	1.00	1.00		

Tabla. (3.22)

ESTUDIO DE CALIDAD DE BANCO DE MATERIAL PARA SUBRASANTE 167 + 400 DESV. IZQ. 200m						
IDENTIFICACIÓN		NUM. DE ENSAYE	M-1	M-2	M-3	
		ESTACIÓN	167+400	167+400	167+400	
		LADO	IZQ.	IZQ.	IZQ.	
		CAPA	SUBRASANTE			
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO mm		4"	4"	4"	
	% DE RETENIDO EN LA MALLA DE 75 mm.		2.7	2.5	2.0	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 4.75 mm.		47	49	51	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.425 mm.		29	31	25	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.075 mm.		12	14	16	
	EQUIVALENTE DE HUMEDAD DE CAMPO %					
	LIMITE LIQUIDO %		22	25	26	
	INDICE PLASTICO %		8	10	11	
	CONTRACCIÓN LINEAL %		2.1	2.3	2.5	
	EQUIVALENTE DE ARENA %		38.9	35.0	33.0	
	P.E.S. SUELTO kg/m ³		1932	1922	1920	
	P.E.S. MÁXIMO kg/m ³		2102	2095	2092	
	HUMEDAD OPTIMA %		4.5	4.9	5.1	
	HUMEDAD DEL LUGAR %					
	COMPACTACIÓN DEL LUGAR %					
	C.B.R. ESTANDAR SATURADO %		31.0	28.0	26.0	
	EXPANSIÓN %		0	0	0	
CLASIFICACIÓN SUCS		GP - GC	GP - GC	GP - GC		
ESTUDIO DE ESPESORES	P.E.S. DEL LUGAR kg/m ³					
	CURVA DE PROYECTO					
	Cond. Del lugar	HUMEDAD DE PRUEBA %				
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %				
	90 % COMP	ESPESOR REQUERIDO, cm.				
		HUMEDAD DE PRUEBA %		2.9	3.3	3.5
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %		26	24	23
		ESPESOR REQUERIDO, cm.				
	95 % COMP	HUMEDAD DE PRUEBA %		3.5	3.8	4
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %		29	26	25
	100 % COMP	ESPESOR REQUERIDO, cm.				
		HUMEDAD DE PRUEBA %		4.5	4.9	5.1
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %		31	28	26
ESPESOR APROX. DEL ESTRATO mts.		1.00	1.00	1.00		

Tabla. (3.23)

ESTUDIO DE CALIDAD DE BANCO DE MATERIAL PARA SUBRASANTE 182 + 000 DESV. IZQ. 300m						
IDENTIFICACIÓN	NUM. DE ENSAYE		M-1	M-2	M-3	
	ESTACIÓN		182+000	182+000	182+000	
	LADO		IZQ.	IZQ.	IZQ.	
	CAPA		SUBRASANTE			
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL	TAMAÑO MAXIMO mm		4"	4 1/2"	4 1/2"	
	% DE RETENIDO EN LA MALLA DE 75 mm.		3.0	5.0	6.0	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 4.75 mm.		51	49	50	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.425 mm.		26	28	30	
	% QUE PASA EN LA MALLA DE 0.075 mm.		15	13	12	
	EQUIVALENTE DE HUMEDAD DE CAMPO %					
	LIMITE LIQUIDO %		21	20	20	
	INDICE PLASTICO %		6	6	6	
	CONTRACCIÓN LINEAL %		2.3	2.1	2.1	
	EQUIVALENTE DE ARENA %		40.1	42.0	43.0	
	P.E.S. SUELTO kg/m ³		1887	1890	1892	
	P.E.S. MÁXIMO kg/m ³		2083	2100	2095	
	HUMEDAD OPTIMA %		6.5	5.8	6.0	
	HUMEDAD DEL LUGAR %					
	COMPACTACIÓN DEL LUGAR %					
	C.B.R. ESTANDAR SATURADO %		26.8	33.0	34.0	
	EXPANSIÓN %		0.1	0.1	0.1	
CLASIFICACIÓN sucs		GP - GC	GP - GC	GW - GC		
ESTUDIO DE ESPESORES	P.E.S. DEL LUGAR kg/m ³					
	CURVA DE PROYECTO					
	Cond. Del lugar	HUMEDAD DE PRUEBA %				
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %				
	90 % COMP	ESPESOR REQUERIDO, cm.				
		HUMEDAD DE PRUEBA %		5.1	4.2	4.5
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %		23	28	31
		ESPESOR REQUERIDO, cm.				
	95 % COMP	HUMEDAD DE PRUEBA %		5.5	4.9	5.2
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %		25	31	32
	100 % COMP	ESPESOR REQUERIDO, cm.				
		HUMEDAD DE PRUEBA %		6.5	5.8	6
		VALOR RELATIVO DE SOPORTE %		26.8	33	34
ESPESOR APROX. DEL ESTRATO mts.		1.50	1.50	1.50		

Tabla. (3.24)

BANCO	LOCALIZACIÓN	CLASIFICACIÓN GEOLOGICA	DESPALME (m)	TRATAMIENTO	UTILIZACIÓN	VOL. APROX. BANCO (m3)	OBSERVACIONES
"SIN NOMBRE"	km 156+000 c/300 m desv. Izq. Carr. Saltillo-Torreón, cuerpo B	Grava Bien Graduada Arcillosa (GW-GC)	0.20	Trituración y Cribado	Cuerpo de terraplén, capa subyacente y capa subrasante	22,500	Se deberá solicitar permiso para su explotación.
"SIN NOMBRE"	km 167+400 c/200 m desv. Izq. Carr. Saltillo-Torreón, cuerpo B	Grava Mal Graduada Arcillosa (GP-GC)	0.20	Trituración y Cribado	Cuerpo de terraplén, capa subyacente y capa subrasante	25,000	Se deberá solicitar permiso para su explotación.
"SIN NOMBRE"	km 154+000 c/400 m desv. Izq. Carr. Saltillo-Torreón, cuerpo B	Grava Bien Graduada Arcillosa (GW-GC)	0.20	Trituración y Cribado	Cuerpo de terraplén, capa subyacente y capa subrasante	30,000	Se deberá solicitar permiso para su explotación.
"SIN NOMBRE"	km 182+000 c/300 m desv. Izq. Carr. Saltillo-Torreón, cuerpo B	Grava Mal Graduada Arcillosa (GP-GC)	0.20	Trituración y Cribado	Cuerpo de terraplén, capa subyacente y capa subrasante	30,000	Se deberá solicitar permiso para su explotación.

Resumen de bancos de materiales propuestos para terracerías. Tabla.(3.25)

**Informe de ensayos de laboratorio materiales de banco.
Para usarse en capas de pavimento (base, sub-base, concreto asfáltico).**

LOCALIZACION: Carretera Saltillo - Torreón KM 151 + 470 DES/IZQ 800m	
DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL	GRAVA - ARENA CALIZA
P.E.S. SUELTO KG/M ³	1905
P.E.S. MAXIMO KG/M ³	2186
HUMEDAD OPTIMA %	4.3
MALLA M.M.	% QUE PASA
50	
37.5	100
25	85
19	77
9.5	61
4.75	49
2	37
0.85	28
0.425	20
0.25	16
0.15	14
0.075	10
V.R.S. (ESTANDAR) %	102
EXPANSION %	0
DESGASTE %	30 MÁX.
EQUIVALENTE DE ARENA %	54 50 MÍN.
PARTÍCULAS ALARGADAS	35 MÁX.
PARTÍCULAS LAJEADAS	35 MÁX.
LIMITE LIQUIDO %	22 25 MÁX.
LIMITE PLASTICO %	14
INDICE PLASTICO %	8 6 MÁX.
CONTRACCION LINEAL %	2.3
CLASIFICACION S.U.C.S	GW-GC

Tabla. (3.26)

LOCALIZACION: Carretera Saltillo - Torreón KM 153 + 700 DES/IZQ 200m BANCO "MICROONDAS"		
DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL		
P.E.S. SUELTO KG/M ³	1643	
P.E.S. MAXIMO KG/M ³	2140	
HUMEDAD OPTIMA %	4.5	
MALLA M.M.	% QUE PASA	
50	100	
37.5	98	
25	90	
19	83	
9.5	71	
4.75	52	
2	38	
0.85	21	
0.425	11	
0.25	6	
0.15	5	
0.075	4	
V.R.S. (ESTANDAR) %	99	
EXPANSION %	0	
DESGASTE %	25	30 MÁX.
EQUIVALENTE DE ARENA %	75	50 MÍN.
PARTÍCULAS ALARGADAS	32	35 MÁX.
PARTÍCULAS LAJEADAS	32	35 MÁX.
LIMITE LIQUIDO %	N.P	25 MÁX.
LIMITE PLASTICO %	N.P	
INDICE PLASTICO %	N.P	6 MÁX.
CONTRACCION LINEAL %	0.0	
CLASIFICACION S.U.C.S	GP	

Tabla. (3.27)

LOCALIZACION: Carretera Saltillo - Torreón KM 192 + 000 DES/IZQ 20m Banco "Cerro Bola"		
DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL	CALIZA TRITURADA	
P.E.S. SUELTO KG/M ³	1883	
P.E.S. MAXIMO KG/M ³	2150	
HUMEDAD OPTIMA %	5.7	
MALLA M.M.	% QUE PASA	
50.0	100	
37.5	98	
25.0	94	
19.0	83	
9.5	54	
4.75	42	
2.00	24	
0.85	14	
0.425	8	
0.250	6	
0.150	5	
0.075	3	
V.R.S. (ESTANDAR) %	110	
EXPANSION %	0	
DESGASTE %	23	30 MÁX.
EQUIVALENTE DE ARENA %	56	50 MÍN.
PARTÍCULAS ALARGADAS	30	35 MÁX.
PARTÍCULAS LAJEADAS	30	35 MÁX.
LIMITE LIQUIDO %	N.P	25 MÁX.
LIMITE PLASTICO %	N.P	
INDICE PLASTICO %	N.P	6 MÁX.
CONTRACCION LINEAL %	0	
CLASIFICACION S.U.C.S	GW	

Tabla. (3.28)

LOCALIZACION: Carretera Saltillo - Torreón KM 200 + 800 DES/IZQ 200m BANCO "SIN NOMBRE"	
DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL	ROCA CALIZA TRITURADA
P.E.S. SUELTO KG/M ³	1638
P.E.S. MAXIMO KG/M ³	2201
HUMEDAD OPTIMA %	4.1
MALLA M.M.	% QUE PASA
50	100
37.5	100
25	91
19	79
9.5	49
4.75	35
2	25
0.85	18
0.425	12
0.25	10
0.15	8
0.075	6
V.R.S. (ESTANDAR) %	106
EXPANSION %	.3
DESGASTE %	26
EQUIVALENTE DE ARENA %	50
PARTÍCULAS ALARGADAS	23
PARTÍCULAS LAJEADAS	23
LIMITE LIQUIDO %	20
LIMITE PLASTICO %	17
INDICE PLASTICO %	3
CONTRACCION LINEAL %	0.0
CLASIFICACION S.U.C.S	GP-GM

Tabla. (3.29)

LOCALIZACION: Carretera Saltillo - Torreón KM 203 + 000 DES/IZQ 200m BANCO "SIN NOMBRE"		
DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL	ROCA CALIZA TRITURADA	
P.E.S. SUELTO KG/M ³	1789	
P.E.S. MAXIMO KG/M ³	2198	
HUMEDAD OPTIMA %	5.2	
MALLA M.M.	% QUE PASA	
50	100	
37.5	96	
25	88	
19	69	
9.5	55	
4.75	35	
2	23	
0.85	18	
0.425	15	
0.25	9	
0.15	7	
0.075	5	
V.R.S. (ESTANDAR) %	102	
EXPANSION %	.3	
DESGASTE %	26	30 MÁX.
EQUIVALENTE DE ARENA %	56	50 MÍN.
PARTÍCULAS ALARGADAS	30	35 MÁX.
PARTÍCULAS LAJEADAS	30	35 MÁX.
LIMITE LIQUIDO %	N.P	25 MÁX.
LIMITE PLASTICO %	N.P	
INDICE PLASTICO %	N.P	6 MÁX.
CONTRACCION LINEAL %	0.0	
CLASIFICACION S.U.C.S	GP-GM	

Tabla. (3.30)

LOCALIZACION: Carretera Saltillo - Torreón KM 206 + 000 DES/IZQ 1000m BANCO "LA CUCHILLA"		
DESCRIPCION PETROGRAFICA DEL MATERIAL	ROCA CALIZA TRITURADA	
P.E.S. SUELTO KG/M ³	1507	
P.E.S. MAXIMO KG/M ³	2170	
HUMEDAD OPTIMA %	5.2	
MALLA M.M.	% QUE PASA	
50	100	
37.5	92	
25	80	
19	72	
9.5	52	
4.75	40	
2	30	
0.85	20	
0.425	13	
0.25	11	
0.15	9	
0.075	4	
V.R.S. (ESTANDAR) %	105	
EXPANSION %	0	
DESGASTE %	22	30 MÁX.
EQUIVALENTE DE ARENA %	64	50 MÍN.
PARTÍCULAS ALARGADAS	19	35 MÁX.
PARTÍCULAS LAJEADAS	19	35 MÁX.
LIMITE LIQUIDO %	N.P	25 MÁX.
LIMITE PLASTICO %	N.P	
INDICE PLASTICO %	N.P	6 MÁX.
CONTRACCION LINEAL %		0.0
CLASIFICACION S.U.C.S		GW

Tabla. (3.31)

BANCO	LOCALIZACIÓN	CLASIFICACIÓN GEOLOGICA	DESPALME (m)	TRATAMIENTO	UTILIZACIÓN	VOL. APROX. BANCO (m3)	OBSERVACIONES
"LA CUCHILLA"	km 206+000 c/1000 m desv. Izq. Carretera Saltillo-Torreón	Roca Caliza	0.00	Trituración Parcial y Cribado	Sub-base, Base Hidráulica y Concreto Asfáltico	200,000	Se deberá solicitar permiso para su explotación.
"EL MIMBRE"	km 151+470 c/800 m desv. Izq. Carretera Saltillo-Torreón	Grava-Arena	0.20	Trituración Total y Cribado	Sub-base, Base Hidráulica y Concreto Asfáltico	100,000	Se deberá solicitar permiso para su explotación.
"MICROONDAS"	km 153+700 c/2000 m desv. Izq. Carretera Saltillo-Torreón	Roca Caliza	0.20	Trituración Total y Cribado	Sub-base, Base Hidráulica, Concreto Asfáltico y Concreto Hidráulico	100,000	Se deberá solicitar permiso para su explotación.
"CERRO BOLA"	km 192+000 c/020 m desv. Izq. Carretera Saltillo-Torreón	Roca Caliza	0.20	Trituración Total y Cribado	Sub-base, Base Hidráulica y Concreto Asfáltico	150,000	Se deberá solicitar permiso para su explotación.
"SIN NOMBRE"	km 200+800 c/800 m desv. Izq. Carretera Saltillo-Torreón. Cuerpo "B"	Roca Caliza	0.20	Trituración Total y Cribado	Sub-base, Base Hidráulica y Concreto Asfáltico	80,000	Se deberá solicitar permiso para su explotación.
"SIN NOMBRE"	km 203+000 c/150 m desv. Izq. Carretera Saltillo-Torreón. Cuerpo "B"	Roca Caliza	0.20	Trituración Total y Cribado	Sub-base, Base Hidráulica y Concreto Asfáltico	30,000	Se deberá solicitar permiso para su explotación.

Resumen de bancos de materiales propuestos para pavimentos. Tabla. (3.32)



CAPITULO IV

“DISEÑO DEL PAVIMENTO”

FES Aragón

IV.1.- CARACTERÍSTICAS DE LAS CAPAS DE LOS PAVIMENTOS

Terracerías.

Las terracerías se dividen en el cuerpo del terraplén, que es la parte inferior, y la capa subrasante, que se coloca sobre la anterior con un espesor mínimo de 30 cm.

Finalidades y características de las terracerías.

Las características y funciones de los materiales utilizados en estas capas de las terracerías son las que se mencionan a continuación.

Cuerpo del terraplén.

Las finalidades de esta parte de la estructura de una vía terrestre son las siguientes: alcanzar la altura necesaria para satisfacer principalmente las especificaciones geométricas, resistir las cargas del tránsito transmitidas por las capas superiores y distribuir los esfuerzos a través de su espesor para transportarlos de forma adecuada al terreno natural.

Los materiales empleados para construir un cuerpo de terraplén deben tener un VRS mayor a 5% y sus tamaños máximos pueden ser de hasta 75cm.

Los materiales para suelos se aceptaban hasta hace poco tiempo con un límite líquido menor que 100%, pero en la actualidad los proyectistas exigen que este valor sea inferior a 70%.

Capa Subrasante.

La capa subrasante se presentó oficialmente en las especificaciones mexicanas de 1957.

Sus características mínimas deben ser:

- Espesor de la capa: 30cm mínimo
- Tamaño máximo: 7.5 cm (3 pulg).
- Grado de compactación: 95% del PVSM.
- Valor relativo de soporte: 15% mínimo.
- Expansión máxima: 5%

Estos dos últimos valores se obtienen por medio de la prueba de Porter estándar.

Funciones de la capa subrasante.

Las principales funciones de la capa subrasante son:

- Recibir y resistir las cargas del tránsito que le son transmitidas por el pavimento.
- Transitar y distribuir de modo adecuado las cargas del tránsito al cuerpo del terraplén.

Estas dos funciones son estructurales y comunes a todas las capas de las secciones transversales de una vía terrestre.

- Evitar que los materiales finos plásticos que formen el cuerpo del terraplén contaminen el pavimento. El tamaño de las partículas debe estar entre las finas correspondientes al cuerpo del terraplén y las granulares del pavimento.
- Evitar que las terracerías, cuando estén formadas principalmente por fragmentos de roca (pedraplenes), absorban el pavimento. En este caso, la granulometría del material debe ser intermedia entre los fragmentos de roca del cuerpo del terraplén y los granulares del pavimento (base o sub –base).
- Evitar que las imperfecciones de la cama de los cortes se reflejen en la superficie de rodamiento.
- Uniformar los espesores de pavimento, sobre todo cuando varían mucho los materiales de terracería a lo largo del camino.
- Economizar espesores de pavimento, en especial cuando los materiales de las terracerías requieren un espesor grande.

Bases y sub bases.

En caminos y aeropuertos, sobre la capa subrasante se construye el pavimento, que en tipo flexible está constituido por sub – base, base y carpeta, aunque en ocasiones la sub – base no se requiere.

Funciones de base y sub – base.

Las sub – bases y las bases tienen características semejantes; sin embargo, las primeras pueden ser de menor calidad. Las funciones de estas capas son:

- Recibir y resistir las cargas del tránsito a través de la capa que constituye la superficie de rodamiento (carpeta asfáltica).
- Transmitir estas cargas, adecuadamente distribuidas, a las terracerías.
- Proporcionar una capa drenante, que permita la salida expedita del agua que pudiera filtrarse a través de las fisuras y/o la permeabilidad de la carpeta, de los acotamientos, de los flujos provenientes de los cortes o por ascensión capilar del nivel freático

- En caso de introducirse el agua por la parte superior, permitir que el líquido descienda hasta la capa subrasante, donde se desaloja al exterior por el efecto de bobeo o la sobre elevación.

Características de bases y sub – bases.

Las características de resistencia (VRS de la Porter estándar), plasticidad (contracción lineal) y el valor cementante de estos materiales se indican en la tabla. (4.1), estas especificaciones se deben cumplir en forma simultánea.

Para la capa de Sub – base deberán emplearse gravas y arenas, con tratamiento mínimo de cribado, con partículas de tamaño máximo de 5.0 cm; principalmente fricciantes, con menos de 25% de finos y que estos sean de baja plasticidad.

Materiales de sub – base.

Características	Zonas en que se clasifica el material de acuerdo con su granulometría		
	1	2	3
Contracción lineal en porcentaje (máx.)	6.0	4.5	3.0
Valor cementante, para materiales angulosos en Kg/cm ² (mín.)	3.5	3.0	2.5
Valor cementante, para materiales redondeados y lisos en Kg/cm ² (mín.)	5.5	4.5	3.5
Valor relativo de soporte estándar saturado, en porcentaje	50 mín.		
Equivalente de arena, en porcentaje	20 mín. (Tentativo)		

Tabla. (4.1)

Cabe aclarar que, aunque las normas señalan que la granulometría necesita ser similar a la que se marca en las fronteras de las zonas 1, 2, y 3 Fig. (4.1) y (4.2), en realidad esto no es de mucha importancia si se cumplen con las características marcadas en esas tablas; sin embargo si no se cumplen y se mejora la granulometría, por ejemplo con una estabilización mecánica, se aumenta la resistencia y la granulometría sirve como un índice para decidir la forma de realizar el mejoramiento.

Conviene insistir en que el valor cementante en una base es indispensable para dar una sustentación adecuada a carpetas asfálticas delgadas como las que se construyen por lo regular en el país, que varían de 2 a 8 cm. En este caso, si las bases se construyen con materiales inertes, a poco de abrirse el

camino el tránsito provoca deformaciones rítmicas transversales, denominadas “permanentes” en lenguaje común.

Zonas de especificaciones granulométricas para materiales de

Sub – base y base.

Apertura en milímetros.

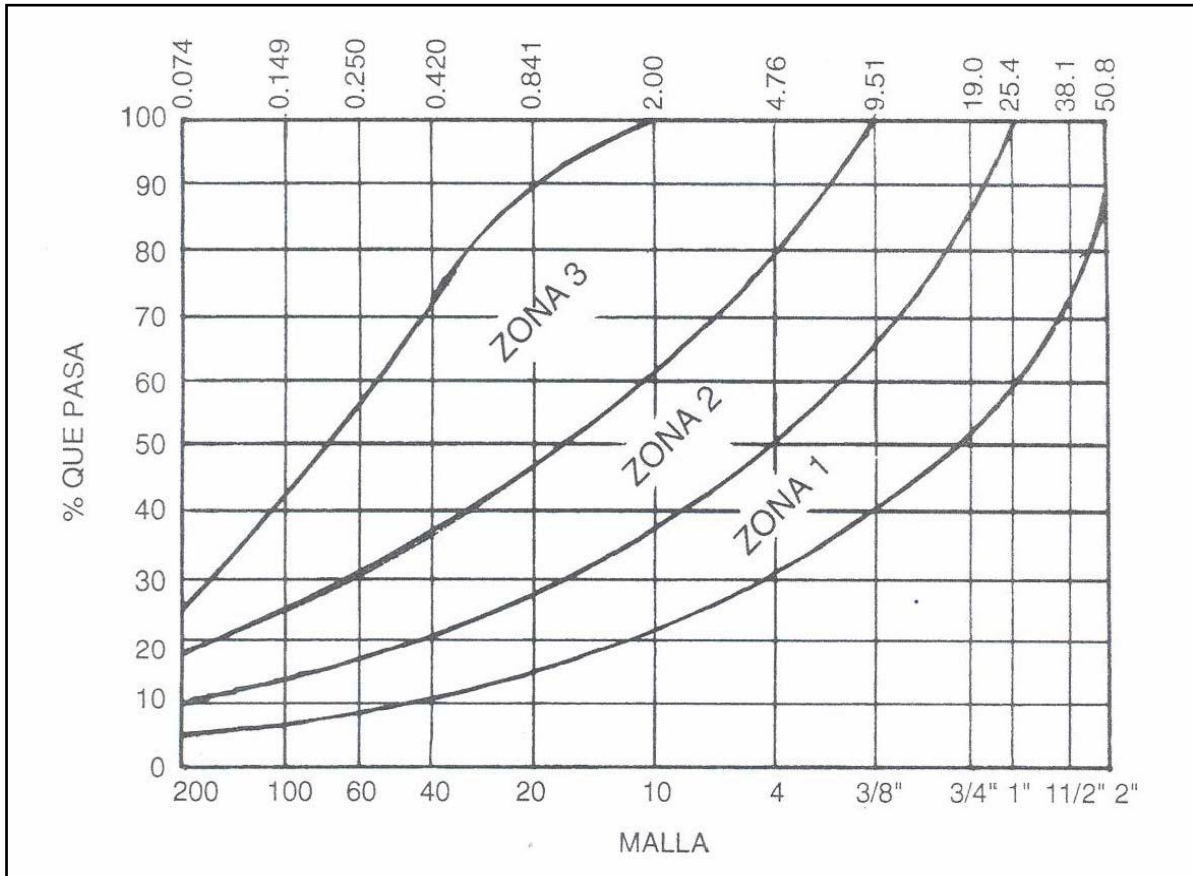


Fig. (4.2)

Base.

La base es el elemento resistente de los pavimentos asfálticos, en cuanto a los esfuerzos cortantes se refiere. Por lo tanto esta capa debe estar constituida por agregados pétreos triturados, de alta resistencia y de partículas durables, de granulometría controlada, con un bajo contenido de finos (0 a 10%), no plásticos y conformando una estructura densa, estabilizados mecánica o químicamente.

Normalmente esta capa se compacta a un grado mínimo del 100% respecto al PVSM.

Existen las siguientes variantes para estructurar la Base de un pavimento:

Base hidráulica o granular: Integrada por agregados triturados y cribados.

Base tratada con cal o cemento Portland:

Las bases sobre las que se construye una carpeta de concreto asfáltico deben tener un módulo de elasticidad semejantes al de esta carpeta, por lo que conviene estabilizarlas, mezclándoles cal hidratada o cemento Portland con el procedimiento de mejoramiento de suelos; la cal también tiene el propósito de abatir la plasticidad de los finos de lo contrario la carpeta se puede agrietar, de manera prematura, con pequeñas deformaciones de la base. También es factible construir bases asfálticas con tamaño máximo de partículas de 5 cm.

Base asfáltica o base negra: En la que se emplean emulsiones o cementos asfálticos, para aglutinar los agregados.

Base tratada con cemento: En la que, para incrementar significativamente la resistencia, se emplea cemento Portland, dando lugar a un pavimento semirígido.

Los tres últimos tipos de base se emplean para modificar y mejorar las características mecánicas de materiales comunes y/o que no cumplen con las normas de calidad establecidas.

Bases cementadas.

Si los materiales que se habrán de utilizar para sub – bases y bases en caminos con menos de 3000 vehículos diarios no tienen suficiente valor cementante, pueden estabilizarse mecánicamente al mezclarlas con materiales de baja plasticidad, o sea, materiales con límite líquido menor de 18% o contracción lineal menor que 6.5%. En especial, hay que cuidar que no se disminuya la resistencia ni aumente la plasticidad de un material más allá de lo que marcan las normas, cuando se cementa en la forma indicada.

Por estudios realizados en el país y en el extranjero, se sabe que la resistencia de un material inerte aumenta hasta un límite y luego disminuye, al aumentar finos en él.

Materiales de base.

características	Zonas en que se clasifica el material de acuerdo con su granulometría		
	1	2	3
Límite líquido en porcentaje (máx.)	30	30	30
Contracción lineal, en porcentaje (máx.)	4,5	3,5	2,0
Valor cementante, para materiales angulosos en kg/cm ² (mín.)	3,5	3,0	2,5
Valor cementante, para materiales redondeados y lisos en kg/cm ² (mín.)	5,5	4,5	3,5

Tabla (4.3)

Materiales de base.

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 (mín.)	80	30	35
Más de 1000 vehículos pesados al día (mín.)	100	50	40

Tabla (4.4)

Carpeta asfáltica.

Desde el punto de vista estructural, la carpeta es el elemento que asimila los esfuerzos a la tensión que inducen las cargas del tránsito al pavimento. Como superficie de rodamiento la carpeta debe ser capaz de evitar el derrapamiento de los vehículos ante condiciones críticas de circulación, mediante una textura superficial adecuada y proveer un drenaje conveniente. Esta carpeta está integrada por agregados pétreos sanos y triturados, de alta resistencia, de partículas durables, de granulometría controlada y con un bajo contenido de finos (0 a 10%), no plásticos, que se mantienen adheridos o se mezclan con un producto asfáltico que se aplica en estado líquido.

Existen las siguientes variantes para estructurar la carpeta de un pavimento flexible:

Carpetas de riegos: Las construidas con agregados pétreos de granulometría uniforme, que se incrustan sobre uno o más riegos de un producto asfáltico, previamente aplicado sobre la superficie terminada de una base.

Mezclas en frío: En la que los agregados se mezclan con una emulsión asfáltica, sea en planta, en plataforma o directamente sobre una base terminada, las que se extienden y compactan, una vez que se ha alcanzado una consistencia adecuada para tal efecto.

Concreto asfáltico: Es una mezcla elaborada en planta y en caliente, con agregados pétreos de granulometría preestablecida, para obtener una estructura densa o bien de características drenante, utilizando cemento asfáltico. Su colocación y compactación se realiza también en caliente.

Características de los materiales pétreos.

Los materiales para construir carpetas asfálticas son suelos inertes, provenientes de playones de ríos o arroyos, de depósitos naturales denominados minas o de rocas, los cuales por lo general requieren cribado y triturado para utilizarse.

Las características más importantes que deben tener los materiales pétreos para carpetas asfálticas son granulometría, dureza, forma de la partícula y adherencia con el asfalto.

Contenido de asfalto.

El contenido óptimo de asfalto para una carpeta es la cantidad de asfalto que forma una membrana alrededor de las partículas, del espesor suficiente para resistir los elementos del intemperismo y que así el asfalto no se oxide con rapidez, pero que no sea tan gruesa como para que la mezcla pierda estabilidad o resistencia y no soporte las cargas de los vehículos.

Es conveniente que las partículas tengan la forma más cúbica posible, por lo que no deben utilizarse materiales que contengan una cantidad grande de partículas en forma de lascas o de aguja, pues tienden a romperse con facilidad y así cambia la granulometría.

Características de los productos asfálticos.**Cemento asfáltico.**

El asfalto, también llamado cemento asfáltico, es el último residuo de las destilaciones del petróleo y a temperaturas normales es sólido y de color café oscuro. Para mezclarse con materiales pétreos, debe calentarse a 140 °C, por lo que es necesaria una planta. Las especificaciones correspondientes se encuentran en la tabla (4.5); el cemento más utilizado es el núm. 6

Características	Cemento asfáltico			
	Núm. 3	Núm. 6	Núm. 7	Núm. 8
Penetración, 100 g 5s, 25 °C, grados	180 - 200	80 - 100	60 - 70	40 - 50
Viscosidad Saybolt-Furo: A 135 °C, s, mín.	60	85	100	120
Punto de inflamación (copa de Cleveland), °C mín.	220	232	232	232
Punto de reblandecimiento, °C	37 - 43	45 - 52	48 - 56	52 - 60
Ductilidad, 25°C, cm, mín.	60	100	100	100
Penetración retenida, por ciento mín.	40	50	54	58
Pérdida por calentamiento, por ciento, máximo	1.4	1.0	0.8	0.8

Tabla (4.5)

Rebajados asfálticos.

Con el fin de poder trabajar con el cemento asfáltico a temperaturas menores, es necesario fluidificarlo; para ello se producen los rebajados y las emulsiones asfálticas.

Los rebajados asfálticos se fabrican diluyendo el concreto asfáltico en gasolina, tractolina (también conocida como petróleo diáfano), diesel o aceites ligeros.

En el primer caso se obtienen los rebajados de fraguado rápido, denominado FR; en el segundo caso, los rebajados de fraguado medio o FM; y por último, los de fraguado lento o FL.

Todos estos se pueden producir con diferentes proporciones de cemento asfáltico (de 50 a 80%) y los correspondientes solventes o "fluxes" (de 50 a 20%).

De esta manera hay cinco tipos de cada rebajado, que se numeran del 0 al 4; los que tienen gran cantidad de cemento asfáltico son los de mayor denominación y esta disminuye a medida que aumenta el contenido de los solventes. Así, existe FR del 0 al 4, FM del 0 al 4 y FL del 0 al 4.

Para realizar las mezclas con los agregados pétreos y los cementos o los rebajados asfálticos, es necesario que los primeros estén bien secos, pues de otra manera no hay adherencia con el asfalto.

Emulsiones asfálticas.

Para tener un producto asfáltico que se pueda aplicar o mezclar con pétreos húmedos, se fabrican las emulsiones asfálticas, en las que el cemento asfáltico se suspende en agua, por medio de un emulsificante y un estabilizador.

Las emulsiones también son de fraguado rápido, medio y lento conforme al porcentaje de cemento asfáltico.

IV.2.- TRÁNSITO.

Conocer las características del tránsito que utiliza o utilizará un camino en operación o que se habrá de construir, es vital para el proyecto de la sección transversal de una vía y se convierte en el elemento principal que se debe de tomar en cuenta, pues el transporte terrestre es el motivo de la obra.

Por una vía terrestre puede transitar con cierta facilidad una cantidad determinada de vehículos de diferentes tipos, con cargas distintas que son transmitidas a la estructura de diversas maneras.

Características del tránsito.

Las características del tránsito que es necesario conocer para efectuar el proyecto de los pavimentos son:

- Tránsito diario promedio anual (TDPA).
- Tránsito en el carril de diseño.
- Composición del tránsito por tipos de vehículos.
- Pesos de los vehículos, cargados y vacíos.
- Número y posición de ejes y llantas.
- Incremento anual del tránsito
- Número de vehículos o de ejes que transitarán por el camino durante su vida útil

Tránsito diario promedio anual

Se llama tránsito diario promedio anual (TDPA) al número total de vehículos que pasan por una carretera en ambos sentidos durante un año, dividido entre 365 días. Para determinar el TDPA de un camino en operación, se cuenta en forma directa el tránsito mediante una operación que se llama aforo y que pueden realizar operarios o contadores mecánicos; el conteo puede llevarse también durante todo el año o solo en ciertas temporadas y luego proyectarlo a un año. Para estos trabajos, se emplean técnicas estadísticas. Al calcular el TDPA de varios años consecutivos, se puede conocer la tendencia de incremento.

Para determinar el TDPA de un camino que se habrá de construir, la situación se complica porque todavía no hay tránsito sobre él; pero se estima con base en el tránsito inducido y el tránsito generado.

El tránsito inducido es aquel que en la actualidad utilizan otros caminos, pero que usará el nuevo, para llegar al mismo destino, es decir, es el tránsito que ahora hace un rodeo, pero que al abrirse utilizará el nuevo camino por ser más directo o darle mayores facilidades para llegar al sitio deseado.

Tránsito en el carril de diseño.

Del TDPA se necesita conocer el porcentaje de vehículos que usan el carril en donde se carga más el movimiento, llamado carril de diseño; respecto a un camino de dos carriles (uno de cada sentido), se ha llegado a la conclusión de que el carril de diseño lleva de 60 a 65% del TDPA; en cuanto un camino de cuatro carriles, el de diseño lleva casi la misma cantidad de vehículos que uno de dos, pues en los carriles de la derecha transitan los automotores de mayor peso y que dañan más el pavimento, por lo que se toma en este caso, 50% del TDPA para el carril de diseño.

Composición del tránsito.

También es necesario conocer la cantidad de vehículos de cada tipo que circulan por las carreteras, los cuales se pueden dividir en grupos para hacer menos difíciles los cálculos; por ejemplo los vehículos de tipo A son todos los automóviles, las camionetas pick – up y los que tengan un peso menor que 3 ton, los vehículos de tipo B son todos los autobuses y los vehículos tipo C son los camiones de carga con más de 3 ton; estos últimos se desglosan en grupos, pues tienen una gran cantidad de características y su peso total puede oscilar desde 3 hasta 60 ton, con diferentes combinaciones en la posición de sus ejes y llantas. De cada vehículo es necesario conocer sus pesos, cargados y vacíos, principalmente; los vehículos de carga que a veces se componen de una unidad de tracción, una caja y un remolque, cada uno con varios ejes en diferentes combinaciones y una o dos llantas; se tienen así ejes sencillos con ruedas sencillas, ejes con ruedas sencillas o dobles y ejes triples con ruedas dobles.

La importancia de conocer el tipo de vehículos, sus pesos y la posición y número de ejes y ruedas, es la de poder estudiar la magnitud de los esfuerzos en la estructura vial y proyectar adecuadamente la sección transversal.

TIPO DE VEHÍCULO	DESCRIPCIÓN	FIG. VEHÍCULO
A	AUTOMÓVILES	
B	AUTOBUSES	
C2	CAMIONES UNITARIOS DE 2 EJES.	
C3	CAMIONES UNITARIOS DE 3 EJES.	
T3 - S2	TRACTOR DE 3 EJES CON SEMIREMOLQUE DE 2 EJES.	 <p>Cabina y remolque vista de perfil de 1,30 mtrs.</p>
T3 - S3	TRACTOR DE 3 EJES CON SEMIREMOLQUE DE 3 EJES.	
T3 - S2 - R3	TRACTOR DE 3 EJES CON SEMIREMOLQUE DE 2 EJES Y REMOLQUE DE 3 EJES	
T3 - S2 - R4	TRACTOR DE 3 EJES CON SEMIREMOLQUE DE 2 EJES Y REMOLQUE DE 4 EJES	

Nomenclatura básica de tipo de vehículos. Tabla (4.6)

Clasificación de los vehículos de autotransporte que pueden circular por los caminos y puentes de jurisdicción federal según la SCT.

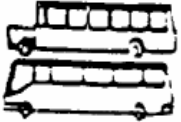
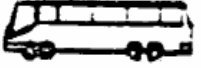
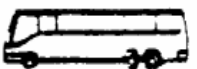
AUTOBUS			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
B2	2	6	
B3	3	8-10	
B4	4	10	

Tabla (4.7)



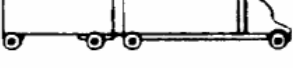
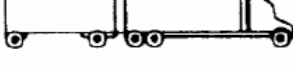
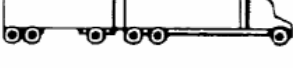
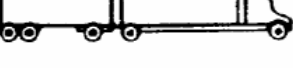
CAMION UNITARIO			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
C2	2	6	
C3	3	8-10	
CAMION REMOLQUE			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
C2-R2	4	14	
C3-R2	5	18	
C3-R3	6	22	
C2-R3	5	18	

Tabla (4.8)

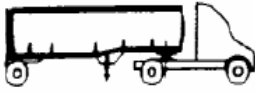
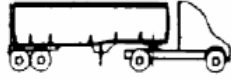
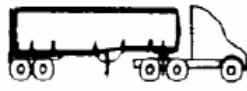
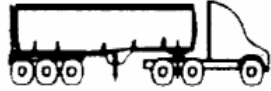
TRACTOCAMION ARTICULADO			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
T2-S1	3	10	
T2-S2	4	14	
T3-S2	5	18	
T3-S3	6	22	

Tabla (4.9)







TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
T2-S1-R2	5	18	
T3-S1-R2	6	22	
T3-S2-R2	7	26	
T3-S2-R4	9	34	
T3-S2-R3	8	30	
T3-S3-S2	8	30	

Tabla (4.10)

Pesos máximos autorizados por tipo de eje y camino (toneladas)








CONFIGURACION DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
<p>SENCILLO DOS LLANTAS</p> 	6.50	6.50	5.50	5.00
<p>SENCILLO CUATRO LLANTAS</p> 	10.00	10.00	9.00	8.00
<p>MOTRIZ SENCILLO CUATRO LLANTAS</p> 	11.00	11.00	10.00	9.00
<p>MOTRIZ DOBLE O TANDEM SEIS LLANTAS</p> 	15.50	15.50	14.00	12.50
<p>DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS</p> 	18.00	18.00	16.00	14.00
<p>MOTRIZ DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS</p> 	19.50	19.50	17.50	15.50
<p>TRIPLE O TRIDEM DOCE LLANTAS</p> 	22.50	22.50	20.00	18.00

Tabla (4.11)

Tránsito a un nivel fijo.

Cuando se utiliza el criterio de tránsito a un nivel fijo, se consideran sólo las características del vehículo que más daña la estructura; sin embargo; las gráficas de proyecto se elaboran empíricamente, al tomar en cuenta (implícitamente y explícitamente) la composición del tránsito total. Por ejemplo, en un camino secundario se puede escoger como vehículo de proyecto uno que tenga un peso de 17 ton; en cambio, para una autopista sería mejor elegir uno de 60 ton. El proyectista de la estructura de la obra vial entra directamente en las curvas correspondientes a esos vehículos; sin embargo al formarse las curvas de proyecto, aunque sea en modo empírico, se toma en cuenta que en el camino secundario operará una mayor cantidad de automóviles o vehículos de poco peso, que en la autopista y que en ésta operará con seguridad un número más grande de autobuses y camiones que en aquél. Además, se debe considerar que estas curvas de proyecto deben ser de tipo regional, aun dentro de un país, pues la composición del tránsito puede tener fuertes variaciones.

Criterio de tránsito Mezclado.

La segunda forma de utilizar los datos del tránsito para aplicarlos en el proyecto de pavimentos es tomar las características de todos los vehículos. Con el objeto de trabajar con unidades homogéneas, o sea con un mismo tipo de vehículo, se utiliza el criterio de vehículos o ejes equivalentes y el factor de daño.

Factor de daño.

El factor de daño es la relación del deterioro que un vehículo dado causa a la estructura de la obra, con el daño que provoca un vehículo estándar.

En México como en otros países, incluido EUA, se utiliza como estándar un eje sencillo con ruedas simples, que soporta una carga total de 8.2 ton (18 000 lb), o sea 4.1 ton por rueda.

$$FA = \frac{Nt}{NA}$$

FA = factor de daño

Nt = Número de pasadas que el vehículo estándar lleva a la falla al pavimento

NA = Número de pasadas que el vehículo en estudio lleva a la falla al pavimento

IV.3.- DISEÑO POR EL MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA. (UNAM)

Método del instituto de ingeniería.

El instituto de ingeniería de la UNAM desarrolló un método teórico, para la estructuración de carreteras, en base a las teorías de distribución de esfuerzos en los suelos, con lo cual se obtiene una estructuración homogénea en todas sus capas. Las gráficas de proyecto del reporte 440 de dicho instituto están con base al volumen de tránsito acumulado en la vida útil de la obra y en el valor relativo de soporte de campo, proponiendo que este valor se obtenga con el método del cuerpo de ingenieros, que es muy elaborado y lento, por lo que en la práctica se usa el VRS de la prueba Porter modificada, obteniéndose así espesores menos conservadores.

Al utilizarse un método más sencillo y confiable para la obtención del VRS en este caso por medio de la prueba de Porter modificada, se puede tener un mayor número de datos, con lo que los materiales se conocerán con mayor exactitud, ya que se obtiene un mejor valor de la media estadística. El método del instituto de ingeniería propone gráficas para diferentes grados de confianza; la que aquí utilizaremos es la que corresponde al 80%.

El método del instituto de ingeniería requiere para calcular la media y el coeficiente de variabilidad de los valores relativos de soporte en cada una de las capas; con ello, se obtiene el VRS medio para luego obtener el VRS que será el de proyecto.

El método proporciona el factor de daño (coeficiente de daño) para diferentes profundidades y corresponden a los pesos de los vehículos aprobados en México. Tabla (4.7)

Tipo de Vehículos	Coeficientes de Daño			
	Z = 0	Z = 15	Z = 30	Z = 60
(Cargados / Vacíos)				
A	0.004	0.000	0.000	0.000
	0.004	0.000	0.000	0.000
B2	2.000	1.890	2.457	2.333
	2.000	0.757	0.502	0.443
B3	1.999	1.369	0.877	0.852
	1.999	0.321	0.091	0.058
C2	2.442	2.310	3.003	3.586
	2.000	0.123	0.028	0.014
C3	3.500	3.290	2.870	3.500
	3.000	0.154	0.039	0.023
C4	4.773	3.312	2.923	3.497
	4.000	0.271	0.084	0.051
T3 - S2	5.577	5.907	5.313	6.435
	5.000	0.160	0.040	0.230
T3 - S3	6.461	5.645	5.112	6.177
	6.000	0.154	0.040	0.023
T3 - S2 - R3	6.653	8.188	3.230	1.170
	8.853	0.180	0.043	0.024
T3 - S2 - R4	7.173	8.170	7.458	9.120
	7.173	0.165	0.041	0.022

Tabla (4.7)

Tránsito para proyecto.

La Dirección general de carreteras de la SCT de acuerdo a los aforos que tiene registrados en las carreteras del país recomendó la siguiente composición vehicular para el diseño del pavimento Tabla (4.8); que será el que utilizaremos para diseño.

ASIGNACIÓN DE TRÁNSITO	
TDPA =	5 , 675 VEHÍCULOS
INCREMENTO ANUAL	5.00%
COMPOSICIÓN VEHICULAR	
A	45.40%
B	4.70%
C2	3.20%
C3	5.70%
T3 - S2	21.90.%
T3 - S3	7.20%
T3 - S2 - R3	1.30%
T3 - S2 - R4	10.60%
SUMA =	100.00%

Tabla (4.8)

Con esta composición vehicular se realizara el cálculo de ejes equivalentes acumulados por medio del método del instituto de ingeniería (Tabla 4.9)

Además de tener en cuenta los siguientes datos para el diseño:

TDPA = 5, 675 Vehículos

Tránsito en el carril de diseño = 60 % = 3, 405 vehículos

Periodo de diseño (n) = 15 años

Tasa anual de crecimiento (r) = 5%

Factor de crecimiento a futuro (C)

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

Cálculo de ejes equivalentes acumulados

Método del instituto de ingeniería.

Tipo de Vehículos	Composición		Coeficientes de Daño				Ejes equivalentes de 8.2 Ton.			
	%	Cantidad	Z = 0	Z = 15	Z = 30	Z = 60	Z = 0	Z = 15	Z = 30	Z = 60
	(Cargados y Vacíos)				(Cargados y Vacíos)					
A	45.40	1545.87	0.004	0.000	0.000	0.000	6.18	0	0	0
		0.00	0.004	0.000	0.000	0.000	0	0	0	0
B	4.70	160.04	2.000	1.890	2.457	2.333	320.07	302.466	393.206	373.36
		0.00	2.000	0.757	0.502	0.443	0	0	0	0
C2	3.20	108.96	2.442	2.310	3.003	3.586	266.08	251.70	327.21	390.73
		0.00	2.000	0.123	0.028	0.014	0	0	0	0
C3	5.70	194.09	3.500	3.290	2.870	3.500	679.30	638.54	557.02	679.30
		0.00	3.000	0.154	0.039	0.023	0	0	0	0
T3 - S2	21.90	745.70	5.577	5.907	5.313	6.435	4158.74	4404.82	3961.88	4798.55
		0.00	5.000	0.160	0.040	0.230	0	0	0	0
T3 - S3	7.20	245.16	6.461	5.645	5.112	6.177	1583.98	1383.93	1253.26	1514.35
		0.00	6.000	0.154	0.040	0.023	0	0	0	0
T3 - S2 - R3	1.30	44.27	6.653	8.188	3.230	1.170	294.50	362.44	142.98	51.79
		0.00	8.853	0.180	0.043	0.024	0	0	0	0
T3 - S2 - R4	10.60	360.93	7.173	8.170	7.458	9.120	2588.95	2948.80	2691.82	3291.68
		0.00	7.173	0.165	0.041	0.022	0	0	0	0
Total =	100.00	3405.00	SUMAS (ejes equivalentes) =				9,897.80	10,292.69	9,327.36	11,099.76

Tabla (4.9)

En la tabla anterior la composición vehicular dada en porcentaje también es representada en número de vehículos con respecto al tránsito en el carril de diseño que por ser un camino de dos carriles es del 60% del TDPA es decir el 60% de 5,675 vehículos es igual a 3,405 vehículos.

Para la obtención de los ejes equivalentes se multiplica el número de vehículos por el coeficiente de daño a la profundidad de: ($z = 0$, $z = 15$, $z = 30$, $z = 60$); se hace la suma de estas columnas lo cual nos dará el tránsito equivalente acumulado para las profundidades antes mencionadas.

La suma mayor de ejes equivalentes, que corresponde a alguna de las profundidades es la que se toma para el proyecto. En este caso resultó ser para:

$$Z = 60$$

$$\text{Suma mayor de ejes equivalentes} = 11,099.76$$

Hecho lo anterior se calcula el Factor de crecimiento a futuro:

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

$$\text{Tasa anual de crecimiento } (r) = 5\%$$

$$\text{Periodo de diseño } (n) = 15 \text{ años}$$

$$C = \frac{(1+0.05)^{15}-1}{0.05} * 365 = 7,876.18$$

Este factor de crecimiento a futuro (C) multiplicado por la suma mayor de ejes equivalentes que corresponde a la profundidad de $z = 60$, nos da el tránsito acumulado en ejes de 8.2 ton, al final de la vida de proyecto para nuestro caso 15 años.

$$\text{Tránsito equivalente acumulado al final de la vida útil} = C \times \text{Suma mayor}$$

$$\text{Tránsito equivalente acumulado al final de la vida útil} = 7,876.18 \times 11,099.76$$

$$\text{Tránsito equivalente acumulado al final de la vida útil} = 87,423,675.93$$

Cálculo de los VRS de proyecto.

El VRS de proyecto que se utilizara para el diseño de los espesores de las capas del pavimento se calculara de la siguiente forma:

- Se ordenan los datos de los VRS reportados en el laboratorio (capitulo III Pruebas de laboratorio, III.3.-informe de ensayos de laboratorio).
- Se calcula el promedio de esa serie de datos $\overline{VRS} = \text{VRS promedio}$
- Se calcula la Desviación estándar de la serie de datos obtenidos en el laboratorio
- Calculo del coeficiente de variabilidad o coeficiente de variación estimado (V):

$$V = \frac{\text{Desv. estándar}}{\overline{VRS}}$$

- Por ultimo se calcula el VRS crítico o bien VRS de proyecto

$$VRS_{\text{proyecto}} = \overline{VRS} [1 - 0.84 (V)]$$

Datos ordenados de VRS reportados por el laboratorio:

TERRENO NATURAL	
CADENAMIENTO	VRS (%)
160+000	8.0
160+500	8.3
161+000	13.0
161+500	12.2
162+000	10.0
162+500	10.6
163+000	6.3
163+500	7.8
164+000	7.0
164+500	18.9
165+000	8.5
165+500	6.8
166+000	9.0
166+500	11.7
167+000	9.0
167+500	9.9
168+000	8.0
168+500	8.3
169+000	9.0
169+500	8.3
170+000	10.0
170+500	12.2
171+000	9.0
171+500	12.5
172+000	19.0
172+500	10.6
173+000	9.0
173+500	8.8
174+000	11.0
174+500	8.3
175+000	12.0
175+500	8.3
176+000	7.0
176+500	8.3
177+000	6.0
177+500	11.7
178+000	9.0
178+500	5.8
179+000	6.0
179+500	5.8
180+000	10.0

Tabla (4.10)

- Se calcula el promedio \overline{VRS}

$$\overline{VRS} = 9.53$$

- Desv. Estándar = 2.90
- Cálculo del coeficiente de variabilidad o coeficiente de variación estimado (V):

$$V = \frac{\text{Desv. estándar}}{\overline{VRS}}$$

$$V = \frac{2.90}{9.53} = 0.30$$

- Por último se calcula el VRS crítico o bien VRS de proyecto

$$VRS_{\text{proyecto}} = \overline{VRS} [1 - 0.84 (V)]$$

$$VRS_{\text{proyecto}} = 9.53 [1 - 0.84 (0.30)] = 7.10$$

Nota: Las especificaciones marcan que el VRS empleado para el cuerpo de terraplén debe ser > 5%

Datos ordenados de VRS reportados por el laboratorio:

PARA CAPA SUBRASANTE		
BANCO	MUESTRA	VRS (%)
154+000 DESV. IZQ. 400m	M - 1	29.3
	M - 2	27.0
	M - 3	31.0
156+000 DESV. IZQ. 300m	M - 1	30
	M - 2	33
	M - 3	28
167+400 DESV. IZQ. 200 m	M - 1	31
	M - 2	28
	M - 3	26
182+000 DESV. IZQ. 300 m	M - 1	26.8
	M - 2	33.0
	M - 3	34.0

Tabla (4.11)

- Se calcula el promedio \overline{VRS}

$$\overline{VRS} = 29.8$$

- Desv. Estándar = 2.68
- Calculo del coeficiente de variabilidad o coeficiente de variación estimado (V):

$$V = \frac{\text{Desv. estándar}}{\overline{VRS}}$$

$$V = \frac{2.68}{29.8} = 0.09$$

- Por ultimo se calcula el VRS crítico o bien VRS de proyecto

$$VRS_{\text{proyecto}} = \overline{VRS} [1 - 0.84 (V)]$$

$$VRS_{\text{proyecto}} = 29.8 [1 - 0.84 (0.09)] = 27.51$$

Nota: Las especificaciones marcan que el VRS empleado para subrasante debe ser = 15% mínimo.

Datos ordenados de VRS reportados por el laboratorio:

PARA CAPAS DE PAVIMENTO (BASE, SUB - BASE, CONCRETO ASFÁLTICO).	
BANCO	VRS (%)
151 + 470 DESV. IZQ. 800 m	102
153 + 700 DESV. IZQ. 200 m	99
192 + 000 DESV. IZQ. 20 m	110
200 + 800 DESV. IZQ. 200 m	106
203 + 000 DESV. IZQ. 200 m	102
206 + 000 DESV. IZQ. 1000 m	105

Tabla (4.12)

- Se calcula el promedio \overline{VRS}

$$\overline{VRS} = 104$$

- Desv. Estándar = 3.85
- Calculo del coeficiente de variabilidad o coeficiente de variación estimado (V):

$$V = \frac{\text{Desv. estándar}}{\overline{VRS}}$$

$$V = \frac{3.85}{104} = 0.04$$

- Por ultimo se calcula el VRS crítico o bien VRS de proyecto

$$VRS \text{ proyecto} = \overline{VRS} [1 - 0.84 (V)]$$

$$VRS \text{ proyecto} = 104 [1 - 0.84 (0.04)] = 100.77$$

Nota: Las especificaciones marcan:

Sub – base VRS = 50 % mínimo

Base 1000 vehículos al día VRS = 80%

Base más de 1000 vehículos al día VRS = 100%

Resumen de datos para ingresar a la grafica para proyecto de espesores de pavimento, del método del instituto de ingeniería de la UNAM. Gráfica (4.13) gráfica para un nivel de confianza de 0.80

Tránsito equivalente acumulado al final de la vida útil = **87, 423, 675.93**

(87 x 10⁶)

VRS de proyecto para terracerías (Cuerpo de Terraplén) = 7.10

VRS de proyecto para la capa subrasante = 27.51

VRS de proyecto para capas de pavimento (Base, Sub – Base y Concreto asfáltico) = 100.77

Utilizando estos datos y entrando a la gráfica antes citada resulta lo siguiente:

- Espesor sobre el cuerpo del terraplén = 52 cm
- Espesor sobre la capa subrasante = 27 cm
- Espesor sobre la sub – base = 27cm
- Espesor sobre la base = 13 cm

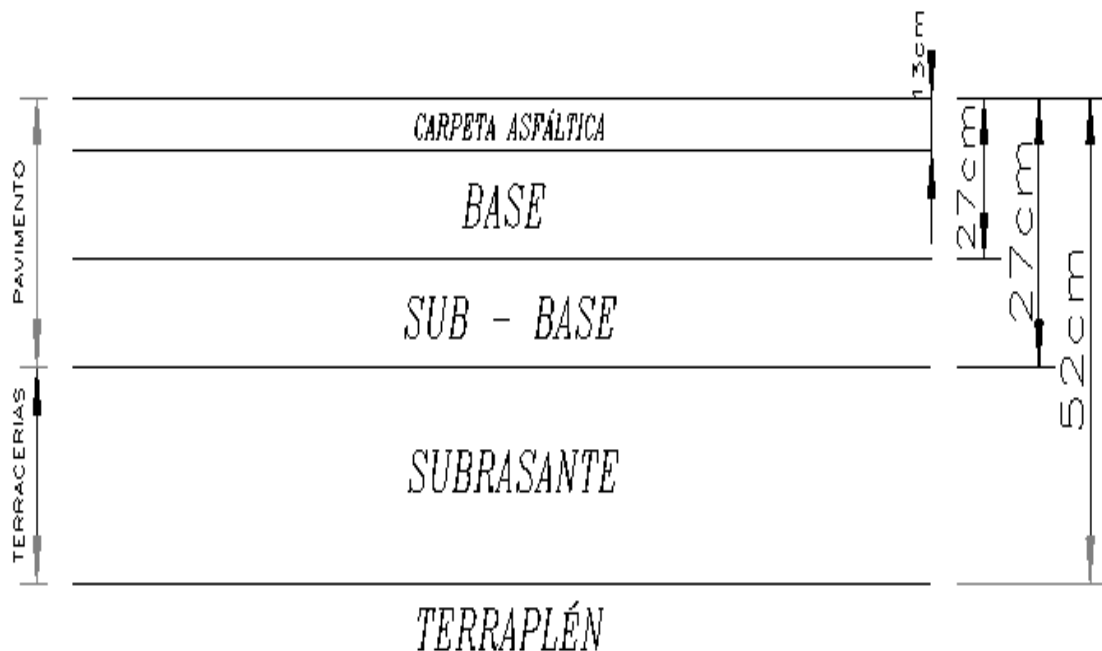
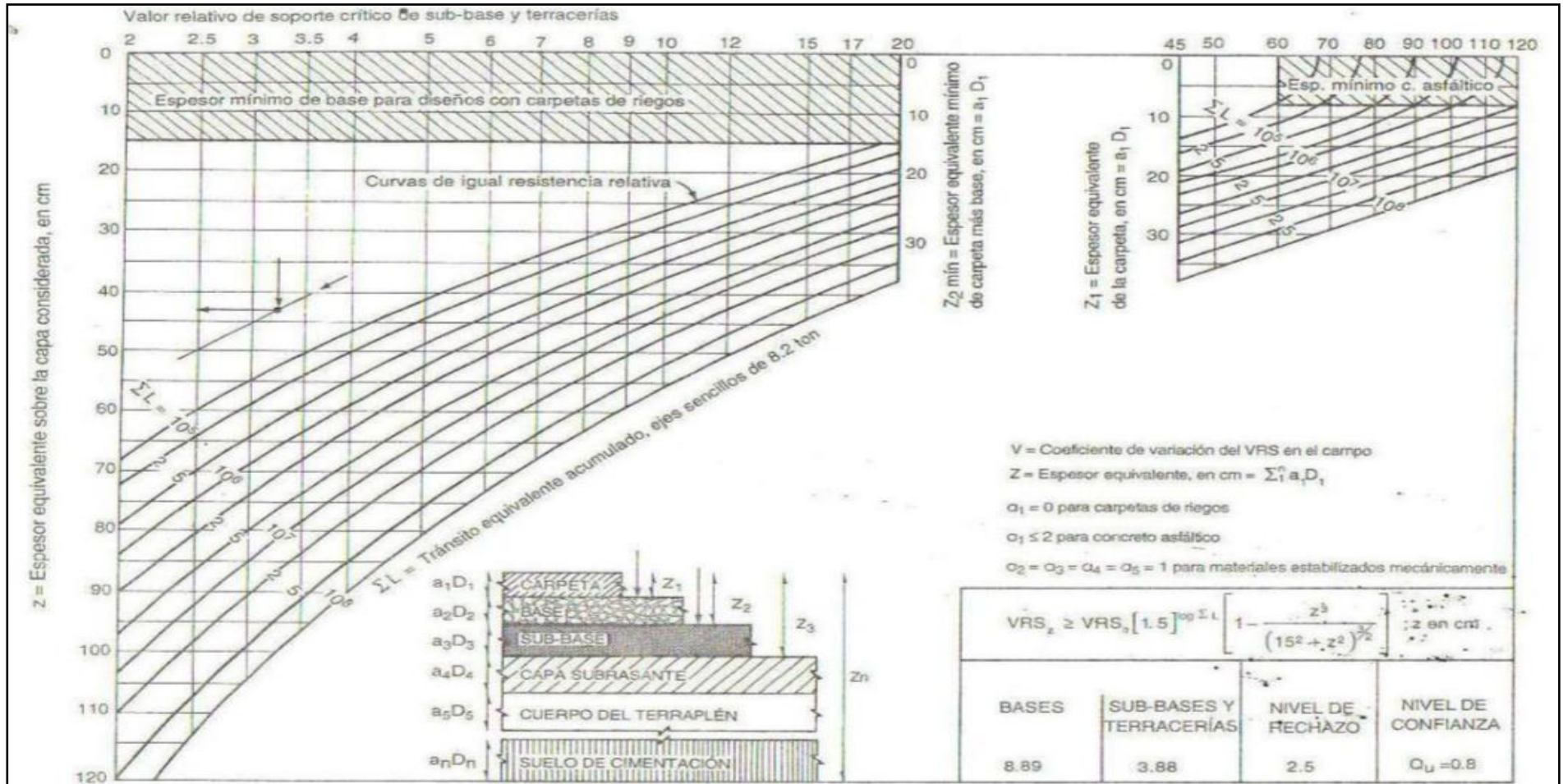


Fig. (4.13)



Gráfica para proyecto de espesores de pavimento. Método del instituto de ingeniería UNAM

Fig. (4.14)

Por lo tanto los espesores de las capas serán:

Espesor de la capa subrasante: $52 - 27 = 25 \text{ cm}$ \longrightarrow (30 cm espesor mínimo).

Espesor de la Sub – base: $27 - 27 = 0$ \longrightarrow No necesita, sub – base
obsérvese que el VRS de proyecto para estas capas son del 100% es decir son materiales de muy buena calidad, de esta manera bastaría con una base. Por lo tanto la sub – base y la base se tomarán como una sola capa para el cálculo de esta, se tomara 27 cm sobre la subrasante hasta la carpeta asfáltica.

Espesor de la Base: $27 - 13 = 14 \text{ cm}$ \longrightarrow (15 cm espesor mínimo)

Espesor de la carpeta asfáltica: $13 / 2 = 6.5 \text{ cm}$ \longrightarrow (8 cm mínimo)

La sección estructural tipo quedaría de la siguiente manera (Fig. 4.15).



Fig. (4.15)

IV.4.- DISEÑO POR EL MÉTODO DE LA AASHTO.

Los procedimientos involucrados en el actual método de diseño, versión 1993, están basados en las ecuaciones originales de la AASHO, organización que ahora conocemos como AASHTO (“American Association of State Highway and Transportation Officials”), o bien “Asociación Americana de Carreteras del Estado y Funcionarios de Transporte” que datan de 1961, producto de las pruebas en Ottawa, Illinois, con tramos a escala natural y para todo tipo de pavimentos. La versión de 1986 y la actual de 1993 se han modificado para incluir factores o parámetros de diseño que no habían sido considerados y que son producto de la experiencia adquirida por ese organismo entre el método original y su versión más moderna, además de incluir experiencias de otras dependencias y consultores independientes.

El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un “número estructural SN” para el pavimento flexible que pueda soportar el nivel de carga solicitado.

Análisis del Tránsito.

En este método la información requerida en las ecuaciones de diseño incluye: la carga por eje, la configuración del mismo, así como el número de aplicaciones o pasó de este eje sobre la superficie de pavimento. Los pavimentos se diseñan en función del efecto del daño que produce el paso de un eje con una carga y para que resistan un determinado número de cargas aplicadas durante su vida útil.

Un tránsito mixto esta compuesto de vehículos de diferente peso y número de ejes y que para efectos de cálculo se les transforma en un número de ejes equivalentes de 80 kN o 18 kips² (8.2 ton), por lo que se les denominará “Equivalent simple axial load” o **ESAL** (ejes equivalentes).

Consideraciones para el cálculo de ejes equivalentes

Las diferentes cargas que actúan sobre un pavimento producen a su vez diferentes tensiones y deformaciones en el mismo; los diferentes espesores de pavimentos y diferentes materiales, responden en igual forma de diferente manera a igual carga. Como estas cargas producen diferentes tensiones y deformaciones en el pavimento, las fallas tendrán que ser distintas. Para tomar en cuenta esta diferencia, el volumen de tránsito se transforma en un número equivalente de ejes de una determinada carga, que a su vez producirá el mismo daño que toda la composición de tránsito mixto de los vehículos.

Esta carga uniformizada según AASTHO es de 80 kN o 18 Kips y la conversión se hace a través de los Factores Equivalentes de Carga LEF

(Load Equivalent Factor).

Período de análisis (años).	Factor sin Crecimiento	Tasa de Crecimiento anual "r" en (%)						
		2	4	5	6	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

Tabla. (4.16) Factores de Crecimiento AASHTO

Obsérvese que tomamos el factor para "r" = 5%; y un periodo de diseño "n" = 15 años.

Cálculo de ejes equivalentes y ESAL's de diseño

Método AASHTO

Tipos de Vehículo	Composición		Factor de Crecimiento	Tránsito de Diseño	ESAL's Factor equivalente de carga	ESAL's de Diseño
	%	Cantidad				
A	45.40	2576.45	21.58	20293923.72	0.0002	4058.78
B	4.70	266.73	21.58	2100912.81	1.1005	2312054.54
C2	3.20	181.60	21.58	1430408.72	0.0132	18881.40
C3	5.70	323.48	21.58	2547915.53	1.9720	5024489.43
T3-S2	21.90	1242.83	21.58	9789359.68	1.8760	18364838.75
T3-S3	7.20	408.60	21.58	3218419.62	1.8760	6037755.21
T3-S2-R3	1.30	73.78	21.58	581103.54	4.5370	2636466.77
T3-S2-R4	10.60	601.55	21.58	4738228.89	4.5370	21497344.45
TOTAL	100	5675		ESAL's DE DISEÑO =		55,895,889.34

Tabla. (4.17)

Para el cálculo de la tabla anterior (4.17) se requirió de la composición vehicular del tránsito en porcentaje y en cantidad de vehículos al igual que en el método de instituto de ingeniería.

La cantidad de vehículos fue multiplicada por el factor de crecimiento tabla (4.16), y por 365 día del año de esta manera obtuvimos el tránsito de diseño, después el tránsito de diseño fue multiplicado por su factor equivalente de carga para transformar el tránsito a ejes equivalentes ESAL's y por ultimo la suma de estos nos va a dar los ejes equivalentes acumulados (ESAL's de diseño).

Tránsito de Diseño.

$$W_{18} = DD * DL * W_{E18}$$

W_{E18} = Ejes equivalentes acumulados en ambas direcciones.

DD = Factor de distribución direccional; se recomienda 50% para la mayoría de las carreteras.

DL = Factor de distribución por carril, cuando se tengan dos o más carriles por sentido.

W_{18} = Es el tránsito en las dos direcciones, acumulado de ejes equivalentes de 18- kip ESAL, en la vida de diseño.

Factor de distribución por dirección.

Es el factor del total del flujo vehicular censado, en la mayoría de los casos este valor es de 0.5; ya que la mitad de los vehículos va en una dirección y la otra mitad en la otra dirección. Puede darse el caso de ser mayor en una dirección que en la otra, lo cual puede deducirse del conteo de tránsito efectuado.

Factor de distribución por dirección

Numero de Carriles en ambas direcciones	DD
2	50
4	45
6 o más	40

Tabla. (4.18)

Factor de distribución por carril

Se define por el carril de diseño aquel que recibe el mayor número de ESAL's. Para un camino de dos carriles, cualquiera de las dos puede ser el carril de diseño, ya que el tránsito por dirección forzosamente se canaliza por ese carril. Para caminos de varios carriles, el de diseño será el externo, por el hecho de que los vehículos pesados van en ese carril.

Número de Carriles en una sola dirección	DL
1	1.00
2	0.80 - 1.00
3	0.60 - 0.80
4	0.50 - 0.75

Tabla. (4.19)

$$W_{18} = DD * DL * W_{\exists 18}$$

$$W_{\exists 18} = 55,895,889.34$$

$$DD = 0.50$$

$$DL = 0.90$$

Sustituyendo los datos nos queda lo siguiente:

$$W_{18} = 0.50 \times 0.90 \times 55,895,889.34$$

$$\mathbf{W_{18} = 25,153,150.20 \quad \text{Tránsito de Diseño.}}$$

Diseño de espesores.

Dada las características de resistencias de los materiales que componen al terreno natural, se encontrará un número estructural SN para un Módulo de Resiliencia MR del terreno natural por donde se encuentra alojado la línea de trazo de la ampliación del camino y considerando los índices de servicio inicial y final en la vida de diseño del pavimento.

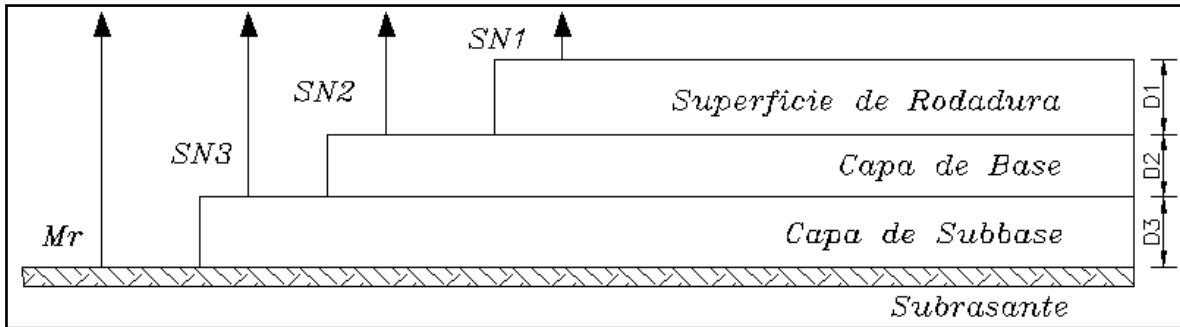


Fig. (4.20) Recomendación AASHTO

Parámetros que intervienen en el diseño de espesores.

Confiabilidad (R).

Este Valor se refiere al grado de seguridad o veracidad de que el diseño de la estructura de un pavimento, puede llegar al fin de su período de diseño en buenas condiciones.

Para nuestro caso utilizaremos **R=85%**

Desviación estándar de todas las variables. (So)

El conjunto total de las desviaciones estándar (So) se recomienda utilizar los valores comprendidos dentro de los intervalos siguientes:

Para pavimentos flexibles	0.40 – 0.50
En construcción nueva	0.35 – 0.40
En sobre capas	0.50

Tabla. (4.21)

Para este caso tomaremos, **$S_o = 0.45$**

Pérdida de servicio o diferencia entre índices de servicio inicial y terminal. (ΔPSI).

La serviciabilidad o bien el índice de servicio de una estructura de pavimento, es la capacidad que tiene este de servir al tipo y volumen de tránsito para el cual fue diseñado. El índice de servicio se califica entre “0” (malas condiciones) y “5” (perfecto).

Para el diseño de pavimentos debe de asumirse el índice de servicio inicial y el índice de servicio final; la inicial (P_o) es función directa del diseño de la estructura de pavimento y de la calidad con que se construye la carretera, el final ó terminal (P_t) va en función de la categoría del camino y se adopta en base a esto y al criterio del diseñador; los valores recomendados por experiencia son:

Índice de servicio inicial

$P_o = 4.5$ para pavimentos rígidos

$P_o = 4.2$ para pavimentos flexibles.

Índice de servicio terminal.

$P_t = 2.5$ ó mas para caminos principales

$P_t = 2.0$ para caminos de tránsito menor.

Por lo tanto para nuestro diseño utilizaremos un (ΔPSI) igual a:

$P_o = 4.2$

$P_t = 2.5$

$$\Delta PSI = 4.2 - 2.5 = 1.7$$

Coeficiente de drenaje AASHTO

Los coeficientes de drenaje son: valores menores, iguales ó mayores a la unidad, esto depende de la calidad percolante de las capas de drenaje; al tener capas de drenaje con valores mayores que la unidad, entonces es factible la posibilidad de diseñar paquetes estructurales con espesores menores; en el caso que el drenaje no es bueno, el coeficiente es menor que la unidad lo que obligara a diseñar un paquete estructural con mayor espesor, que permita resistir en igualdad de condiciones el tránsito para el que fue diseñado; un mayor espesor de paquete estructural, no garantiza el tener un buen drenaje.

CAPA	“mi” Coeficiente de drenaje
Base	m2 = 1.00
Subbase	m3 = 0.70

Tabla. (4.22)

Módulos de Resiliencia de los materiales (Mr.)

Para el diseño de los espesores de una sección estructural del pavimento flexible, se considera como parámetro fundamental, dentro de la evaluación de los materiales, la obtención del Módulo de Resiliencia (Mr), Sin embargo, se reconocen que no todos los organismos o dependencias tienen el equipo adecuado para llevar a cabo tal prueba, por lo que se han establecido factores de correlación entre Mr y la prueba estándar de Valor Relativo de Soporte se señala que los resultados son bastante aproximados; sin embargo, para un diseño preciso, se recomienda llevar a cabo la prueba del Módulo de Resiliencia para la capa de la subrasante.

Factores Recomendados de Correlación

$$\mathbf{Mr (Mpa) = 10.3 VRS}$$

$$\mathbf{Mr (psi) = 1,500 VRS}$$

Módulos de Resiliencia (Mr) por medio de correlaciones.

Material para subrasante.

$$\text{VRS de proyecto} = 7.10 \times 1500 = 10,650$$

Material para Sub base Y Base.

$$\text{VRS de proyecto} = 100.77 \times 1500 = 151,155$$

Valor aproximado del módulo elástico del concreto asfáltico

$$\text{Me (Mpa – Psi)} = 2760 = 400,000.$$

De esta manera y con todos los parámetros anteriores (Tránsito W18, R, So, Mr, Δ PSI); se realizara el cálculo de los espesores para el pavimento.

DATOS PARA EL DISEÑO:

$$R = 85\%$$

$$So = 0.45$$

$$W18 = 25, 153,150.20 = 25 \times 10^6$$

$$\Delta\text{PSI} = 1.7$$

Procedimiento de Diseño:

De acuerdo a los módulos de resiliencia (M_r) se obtienen los números estructurales de diseño (SN), utilizando la gráfica de diseño propuesta por la AASHTO (Fig. 4.23)

1).- Comenzando en el lado izquierdo de la gráfica, en donde dice “Confiability R (%)” se sale con el valor **R = 0.85**

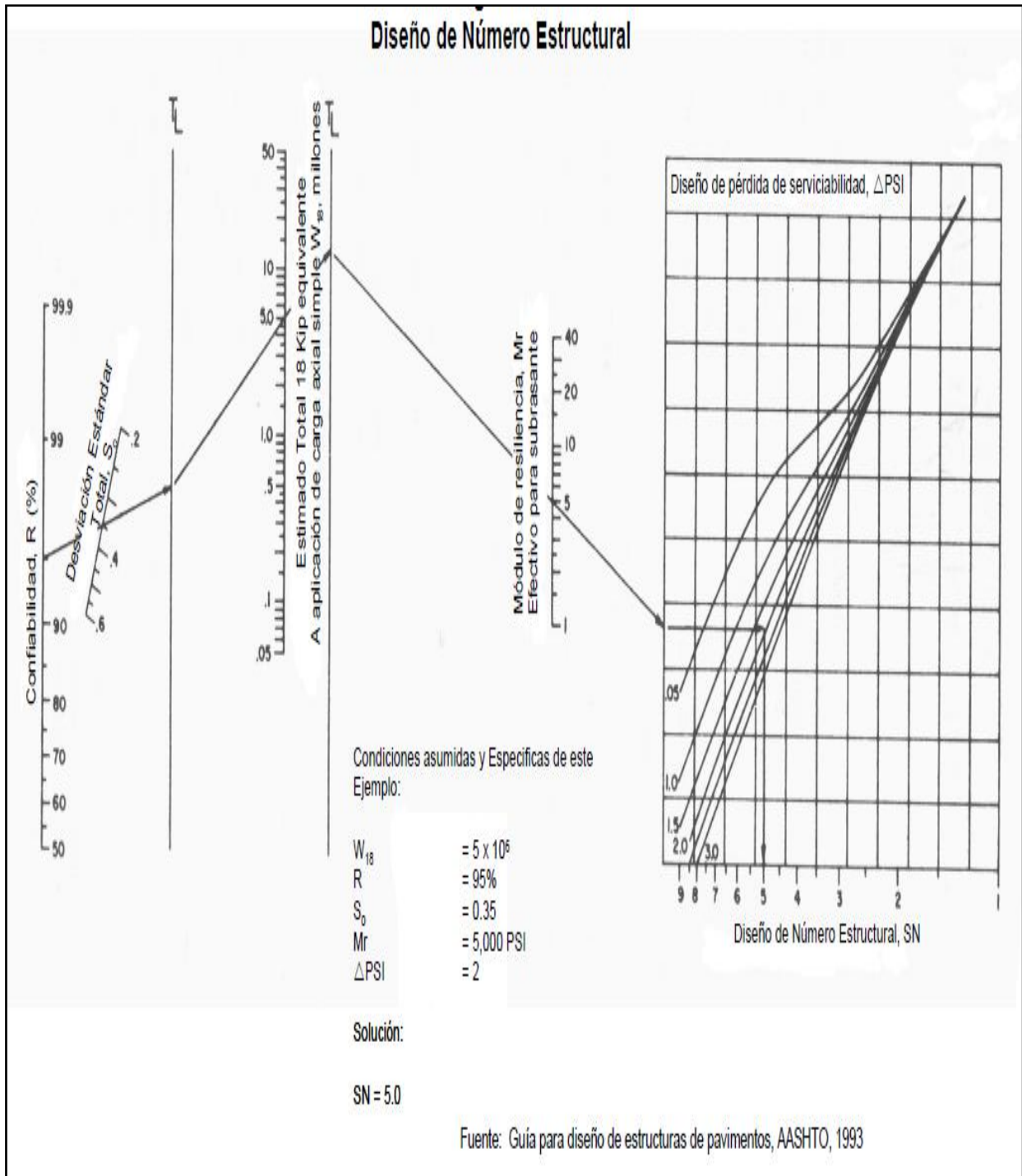
2).- En la siguiente línea inclinada que dice “Desviación Estándar S_o ” se pone el valor **$S_o = 0.45$** y uniendo este punto con el **R=0.85** del punto anterior, se traza una línea que intercepte la siguiente línea TL en punto que va a servir de pivote.

3).- En la siguiente línea vertical de “No. Total de ESA'L aplicados W18 (millones)”, en esta encontramos el valor de 25×10^6 ESAL'S = 25, 153,150.20 que fue el tránsito que se calculo anteriormente para el diseño; entonces uniendo el punto pivote de la línea anterior con este nuevo punto, se encuentra otro punto pivote en la siguiente línea vertical TL.

4).- En la siguiente línea vertical que dice “Módulo de Resiliencia efectivo para subrasante” (ksi) se encuentra el valor de M_r (Mpa – psi) = 10,650 = 10.5 que es el valor de M_r que obtuvimos para la subrasante, se une el último punto pivote encontrado anteriormente y el valor de 10.5 en esta línea hasta encontrar la primera línea vertical izquierda del cuadro situado a la extrema derecha.

5).- De este punto de intersección, se continúa horizontalmente hasta encontrar la línea inclinada que corresponde a un valor de $\Delta PSI = 1.7$ antes ya calculado, de este punto se baja a la línea inferior del cuadro en donde se encuentra el “Número estructural de diseño SN”, que para este caso resulta ser de “**SN=4.9**” (para proteger la capa Subrasante) que es el número estructural requerido para proteger toda la estructura del pavimento.

6).- Para los siguientes valores de $M_r = 151, 155 = 151$ el valor de “SN2” es 2.9 (para proteger la Subbase) y para $M_r = 151, 155 = 151$ el valor de SN1 es de 2.9 al igual que el anterior SN1 (para proteger la base).



Gráfica propuesta por la AASHTO 1993, para la obtención de los Números Estructurales SN.

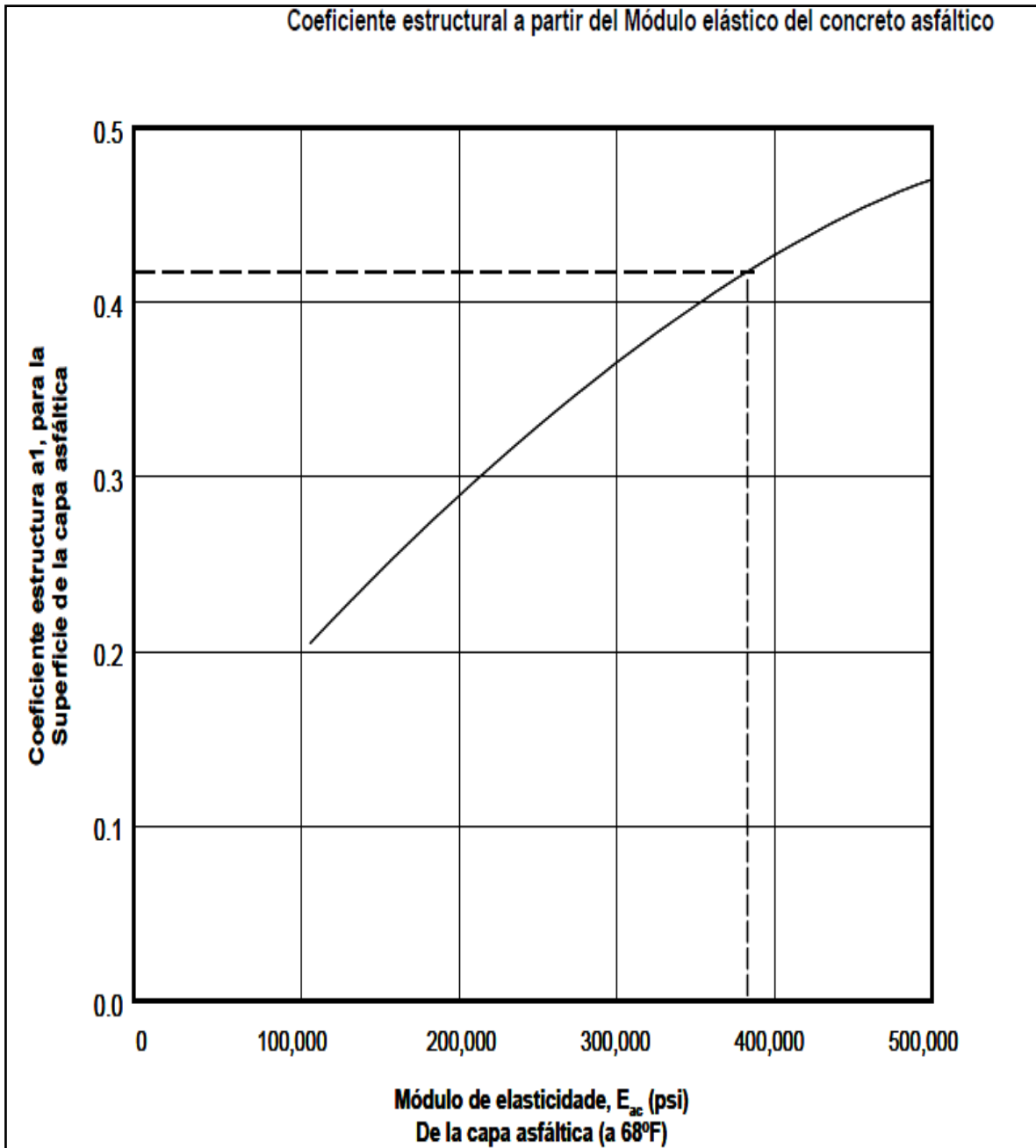
Fig. (4.23)

7).- Seguidamente para encontrar los valores de los coeficientes estructurales de capa (a_x), se hace uso de la gráfica (Fig. 4.24) en función del módulo elástico del concreto asfáltico y los módulos de resiliencia de la base y la sub –base, para la cual se procede así:

7.1) Con el valor del módulo elástico del concreto asfáltico ($M_{pa} = 400,000$) se encuentra el coeficiente estructural de capa (a_1) haciendo uso de la gráfica (Fig. 4.24); para el caso saliendo del valor de 400,000 en la gráfica hacia arriba e interceptar la línea de pivote y de allí horizontalmente hacia la izquierda para encontrar el valor correspondiente (**$a_1 = 0.42$**)

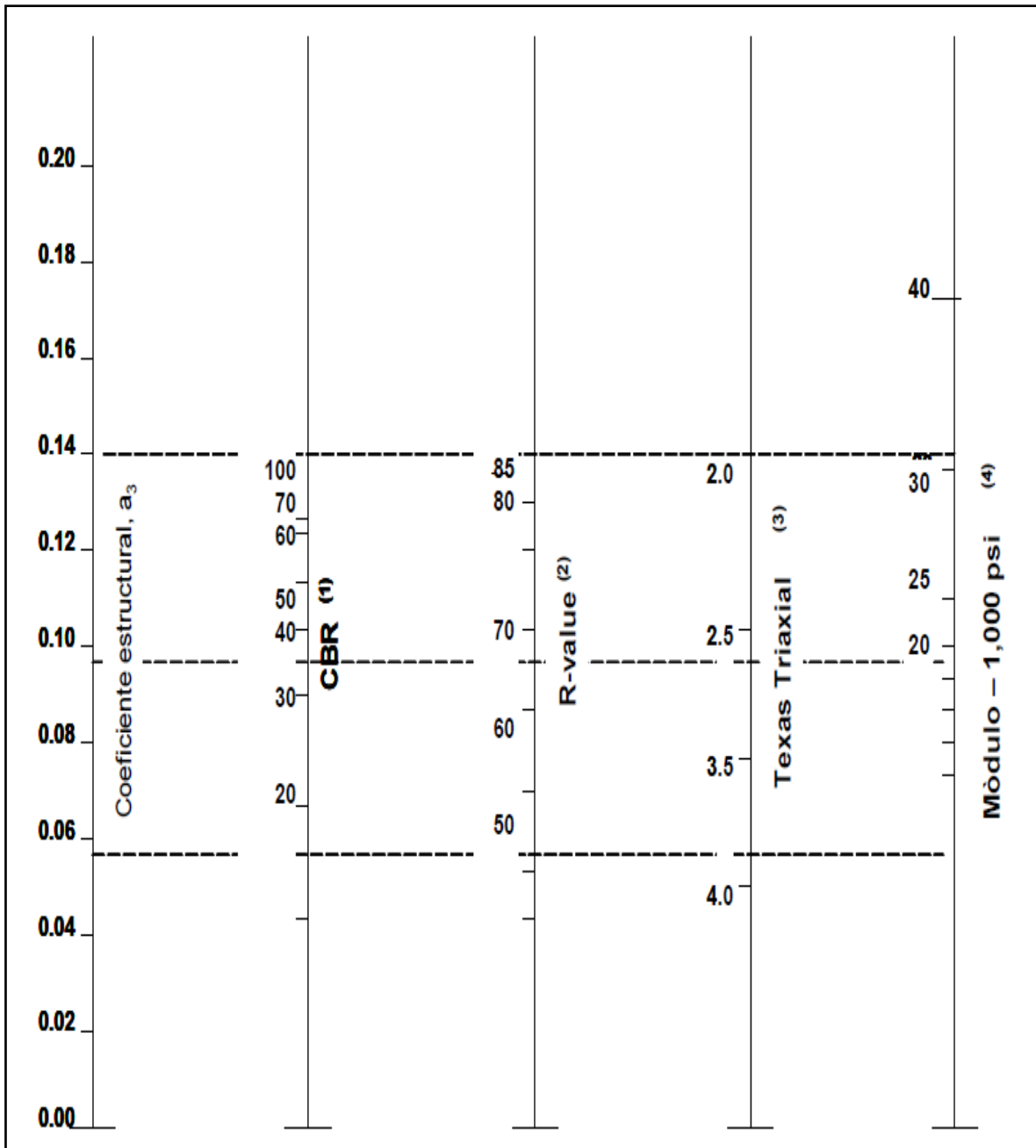
7.2).- Para encontrar el valor de coeficiente de capa (a_2) de las bases, se usa la gráfica (Fig. 4.25) y con el módulo de resiliencia $M_r = 151, 155$ o bien 151(PSI) para este caso tomando el valor mas alto de la gráfica ya que no hay para 151, en la línea vertical del lado extremo derecho, horizontalmente se traza una línea hasta encontrar la línea vertical del extremo izquierdo, lo cual da un valor de (**$a_2 = 0.20$**)

7.3).- Para encontrar el valor del coeficiente de capa (a_3) en la sub-base se usa la gráfica (Fig. 4.26) y con el módulo de resiliencia $M_r = 151, 151$ o bien 151 (PSI) que viene siendo el M_r para Sub base, en la línea vertical del lado extremo derecho horizontalmente se traza una línea hasta encontrar la línea vertical del extremo izquierdo, lo cual da un valor de (**$a_3 = 0.20$**)



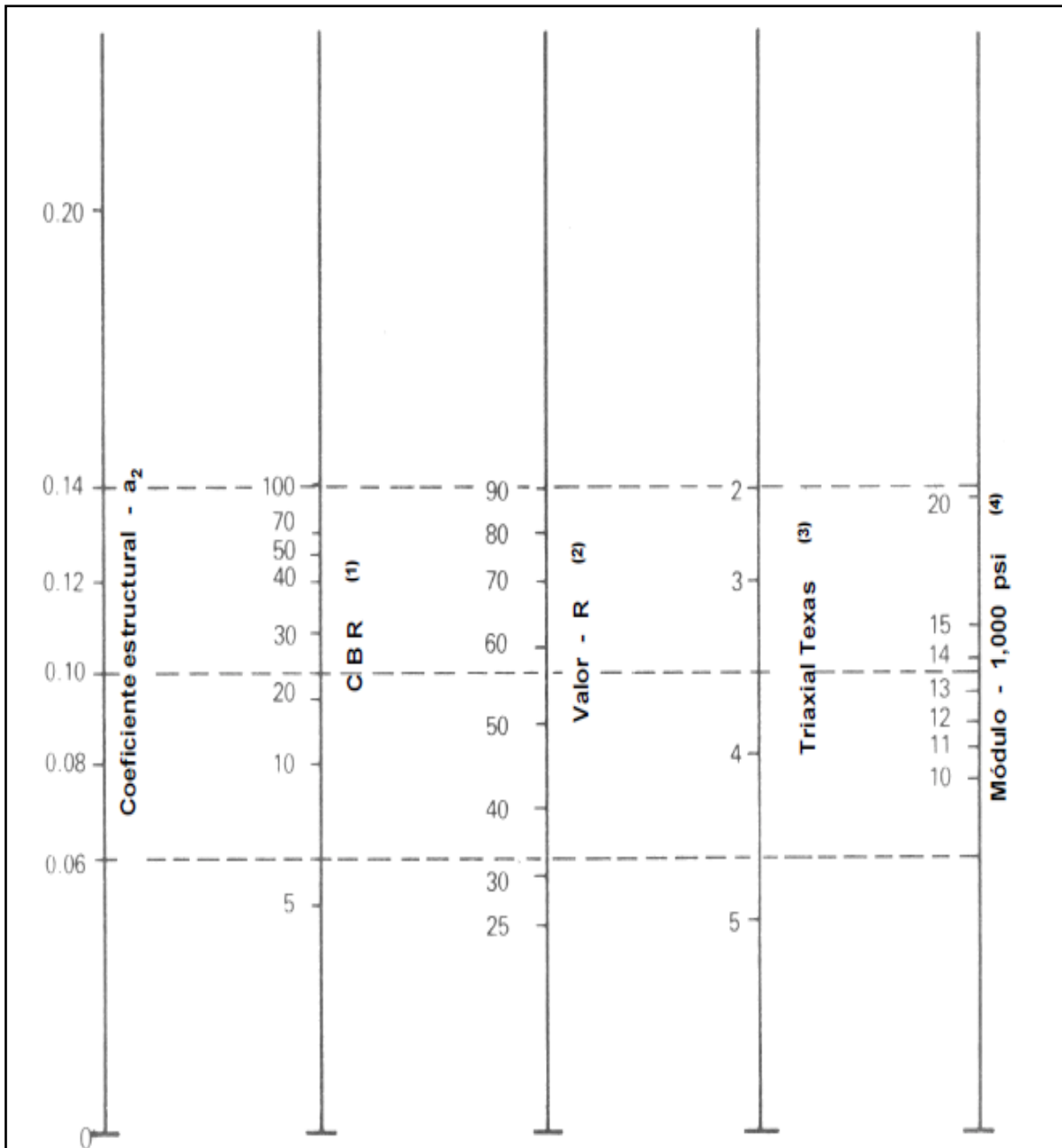
Gráfica en función del modulo elástico del concreto asfáltico para el cálculo del Coeficiente estructural (a_1) AASHTO 1993

Fig. (4.24)



Gráfica en función del módulo de resiliencia de la base para el cálculo del Coeficiente estructural (**a2**) AASHTO 1993

Fig. (4.25)



Gráfica en función del módulo de resiliencia de la Sub-base para el cálculo del Coeficiente estructural (**a₃**) AASHTO 1993

Fig. (4.26)

8).- Se calcula el espesor de capa asfáltica, suponiendo un M_r igual al de la base; se calcula **SN1** que debe ser absorbido por el concreto asfáltico conforme a la siguiente formula:

$$D1 \geq = \frac{SN1}{a1} = \frac{2.9}{0.42} = 6.90'' \text{ (Pulgadas)}$$

Entonces el **SN*1** absorbido por el concreto asfáltico conforme a la siguiente formula es:

$$SN^*1 = a1 \times D^*1 = 0.42 \times 6.90 = 2.89$$

Después se calcula el espesor mínimo de la capa de base, conforme a lo siguiente:

$$D2 > = \frac{SN2 - SN^*1}{a2m2}$$

$$D2 > = \frac{2.9 - 2.89}{0.20 \times 1.0} = 0.05$$

Entonces el **SN*2** absorbido por la base conforme a lo siguiente:

$$SN^*2 = a2m2D^*2$$

$$SN^*2 = 0.20 \times 1.0 \times 0.05 = 0.01$$

Después se calcula el espesor de la sub –base

$$D^*3 > = \frac{SN3 - (SN^*1 + SN^*2)}{a3m3}$$

$$D^*3 > = 4.9 - (2.89 + 0.01) / (0.20 \times 0.70) = 14.28''$$

Siendo el **SN*3** absorbido por la sub – base

$$SN^*3 = a3m3D^*3$$

$$SN^*3 = 0.20 \times 0.70 \times 14.28 = 1.99$$

Para verificación tenemos lo siguiente:

$$SN^*1 + SN^*2 + SN^*3 = 2.89 + 0.01 + 1.99 = 4.89 < 4.9$$

SN requerido = 4.9; por lo tanto No pasa el diseño.

Se observa que el resultado de la suma de los números estructurales es menor al número estructural requerido, por lo tanto es necesario revisar los espesores asumidos en el cálculo incrementándolos para obtener un número estructural mayor.

Por lo tanto empezando por incrementar el espesor de la base ya que en el cálculo da demasiado bajo (0.05 pulgadas), lo incrementamos a

D2* = 5.91 pulgadas (15 cm mínimo para base).

Entonces calculando el nuevo SN*2 absorbido por la base queda lo siguiente:

$$SN^*2 = a_{2m} D^*2$$

$$SN^*2 = 0.20 \times 1.0 \times 5.91 = 1.18$$

Calculando nuevamente el espesor de la Sub – base

$$D^*3 > SN^3 - (SN^*1 + SN^*2) / a_{3m}3$$

$D^*3 > = 4.9 - (2.89 + 1.18) / 0.20 \times 0.70 = 5.92''$, adoptando **7.88 pulgadas** (20 cm como mínimo).

Calculando el nuevo SN*3 absorbido por la Sub – base

$$SN^*3 = a_{3m}3 D^*3$$

$$SN^*3 = 0.20 \times 0.70 \times 7.88 = 1.10$$

Verificando de nueva cuenta tenemos:

$$SN^*1 + SN^*2 + SN^*3 = 2.89 + 1.18 + 1.10 = 5.17 > 4.9 (SN)$$

La suma de los números estructurales ahora si es igual o mayor que el número estructural requerido.

Por lo tanto el diseño es adecuado (OK).

De esta manera, los espesores de diseño que cumplen con las especificaciones de los materiales son:

**Carpeta o capa asfáltica..... = 6.90 pulgadas (17.5 centímetros),
adoptaremos 10.0 cm de carpeta asfáltica.**

Base..... = 5.91 pulgadas (15.0 centímetros)

Sub – base..... = 7.88 pulgadas (20.0 centímetros)

Ver Fig. (4.27)

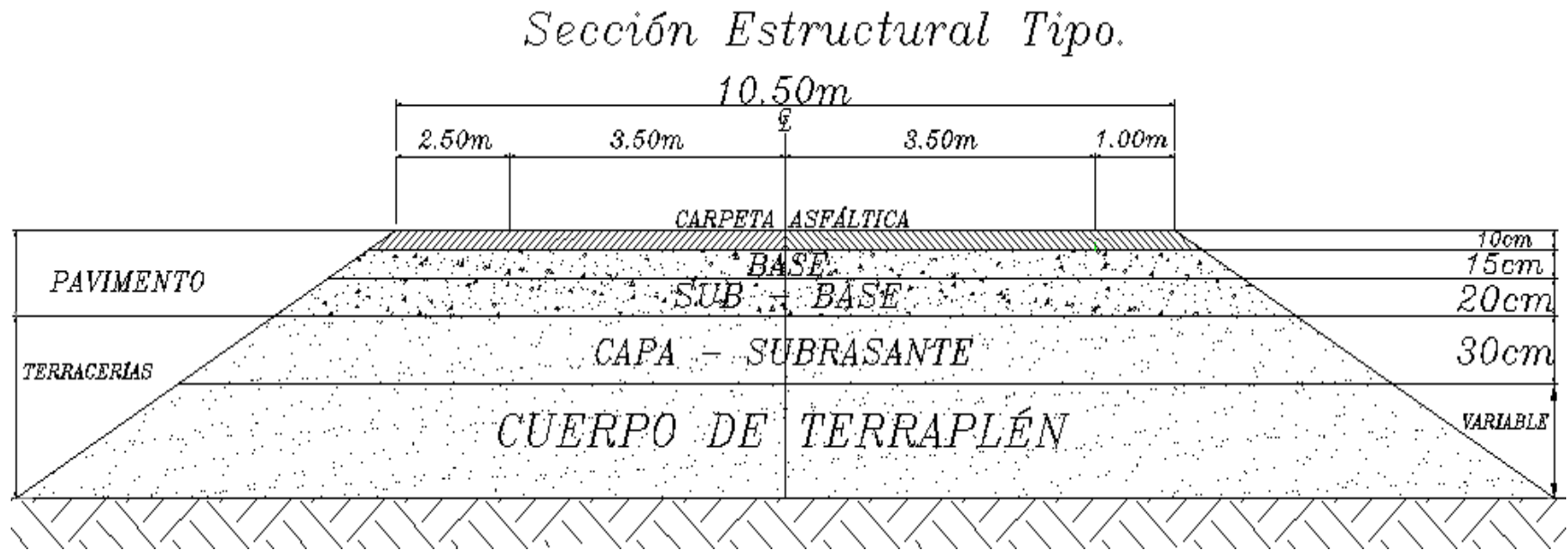


Fig. (4.27)



CAPITULO V

“PROCESO CONSTRUCTIVO”

FES Aragón

V.1.- CONSTRUCCIÓN DE LAS TERRACERÍAS

Procedimiento de construcción del cuerpo del terraplén.

El acomodo de los materiales para esta capa puede realizarse de tres maneras diferentes:

1. Cuando los materiales son compactables, se les debe de dar tratamiento con el equipo que corresponde según su calidad, el grado de compactación de estos materiales en el cuerpo del terraplén es por lo regular del 90% y el espesor de las capas responde al equipo de construcción.
2. Si los materiales no son compactables, se forma una capa con un espesor casi igual al del tamaño de los fragmentos de roca, no menor que 15cm. Un tractor de orugas se pasa tres veces por cada punto de la superficie de esta capa, con movimientos en zigzag. Para mejorar el acomodo es conveniente proporcionar agua en una cantidad de 100L por cada m³ de material.
3. Si es necesario efectuar rellenos en barrancas angostas y profundas; en donde no es fácil el acceso del equipo de acomodo o compactación, se permite colocar el material a volteo hasta una altura en que ya pueda operar el equipo.

Cuando el tránsito que soportará un camino es mayor de 5000 vehículos por día, los últimos 50cm superiores del cuerpo del terraplén se construyen con material compactable y se les da este tratamiento hasta alcanzar un grado de compactación del 95% de PVSM. Si el material de la parte inferior también es compactable, la diferencia sólo es el grado de compactación de cada capa.

Procedimiento de construcción de la capa subrasante.

En general, la capa subrasante consta de dos capas de 15 cm de espesor mínimo, cuando los materiales encontrados en las zonas cercanas a la obra no cumplen con las características marcadas, se requiere estabilizarlos mecánica o químicamente. En otras ocasiones para construir las terracerías es necesario formar una caja y sustituir el material extraído por otro de características adecuadas; este procedimiento se utiliza a menudo para construir la capa subrasante en cortes.

A veces, el material de los cortes es adecuado para la capa subrasante y por lo mismo no debe acarrear material de préstamo de bancos, si no utilizarse el que ya existe para no tener salientes en la cama de los cortes y que la compactación sea constante. Para esto se escarifican 15 cm del material, se humedecen en forma homogénea, se extienden dando el bombeo o sobreelevación de proyecto y se compacta a 95% de su PVSM.

V.2.- CONSTRUCCIÓN DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO. (Procedimiento a seguir en el proyecto).

Procedimiento de construcción para las bases y sub – bases.

Los procedimientos de construcción para las bases y sub – bases sin incluir las etapas de muestreo y pruebas preliminares ya que dichos temas fueron abordados en los capítulos II y III (MUESTREO Y EXPLORACIÓN, PRUEBAS DE LABORATORIO) de este trabajo de tesis; serán los siguientes:

Extracción y acarreo de materiales.

Para extraer los materiales es preciso que aquellos que se encuentren en forma masiva se obtengan con tamaños accesibles, que en obras viales son de 75 cm como máximo. Para ello, en primer lugar se barrena la roca, se coloca dinamita y otro producto de nitrógeno que disminuya el costo, se colocan estopines y se lleva a cabo la explosión. El tamaño máximo de los fragmentos que se producen responde a la cantidad de explosivos colocados en los barrenos, a la posición de éstos y a la dureza de la roca.

Una vez suelto el material, ya sea producto de roca o de depósitos de aglomerados, se cargan los vehículos de transporte por medio de diferentes maquinas que se usan de acuerdo con la dificultad que causa el tamaño máximo de los fragmentos; así, se emplean palas manuales, palas frontales o palas mecánicas, y el equipo de transporte es más reforzado mientras los fragmentos de roca sean de mayor tamaño.



Cargador frontal Fig. (5.1)

Tratamientos previos.

Los tratamientos previos de cribado o de trituración se llevan a cabo antes de llegar a la obra. En la mayoría de los casos en que se necesita la estabilización, principalmente química, ésta también se realiza como tratamiento previo y se tienen plantas para realizar con eficiencia los trabajos necesarios.



Equipo para trituración de materiales pétreos

Fig. (5.2)



Fig. (5.3)

Acarreo a la obra.

Los materiales tratados previamente o los que pueden llevarse en forma directa del banco se acarrean a la obra, en donde se acamellonan; es decir se hace un acordonamiento de sección constante para medir su volumen y, en caso de que haya faltante, se realizan los recargues necesarios. Los materiales se acamellonan con motoconformadoras.

Tratamientos en la obra.

En el tramo se aplican los tratamientos (casi siempre estabilizaciones mecánicas, aunque en ocasiones de tipo químico) a los materiales que lo necesitan. Para ello, el material que constituye el mayor volumen se acamellona y mide para formar una capa en parte de la corona de la obra. Sobre esta capa se coloca el material con que se mezclara en forma acordonada; si es necesario, se disgregan para mezclarlos con motoconformadoras hasta homogeneizarlos. Para revolver los materiales en la obra también se utilizan mezcladoras mecánicas que requieren que los materiales ya estén disgregados.

Compactación.

El material se compacta para lo cual se humedece con una cantidad de agua cercana a la óptima, esta humedad óptima de campo es en general menor que la de laboratorio por que las maquinas que se utilizan son de gran peso, aunque se compensa el agua que se evapora mientras se hacen los tratamientos. El agua no se riega de una sola vez, si no que se distribuye en varias pasadas de una pipa.

El material acamellonado se abre parcialmente hacia la corona de la obra y pasa la pipa haciendo un primer riego; luego la motoconformadora abre otra cantidad de material y la coloca sobre el que ya está húmedo, vuelve a pasar la pipa y el proceso se repite hasta proporcionar toda el agua necesaria. A continuación se homogeneiza la humedad en todo el material por medio de la motoconformadora, que hace cambios sucesivos del material hacia un lado y el otro, sobre la corona de la obra. Cuando se consigue uniformar la humedad en todo el material, éste se distribuye por la corona para formar la capa con el espesor suelto necesario. Se debe de cuidar que el material no se segregue, es decir, que no se separen los finos de los gruesos, al colocar el material húmedo en el centro de la corona y distribuirlo hacia los lados mediante la o las motoconformadoras, que operan a una baja velocidad.



Incorporación de Agua por medio de una Pipa

Fig. (5.4)

Una vez extendido el material, se compacta hasta alcanzar el grado de proyecto, que en general es de 95% del PVSM, aunque a últimas fechas se ha pedido el 100%. A este respecto, cabe mencionar que se requiere un gran esfuerzo o energía para pasar de 95 a 100% de compactación, lo cual se traduce en un mayor costo; sin embargo, la resistencia aumenta relativamente poco. En este caso, valdría más la pena agregar una pequeña cantidad de cal o cemento Portland Fig. (5.6), con lo que sí aumentaría la resistencia de una manera considerable. Este material se compacta con maquinas de rodillos sin salientes, ya sea metálicos lisos o de cajas con neumáticos.



Rodillo liso para compactación.

Fig. (5.5)



Base estabilizada con cal o cemento Portland.

Fig. (5.6)

Vale insistir en la conveniencia de que la base tenga un valor cementante de acuerdo con las especificaciones (Ver tabla 4.3, capítulo IV), para darle una sustentación adecuada a las carpetas asfálticas delgadas. Si el material natural no tiene esta cementación, se mezcla con otro material de baja plasticidad como limo, caliches, tepetates silicosos o arenas arcillosas, con un índice plástico menor que 18% o una contracción lineal a 6.5%.

Además de la necesidad de cementar las bases para que no aparezcan deformaciones cíclicas en la superficie de rodamiento, el constructor busca otras propiedades secundarias; por ejemplo, los materiales de base y sub – base con cementación se compactan con facilidad y disminuyen los costos de conservación de la obra. Para que no se abuse de la cementación, es importante cumplir simultáneamente las especificaciones en cuanto a VRS, plasticidad y valor cementante.

Riego de impregnación.

Una vez alcanzado el grado de compactación de proyecto en las bases, estos se dejan secar superficialmente durante varios días. Cuando la capa ya esta seca, se barre para retirarle la basura, el polvo y las partículas sueltas que pueda haber, con la ayuda de cepillos manuales o mecánicos. En seguida, se proporciona a la base un riego de impregnación, distribuyendo asfalto FM-1 en proporción de $1.5L/m^2$.



Este riego de impregnación sirve para tener una zona de transición entre la base de materiales naturales y la carpeta asfáltica. Fig. (5.7)

El asfalto debe penetrar en la capa de base cuando menos 3mm. Si la superficie está muy cerrada, es posible que se deba a un exceso de finos y el riego quizá no penetre. En estos casos, conviene cambiar la granulometría reduciendo los finos para que penetre el asfalto. Por el contrario, si la base está muy abierta, conviene aumentar la proporción de asfalto a $1.8L/m^2$ para que cumpla su finalidad.

Procedimiento de construcción para carpetas asfálticas

Carpetas por el sistema de riegos.

Las carpetas por riegos consisten en una serie de capas sucesivas de productos asfálticos y pétreos sobre la base impregnada. La forma de construir las carpetas por riegos es la siguiente:

Sobre la base impregnada, se da un primer riego de producto asfáltico que se cubre con un riego del material pétreo grueso; por medio de una compactadora de rodillo liso de 10 Ton, se acomoda y se hacen tres cubrimientos de la superficie. En seguida, se repite toda la operación, sólo que el material pétreo debe ser de dimensiones menores que el usado antes. Después se repite la operación con el material pétreo más fino; es decir, se da un riego de asfalto fluidificado, se riega el material pétreo y se acomoda con un rodillo liso. Se deja una semana que fragüe el producto asfáltico (es decir, que se evaporen los solventes) y, después de un barrido manual o mecánico, se retira el material fino que no este adherido al resto de la estructura.

Esta parte del proceso muy importante para evitar contratiempos a los usuarios, pues cuando no se hace o se realiza mal, se pueden romper los parabrisas con las partículas que expelen hacia atrás las llantas de los vehículos.

El tipo de carpeta construida según especificaciones se denomina de tres riegos y los materiales pétreos que se utilizan tienen granulometría uniforme, es decir, su gama de tamaños es corta. Estos materiales se clasifican en los siguientes:

El material 1 es el más grueso y su gama de tamaños es de 25.4mm (1 pulg) a 6.35mm (1/4 pulg); el material 2, de tamaño intermedio, varía de 12.7 mm (1/2 pulg) a 2.38mm (núm. 8); y el material 3 el más fino, tiene una granulometría de 9.51mm (3/8 pulg) a 0.42mm (núm. 40).

También hay carpetas de uno y dos riegos cuyo procedimiento de construcción es semejante, pero se omiten uno o dos de los ciclos mencionados.

Los productos asfálticos que se utilizan en estas carpetas de riegos son: rebajados de tipo FR – 3 y emulsiones de fraguado medio.

Procedimiento para construir carpetas de concreto asfáltico. (Este será el procedimiento a seguir en el proyecto).

El procedimiento para construir este tipo de carpetas es el siguiente:

- Se eligen los bancos de material pétreo que en general debe ser de roca masiva, como basalto, riolitas, andesitas y calizas o bancos de conglomerados.
- Los probables bancos se sondean con maquinas rotatorias o a cielo abierto y se toman los muestreos correspondientes; los materiales se llevan a laboratorio para realizarles las pruebas de identificación y seleccionar el mas conveniente para la obra. Se hace el proyecto de granulometría y con base a esta se calibra el abastecimiento de la planta mezcladora.
- Se extrae el material, para rocas y conglomerados duros, se necesitan explosivos. Para cargar aglomerados se requieren desde palas manuales hasta palas mecánicas para fragmentos de roca.



Explotación de banco de material Fig. (5.8)

- A continuación el material se criba para lo cual se requiere en general una trituradora, cribas y bandas. Es conveniente almacenar el material con 3 o 4 tamaños diferentes.
- En la planta de mezclado se realiza un primer proporcionamiento aproximado de pétreos en frío, por medio de cargadores frontales o de las compuertas de las tolvas, auxiliadas de bandas. Este proporcionamiento se hace para que no haya posibilidad de suspender el mezclado por falta de un material de algún tamaño.
- Por medio de elevadores el material se lleva al cilindro de calentamiento y secado, aquí el pétreo se calienta de 150°C a 170°C. Ya con la temperatura necesaria, el pétreo se eleva otra vez a la unidad de mezclado, en donde en primer término se hace un cribado para alimentar a tres o cuatro tolvas con material de diferentes tamaños. La cantidad necesaria de pétreos para cada tolva se pesa y se deposita en la caja mezcladora, en donde se provee el cemento asfáltico a una temperatura de 130°C a 140°C. La mezcla se realiza hasta su homogeneización completa y se vacía al equipo de transporte.



Planta de trituración y elaboración de concreto asfáltico.

Fig. (5.9)

- La mezcla se transporta al tramo, a donde debe de llegar a una temperatura de 110 a 120°C, para ello si es necesario se cubre con lonas durante el trayecto. Antes de colocar la mezcla, se da un riego de liga con FR-3 sobre la base impregnada, en proporción de 0.7 L/M². Al llegar el equipo de transporte al tramo, descarga su contenido en la maquina extendedora (finisher), que forma una franja de mezcla asfáltica para evitar segregaciones del material y darle una ligera compactación.



Riego de liga sobre la base impregnada. Fig. (5.10)



Tendido de carpeta con maquina extendedora Fig. (5.11)

- Al terminar de vaciarse un camión, el tren de extendido se para y luego, al ensamblarse el siguiente, se reanuda el trabajo; así, entre vehículo y vehículo hay una junta en donde puede haber una discontinuidad, que evita o reduce un equipo de cuatro o seis rastrilleros por extendedora, cuya misión también es asegurar una textura conveniente en la superficie y borrar, las juntas longitudinales entre las franjas.



Cuadrilla de rastrilleros. Fig. (5.12)

- A una temperatura mayor de 90°C, se inicia la compactación de la franja; al principio se utiliza un rodillo de aproximadamente 7 toneladas, para dar un primer armado y permitir después la entrada de equipo con un peso de más o menos 15 toneladas, el cual no se usa desde el principio por que produce el desplazamiento de la mezcla. El grado de compactación debe ser de 95% como mínimo respecto al peso volumétrico de proyecto, que no necesariamente corresponde al grado máximo.



Compactación.Fig. (5.13)

Impermeabilización de carpetas.

Además del control de compactación y temperatura ya indicados, se debe controlar la cantidad de asfalto en las mezclas y la granulometría del material pétreo. A dos o tres días de compactada la mezcla, se hace la prueba de permeabilidad, aunque en este tipo de carpetas se cumplen en general las especificaciones respectivas. Sin embargo, de ser necesario o por requerirse una capa de desgaste, se podrá sellar la carpeta.

Como ya se dijo, una carpeta asfáltica debe de ser bastante impermeable y si una carpeta nueva o antigua no cumple con estas características, se deben sellar superficialmente con un riego de sello.

Riego de sello

Este tratamiento es similar al de construcción de la carpeta de un riego, sólo que este se hace sobre una base y aquel sobre una capa que se debe impermeabilizar, el riego de sello también sirve como cubierta de desgaste, para mejorar el coeficiente de rugosidad y aun para señalar la superficie de rodamiento que los conductores reconocerán por el ruido de las llantas o por el color de la superficie. Se utiliza material pétreo del núm.3 y producto rebajado del tipo FR-3 o emulsiones de fraguado medio.



Riego de sello Fig. (5.14)



CAPITULO VI

“CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES”

FES Aragón

VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Puedo deducir que el diseño de la sección de un pavimento es consecuencia de todo un proceso, pero la metodología a seguir sugerida después de haber llevado a cabo este trabajo recomiendo la siguiente:

- Plantear las características del proyecto
- Exploración del sitio y la región geográfica.
- Muestreo de materiales y pruebas de laboratorio de estos.
- Proponer bancos de materiales.
- Análisis del tránsito.
- Diseño del pavimento, mínimo por dos métodos para hacer una comparación y elegir el que más se adapte al proyecto, en este caso será de importancia la experiencia del ingeniero que diseñe ya que de acuerdo a esta podrá elegir cual diseño es el mas conveniente, es decir que las capas del pavimento no resulten sobradas o escasas en espesor.
- Elegir el mejor proceso constructivo, una vez ya calculada y seleccionada la sección del pavimento, aquí también la experiencia del ingeniero que diseñe el pavimento jugara un papel importante ya que tendrá que dar las recomendaciones del proceso constructivo en muchas ocasiones de acuerdo a la experiencia que este tenga en la proyección de pavimentos.

Bibliografía.

- “Estructuración de vías terrestres”

Fernando Olivera Bustamante, Edd. Continental 2da edición.

- “La ingeniería de los suelos en las vías terrestres”

Alfonso Rico y Hermosillo del Castillo, Edd. Limusa.

- “Mecánica de suelos” Tomo I

Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Edd. Limusa

- “Mecánica de suelos” Tomo II

Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Edd. Limusa.

- “Emulsiones asfálticas”

Gustavo Rivera E., Edd. Alfa Omega.

- “Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible”

Santiago Corro C. y Guillermo Prado O., Instituto de ingeniería (UNAM)

- “Guide for Mechanistic – Empirical Design, Of New and Rehabilitated Pavement Structures”, AASHTO 2004.

- “Pavimentos flexibles, problemática, metodologías de diseño y tendencias”

Instituto Mexicano del Transporte.

Publicación Técnica No. 104, Sanfandilla Querétaro 1998.

- “Manual Centroamericano para diseño de Pavimentos”

Agencia de los Estados Unidos para el desarrollo Internacional, Secretaria de integración económica

- “Manuales de Métodos de Muestreo y Pruebas de Materiales” (M.MMP)

De la Normativa para la infraestructura del Transporte

Secretaría de comunicaciones y transportes (SCT).