



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE QUERÉTARO
FACULTAD DE INGENIERÍA



**DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE DE
LA CARRETERA VECINAL “LA
RINCONADA, CADEREYTA”**

TESINA

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

RODRIGO LEAL VEGA

ASESOR: M.I. RUBÉN RAMÍREZ JIMÉNEZ

**“EL INGENIO PARA CREAR NO PARA
DESTRUIR”**

QUERÉTARO, QRO., JUNIO DE 2013

La presente obra está bajo la licencia:
<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/deed.es>



CC BY-NC-ND 4.0 DEED

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 4.0 Internacional

Usted es libre de:

Compartir — copiar y redistribuir el material en cualquier medio o formato

La licenciante no puede revocar estas libertades en tanto usted siga los términos de la licencia

Bajo los siguientes términos:



Atribución — Usted debe dar [crédito de manera adecuada](#), brindar un enlace a la licencia, e [indicar si se han realizado cambios](#). Puede hacerlo en cualquier forma razonable, pero no de forma tal que sugiera que usted o su uso tienen el apoyo de la licenciante.



NoComercial — Usted no puede hacer uso del material con [propósitos comerciales](#).



SinDerivadas — Si [remezcla, transforma o crea a partir](#) del material, no podrá distribuir el material modificado.

No hay restricciones adicionales — No puede aplicar términos legales ni [medidas tecnológicas](#) que restrinjan legalmente a otras a hacer cualquier uso permitido por la licencia.

Avisos:

No tiene que cumplir con la licencia para elementos del material en el dominio público o cuando su uso esté permitido por una [excepción o limitación](#) aplicable.

No se dan garantías. La licencia podría no darle todos los permisos que necesita para el uso que tenga previsto. Por ejemplo, otros derechos como [publicidad, privacidad, o derechos morales](#) pueden limitar la forma en que utilice el material.

INDICE

1. Introducción	
1.1. Antecedentes.....	5
1.2. Objetivo.....	6
1.3. Justificación.....	6
2. Ingeniería De Transito	
2.1. Elementos Del Transito.....	8
2.1.1. Usuario.....	8
2.1.2. Vehículo.....	10
2.1.3. Camino.....	11
2.2. Clasificación General De Una Carretera.....	12
2.3. Características Geométricas De Las Carreteras.....	14
2.4. Estructuración De Una Carretera.....	15
2.5. Factores Que Influyen En El Diseño.....	17
2.6. Estándares Del Diseño De Vías.....	18
2.7. Representación De Las Cargas De Transito.....	20
3. Geotecnia En Vías Terrestres	
3.1. Características De Los Suelos.....	24
3.2. Propiedades De Los Suelos En Ingeniería.....	27
3.3. Clasificación De Los Suelos Para Uso En Carreteras.....	28
3.4. Estudios De Suelo Para La Construcción De Carreteras.....	32
3.5. Compactación De Suelos.....	32
3.6. Prueba De Valor Relativo De Soporte VRS.....	43
3.7. Pruebas Especiales Para El Diseño De Pavimentos.....	47

4. Diseño De Pavimentos Flexibles	
4.1. Estructuración De Los Pavimentos Flexibles.....	56
4.2. Materiales Pétreos Para Mezclas Asfálticas.....	63
4.2.1 Espesores De La Estructura.....	67
4.3. Criterio De Diseño.....	69
4.4. Calibración Del Modelo.....	70
4.5. Ecuaciones De Diseño.....	72
4.6. Variables De Diseño.....	73
4.7. Tránsito.....	78
4.8. Nivel De Confianza.....	81
5. Diseño Camino Vecinal La Rinconada	
5.1. Marco Físico.....	82
5.1.1. Ubicación Geográfica.....	82
5.1.2. Hidrografía Y Orografía.....	83
5.2. Tránsito	
5.2.1. Tránsito De Diseño.....	84
5.2.2. Determinación De Las Cargas De Diseño.....	84
5.3. Geotecnia	
5.3.1. Pruebas De Campo.....	86
5.3.2. Pruebas De Laboratorio.....	86
5.3.3. Propiedades Del Subsuelo.....	86
5.4. Pavimento	
5.4.1. Parámetros De Diseño.....	87
5.4.2. Criterios De Diseño.....	88
5.4.3. Diseño De Pavimento.....	88

6. Conclusiones Y Recomendaciones.....	90
7. Referencias.....	91
8. Anexos.....	93

1. Introducción

1.1 Antecedentes

Desde el principio de la existencia del ser humano se ha observado su necesidad por comunicarse, por lo cual fue desarrollando diversos métodos para la construcción de caminos, desde los caminos a base de piedra y aglomerante hasta nuestra época con métodos perfeccionados basándose en la experiencia que conducen a grandes autopistas de pavimento flexible o rígido.

Es por esto, que este proyecto que se presenta, desarrollara el tema sobre uno de estos métodos, el cual se refiere a la modernización de un camino a base de un pavimento flexible, este describirá las definiciones de carretera y todas aquellas mas necesarias para su comprensión, sus características y método de construcción, así como todas aquellas especificaciones necesarias para poder cumplir con los requisitos de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, también se describirán las consideraciones físicas, geográficas, económicas y sociales que intervienen en el diseño y construcción, los cuales varían dadas las características del lugar, suelo y condiciones climatológicas.

Se llama pavimento al conjunto de capas de material seleccionado que reciben en forma directa las cargas del tránsito y las transmiten a los estratos inferiores en forma disipada, proporcionando una superficie de rodamiento, la cual debe funcionar eficientemente. Las condiciones necesarias para un adecuado funcionamiento son las siguientes: anchura, trazo horizontal y vertical, resistencia adecuada a las cargas para evitar las fallas y los agrietamientos, además de una adherencia adecuada entre el vehículo y el pavimento aun en condiciones húmedas. Deberá presentar una resistencia adecuada a los esfuerzos destructivos del tránsito, de la intemperie y del agua. Debe tener una adecuada visibilidad y contar con un paisaje agradable para no provocar fatigas.

Dentro del contexto del diseño de pavimentos se acepta que el dimensionamiento de estas estructuras permite que se establezcan las características de los materiales de las distintas capas del pavimento y los espesores, de tal forma que el pavimento mantenga un “índice” de servicio aceptable durante la vida de servicio estimada.

Cuando se piense en llevar a cabo un proyecto geométrico, desarrollar, construir y todo lo que implique esto, es necesario determinar el tipo de pavimento que se deberá emplear en el proyecto. Existen dos tipos generalmente más

usados: pavimentos rígidos (de concreto hidráulico) y pavimentos flexibles (asfálticos). La diferencia que existe entre estos dos es la resistencia a la flexión, en este caso haremos énfasis al último. El Instituto de Ingeniería de la UNAM realiza investigaciones sobre pavimentos flexibles con el fin de obtener criterios adecuados a las condiciones del país en aspectos relacionados con diseño, construcción, reconstrucción y modernización de carreteras

1.2 Objetivos

Con la rehabilitación de éste tramo se obtendrá un mejor servicio para las personas beneficiadas con éste proyecto, desplazándose de manera más confortable y segura, además se logrará dar más auge al comercio existente en la zona y a su vez una mejor calidad de vida.

Objetivos De Proyecto

Se busca realizar un diseño que satisfaga las necesidades y condiciones del suelo, carga y de los mismos habitantes de la comunidad. En este proyecto podemos decir que se tiene una sustentabilidad, ya que es con fines de crecimiento y desarrollo.

Objetivos Particulares

Al final de esta tesina se pretende ampliar los conocimientos del que suscribe, así también como de toda aquella persona que tenga contacto con este trabajo. Se deberá comprender detalladamente todo el procedimiento de un buen desarrollo para el análisis y diseño de pavimentos de un tramo carretero. Así también como anteriormente se dijo obtener resultados que puedan dar una mayor comprensión en el ámbito de las vías terrestres enfocadas a carreteras.

1.3 Justificación

La elaboración de esta tesina contempla dos objetivos principales, el primero de ellos es poder dar al lector un conocimiento más amplio de las características, condiciones y métodos que se emplean en la construcción de una carretera a base de pavimento flexible, así también todos y cada uno de los reglamentos, leyes y restricciones que deberá tomar en cuenta para poder realizar el diseño del mismo.

Y en segundo, debido a que en esta comunidad se cuenta con un camino de terracería de mala calidad se planteo la idea de la construcción de la carretera de pavimento flexible, ya que de esta manera se cumplirá con las necesidades y prioridades que la comunidad demanda.

2. Ingeniería De Transito

La ingeniería de transito es aquella fase de la ingeniería de transporte que tiene que ver con la planeación, el proyecto geométrico y la operación del tránsito por calles y carreteras, sus redes terminales, tierras adyacentes y su relación con otros modos de transporte.

2.1 Elementos Del Transito

2.1.1 Usuario

Peatón

Existe una clasificación peatonal de acuerdo con las necesidades de cada comunidad:

- *Banquetas o aceras*

- El ancho depende del uso de suelo
- 2.40 m (mínimo aceptable)
- 3.50 m (mínimo en zonas residenciales)
- Pendiente transversal entre 1% y 3%

- *Isletas*

- Zonas rescatadas del área pavimentada, delimitadas con pintura o guarniciones
- Dimensiones mínimas recomendadas 1.20 m de ancho por 3.0m de largo
- Para ascenso y descenso de pasajeros 3.0 m mínimo de ancho

- *Barreras canalizadoras*

- Canalizan flujos peatonales
- Se recomiendan frente a puertas de escuelas, en las inmediaciones de pasos a desnivel peatonales

- *Pasos peatonales a desnivel*

- Son la solución ideal para los conflictos peatón-vehículo

- Criterios para su justificación:

- Rutas escolares
 - Cruces de una autopista o vía rápida
 - Características físicas del lugar (postes, tuberías, etc)

- Economía

- Puedes ser elevados o subterráneos

- Procedimiento que utiliza la distribución probabilística de Poisson para la justificación de un paso peatonal a desnivel

- *Bandas transportadoras y escaleras mecánicas*

- Utilizadas en aeropuertos y centros comerciales

- Velocidades entre los 4 y 12 km/h

Conductor

Este es el elemento crítico en la determinación de muchas características del tránsito y del camino. Es muy importante que el Ingeniero de Vías Terrestres y/o Tránsito esté convencido que el comportamiento de manejo es primordialmente gobernado por el hábito, la experiencia y la expectativa del conductor. Por lo anterior, cualquier diseño u operación de tránsito, que no respete estas consideraciones, está ligado a ser insatisfactorio y posiblemente inseguro.

Factores que influyen en el comportamiento del conductor

Factores internos

- Certeza visual
- Visión periférica
- Memoria
- Alcohol
- Estado emocional

Factores externos

- Tiempo y clima
- Uso de suelo
- El tránsito
- La vía
- Medios de comunicación

Una consideración importante que se tiene es la visualización destacada por los tres aspectos principales, agudeza visual (AV), movimiento del ojo el cual se considera más de 1 segundo y la visión periférica.

2.1.2 Vehículo

El proyecto geométrico de una carretera debe proyectarse de acuerdo a las características del vehículo que va a usar (fig 2.1), considerando las limitantes del conductor para permitir la circulación rápida, segura, económica y cómoda de estos vehículos.

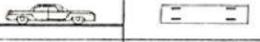
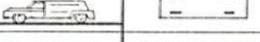
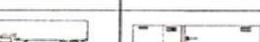
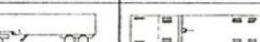
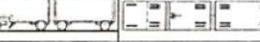
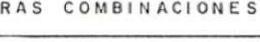
TIPO DE VEHICULO	NUM DE EJES	ESQUEMAS		SIMBOLO
		PERFIL	PLANTA	
VEHICULOS LIGEROS	AUTOMOVILES	2		Ap
	CAMIONETAS	2		Ac
	AUTCBUSES	2		B
VEHICULOS PESADOS	CAMIONES	2		C2
		3		C3
	CAMIONES	4		T2-S
		4		T2-Si
		5		T3-Si
	5		T2-Si-R2	
	OTRAS COMBINACIONES			
VEHICULOS ESPECIALES	VARIABLE		E_n n = variable	
	CAMIONES Y/O REMOLQUES ESPECIALES			
	MAQUINARIA AGRICOLA			
	BICICLETAS Y MOTOCICLETAS			
	OTROS			

Figura. 2.1 Tipos de vehículos

El vehículo de proyecto cuyo peso, dimensiones y características de operación son utilizados para establecer los controles de diseño (radios y anchos mínimos de calzada de las curvas en intersecciones). Debe seleccionarse de manera que represente un porcentaje significativo del tránsito que circulará por la vía. Las dimensiones y características de funcionamiento de éste son factores básicos para reglamentar el tránsito, diseñar mejoras en vías y proyectar terminales.

2.1.3 Camino

Algunos acostumbran denominar caminos a las vías rurales, mientras que el nombre de carreteras se lo aplican a los caminos de características modernas destinadas al movimiento de un gran número de vehículos.

La carretera se puede definir como la adaptación de una faja sobre la superficie terrestre que llene las condiciones de ancho, alineamiento y pendiente para permitir el rodamiento adecuado de los vehículos para los cuales ha sido acondicionada. 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 por su transitabilidad

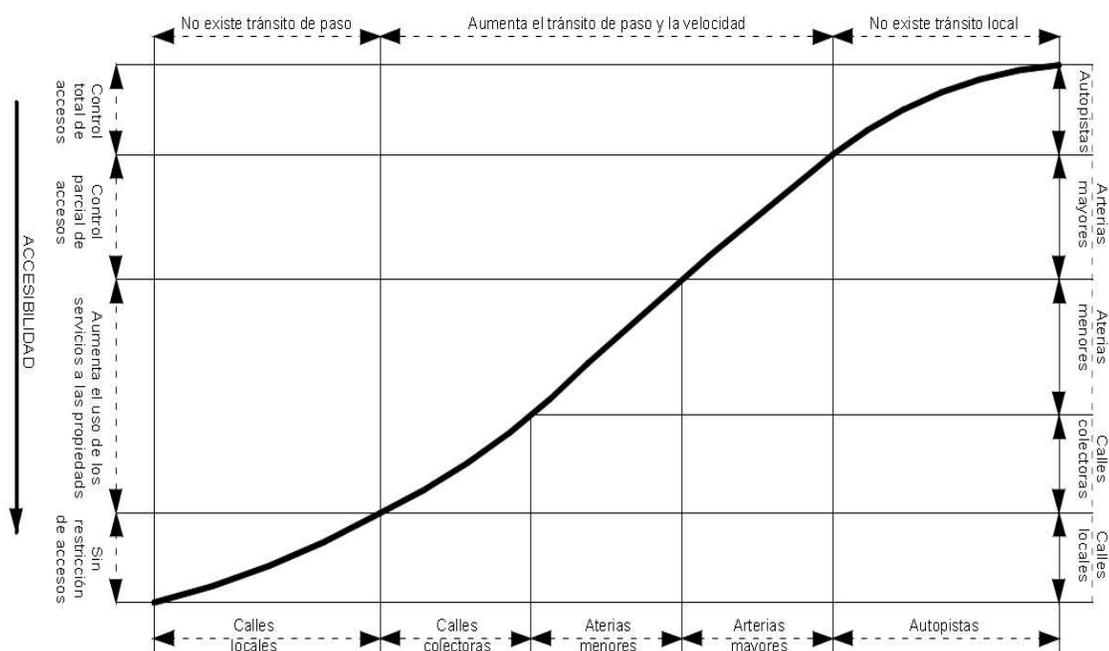


Figura. 2.2 Clasificación de un camino de acuerdo a movilidad y accesibilidad

La seguridad al usuario del camino es una condición fundamental que debe ofrecer el proyecto geométrico. La topografía, especialmente, condiciona los radios de curvatura y la velocidad de proyecto. En el cálculo de los radios de curvatura, considerar la distancia de visibilidad, ya que con frecuencia se requieren de radios mayores a los estipulados por la velocidad de diseño.

2.2 Clasificación De Carreteras

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

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 periodo económico del mismo (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:

Tipo A4: para un TDPA de 5,000 a 20,000 vehículos

Tipo A2: para un TDPA de 3,000 a 5,000 vehículos

Tipo B: para un TDPA de 1,500 a 3,000 vehículos

Tipo C: para un TDPA de 500 a 1,500 vehículos

Tipo D: para un TDPA de 100 a 500 vehículos

Tipo E: para un TDPA hasta de 100 vehículos

Clasificación por su transitabilidad

La clasificación por su transitabilidad corresponde a las etapas de construcción de las carreteras y se divide en:

1. Tercerías: cuando se ha construido una sección de proyecto hasta su nivel de subrasante transitable en tiempo de secas.

2. Revestida: cuando sobre la subrasante se ha colocado 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 presenta así:

Clasificación Administrativa

Por el aspecto administrativo las carreteras se clasifican en:

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

2. Estatales: cuando son construidos por el sistema de cooperación a razón 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 construidos por 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 algunas 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.

2.3 Características Geométricas De Las Carreteras

La S. C. T. tiene las siguientes normas geométricas.

Camino tipo A.

Características geométricas.	Unidades.	Terreno plano.	Lomerío fuerte.	Montañoso poco escarpado.	Montañoso muy escarpado.
Vel. de operación.	km / hr.	100	80	70	60
Vel. de proyecto.	km / hr.	70	60	50	40
Ancho de corona.	m.	9.0	9.0	8.50	8.0
Ancho de carpeta.	m.	6.1	6.8	6.0	6.10
Grado máximo de curvatura.	Grados.	8	11	16°30'	2.6
Pendiente gobernadora.	%	20	3.5	4.0	4.5
Pendiente máxima.	%	4.0	5.0	5.5	6.0

Tabla 2.1 Normas geométricas de acuerdo a la S.C.T

Camino tipo B.

Características geométricas.	Unidades.	Terreno plano.	Lomerío fuerte.	Montañoso poco escarpado.	Montañoso muy escarpado.
Vel. de operación.	km / hr.				
Vel. de proyecto.	km / hr.	60	50	40	35
Ancho de corona.	m.	8.0	8.0	7.5	7.0
Ancho de carpeta.	m.	6.10	6.1	6.1	5.50
Grado máximo de curvatura.	Grados.	11	16°30'	26	35
Pendiente gobernadora.	%	2.5	3.5	4.5	5.0
Pendiente máxima.	%	4.5	5.5	6	6.5

Tabla 2.2 Normas geométricas de acuerdo a la S.C.T.

Camino tipo C.

Características geométricas.	Unidades.	Terreno plano.	Lomerío fuerte.	Montañoso poco escarpado.	Montañoso muy escarpado.
Vel. de operación.	km / hr.	70	60	40	35
Vel. de proyecto.	km / hr.	50	40	30	25
Ancho de corona.	m.	7.5	7.0	6.50	6.0
Ancho de carpeta.	m.	5.50	5.50	5.50	5.50
Grado máximo de curvatura.	Grados.	16°30'	26	41	57
Pendiente gobernadora.	%	3.0	4.0	4.5	5.0
Pendiente máxima.	%	5.0	6.0	6.5	7.0

Tabla 2.3 Normas geométricas de acuerdo a la S.C.T.

2.4 Estructuración De Una Carretera

Geoméricamente, la sección transversal de una carretera está compuesta por el ancho de la zona o derecho de vía, el ancho de explanación, la corona, la calzada, los carriles, los acotamientos, las cunetas, las contra cunetas, los taludes laterales, los ceros, la rasante, la subrasante, la subcorona, las terracería y otros elementos complementarios. En la Figura 2.3 se detallan estos elementos para el caso de una carretera pavimentada de sección transversal mixta, corte y terraplén, ubicada en recta o tangente.

En primer lugar se tiene la calzada o superficie de rodamiento. Es aquella faja que se ha acondicionado especialmente para tránsito de los vehículos. En las carreteras de primera categoría esta superficie es pavimentada. El carril es aquella parte de la alzada o superficie de rodamiento, de ancho suficiente para la circulación de una sola fila de vehículos.

A ambos lados de la superficie de rodamiento están los acotamientos, que son fajas laterales que sirven de confinamiento lateral de la superficie de rodamiento y que eventualmente se pueden utilizar como estacionamiento provisional para alojar vehículos en caso de emergencia. La corona es la superficie terminada de una carretera, comprendida entre sus hombros, por lo que incluye la calzada más los acotamientos. El hombro es el punto de intersección de las líneas definidas por el talud del terraplén y la corona, o por esta y el talud interior de la corona.

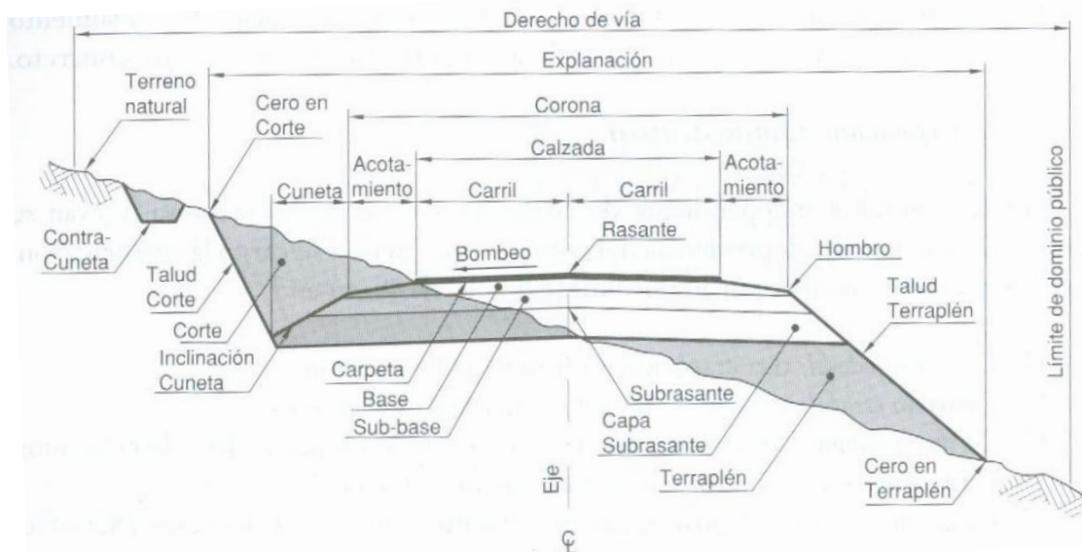


Figura 2.3 Sección transversal típica mixta, pavimentada en recta (James Cárdenas)

Paralelamente a los acotamientos se tienen las cunetas, destinada a facilitar el drenaje superficial longitudinal de la carretera. También pueden existir contracunetas, en aquellos tramos donde se prevea la necesidad de desviar las corrientes de agua y evitar que invadan la carretera, son zanjas de sección trapezoidal, que se excavan arriba de la línea de ceros de un corte, para interceptar los escurrimientos superficiales del terreno natural.

La pendiente transversal, representada por el bombeo en recta o por la sobreelevación en curva, es la pendiente que se le da a la corona, normal a su eje. La subcorona es la superficie que limita a las terracería y sobre las que se apoyan las capas de pavimento.

Se entiende por terracería, el volumen de material que hay que cortar o terraplenar para formar la carretera hasta la subcorona.

Con relación al pavimento, se denomina así a la capa o capas de material seleccionado o tratado, comprendidas entre la subcorona y la corona, que tiene por objeto soportar las cargas inducidas por el tránsito y repartirlas de manera que los esfuerzos transmitidos a la capa de tercerías subyacentes a la corona, no le causen deformaciones perjudiciales; al mismo tiempo proporciona una superficie de rodamiento adecuada al tránsito.

La rasante es la línea obtenida al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo del eje de la corona de la carretera. En la sección transversal está representada por un punto.

La subrasante es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. En la sección transversal es un punto cuya diferencia de elevación con la rasante, está determinada por el espesor del pavimento y cuyo desnivel con respecto al terreno natural, sirve para determinar el espesor de corte o terraplén.

El ancho de explanación, es la distancia total horizontal comprendida entre los ceros derecho e izquierdo.

El derecho de vía de una carretera es la faja de terreno destinada a la construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección, y en general, para el uso adecuado de esa estrellita y de sus servicios auxiliares. A esta zona no se le podrá dar uso privado.

2.5 Factores Que Influyen En El Diseño De Una Carretera

El diseño vial se basa en varios estándares y controles que a su vez dependen de:

- La clasificación funcional de la carretera que se está diseñando.
- El volumen esperado de tránsito y la composición vehicular.
- Velocidad de diseño.
- La topografía del área en la cual se va a ubicar la carretera.
- El nivel de servicio que se va a suministrar.
- El presupuesto disponible
- Los factores sociales y ambientales

Con frecuencia estos factores están interrelacionados. Por ejemplo, la velocidad de diseño depende de la clasificación funcional y esta a su vez del volumen de tránsito esperado. La velocidad de diseño también debe depender de la topografía, especialmente en casos en los que se disponga de un presupuesto limitado. Sin embargo, en general los principales factores que se usan para determinar los estándares con los cuales se va a diseñar una carretera específica, son el nivel de servicio que se va a suministrar, el volumen esperado de tránsito, la velocidad de diseño y el vehículo de diseño. Estos factores aunados con las características básicas de los conductores, los vehículos y la vía, se emplean para determinar los estándares para las características geométricas de la vía como la sección transversal y los alineamientos horizontal y vertical. Por ejemplo, deben seleccionarse estándares geométricos apropiados para conservar un nivel

deseado de servicio, para una distribución proporcional conocida de los diferentes tipos de vehículos.

2.6 Estándares Del Diseño De Vías

La selección del conjunto apropiado de los estándares del diseño geométrico, es el primer paso del diseño de cualquier carretera. Por ejemplo, los estándares geométricos que pueden ser adecuados para una vía panorámica de montaña con un promedio bajo de tránsito diario (TDP) son inadecuados para una autopista que desaloja tránsito pesado. Por tanto deben considerarse las características de la vía al seleccionar los estándares del diseño geométrico.

Volumen de tránsito.

Se entiende por volumen de tránsito cierta cantidad de vehículos de motor que transitan por un camino en un determinado tiempo y en el mismo sentido. Las unidades comúnmente empleadas son:

- a) vehículos por día y/o
- b) vehículos por hora.

Se llama tránsito promedio diario (T. P. D.) al promedio de los vehículos de tránsito que circulan durante 24 horas en un cierto periodo de tiempo normalmente este periodo de tiempo es de un año. (Salvo que se indique otra cosa). El T. P. D. es comúnmente empleado en los estudios económicos ya que representa la utilización de la vía y sirve para efectuar distribuciones de fondos económicos mas no se puede usar para determinar las características geométricas del camino. Pues no es un valor sensitivo o los cambios significantes de los volúmenes y no indican las variaciones del tránsito que pueden presentarse en las horas días y meses del año. Los volúmenes horarios son los que resultan de dividir el número de vehículos que pasan por un determinado punto en un periodo de tiempo este periodo de tiempo en horas.

Los volúmenes horarios máximos son los que se emplean para definir los aspectos geométricos de los caminos y se les denomina volumen directriz.

Velocidad de proyecto ó velocidad directriz.

Una velocidad que es de suma importancia es la llamada velocidad de proyecto ó velocidad directriz que no es otra cosa que aquella velocidad que ha sido escogida para gobernar y correlacionar las características y en proyecto geométrico de un camino en su aspecto operacional. La velocidad de proyecto es

un factor de primordial importancia que determina normalmente el costo del camino, y es por ello, por lo que debe limitarse para obtener costos bajos. Todos los elementos de un camino deben calcularse en función a la velocidad de proyecto.

Al hacer esto se tendrá un todo armónico que no ofrecerá sorpresas al conductor.

Tipo de camino	Plana o con Lomerío	Lomerío Fuerte	Montañoso pero Poco Escarpado	Montañoso pero Muy Escarpado
Tipo especial	110 km/hrs.	110 km/hrs.	90 km/hrs.	80 km/hrs.
Tipo A	70 km/hrs.	60 km/hrs.	50 km/hrs.	40 km/hrs.
Tipo B	60 km/hrs.	50 km/hrs.	40 km/hrs.	35 km/hrs.
Tipo C	50 km/hrs.	40 km/hrs.	30 km/hrs.	25 km/hrs.

Tabla 2.4 Velocidades de proyecto según la S . C . T.

Descripción de la topografía

En general toda región en la cual el promedio de inclinación del terreno en una longitud de 30 km sea mayor del 4% será considerado montañosa si el promedio de inclinación fluctúa entre el 2% y el 4% será considerado ondulado ó en lomerío y si el promedio de inclinación es menor del 2% se considera como terreno plano.

El escoger montañoso poco escarpado ó montañoso muy escarpado dependerá si el promedio se acerca ó se aleja del valor dado del 4%.

Ancho de la sección.

Ancho de carril en metros (m).	Vehículos por hora total en caminos de 2	% de la capacidad con respecto a la sección óptima.
3.66 (óptima)	900	100
3.35	774	86
3.05	693	77
2.75	630	70

Tabla 2.5 Efectos del ancho del carril

El ancho de sección que se considero para establecer las capacidades practicas correspondió a la optima de 3.66 m por carril y 1.84 m de acotamiento, sin embargo como es lógico suponer que existen otros anchos de sección.

La S. C. T. aconseja se empleen las secciones siguientes:

Tipo de camino.	Plana con poco lomerío.	Con lomerío fuerte.	Montañoso poco escarbado.	
Tipo especial.	Requiere estudio especial.			
Tipo	6.10	6.10	6.10	6.10
Tipo	6.10	6.10	6.10	5.50
Tipo	5.56	5.50	5.50	5.50

Tabla 2.6 anchos de carril

2.7 Representación De Las Cargas De Transito

Para el proyecto de un pavimento flexible, todas las variables de tránsito deben reducirse a un concepto constante o que, por lo menos, pueda ser manejado en las fórmulas matemáticas o en los criterios de diseño de un modo cómodo e integral. Hveem ha distinguido al siguiente conjunto de factores como los que ejercen influencia dentro del concepto global denominado “carga del tránsito”; distingue cuatro factores de influencia principal y tres de efectos más secundario.

Factores principales:

- Carga transmitida por la rueda.
- Área de influencia de la carga.
- Número de repeticiones de la carga.
- Velocidad.

Factores secundarios:

- Área de contacto de la llanta, que determina la presión de contacto.
- Número de llantas en el arreglo.
- Espaciamiento entre ejes.

La Figura 2.4 muestra una idealización muy utilizada del efecto de un sistema dual, según la que se llega a una rueda equivalente de diseño atendiendo a lograr una misma intensidad en los esfuerzos transmitidos.

Tanto la teoría como las mediciones experimentales muestran que el efecto de las dos llantas empieza a superponerse apreciablemente a la profundidad $d/2$ bajo la superficie de rodamiento; también muestran que la superposición de los esfuerzos de las dos llantas es prácticamente total a la profundidad $2S$, es decir, que en un punto colocado bajo ese nivel actuaría un esfuerzo igual al que se tendría si en la superficie y en el centro del espacio de carga, actuara una fuerza única $2P_1$.

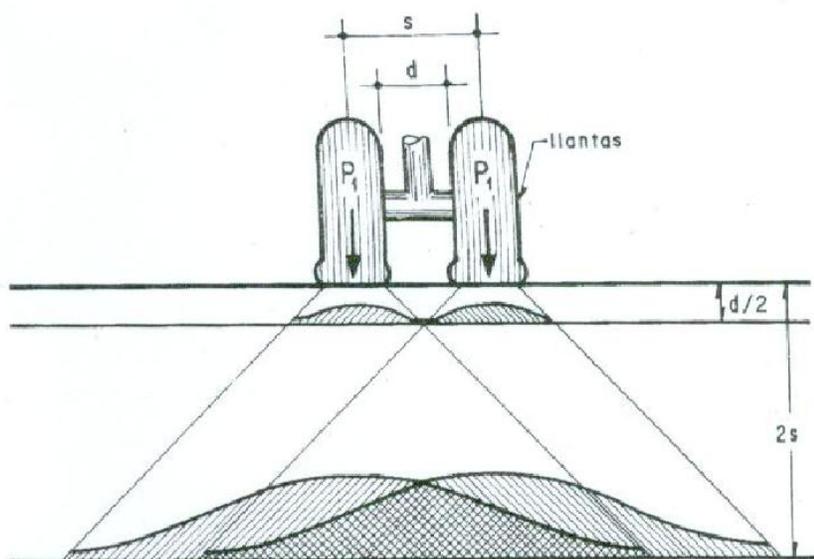


Figura 2.4 Influencia de un sistema dual en lo que se refiere a esfuerzos (Rico del Castillo)

Con estas bases, si se supone que entre las profundidades $d/2$ y $2S$ la variación de la carga que produce un esfuerzo dado a una cierta profundidad lineal, puede adoptarse un criterio sencillo para obtener la carga simple equivalente a un sistema comparado. En efecto, un punto colocado entre la superficie y la profundidad $d/2$ es actuado por un esfuerzo debido solo a la carga P_1 ; un punto más profundo que $2S$ sufre un esfuerzo debido a una carga de $2P_1$; un punto intermedio entre $d/2$ y $2S$, homogéneas e isotrópicas y que, por razones

obvias, goza en el campo de los pavimentos de bastante profundidad en los análisis teóricos, siendo considerada por muchos como más representativa que la teoría de Boussinesq, fundamentada en la consideración de un solo semi-infinito. La teoría de Burmister proporciona un enfoque para el problema de los pavimentos, pero dadas las hipótesis involucradas y la verdadera naturaleza de las capas de suelo que constituyen un pavimento flexible, resulta difícil establecer que tan apropiado o preciso sea en un caso dado y aun más difícil, preferir este método de análisis sobre otros, incluyendo al de Boussinesq, que proporciona en general resultados más conservadores.

En la figura 2.7 se muestran también los coeficientes de equivalencia de carga de los diferentes vehículos en uso, obtenidos de pruebas realizadas por la AASHTO. De hecho, esos coeficientes, que se presentan para vehículo vacíos y cargado, se obtiene directamente el coeficiente.

El arreglo de la llantas influye en la superposición de los esfuerzos inducidos y el área de contacto de las llantas depende de la presión de inflado y de la intensidad de las cargas. El área de contacto determina la profundidad a la que se transmiten los esfuerzos de la carga, la cual aumenta con el área; a la vez, los arreglos de llantas con gran área de contacto suelen producir estados de esfuerzos más uniformes que los que tienen cargas más concentradas.

En la práctica esto conduce a que cuando sean de esperar aplicaciones de carga con grandes áreas de contacto puedan y deban utilizarse materiales de calidad relativamente uniforme en el perfil del pavimento, en tanto que cuando las cargas vayan a actuar a través de áreas de contacto pequeñas, se requerirá mucha mayor calidad en las capas superiores del pavimento que en las inferiores.

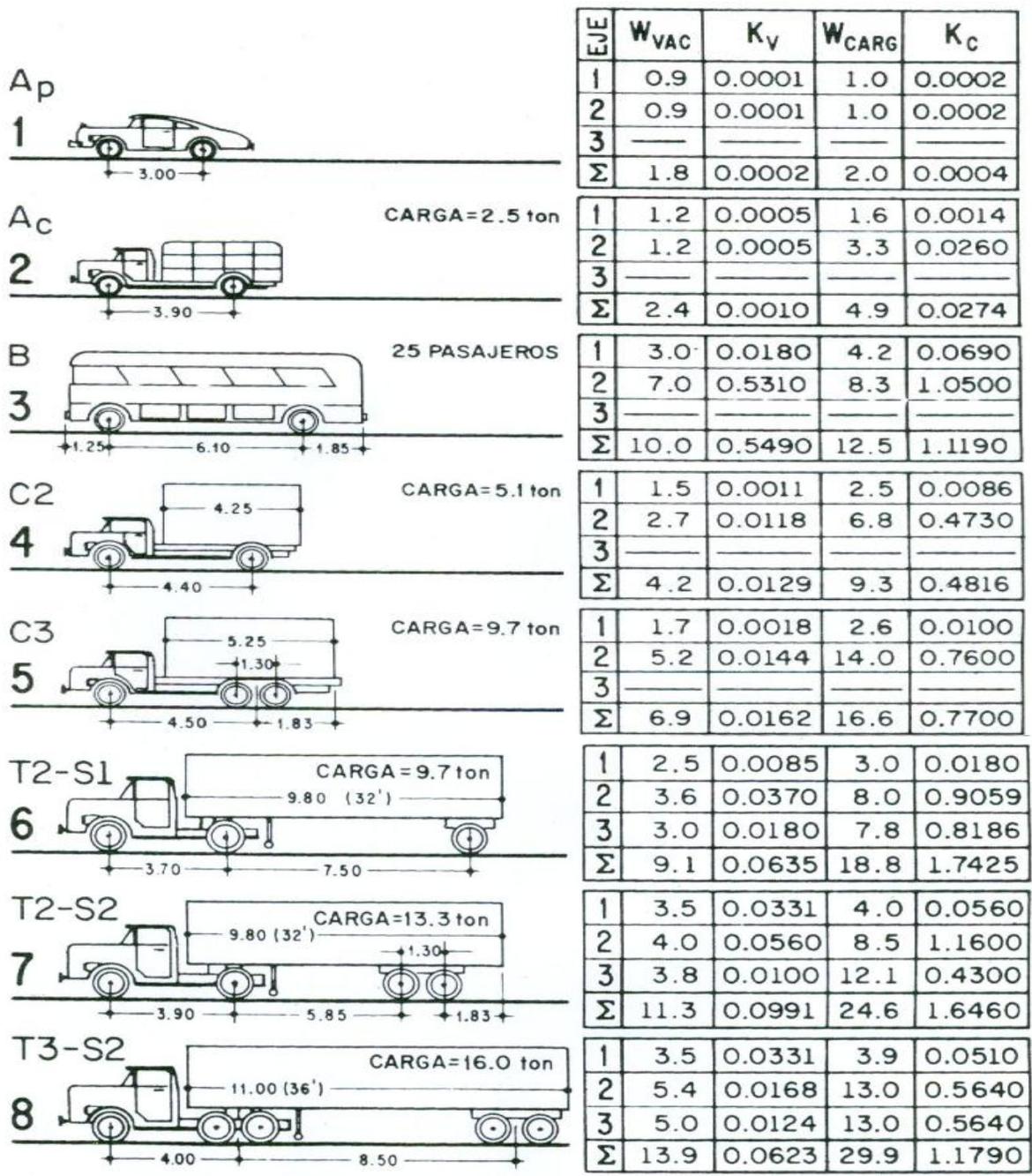


Figura 2.5 Conversión de vehículos a ejes equivalentes (Corro, publicación Instituto de Ingeniería de la UNAM No. 240)

Nota:

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

3 GEOTECNIA EN VÍAS TERRESTRES

3.1 Características De Los Suelos

En este subcapítulo se presenta un resumen del conocimiento actual de las características y de las propiedades de los suelos, que son importantes para los ingenieros de carreteras, incluyendo el origen y la formación de los suelos, la identificación de los suelos y los métodos para el ensayo de los suelos.

El Origen Y La Formación De Los Suelos

Desde el punto de vista de la ingeniería civil un suelo puede definirse como la masa desagregada de materiales minerales y orgánicos, que cubren la corteza sólida de rocas graníticas y basálticas de la tierra.

Los suelos pueden clasificarse en residuales o transportados. Los suelos residuales son transformados en el sitio y se localizan directamente arriba del material original del cual se formaron. Los suelos transportados son aquellos que han sido movidos por el agua, el viento, los glaciares, etc., y que están ubicados lejos del material generador.

Los suelos también pueden clasificarse como orgánicos cuando las partículas están formadas principalmente de materia orgánica, o como inorgánicos cuando las partículas están compuestas principalmente de materiales minerales.

Textura De La Superficie

La textura de un suelo puede clasificarse en términos de su apariencia, la cual depende principalmente de la forma y del tamaño de sus partículas y su distribución. Por ejemplo, los suelos que consisten principalmente de limos y arcillas con tamaños de partículas muy pequeños, se conocen como suelos de textura fina, mientras que los suelos que consisten principalmente de arenas y gravas con partículas mucho más grandes, se conocen como suelos de textura gruesa. Las partículas individuales de los suelos de textura fina generalmente son invisibles a simple vista, mientras que aquellas de los suelos de textura gruesa son visibles a simple vista.

Algunas veces los suelos de grano grueso se definen como aquellos cuyo tamaño de partícula es mayor que 0.05mm, tales como arenas y grava, y los suelos de grano fino son aquellos cuyo tamaño de partícula es menor que 0.05mm, tales como los limo y las arcillas. La distribución del tamaño de las

partículas de los suelos (granulometría) puede determinarse realizando un análisis de tamizado (algunas veces conocido como análisis mecánico) en una muestra de suelo, si las partículas son suficientemente grandes. Esto se hace vibrando una muestra de suelo secado al aire libre a través de un conjunto de tamices con aberturas progresivamente más pequeñas. La abertura práctica más pequeña de estos tamices es de 0.075mm; este tamiz se denomina No. 200. otros tamices incluyen el No. 140 (0.106mm), No. 100 (0.15mm), No. 60 (0.25mm), No.40 (0.425mm), No. 20 (0.85mm), No. 10 (2mm), No. 4 (4.75mm) y varias otras con aberturas que aumentan hasta 125mm o 5 pulgadas.

Para suelos que contienen tamaños de partículas menores que el límite inferior, se usa el análisis con hidrómetro.

Una muestra representativa de suelo secado en el aire se cierne por el tamiz No. 10, y se realiza un tamizado en la parte retenida del suelo. Esto va a dar una distribución del material grueso. Una parte del material que pasa por el tamiz No 10 se suspende en agua, generalmente en presencia de agente de floculante, y luego se deja en reposo hasta que las partículas se sedimentan gradualmente en el fondo. Se usa un hidrómetro para determinar el peso específico de la suspensión para los diferentes instantes del tiempo. Se usa el peso específico de la suspensión después de un tiempo “t” desde el inicio de la prueba, para determinar el tamaño máximo de la partícula en suspensión como:

$$D = \sqrt{\frac{18\eta}{\gamma_s - \gamma_w} \left(\frac{\gamma}{t}\right)}$$

Donde

D = Diámetro máximo de partículas en suspensión para profundidad γ es decir, todas las partículas en suspensión para la profundidad γ que tenga un diámetro menor que D.

η = Coeficiente de viscosidad del medio de suspensión (en este caso agua), en poises.

γ_s = Peso específico de las partículas de suelo.

γ_w = Peso específico del agua.

Generalmente esto se grafica como el porcentaje acumulado por el peso de la muestra total, menos un tamaño dado de tamiz o un diámetro calculado de grano, contra el logaritmo del tamaño del tamiz o diámetro del grano. En la Figura 3.1 se muestran ejemplos de la distribución de tamaño de partículas de tres diferentes muestras de suelo tomadas de diferentes localidades.

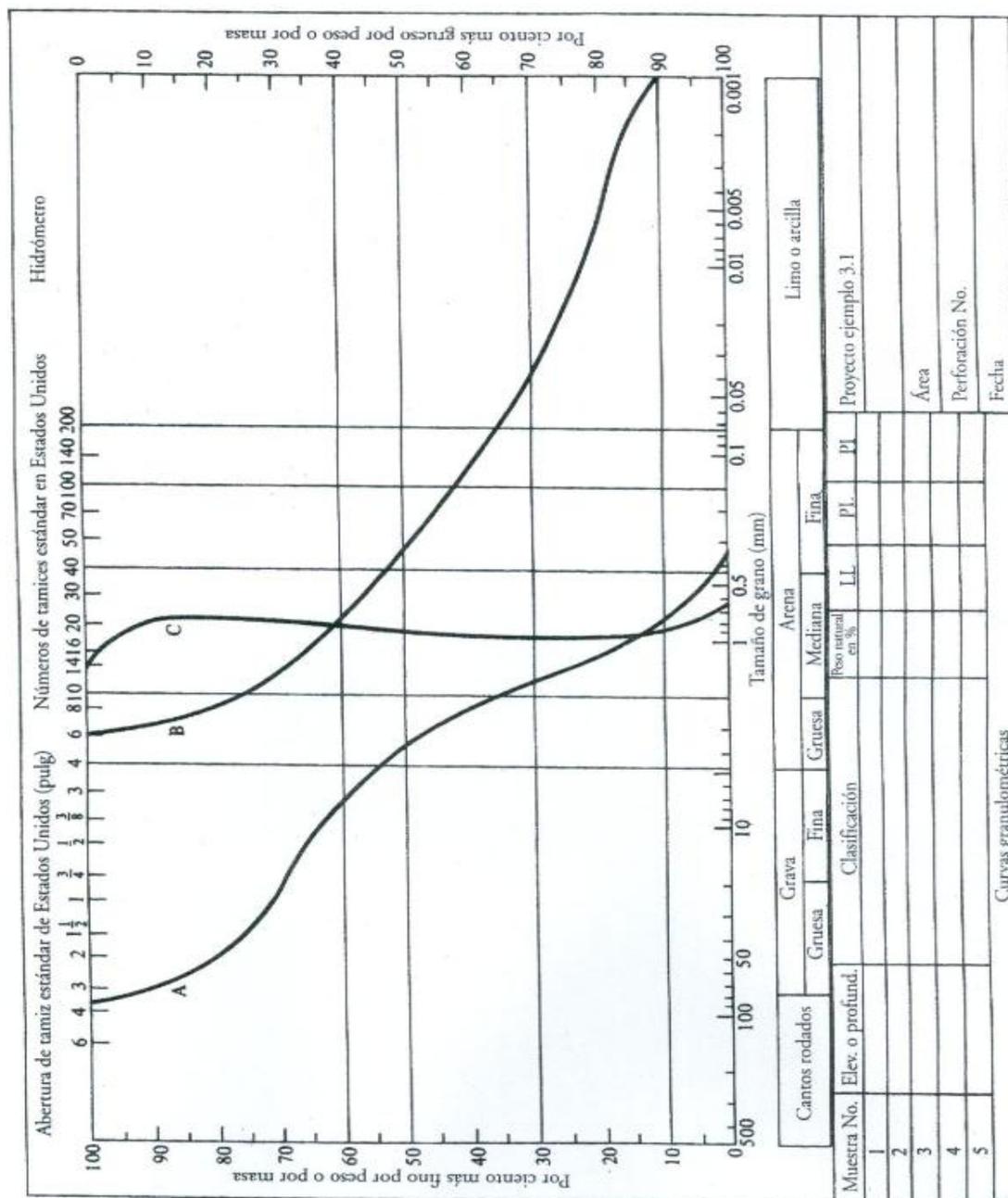


Figura 3.1 Distribución de tamaño de partículas de diferentes suelos (Nicholas J. Garber)

3.2 Propiedades De Los Suelos En Ingeniería

Los ingenieros de carreteras deben familiarizarse con aquellas propiedades básicas de los suelos, que influyen en su comportamiento cuando están sujetos a cargas externas. La determinación de cómo se va a comportar un depósito específico de suelo cuando este sujeto a una carga externa, es más bien complicada porque los depósitos de suelo pueden tener propiedades heterogéneas. Los ingenieros de carreteras siempre deben tener en mente que el comportamiento de cualquier suelo depende de las condiciones de dicho suelo, en el momento en que está siendo probado.

Relación De Fase

Generalmente una masa de suelo consta de partículas sólidas de diferentes minerales con espacios entre estos. Los espacios pueden estar llenos de aire, agua o ambos. Por lo tanto, los suelos se consideran como sistemas trifásicos que constan de aire, agua y sólidos. En la Figura 4.2 se ilustran esquemáticamente los tres componentes de una masa sólida de volumen total V . los volúmenes de aire, agua y sólido son V_a , V_w y V_s respectivamente, y sus pesos W_a , W_w y W_s respectivamente. El volumen V_v es el volumen total del espacio ocupado por el aire y el agua, generalmente conocido como volumen de vacíos.

Porosidad

La cantidad relativa de vacíos en cualquier suelo es una cantidad importante que influye en algunos aspectos del comportamiento del suelo. Esta cantidad puede medirse en términos de la *porosidad* del suelo, que se define como la relación del volumen de vacíos entre el volumen total del suelo y que se designa como n .

$$n = \frac{V_v}{V}$$

Relación De Vacíos

La cantidad de vacíos también se mide en términos de la *razón de vacíos*, que se define como la razón del volumen de vacíos al volumen de sólidos y se designa como e .

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

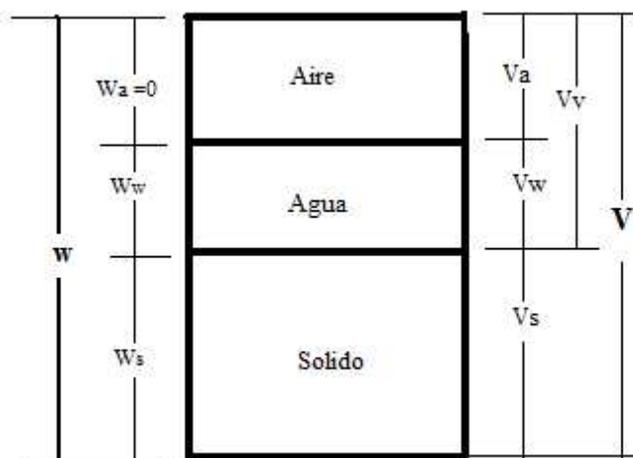


Figura 3.2 Esquema de las tres fases de una masa de suelo.

Contenido De Humedad

La cantidad de agua en una masa de suelo se expresa en términos del *contenido de agua*, que se define como la razón del peso de agua W_w en la masa de suelo entre el peso secado al horno de sólidos W_s expresado como porcentaje. Esta dado como:

$$W = \frac{W_w}{W_s}$$

En donde W es el contenido de agua.

3.3. Clasificación De Los Suelos Para Uso En Carreteras

La clasificación de suelos es un método mediante el cual, los suelo se clasifican sistemáticamente de acuerdo con sus características problemas de ingeniería por lo tanto, sirve como un medio de identificación de los materiales para la subrasante. La clasificación de un suelo dado se determina realizando pruebas relativamente sencillas en muestras alteradas del suelo; entonces los residuos se correlacionan con la experiencia de campo.

Observe, sin embargo, que aunque las propiedades técnicas de un suelo dado para usarse en la construcción de carreteras, pueden predecirse confiablemente apartar de su clasificación, no debe considerarse como un sustituto de la investigación detallada de las propiedades de los suelos. La clasificación de un suelo debe considerarse como un medio para obtener una idea general de cómo se va a comportar el suelo si se usa como material para subrasante o subbase.

El sistema de clasificación más comúnmente usado para propósitos de carreteras, es la American Association of State Highway and Transportation Oficiales (AASHTO). En este país también se usa en menor grado el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Unified Soil Clasification System, USCS). En el Reino Unido se usa con bastante frecuencia una versión ligeramente modificada de USCS.

Sistema De Clasificación De Suelos De La AASHTO

El sistema de clasificación de la AASHTO, se basa en el sistema de clasificación de caminos públicos que desarrollo a partir de los resultados de investigación extensa realizada, por el buró de caminos públicos, conocido actualmente como la Administración Federal de Carreteras. Se han hecho varias revisiones de este sistema desde que se público por primera vez. AASHTO han descrito a este sistema como un medio de determinación de la cantidad relativa de suelos para usarse en terraplenes, subrasantes, subbases y bases.

En la publicación vigente, los suelos se clasifican en siete grupos, A-1 hasta A-7, con varios subgrupos, como se muestra en la Tabla 4.1 la clasificación de un suelo dado se basa en su distribución de tamaño de partículas, en el valor del LL, y en el valor del PI. Los suelos se evalúan dentro de cada grupo usando una fórmula empírica para determinar el índice de grupo (GI) de los suelos, dada como:

$$GI = (F - 359 [0.2 + 0.005 (LL - 40)] + 0.018F - 15)(PI - 10)$$

Donde:

GI= Índice de grupo.

F= Porcentaje de partículas de suelo que pasa la malla de 0.075mm (No. 200), como número entero basado en el material que pasa del tamiz de 75mm (3 pulgadas)

LL= Límite líquido expresado como numero entero

PI= Índice plástico expresado como numero entero

El GI se determina aproximándolo al número entero más cercano. Debe registrarse un valor de cero cuando se obtenga un valor negativo del GI. También, para la determinación del GI para los subgrupos A-2-6 y A-2-7, no se usa la parte que contempla al LL en la ecuación anterior, es decir, solamente se usa el segundo término de la ecuación.

En el sistema de la AASHTO, los suelos granulares se ubican en las clases A-1 hasta A-3. Los suelos A-1 constan de materiales granulares bien graduados, los suelos A-2 contienen cantidades importantes de limos y arcillas, y los suelos A-3 son arenas limpias pero mal graduadas.

La clasificación de los suelos en el sistema de la AASHTO consiste en primer lugar, en la determinación de la distribución del tamaño de las partículas, y de los límites de Atterberg del suelo y luego en leer en la tabla 4.1 de izquierda a derecha para encontrar el grupo correcto. El grupo correcto es el primero de la izquierda que encaje con la distribución del tamaño de las partículas y con los límites de Atterberg, y debe expresarse en términos de la designación de grupo y del GI. Los ejemplos son el A-2-6(4) y el A-6.

En resumen, un depósito de suelo es adecuado para la construcción de vías cuando:

1. Los suelos clasificados como A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 y a-3 pueden usarse satisfactoriamente como material para subrasante o sub base si se drenan apropiadamente. (Véanse las definiciones de subrasante y sub base en el capítulo 4) Además, estos suelos deben compactarse apropiadamente y cubrirse con un espesor adecuado de pavimento (base o carpeta de rodamiento o ambos) para soportar la carga en la superficie.

2. Los materiales clasificados como A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6, A-7-5 y A-7-6 van a requerir una capa de material para subbase si se usan para la subrasante. Si se van a usar como material para terraplén, debe darse atención especial al diseño del terraplén.

3. Cuando los suelos están apropiadamente drenados y compactados, disminuye su valor como material para la subrasante a medida que aumenta el GI. Por ejemplo, un suelo con un valor de GI=0 (una indicación de un buen material para la subrasante), será más adecuado como material para la subrasante que uno con un GI=20 (una indicación de un material deficiente para la subrasante).

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos que pasan el No. 200)							Materiales limoso-arcillosos (más del 35% que pasan el No. 200)			
	A-1		A-2					A-7			
Clasificación por grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5, A-7-6
Tamizado, por ciento que pasa											
No. 10	50 máx.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
No. 40	30 máx.	50 máx.	51 máx.	-	-	-	-	-	-	-	-
No. 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 máx.	36 máx.	36 máx.	36 máx.
Características de la fracción que pasa la No. 40											
Límite líquido	-	-	40 máx.	41 máx.	40 máx.	41 máx.	40 máx.	41 máx.	40 máx.	41 máx.	41 máx.
Índice plástico	6 máx.	N.P.	10 máx.	10 máx.	11 máx.	11 máx.	10 máx.	10 máx.	11 máx.	11 máx.*	11 máx.*
Tipos comunes de materiales con componentes importantes	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina	Grava y arena limosas y arcillosas				Suelos limosos		Suelos arcillosos	
Calificación general para subrasante	Excelente a buena							Regular a deficiente			

*El índice plástico del subgrupo A-7-5 es igual o menor que LL menos 30. El índice plástico del subgrupo A-7-6 es mayor que LL menos 30.

Tabla 3.1 Clasificación de la AASHTO de los suelos y de las mezclas de agregados de suelo (sociedad norteamericana de funcionarios estatales de carreteras y transporte)

3.4 Estudios De Suelo Para La Construcción De Carreteras

Los estudios de suelos para la construcción de carreteras incluyen la investigación de las características del suelo en la ruta de la carretera y la identificación de los suelos adecuados para uso como materiales para la sub-base y el relleno. Por lo tanto, los estudios de suelos normalmente son una parte integral de los estudios de localización preliminar, ya que las condiciones del suelo pueden afectar significativamente la ubicación de la carretera. Siempre se desarrolla un estudio detallado de suelos en la ubicación final de la carretera.

El primer paso en cualquier estudio radica en la recolección de la información sobre las características del suelo del área donde se va a localizar la carretera. Esta información puede obtenerse de los mapas geológicos y los suelos agrícolas, de las fotografías aéreas existentes, y de un examen de las excavaciones y de los cortes existentes en el camino. Generalmente también es útil revisar el diseño y la construcción de otros caminos en el área. La información obtenida de estas fuentes puede usarse para desarrollar una comprensión general de las condiciones del suelo en el área y para identificar cualesquiera problemas únicos que puedan existir. El alcance de la investigación adicional generalmente depende de la cantidad de la información existente que pueda obtenerse.

El siguiente paso es obtener e investigar suficientes muestras de suelo a lo largo de la corona de la carretera, para identificar las fronteras de los diferentes tipos de suelo, de modo que pueda utilizarse un perfil de suelo a lo largo de la localización de la ruta mediante perforaciones con barrena o con pozos de sondeo para las pruebas de laboratorio. Generalmente se toman muestras a diferentes profundidades de diferentes pies. En los casos en que se requiera la localización de rocas, la profundidad puede incrementarse. Entonces se determinan las propiedades técnicas de las muestras y se usan para clasificar los suelos. Es importante que se registren sistemáticamente las características de los suelos en cada orificio, incluyendo la profundidad, la ubicación, el espesor, la textura, etc. También es importante anotar la localización del nivel freático. Entonces se usan estos datos para graficar un perfil detallado del suelo a lo largo de la carretera.

3.5 Compactación De Suelos

Cuando el suelo va a usarse, como material de terraplén o sub base en la construcción de carreteras, es esencial que el material se coloque en capas uniformes y se compacte hasta una alta densidad. La compactación adecuada del

suelo va a reducir hasta un mínimo el asentamiento y el cambio volumétrico subsecuentes, amplificando con ello la resistencia del terraplén o de la subbase.

La resistencia del suelo compactado se relaciona directamente con la densidad máxima en seco que se alcanza mediante la compactación. La relación entre la densidad en seco y el contenido de humedad, para prácticamente todos los suelos, adopta la forma mostrada en la Figura 4.3 puede verse de esta relación, que para un esfuerzo de compactación dado, la densidad en seco que se alcanza es baja para contenidos de humedad bajos. La densidad en seco aumenta al aumentar el contenido de humedad hasta un valor máximo, cuando se alcanza un contenido de humedad óptimo. A medida que aumenta el contenido de humedad, se desarrolla una película de agua más grande sobre las partículas, haciendo que el suelo se haga más plástico y que sea más fácil para las partículas moverse y densificarse.

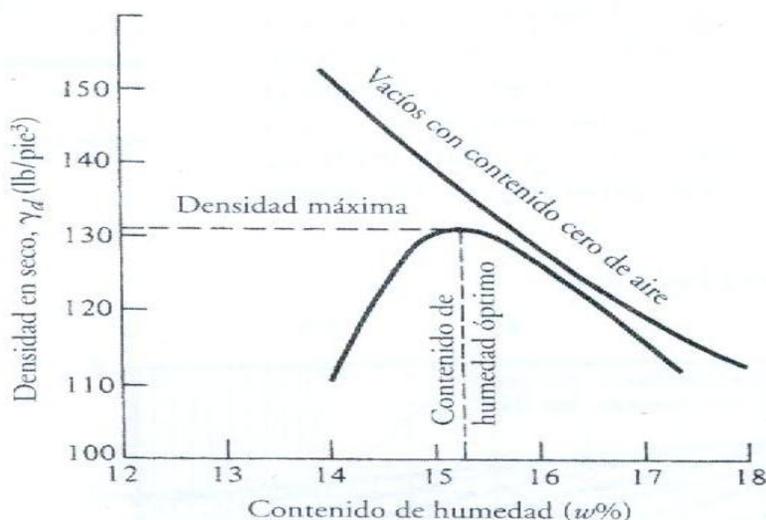


Figura 3.3 Relación típica de humedad-densidad por los suelos

La curva de vacíos con contenido cero de aire que se observa en la figura, en el valor 15 obtenemos la curva teórica de humedad-densidad para un suelo saturado y para vacíos con contenidos cero de aire, cuando el grado de saturación es del 100%. Generalmente esta curva no se obtiene en el campo ya que los vacíos con contenido cero de aire no pueden obtenerse como se explicó anteriormente. Los puntos de la curva pueden calcularse a partir de la ecuación siguiente:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w G_s}{1 + w G_s}$$

Donde

γ_w = densidad del agua (lb/pie³)

G_s = peso específico de las partículas de suelo

w = contenido de humedad del suelo

γ_d = densidad en seco del suelo

Contenido De Humedad Óptimo

Determinación del contenido de humedad óptimo de cualquier suelo, que se va a usar como material para terraplén o subrasante, es necesario antes de comenzar cualquier trabajo de campo. El esfuerzo de compactación se obtiene dejando caer un martillo, de peso y dimensiones conocidos, desde una altura específica, un número especificado de veces para cada capa. Entonces se obtiene el contenido de humedad del material compactado y se determina la densidad en seco a partir del peso medido del suelo compactado y del volumen conocido del molde. Existen dos tipos de ensayo que se utilizan comúnmente para la prueba AASHTO o la prueba modificada AASHTO.

En la Tabla 3.2 se muestran detalles de la prueba estándar AASHTO, designada como T99, y de la prueba modificada AASHTO designada como T180. La mayoría de las dependencias de transporte usan la prueba AASHTO.

Detalles de la prueba	AASHTO Standar (T99)	AASHTO modificada (T180)
Diámetro del molde (pulg)	4 o 6	4 o 6
Altura de la muestra (pulg)	5 cortado a 4.58	5 cortado a 4.58
Numero de esfuerzos	3	5
Golpes de esfuerzo	25 o 56	25 o 56
Peso del martillo (lb)	5.5	10
Diámetro de la superficie de compactación (pulg)	2	2
Distancia de caída libre (pulg)	12	18
Volumen neto (pie ³)	1/30 o 1/13.33	1/30 o 1/13.33

Tabla 3.2 Detalles de las pruebas AASHTO estándar y AASHTO modificado (Nicholas J. Garber)

Métodos AASTHO Standard T – 99.

Este método corresponde en líneas generales al conocido anteriormente como método Standard o Proctor. La diferencia básica con el método Proctor está en el empleo de dos cilindros o moldes para los ensayos de compactación, uno de cuatro pulgadas de diámetro interior (que era empleado anteriormente) y el otro

molde de seis pulgadas de diámetro interior. Para la compactación se emplea un martillo o pistón de 5.5 libras o 2.5 kilogramos de peso.

El material a emplearse se coloca en capas de aproximadamente de igual espesor y cada capa se compacta haciendo caer el martillo desde una altura de 12 pulgadas (30.5 cm). Si se utiliza el molde pequeño de 4 pulgadas, el material se compactará haciendo caer el martillo 25 veces sobre cada capa. En cambio si se usa el de 6 pulgadas se hará caer el martillo 56 veces sobre cada capa, la compactación debe hacerse en forma uniforme, haciendo caer libremente el martillo y distribuyendo los golpes sobre toda el área. Una vez compactado así el material, se quita el collar del molde, se alisa la superficie y se pesa el cilindro junto con la base y la muestra. Finalmente se extrae el molde del cilindro de tierra, se lo rompe y se toma una pequeña cantidad de muestra de la parte central, para determinar el contenido de humedad del material compactado. Es de advertir que no siempre los moldes tienen un volumen exacto; de ahí que se recomienda calibrarlos antes de usarlos. Puede emplearse agua limpia para la calibración teniendo cuidado de cubrir las juntas con parafina líquida a fin de evitar la pérdida de agua.

Método AASTHO Standard T-180

Este método corresponde, con algunas modificaciones al conocido anteriormente como Standard modificado o Proctor Modificado.

Los moldes que se emplean son los mismos que los indicados para el método anterior, o sea el pequeño de 4 pulgadas y el grande de 6 pulgadas de diámetro interno. La diferencia fundamental entre este método y el anterior está en el peso del martillo de la altura de caída. El martillo empleado en éste método es el de 10 libras (4.5 Kilogramos) y la altura de caída es de 18 pulgadas (45.7 cms.).

En lugar de colocar el material en tres capas, se lo coloca en cinco de aproximadamente igual espesor. Si se emplea el cilindro de cuatro pulgadas se compactará cada capa haciendo caer el martillo 25 veces y si se usa el molde de 6 pulgadas haciendo caer 56 veces cada capa. Igual que en el método anterior, una vez compactado el material, se quitará el collar del cilindro, se harán las pesadas necesarias y se determinará el contenido de humedad del suelo compactado.

La densidad obtenida mediante el método AASTHO T-180 es mayor que la obtenida mediante el método AASTHO T-99.

Procedimiento Y Equipo De Compactación De Campo

El primer paso en la construcción de un terraplén de la carretera es la identificación y selección de un material adecuado. Esto se hace obteniendo muestras de pozos de préstamo o bancos de préstamos económicamente factibles, y ensayándolas en laboratorio para determinar el grupo de cada una.

Formación de terraplén:

Los terraplenes para carreteras se forman extendiendo capas delgadas de espesor uniforme del material y compactando cada capa para el contenido óptimo de humedad o un valor cercano. No se recomienda hacer depósitos finales desde camiones. La mayoría de los estados estipula un espesor de 6 a 12 pulgadas para cada capa, aunque el espesor puede aumentar hasta 24 pulg, cuando la parte inferior del terraplén consiste principalmente de cantos rodados en gran tamaño.

En la Tabla 3.3 se dan valores de la densidad relativa de uso común para diferentes alturas de terraplén. La densidad relativa se da como un porcentaje de la densidad máxima en seco que se obtiene con la prueba AASHTO (T99)

Clase de suelo según la AASHTO	Densidad relativa mínima		
	Terraplenes		
	Altura menor a 50 pies	Altura mayor a 50 pies	Subrasante
A-1, A-3	≥95	≥95	100
A-2-4, A-2-5	≥95	≥95	100
A-2-6, A-2-7	>95	- ^a	≥95 ^b
A-4, A-5, A-6, A-7	>95	- ^a	≥95 ^b

^a El uso de estos materiales requiere atención especial en el diseño y la construcción.

^b La compactación al 95 por ciento del contenido de la humedad de T99.

Tabla 3.3 Requerimientos mínimos comúnmente usados para la compactación de terraplenes y subrasante (Nicholas J. Garber)

Entonces se usa la curva de laboratorio de humedad-densidad para determinar si la densidad en seco obtenida en campo está de acuerdo con los resultados de laboratorio para el esfuerzo de compactación empleado. Estas pruebas se realizan ya sea usando un método destructivo o un método no destructivo.

Método de extracción:

Para determinar la densidad volumétrica mediante el método de extracción se excava un agujero cilíndrico de aproximadamente 4 pulgadas de diámetro y una profundidad igual a la de la capa. El material obtenido del agujero se sella inmediatamente en un recipiente. Debe tenerse cuidado de no perder nada del material excavado. Obtiene el peso total del material excavado, generalmente en el laboratorio de campo, y se determina el contenido de humedad. Entonces se mide el volumen compactado del material excavado mediante la determinación del volumen del agujero excavado.

El contenido de humedad se determina ya sea secando el suelo rápidamente en un horno de campo o facilitando la evaporación de la humedad al añadir algún material disolvente volátil tal como el alcohol y quemándolo. El volumen del agujero excavado puede obtenerse: el remplazo con arena, el aceite o el globo. En el método del remplazo con arena, el agujero excavado se llena cuidadosamente con arena estándar proveniente de un recipiente completamente lleno con dicho material. El recipiente puede abrirse y cerrarse con una válvula. Cuando el agujero este completamente lleno de arena, se cierra la válvula y se determina el peso de la arena que queda en la jarra. Entonces se obtiene el peso de la cantidad de arena que se uso para llenar el agujero excavado, restando el peso de la arena que quedo en el recipiente, del peso de la arena que se requiere para llenar nuevamente el recipiente. Entonces se obtiene el volumen de la cantidad de arena estándar que se utilizo para llenar el agujero excavado (es decir, el volumen del agujero) de una relación previamente establecida entre el peso y el volumen de la arena estándar.

En el método del aceite, el volumen del agujero excavado se obtiene llenándolo con un aceite pesado de peso específico conocido. En el método del globo, se coloca un globo en el agujero excavado y luego se llena con agua. El volumen de agua que se requiere para llenar el agujero es el volumen del agujero excavado.

Los métodos de extracción están todos sujetos a errores. Ejemplo: en el método de reemplazo con arena, la vibración adyacente aumentara la densidad de

la arena en el agujero excavado, indicando con ello un mayor volumen del agujero. Se obtendrán errores grandes si se usa el método del globo, en agujeros que tengan paredes dispares, y pueden obtenerse errores grandes si se usa el método del aceite pesado en arena gruesa o en material de grava.

Método sin excavación.

El método sin excavación incluye la medición directa de la densidad y del contenido de humedad *in situ* del suelo compactado, usando equipo nuclear. La densidad se obtiene midiendo la dispersión de la radiación gamma por las partículas del suelo ya que la cantidad de dispersión es proporcional a la densidad volumétrica del suelo. Entonces se usa una grava de calibración para el equipo específico, para determinar la densidad volumétrica del suelo. Generalmente se usa en la curva de calibración una grafica de la cantidad de dispersión, en materiales de densidad conocida medida por el equipo, contra la densidad de los materiales. El contenido de humedad también se obtiene midiendo la dispersión de los neutrones emitidos en el suelo. Esta dispersión se debe principalmente a los átomos de hidrógeno. Se hace la suposición de que la mayor parte de hidrogeno esta en forma de agua, lo que permite que la cantidad de dispersión se relacione con la cantidad de agua en el suelo. Entonces se obtiene el contenido de humedad directamente de un medidor calibrado. Una ventaja del método no destructivo es que los resultados se obtienen rápidamente, lo que es esencial si son necesarias acciones correctivas. Otras ventajas es que se pueden realizar más pruebas, lo que facilita el uso de métodos estadísticos en el proceso de control. La principal desventaja es que se requiere un gasto de capital relativamente elevado para obtener el equipo, y que el personal de campo está expuesto a material radiactivo peligroso, haciendo imperativo que se establezcan medidas estrictas de seguridad cuando se usa equipo nuclear.

Equipo De Compactación En Campo.

El equipo de compactación que se usa en el campo puede dividirse en dos categorías principales. La primera categoría incluye el equipo que se usa para esparcir el material con el espesor de capa o elevación deseados, y la segunda categoría incluye el equipo que se usa para compactar cada capa de material.

Equipo de tendido.

El tendido de material con el espesor requerido se hace mediante bulldozer y motoconformadoras. El equipo que se usa para cualquier proyecto específico depende del tamaño del proyecto. En la Figura 3.4 se muestra una motoconformadora típica.



Figura 3.4 Motoconformadora típica

Equipo de compactación.

Se usan rodillos para la compactación de campo, que aplica al suelo ya sea una fuerza vibratoria o una fuerza de impacto. El tipo de rodillo que se usa para cualquier trabajo específico depende del tipo de suelo que se va a compactar.

Una aplanadora aplica una presión de contacto de hasta 55 lb/pulg² para más del 100 por ciento del área del suelo en contacto con el rodillo. Generalmente se usa este tipo de equipo para terminar la laminación del material de la subrasante, y puede usarse para todos los tipos de material de suelo excepto de los suelos rocosos. En la Figura 4.5 se muestra una aplanadora típica.



Figura 3.5 Aplanadora típica

La aplanadora de neumáticos es otro tipo de aplanadora de contacto, que consiste en un carro con carga pesada con hileras de cuatro o seis llantas colocadas cercanas entre sí. La presión en las llantas puede ser de hasta 100 lb/pulg². Se usa tanto como para materiales granulares como cohesivos. En la Figura 3.6 se muestra una aplanadora de neumáticos típica.



Figura 3.6 aplanadora con neumáticos

Uno de los rodillos que se usa más frecuentemente es la pata de cabra. Este rodillo tiene una rueda de tambor que tiene varias prominencias, que pueden ser de forma redonda o rectangular, que varían de 5 a 12 pulg² de área. Las prominencias penetran en suelo suelto y lo compactan desde el fondo hasta la parte superior de cada capa de suelo, a medida que aumenta el número de pasadas. La presión de contacto que varía de 200 a 1000 lb/pulg², puede obtenerse de rodillos de pata de cabra, dependiendo del tamaño del rodillo y si está lleno o no con agua. El rodillo de pata de cabra se usa principalmente para suelos cohesivos. En la Figura 3.7 se muestra un rodillo de pata de cabra típico.

Los rodillos con pisonaduras son similares a los rodillos de pata de cabra en que también tiene prominencias que se usan para obtener presiones de contacto elevadas, que varía de 200 a 1200 lb/pulg². El pie de los rodillos con pisonaduras tiene una articulación especial para obtener una acción de amasamiento mientras que compacta el suelo. Al igual que con los rodillos de pata de cabra, los rodillos con pisonaduras compactan desde el fondo de la capa de suelo. Los rodillos con pisonaduras se usan principalmente para la compactación de suelos de grano fino.



Figura 3.7 Compactadora pata de cabra

La aplanadora y los rodillos con pisonaduras pueden modificarse como aplanadoras vibratoras al instalar un vibrador vertical en el tambor, que produce un efecto de vibrado que hace que la aplanadora y los rodillos con pisonaduras sean más efectivos en suelos granulares.

3.6. Prueba De Valor Relativo De Soporte VRS

El valor relativo de soporte (VRS) se obtiene de una prueba de penetración, en la que un vástago de 19.4 cm² (3 plg²) de área se hace penetrar en espécimen de suelo a razón de 0.127 cm/min (0.05plg/min); se mide la carga aplicada para penetraciones que varíen en 0.25 cm (0.1 plg). El valor relativo de soporte del suelo se define como la relación, expresada como porcentaje, entre la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm y la presión requerida para tener la misma penetración en un material arbitrario, adoptado como patrón, que es una piedra triturada en la que se producen las presiones en el vástago que se anotan en la Tabla 3.4.

Como se dijo, la penetración que se usa para calcular el VRS es la de los primeros 0.25 cm; como regla general, el VRS disminuye cuando la penetración en que se hace su cálculo es mayor, pero a veces si se calcula con la penetración de 0.5 cm resulta más grande que el obtenido de la primera penetración; en tal caso, se adopta como VRS el obtenido con la segunda penetración (0.5 cm).

El espécimen de suelo con el que se hace la prueba está confinado en un molde de 15.2 cm (6 plg) de diámetro y 20.3 cm (8 plg) de altura. En el método de prueba original utilizado en California, el espécimen se preparaba en tres capas varilladas que llenasen el molde; después el material se presionaba con 140 kg/cm², aplicados uniformemente en su superficie superior. En estas condiciones, eran preparados especímenes con humedades diferentes, hasta encontrar una en la que los 140 kg/cm² provocaran la exudación del agua en la parte inferior del molde; este espécimen, tras un periodo de saturación de 4 días, se suponía representativo de las condiciones más desfavorables que pudieran llegar a prevalecer en el futuro pavimento.

Los factores que más afectan a los valores obtenidos en la prueba del V. R. S. son la textura del suelo, su contenido de agua y su condición de compactación. En los suelos friccionantes, prácticamente no hay expansión durante la saturación, por lo que el monto de la sobrecarga dada por la placa perforada no es significativo durante esa etapa de la prueba; sin embargo, el valor de la sobrecarga si influye mucho en la etapa de penetración, pues el confinamiento afecta mucho la resistencia de los suelos friccionantes. En los suelos arcillosos ocurre precisamente lo opuesto.

Los resultados de una prueba completa para la determinación del V.R.S. se vacían en una combinación de tres graficas.

Penetración		Presión en el vástago	
cm	plg	kg/cm ²	lb/plg ²
0.25	0.1	70	1,000
0.50	0.2	105	1,500
0.75	0.3	133	1,900
1.00	0.4	161	2,300
1.25	0.5	182	2,600

Tabla 3.4 Presiones para distintas penetraciones del vástago en el material patrón. Prueba VRS

En la parte (a) de la figura aparecen graficas resultado de las pruebas de compactación que se realizaron para fabricar los especímenes en que se efectuaron las pruebas de V.R.S. Según la norma del Cuerpo de Ingenieros, las pruebas de compactación serán del tipo de impactos, con energías de compactación decrecientes. En la parte (b) de la misma figura aparecen correspondientemente los resultados típicos de las pruebas de V.R.S. para los mismos. Especímenes a que se refiere la parte (a); nótese que el V.R.S. no es una característica constante del: suelo, sino circunstancial y que refleja el contenido de agua y la condición de compactación (energía y método de compactación). Existe un V.R.S. máximo, que corresponde a una humedad relativamente cercana a la óptima de compactación. Obsérvese también que para los suelos con contenido de agua alto, el V.R S. del suelo compactado con mayor energía especifica puede ser menor que el que se obtiene usando una energía menor, con tal de que el contenido de agua sea más bajo; sin embargo, el máximo V. R. S. obtenible si es mayor cuanto mayor sea la energía especifica con que se haya compactado el espécimen.

En la parte (c) de la Figura 4.8 se muestra u: grafica de la que pueden extraerse conclusiones valor práctico muy grande y que, de hecho, ilustra el procedimiento que recomienda el US Army Corps of Engineers para elegir el valor del V. R. S. de diseño en un caso particular dado. Se han dibujado los valores del V. R. S. corregido contra los pesos específicos secos de los especímenes probados; cada curva dibujada corresponde a pruebas de penetración en que el suelo tenía la misma humedad de compactación, pero fue compactado con

diferente energía específica y se obtiene fijando una humedad, por ejemplo 14 %. En la parte (a) pueden obtenerse los tres pesos específicos que en el caso tratado correspondieron a la humedad 14 %, con las diferentes energías de compactación usadas; en la parte (b) pueden obtenerse los valores del V. R. S. corregido en esos tres casos. Se tienen así tres pesos específicos y tres valores del V. R. S., obtenidos en tres especímenes compactados con 14 % de humedad, usando las tres energías específicas que se hayan manejado. Con estos tres pares de valores se construye la curva de 14 de parte (c)

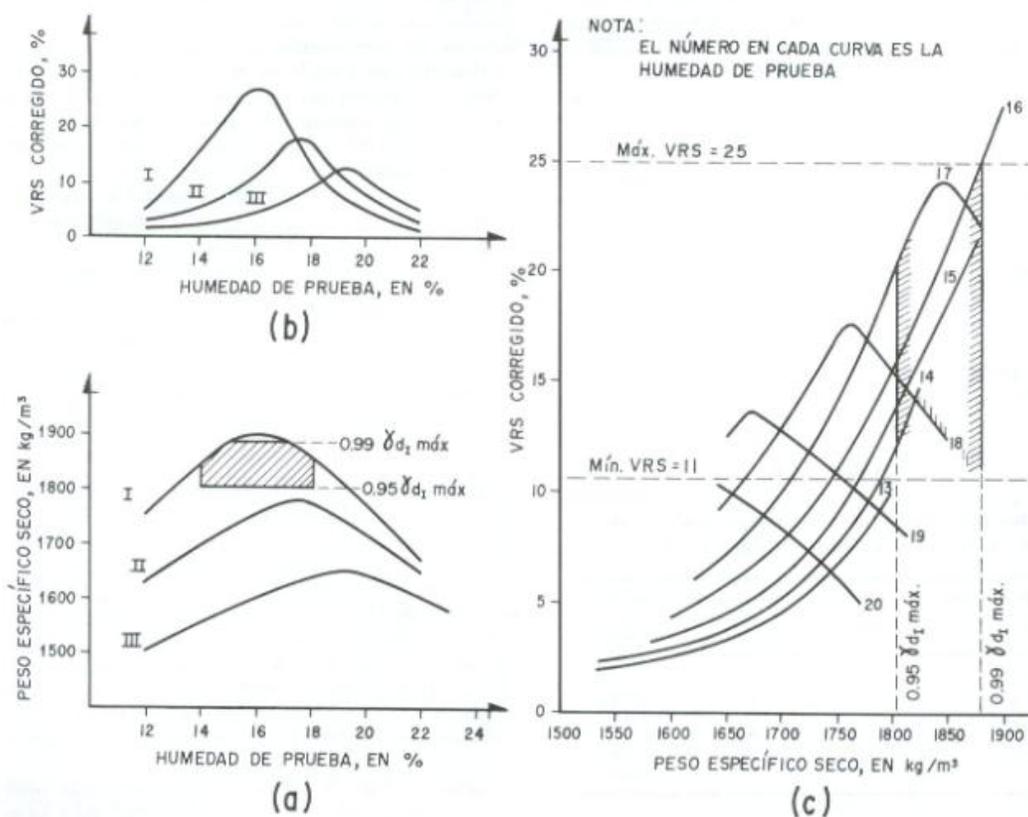


Figura 3.8 Criterio del cuerpo de Ingenieros para la elección del VRS de diseño (The Asphalt Intitute, Soils Manual)

Las curvas de la Figura 3.8 c indican que no siempre a mayor peso específico se tienen mayores valores del V. R. S. Por ejemplo, la curva 20 muestra peores condiciones según el peso específico crece. Todo depende del contenido del agua del suelo. Lo anterior proporciona un método de trabajo práctico. Supóngase que en el campo se va a trabajar con un contenido de agua comprendido entre 14 % y 18 % (Figura 3.12.a). Supóngase también que se desea

obtener en el campo un peso específico seco comprendido entre el 95 y el 99 % del máximo correspondiente a la energía I. Estos valores determinan el intervalo de humedades y pesos específicos que deben exigirse en el campo. Ahora, en la parte (c) de la Figura 4.8, se ve que para humedades entre 14 y 18 % y los pesos específicos seleccionados, el V. R. S. puede oscilar entre 11 % y 25 %, aproximadamente; también puede verse cuán peligroso sería en el campo que la humedad subiera de 18 %, pues en ese caso el valor del V. R. S. del suelo se abatiría muy fuertemente. Con base en lo anterior podría fijarse un V. R. S. de diseño próximo al límite inferior, del orden del 12 % por ejemplo.

Cabe preguntarse, dado el extenso, casi universal uso, que hoy se hace de la prueba de V. R. S. como base o índice para proporcionamiento de espesores de pavimentos flexibles, cuál pueda ser su valor como prueba destinada a medir la resistencia de los suelos y cuál su ubicación dentro del conjunto de técnicas de laboratorio o de campo que la Mecánica de Suelos ha desarrollado y recomienda para medir tan fundamental característica.

En primer lugar, la prueba es un ensaye de penetración o punzonamiento en el cual un vástago penetra al suelo colocado en un molde por el ejercicio de una presión que se aplica con velocidad controlada; se mide la presión ejercida para un conjunto de penetraciones previamente establecido; al final de la prueba se está en condiciones de dibujar una gráfica presión-penetración, en la que estos últimos valores son previamente seleccionados y los primeros pueden variar fuertemente de caso a caso, según la naturaleza del suelo, su contenido de agua, las condiciones de compactación, etc.

El punzonamiento es una forma extraña de trabajo de los materiales térreos y, desde luego, no se parece a ninguna circunstancia de trabajo de interés práctico a que vaya a estar sujeto un suelo en un pavimento bajo las cargas del tránsito y sujeto a los embates del clima. Así, lo que podría considerarse representatividad como modelo, no se tiene en una prueba de V. R. S. En principio nada implicado en los resultados de la prueba podrá considerarse aplicable al comportamiento estructural de un pavimento.

En segundo lugar, las dispersiones de los resultados de la prueba son tan grandes cuando se hace variar el contenido de agua del suelo o sus condiciones de compactación, que prácticamente puede obtenerse cualquier valor deseado para el V. R. S., sin más que variar a voluntad tales conceptos. Así, cual deba ser el contenido de agua que represente la condición del pavimento futuro y cuál la compactación del suelo y su evolución con el tiempo, pasan a ser los aspectos fundamentales del análisis, más importantes incluso que un valor específico de un V. R. S. correspondiente a una condición particular dada. La prueba resulta así

vaga para definir el futuro comportamiento de un suelo en un pavimento. Esto explica que en Instituciones diferentes y países distintos el use del V. R. S. pueda conducir a resultados prácticos de detalle tan discrepantes como los que se observan.

Otro aspecto digno de mención es la gran dispersión de resultados inherente a la prueba, que se manifiesta en las grandes diferencias obtenidas por distintos operadores, trabajando correctamente sobre el mismo suelo con la misma técnica. La Tabla 3.5 es significativa. Se refiere al número de pruebas que se indican, hechas en materiales para subrasante, sub-base y base; en todos los casos se utilizaron operadores competentes y técnicas apropiadas.

Material	Núm. De pruebas	Valor máximo	Valor mínimo
Subrasante	11	10	2
Sub-base	6	142	67
Base	6	172	85

Tabla 3.5 Dispersión de la prueba de VRS (Yorder, principles of pavement design)

La información contenida en la tabla anterior, además de hacer resaltar la dispersión de la prueba de V. R. S. , en la que generalmente tanto se confía, hace nacer un sano criticismo en relación a los resultados que un laboratorio pueda proporcionar, en los que tan común es confiar ciegamente.

3.7 Pruebas Especiales Para El Diseño De Pavimentos

Existen algunas pruebas especiales para suelos, las cuales se realizan algunas veces para determinar la resistencia o el valor de soporte de un suelo dado, si se usa para material subrasante o sub base. Los resultados obtenidos de estas pruebas se usan en forma individual para el diseño de algunos pavimentos, dependiendo del método de diseño de pavimento que se use. Las pruebas más comunes de esta categoría son: (CBR) California Bearing Ratio y la Prueba del Estabilómetro de Hveem.

Prueba CBR (California Bearing Ratio)

La prueba consiste en compactar dinámicamente tres especímenes del material bajo estudio, con diferentes energías de compactación y un contenido de agua igual al del material en el banco a 1,5 m de profundidad; someter a cada espécimen a un proceso de saturación para obtener su cambio volumétrico, y una vez saturado, introducir en él un pistón de penetración de acero, con el propósito de cuantificar las cargas necesarias para lograr magnitudes de penetración específicas. La expansión (Exp) de cada espécimen es la relación en porcentaje del incremento de su altura debido a la saturación, entre su altura original y la menor relación en porcentaje de las cargas aplicadas para producir penetraciones de 2,54 mm y 5,08 mm, entre las cargas de referencia de 13,34 kN (1 360 kg) y 20,01 kN (2 040 kg) respectivamente, es su correspondiente Valor Soporte de California (CBR). Con los datos obtenidos de los tres especímenes, se estiman la expansión (Exp) y el Valor Soporte de California (CBR) que tendría el material compactado al grado de compactación especificado en la norma N·CMT·1·01 (SCT), Materiales para Terraplén, N·CMT·1·02, Materiales para Subyacente y N·CMT·1·03, Materiales para Subrasante, según sea el caso, con el contenido de agua mencionado.

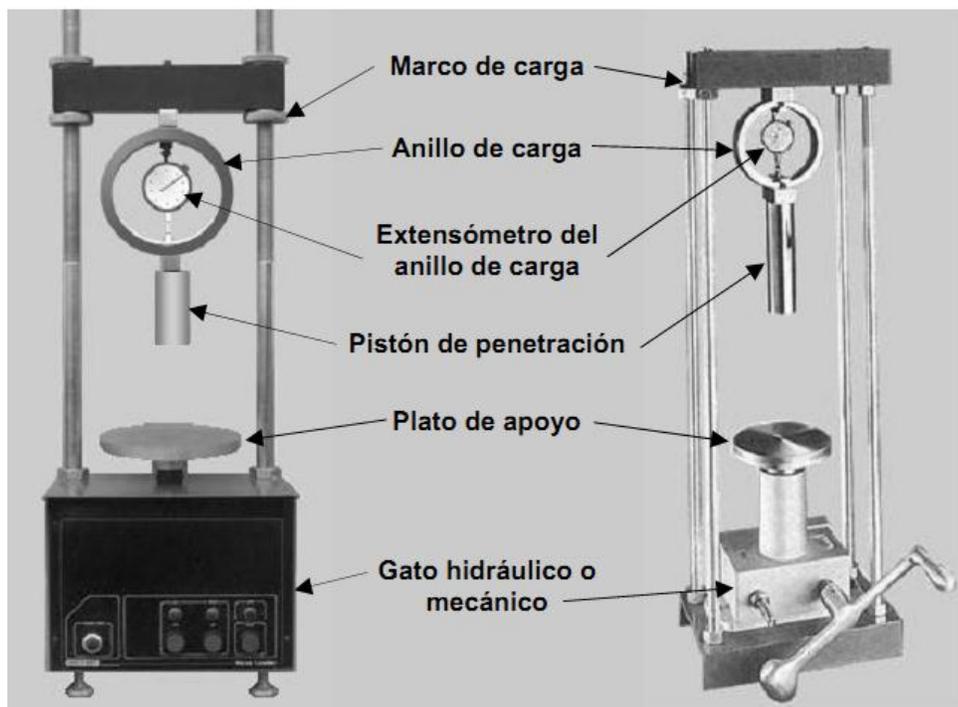


Figura 3.9 Equipo de carga

Moldes

Tres moldes cilíndricos de acero, de $152,4 \pm 0,66$ mm de diámetro interior y $177,8 \pm 0,46$ mm de altura, provistos cada uno de un collarín de extensión de 50,8 mm de altura mínima, con el mismo diámetro interior del molde y de una placa de base perforada con al menos 28 orificios de 1,6 mm de diámetro, distribuidos uniformemente, así como de una placa de base sin perforaciones por cada grupo de moldes. Una vez ensamblados, con el disco espaciador., los moldes tendrán un volumen de $2\ 124 \pm 25$ cm³. Tanto las placas de base como el collarín estarán fabricados de tal manera que se puedan acoplar en cualquier extremo del molde, como se muestra en figura 3.10.

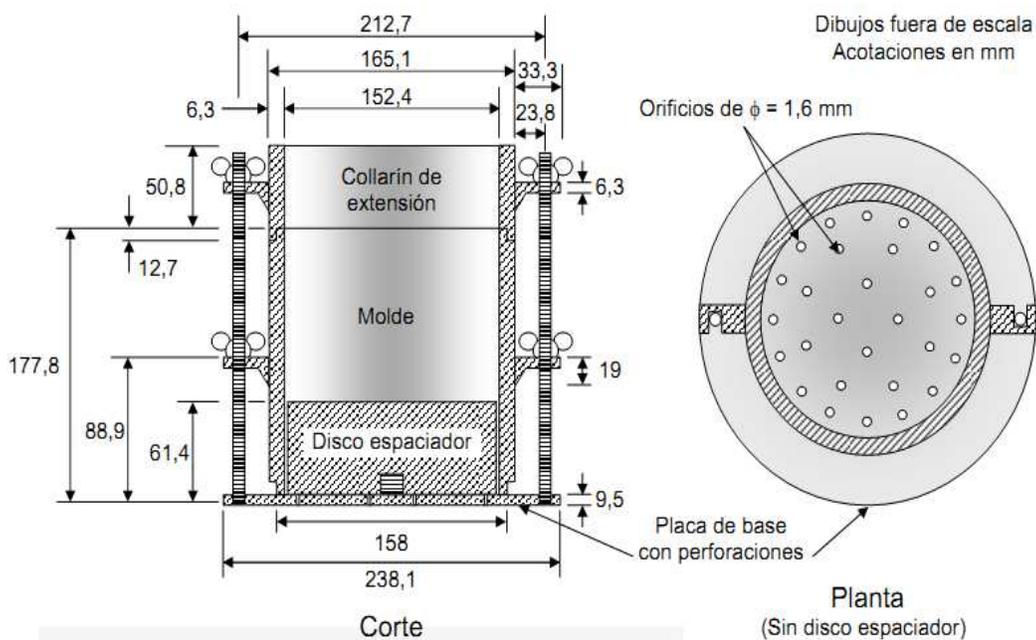


Figura 3.10 Molde con collarín de extensión para la determinación del Valor Soporte de California (CBR)

Disco de acero de $150,8 \pm 0,8$ mm de diámetro y $61,4 \pm 0,13$ mm de altura, como el mostrado en la figura 3.11, provisto con un maneral desmontable para extraer el disco espaciador del molde.

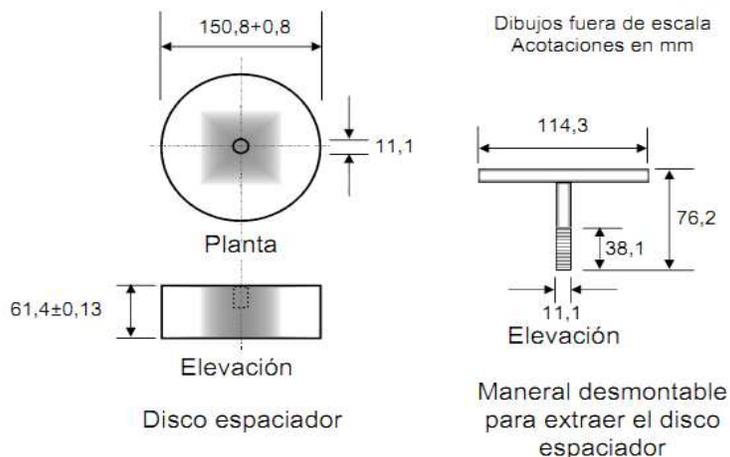


Figura 3.11 Disco espaciador y maneral

Compactación

Con las energías de compactación que se indican en la tabla 3.6, aplicando el número de golpes por capa con el pisón que corresponda, que se señala en dicha Tabla, según la utilización prevista de material en estudio y del espécimen de que se trate.

Material para	Espécimen N°	Energía específica de compactación kg·cm/cm ³	Número de golpes por capa	
			Pisón de 2,50 kg	Pisón de 4,54 kg
Terraplén	1	6,03	56	--
	2	2,69	25	--
	3	1,08	10	--
Subyacente	1	6,03	56	--
	2	2,69	25	--
	3	1,08	10	--
Subrasante	1	27,42	--	56 ^[1]
	2	6,03	56	--
	3	2,69	25	--

[1] En el caso de que sólo se disponga del pisón de 2,50 kg, al primer espécimen de material para subrasante se le aplicarán 153 golpes por capa con este pisón.

Tabla 3.6 Energías de compactación y número de golpes para compactar los especímenes

Penetración

Se aplica la carga de forma que el pistón de penetración se desplace con una velocidad uniforme de 1,27 mm/min, leyendo y registrando las cargas aplicadas para obtener cada una de las penetraciones indicadas en la tabla 4.7, con aproximación de 10 N (1,02 kg).

Lecturas	Tiempo min:s	Penetración mm
Primera	0:30	0,64
Segunda	1:00	1,27
Tercera	1:30	1,91
Cuarta	2:00	2,54
Quinta	3:00	3,81
Sexta	4:00	5,08
Séptima	6:00	7,62
Octava ^[1]	8:00	10,16
Novena ^[1]	10:00	12,70

[1] Pueden omitirse las lecturas de las cargas aplicadas para penetraciones de 10,16 y 12,70 mm cuando se rebasa la capacidad del equipo de carga.

Tabla 3.7 Relación de tiempo – penetración

PRUEBA DE VALOR SOPORTE DE CALIFORNIA Y EXPANSIÓN EN LABORATORIO

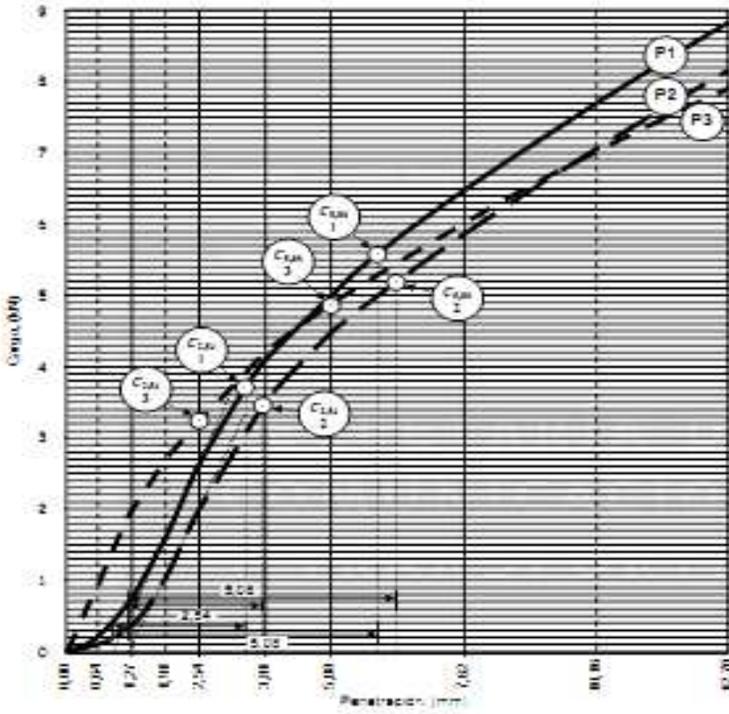
CERA: _____	FECHA: _____
LOCALIZACIÓN: _____	PRUEBA No.: _____
TRAMO: _____	OPERADOR: _____
SUBTRAMO: _____	CALCULO: _____
ORIGEN: _____	OBSERVACIONES: _____
NOMBRE DEL BANCO: _____	
UBICACION DEL BANCO: _____	
MATERIAL PARA: <u>Subrasante</u>	
DESCRIPCION: <u>Arena cribada con 50% aproximadamente de arena (50)</u>	

Masa volumétrica seca máxima (γ_{dmax}) = 1818 kg/m^3
 Contenido de agua en el banco (w_b) = 14,25 %
 Grado de compactación (Gc) = 100 %
 Masa volumétrica seca compacta (γ_{dc}) = 1818 kg/m^3

$$C_{100} = \frac{100(W_{max} - W_b)}{W_{max} - W_b} = \frac{100(1818 - 1618)}{1818 - 1618} = 100$$

$$C_{95} = \frac{100C_{100}}{13,24} = 75,52$$

$$C_{90} = \frac{100C_{100}}{29,01} = 34,81$$



No de	1	2	3		
Car. Int. D_1 (mm)	150,4	151,9	152,9		
Altura H_1 (mm)	177,8	177,4	178,2		
Masa M_1 (mm)	4420	4395	4444		
Disco especificador	3	1	2		
Altura H_2 (mm)	61,5	61,4	61,3		
Masa moída + esp. Disco M_{mo} (g)	9082	8683	8526		
Masa moída + esp. esp. M_{mo} (g)	9077	8721	8577		
Capas	3	3	1		
Masa seco (g)	198,1	172,4	187,9		
Masa seco + suelo hum. (g)	515,2	491,3	507,1		
Masa seco + suelo seco (g)	473,7	449,1	464,4		
Contenido de agua saturado (w_s) (%)	15,05	15,25	15,45		
Masa vol. seca γ_d (kg/m^3)	1908	1785	1868		
Contenido de agua de compact. (w_c) (%)	14,43	14,25	14,07		
Lectura inicial de esp. h_0 (mm)	4,53	5,58	4,51		
Lectura final de esp. h_f (mm)	1,27	2,54	1,20		
Diferencia Δh (mm)	3,26	2,94	3,31		
Espección Δp (%)	2,5	2,5	2,5		
Esp. Prom. Δp (%)	2,7				
Penetración (mm)	Cargas de penetración (kN)				
0,84	0,25	0,14	0,95		
1,27	0,80	0,43	1,95		
1,91	1,65	1,09	3,55		
2,54	2,65	2,05	5,25		
3,21	4,12	3,88	7,15		
4,08	5,01	4,50	9,55		
5,08	6,50	5,85	12,35		
6,15	7,71	7,06	15,45		
7,29	8,84	8,15	18,95		
C_{100}	3,72	3,46	3,23		
C_{95} (%)	27,9	25,9	24,2		
C_{90}	5,59	5,19	4,65		
C_{85} (%)	27,9	25,9	24,2		
CBR (%)	25				

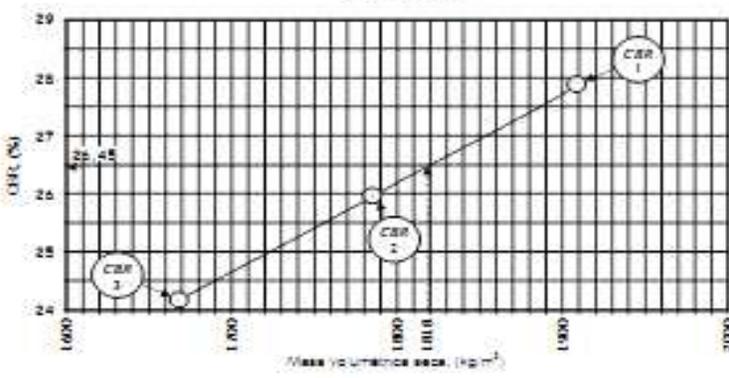


Figura 3.12 Hoja de registro y cálculo del Valor Soporte de California (CBR) y Expansión (Exp) en laboratorio

Prueba Del Estabilómetro De HVEEM

Esta prueba se usa para determinar el valor de la residencia R del suelo a la presión horizontal obtenida, al imponer un esfuerzo vertical de 160 lb/pulg a una muestra de suelo. Entonces el valor de R puede usarse para determinar el espesor del pavimento encima del suelo para sustentar la carga del tránsito estimado. La prueba se cambio por primera vez en la década de los treinta y se uso para obtener la estabilidad de muestras de laboratorio y de campo de pavimentos bituminos. Actualmente a sido modificada y se a adecuado a los materiales para la subrasante y se designa como T190 AASHTO. El procedimiento cuenta de tres fases: determinación de la presión de exudado, determinación de la presión de expansión y determinación del valor de resistencia R (prueba del estabilómetro) con objeto de realizar esta prueba, se preparan cuatro muestras cilíndricas de 4 pulgadas de diámetro y 2.5 pulgadas de altura, para diferentes contenidos de humedad compactada las muestras de los suelos en moldes de acero. La compactación se obtiene apisonando o amasando el suelo.

Presión de Exudado.

La presión de exudado es el esfuerzo de compresión que hace exudar el agua del espécimen compactado. Cada muestra se presiona en el molde de acero mediante la aplicación de una carga vertical hasta que el agua exude el suelo. La base del equipo de exudación tiene varios circuitos eléctricos impresos en paralelo, y el agua exudada completa al círculo. La presión que haga exudar suficiente agua para activar a 5 o a 6 de estos circuitos es la presión de exudado. Varias pruebas en california han indicado que los suelos que sustentan al pavimento de una carretera deben exudar humedad para una presión aproximadamente de 300 lb/pulg². Por lo tanto, el contenido de humedad de las muestras de la prueba del estabilómetro se iguala al contenido de humedad que haga exudar agua para una presión de 300 lb/pulg².

Presión de Expansión

Al terminar la prueba del exudado se coloca una placa perforada de lata sobre cada muestra en el molde de acero y se cube con agua. Entonces las muestras se dejan reposar por un periodo de 16 a 24 horas durante el cual se mida la expansión del suelo. La presión de expansión se obtiene como el producto de la constante del resorte de la barra de acero del aparato de expansión y la expansión mostrada por el medidor de deflexiones. Esta presión indica la carga y, por lo tanto, el espesor del material que se requiere encima de este suelo, para

evitar cualquier hinchamiento si el suelo se inunda con agua cuando se use como material para la subrasante.

Valor de Resistencia R.

En la Figura 3.13 se muestra un esquema del estabilómetro de Hveem que se usa en esta fase de la prueba. Al terminar la prueba de expansión, la muestra se coloca en un casquillo flexible y se coloca en el estabilómetro como se muestra en la figura. Se aplica gradualmente presión vertical a la muestra a una velocidad de 0.05 pulgadas/min hasta alcanzar una presión de 160 lb/pulg². Inmediatamente se registra una presión horizontal correspondiente. Para corregir cualquier distorsión de los resultados debido a la rugosidad de la superficie de la muestra, se mide la penetración del diagrama flexible dentro de la muestra. Esto se hace al reducir al a mitad la carga vertical sobre la muestra y también al reducir la presión horizontal hasta 5 lb/pulg², con el uso de una bomba de tipo de tornillo. Entonces se registra el número de vueltas que requiere la bomba para aumentar la presión horizontal hasta 100 lb/pulg².

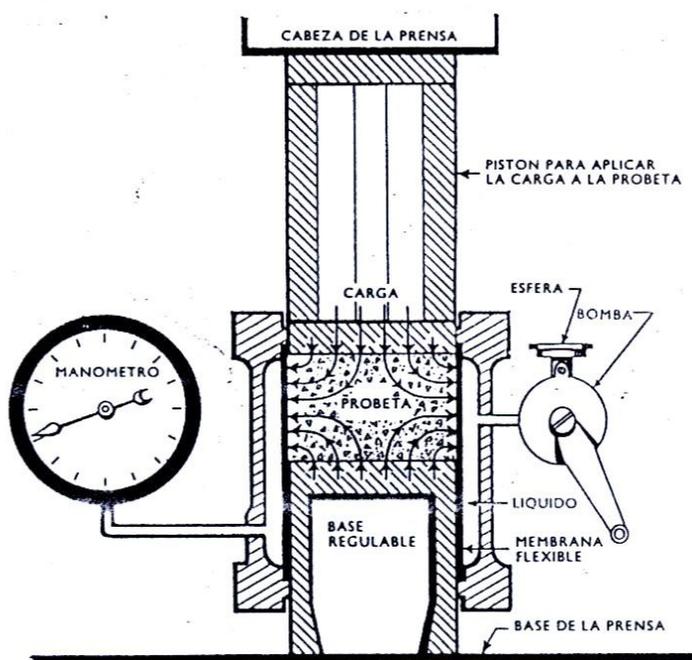


Figura 3.13 Estabilómetro de Hveem

El valor de resistencia del suelo está dado como:

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2.5(P_v - 1)}{D(P_h - 1)} + 1}$$

Dónde:

R= Valor de la resistencia

P_v = Presión vertical (160 lb/pulg²)

P_h = Presión horizontal para P_v de 160 lb/pulg²

D = Número de vueltas de la bomba de desplazamiento

4 Diseño De Pavimentos Flexibles

4.1 Estructuración De Los Pavimentos Flexibles

Se abordara ahora el sistema con que típicamente se estructuran la mayor parte de los pavimentos flexibles que se construyen en la actualidad. Se trata de establecer una nomenclatura y de discutir el papel que se asigna a cada una de las diversas capas.

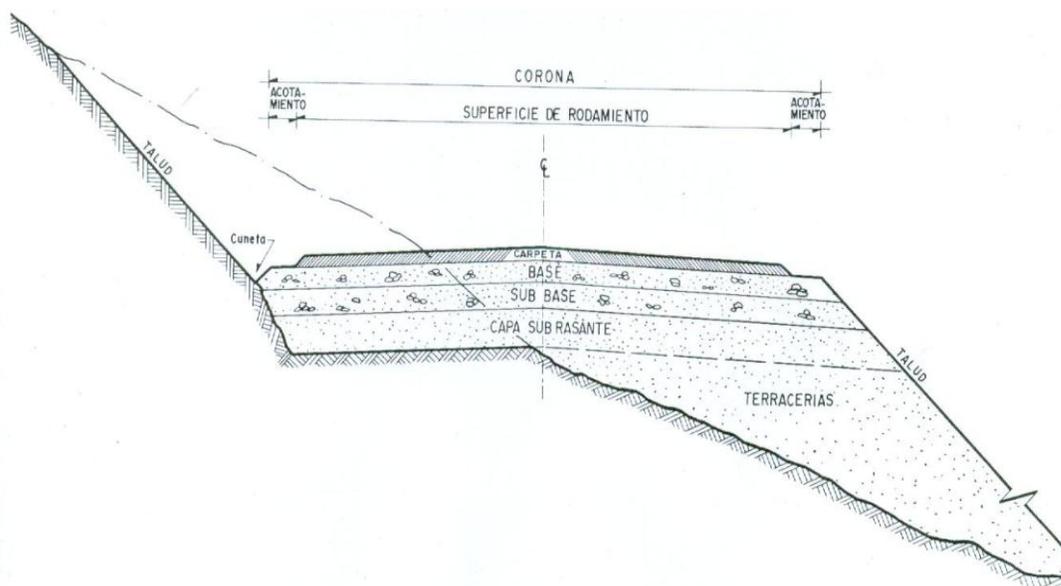


Figura. 4.1 Muestra una estructuración típica para una sección en terraplén, en este caso un balcón (Aguirre, Rico)

Bajo una carpeta bituminosa, formada típicamente por una mezcla de agregado pétreo y un aglutinante asfáltico, que constituye la superficie de rodamiento propiamente dicha, se disponen casi siempre por lo menos dos capas bien diferenciadas: una base, de material granular y una sub-base, formada, preferentemente, también por un suelo granular, aunque el requisito obligue menos que en la base, en el sentido de poderse admitir suelos de menor calidad, con mayor contenido de finos y menor exigencia en lo que se refiere a la granulometría; la razón es, obviamente, el mayor alejamiento de la sub-base de la superficie de rodamiento, por el que le llegan esfuerzos de menor intensidad.

Bajo la subbase se dispone casi universalmente en el momento presente otra capa, denominada subrasante, todavía con menores requisitos de calidad mínima que la sub-base, por la misma razón, pero cuyo fundamental papel mecánico y económico se discute cada vez menos. Según la Secretaría de Comunicaciones y Transportes los materiales utilizados en las capas deben cumplir con especificaciones y normas que a continuación se describen.

Sub-Base

Son materiales granulares, que se colocan normalmente sobre la subrasante, para formar una capa de apoyo para la base de pavimentos asfálticos.

Requisitos de calidad para subbases de pavimentos asfálticos.

El material natural, cribado, parcialmente triturado, totalmente triturado o mezclado, que se emplee en la construcción de subbases para pavimentos asfálticos, cumplirá con los requisitos de calidad que se indican a continuación:

- El material tendrá las características granulométricas que se establecen en la Tabla 5.1 y se muestran en la Figura 5.2, y con los requisitos de calidad que se indican en la Tabla 5.2 de esta Norma, en función de la intensidad del tránsito en términos del número de ejes equivalentes acumulados, de ocho coma dos (8,2) toneladas, esperado durante la vida útil del pavimento (ΣL).
- La curva granulométrica del material por emplear, determinada mediante el procedimiento contenido en el Manual M·MMP·4·01·003 (SCT), Granulometría, tendrá una forma semejante a la de las curvas que se muestran en la Figura 5.2 de esta Norma, sin cambios bruscos de pendiente. La relación entre el porcentaje en masa que pase la malla con abertura de cero coma cero setenta y cinco (0,075) milímetros (N°200) al que pase la malla con abertura de cero coma cuatrocientos veinticinco (0,425)

milímetros (N°40) no será mayor de cero coma sesenta y cinco (0,65).

- Si la granulometría del material obtenido en un banco, una vez sujeto al tratamiento mecánico, no cumple con los requisitos establecidos en esta Norma, se podrá mezclar con materiales de otros bancos, en la proporción adecuada para que cumpla con dichos requisitos, en ningún caso es aceptable mezclar con materiales finos que agreguen plasticidad a la mezcla. Una vez establecido el proporcionamiento, el Contratista de Obra será el responsable de los procedimientos de mezclado de los materiales, para garantizar la homogeneidad de los mismos, evitando su segregación o degradación.

Malla		Porcentaje que pasa	
Abertura mm	Designación	$\Sigma L \leq 10^6$ [1]	$\Sigma L > 10^6$ [1]
50	2"	100	100
37,5	1½"	72 - 100	72 - 100
25	1"	58 - 100	58 - 100
19	¾"	52 - 100	52 - 100
9,5	⅜"	40 - 100	40 - 100
4,75	N°4	30 - 100	30 - 80
2	N°10	21 - 100	21 - 60
0,85	N°20	13 - 92	13 - 45
0,425	N°40	8 - 75	8 - 33
0,25	N°60	5 - 60	5 - 26
0,15	N°100	3 - 45	3 - 20
0,075	N°200	0 - 25	0 - 15

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes acumulados, de 8,2 t, esperado durante la vida útil del pavimento.

Tabla 4.1 Requisitos de granulometría de los materiales para subbases de pavimentos asfálticos (SCT Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos)

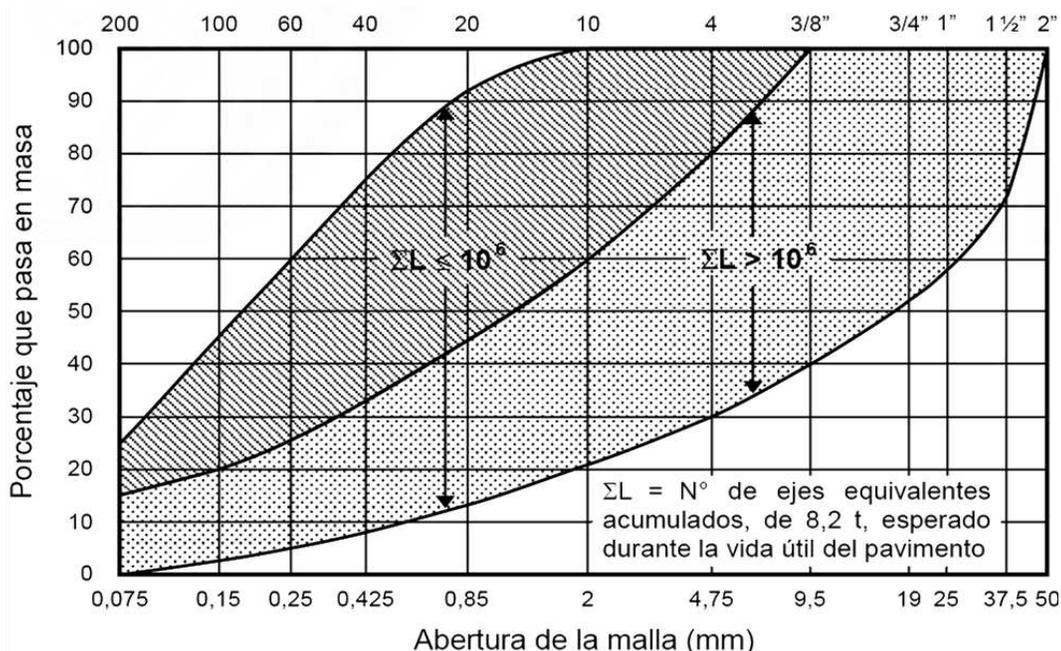


Figura 4.2 Zonas granulométricas recomendables de los materiales para subbases (SCT Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos)

Característica	Valor %	
	$\Sigma L \leq 10^6$ [1]	$\Sigma L > 10^6$ [1]
Límite líquido ^[2] , máximo	30	25
Índice plástico ^[2] , máximo ¹	10	6
Valor Soporte de California (CBR) ^[2, 3] , mínimo	50	60
Equivalente de arena ^[2] , mínimo	30	40
Desgaste Los Ángeles ^[2] , máximo	50	40
Grado de compactación ^[2, 4] , mínimo	100	100

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes acumulados, de 8,2 t, esperado durante la vida útil del pavimento.

[2] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma.

[3] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[4] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa.

Tabla 4.2 Requisitos de calidad de los materiales para subbases de pavimentos asfálticos (SCT Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos)

Base Hidraulica

Son materiales granulares, que se colocan normalmente sobre la subbase o la subrasante, para formar una capa de apoyo para una carpeta asfáltica o para una carpeta de concreto hidráulico.

Requisitos de calidad para bases de pavimentos asfálticos

- El material cribado, parcialmente triturado, totalmente triturado o mezclado, que se emplee en la construcción de bases para pavimentos asfálticos o para pavimentos de concreto hidráulico, cumplirá con los requisitos de calidad que se indican a continuación:

Malla		Porcentaje que pasa	
Abertura mm	Designación	$\Sigma L \leq 10^6$ [1]	$\Sigma L > 10^6$ [1]
37,5	1½"	100	100
25	1"	70 - 100	70 - 100
19	¾"	60 - 100	60 - 86
9,5	⅜"	40 - 100	40 - 65
4,75	Nº4	30 - 80	30 - 50
2	Nº10	21 - 60	21 - 36
0,85	Nº20	13 - 44	13 - 25
0,425	Nº40	8 - 31	8 - 17
0,25	Nº60	5 - 23	5 - 12
0,15	Nº100	3 - 17	3 - 9
0,075	Nº200	0 - 10	0 - 5

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes de 8,2 t, esperado durante la vida útil del pavimento.

Tabla 4.3 Requisitos de granulometría de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de mezcla asfáltica de granulometría (SCT Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos)

- El material para la base hidráulica será cien (100) por ciento producto de la trituración de roca sana, cuando el tránsito esperado durante la vida útil del pavimento (ΣL) sea mayor de diez (10) millones de ejes equivalentes acumulados de ocho coma dos (8,2) toneladas; cuando ese tránsito sea de uno (1) a diez (10) millones, el material contendrá como mínimo setenta y cinco (75) por ciento de

partículas producto de la trituración de roca sana y si dicho tránsito es menor un (1) millón, el material contendrá como mínimo cincuenta (50) por ciento de esas partículas.

- Cuando inmediatamente después de la construcción de la base se coloque una carpeta de mezcla asfáltica de granulometría densa, ya sea en caliente o en frío, el material para la base tendrá las características granulométricas que se establecen en la tabla 5.3 y se muestran en la figura 5.3, con los requisitos de calidad que se indican en la tabla 5.4 de esta Norma, en función de la intensidad del tránsito en términos del número de ejes equivalentes acumulados, de ocho coma dos (8,2) toneladas, esperado durante la vida útil del pavimento (ΣL).

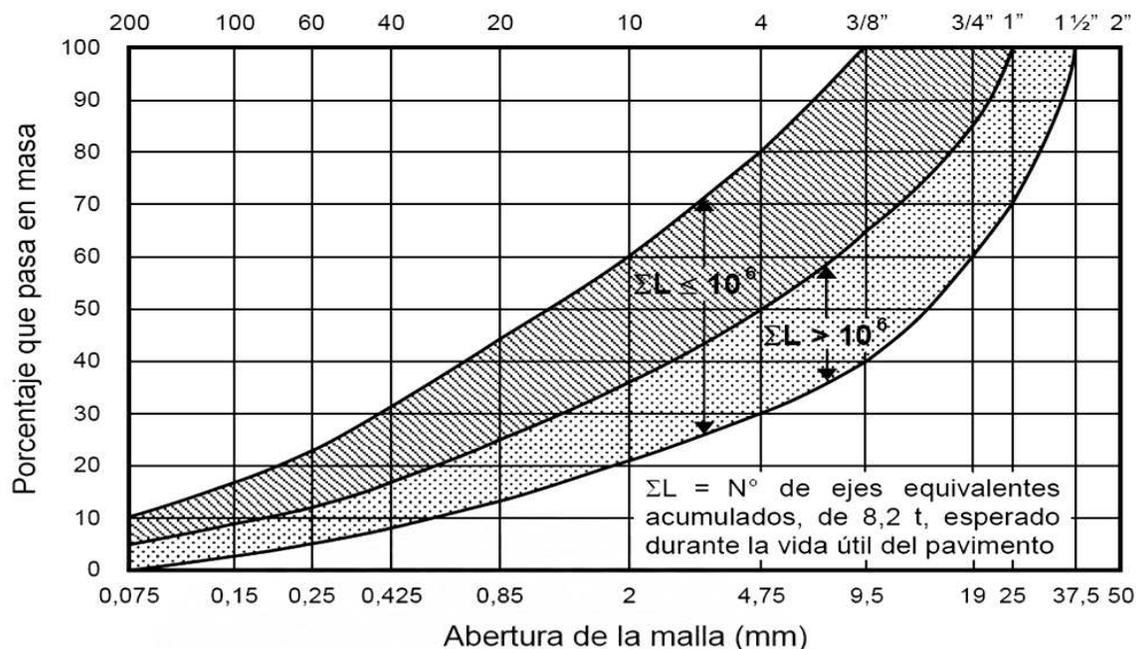


Figura 4.3 Zonas granulométricas recomendables de los materiales para bases de pavimentos con carpetas de mezcla asfáltica de granulometría (SCT Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos)

Característica	Valor %	
	$\Sigma L \leq 10^6$ [1]	$\Sigma L > 10^6$ [1]
Límite líquido ^[2] , máximo	25	25
Índice plástico ^[2] , máximo	6	6
Equivalente de arena ^[2] , mínimo	40	50
Valor Soporte de California (CBR) ^[2, 3] , mínimo	80	100
Desgaste Los Ángeles ^[2] , máximo	35	30
Partículas alargadas y lajeadas ^[2] , máximo	40	35
Grado de compactación ^[2, 4] , mínimo	100	100

[1] ΣL = Número de ejes equivalentes acumulados, de 8,2 t, esperado durante la vida útil del pavimento.

[2] Determinado mediante el procedimientos de prueba que corresponda, de los Manuales que se señalan en la Cláusula C. de esta Norma.

[3] Con el grado de compactación indicado en esta Tabla.

[4] Respecto a la masa volumétrica seca máxima obtenida mediante la prueba AASHTO Modificada, salvo que el proyecto o la Secretaría indiquen otra cosa.

Tabla 4.4 Requisitos de calidad de los materiales para bases de pavimentos asfálticos (SCT Clasificación de Fragmentos de Roca y Suelos)

Base Tratada

Estos materiales, según el producto que se utilice en su tratamiento, se clasifican como:

B.1. Materiales modificados con cal. Cuando se les incorpora de dos (2) a tres (3) por ciento en masa, de cal, para modificar su plasticidad o reducir el efecto de la materia orgánica en los suelos.

B.2. Materiales modificados con cemento. Cuando se les incorpora de tres (3) a cuatro (4) por ciento en masa, de cemento Portland, para modificar su plasticidad o incrementar su resistencia.

B.3. Materiales estabilizados con cemento. Cuando se les incorpora de ocho (8) a diez (10) por ciento en masa, de cemento Portland, para obtener una resistencia a la compresión simple a los veintiocho (28) días de edad, no menor de dos coma cinco (2,5) megapascales (25 kg/cm²) e incrementar su

rigidez, reduciendo así el efecto de la fatiga sobre la carpeta o mejorando el apoyo de las losas de concreto hidráulico.

B.4. Materiales estabilizados con asfalto. Cuando se les incorpora, mediante una emulsión o un asfalto rebajado, de tres (3) a cuatro (4) por ciento en masa, de cemento asfáltico, para mejorar su comportamiento y el efecto de la plasticidad.

B.5. Base de mezcla asfáltica (Base negra). Cuando a los materiales se les incorpora, en caliente o en frío, de cuatro (4) a cinco (5) por ciento en masa, de cemento asfáltico, para formar una capa de concreto asfáltico magro.

B.6. Base de concreto hidráulico magro o de baja resistencia. Cuando a los materiales se les incorpora el cemento Portland necesario para obtener una resistencia a la compresión simple a los veintiocho (28) días de edad, de catorce coma siete (14,7) megapascales (150 kg/cm²) a diecinueve coma seis (19,6) megapascales (200 kg/cm²) y transformar un pavimento flexible en un pavimento rígido, como es el caso de concretos compactados con rodillo o de la recuperación en frío de pavimentos asfálticos y su-base hidráulica.

4.2 Materiales Pétreos Para Mezclas Asfálticas

Los materiales pétreos que comprende esta Norma son los materiales naturales seleccionados o sujetos a tratamientos de disgregación, cribado, trituración o lavado, que aglutinados con un material asfáltico se emplean en la elaboración de las mezclas asfálticas a que se refiere la Norma N·CMT·4·05·003 (SCT), *Calidad de Mezclas Asfálticas para Carreteras*.

El material pétreo que se utilice en la elaboración de carpetas asfálticas de granulometría densa, con mezcla en caliente o en frío, en función de su tamaño nominal y de la intensidad del tránsito esperada en términos del número de ejes equivalentes de ocho coma dos (8,2) toneladas, acumulados durante la vida útil del pavimento (ΣL), cumplirá con lo que se indica a continuación:

- Cuando la intensidad del tránsito (ΣL) sea menor o igual que un (1) millón de ejes equivalentes, el material pétreo cumplirá con las características granulométricas que se establecen en la Tabla 5.5 y con los requisitos de calidad que se indican en la Tabla 5.6 de esta Norma.

Malla		Tamaño nominal del material pétreo mm (in)				
Abertura mm	Designación	9,5 ($\frac{3}{8}$)	12,5 ($\frac{1}{2}$)	19 ($\frac{3}{4}$)	25 (1)	37,5 ($1\frac{1}{2}$)
Porcentaje que pasa						
50	2"	---	---	---	---	100
37,5	$1\frac{1}{2}$ "	---	---	---	100	90 - 100
25	1"	---	---	100	90 - 100	76 - 90
19	$\frac{3}{4}$ "	---	100	90 - 100	79 - 92	66 - 83
12,5	$\frac{1}{2}$ "	100	90 - 100	76 - 89	64 - 81	53 - 74
9,5	$\frac{3}{8}$ "	90 - 100	79 - 92	67 - 82	56 - 75	47 - 68
6,3	$\frac{1}{4}$ "	76 - 89	66 - 81	56 - 71	47 - 65	39 - 59
4,75	N°4	68 - 82	59 - 74	50 - 64	42 - 58	35 - 53
2	N°10	48 - 64	41 - 55	36 - 46	30 - 42	26 - 38
0,85	N°20	33 - 49	28 - 42	25 - 35	21 - 31	19 - 28
0,425	N°40	23 - 37	20 - 32	18 - 27	15 - 24	13 - 21
0,25	N°60	17 - 29	15 - 25	13 - 21	11 - 19	9 - 16
0,15	N°100	12 - 21	11 - 18	9 - 16	8 - 14	6 - 12
0,075	N°200	7 - 10	6 - 9	5 - 8	4 - 7	3 - 6

Tabla 4.5 Requisitos de granulometría del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (Para $\Sigma L \leq 10^6$) (SCT Calidad de Mezclas Asfálticas para Carreteras)

- Si la intensidad del tránsito esperada (ΣL) es mayor de un (1) millón de ejes equivalentes, el material pétreo cumplirá con las características granulométricas que se establecen en la Tabla 5.7 y con los requisitos de calidad que se indican en la Tabla 5.8 de esta Norma.

Característica	Valor
Densidad relativa, mínimo	2,4
Desgaste Los Ángeles; %, máximo	35
Partículas alargadas; %, máximo	40
Partículas lajeadas; %, máximo	40
Equivalente de arena; %, mínimo	50
Pérdida de estabilidad por inmersión en agua; %, máximo	25

Tabla 5.6 Requisitos de calidad del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (Para $\Sigma L \leq 10^6$) (SCT Calidad de Mezclas Asfálticas para Carreteras)

Malla		Tamaño nominal del material pétreo mm (in)				
Abertura mm	Designación	9,5 ($\frac{3}{8}$)	12,5 ($\frac{1}{2}$)	19 ($\frac{3}{4}$)	25 (1)	37,5 ($1\frac{1}{2}$)
Porcentaje que pasa						
50	2"	---	---	---	---	100
37,5	1½"	---	---	---	100	90 - 100
25	1"	---	---	100	90 - 100	74 - 90
19	¾"	---	100	90 - 100	79 - 90	62 - 79
12,5	½"	100	90 - 100	72 - 90	58 - 71	46 - 60
9,5	⅜"	90 - 100	76 - 90	60 - 76	47 - 60	39 - 50
6,3	¼"	70 - 81	56 - 69	44 - 57	36 - 46	30 - 39
4,75	N°4	56 - 69	45 - 59	37 - 48	30 - 39	25 - 34
2	N°10	28 - 42	25 - 35	20 - 29	17 - 24	13 - 21
0,85	N°20	18 - 27	15 - 22	12 - 19	9 - 16	6 - 13
0,425	N°40	13 - 20	11 - 16	8 - 14	5 - 11	3 - 9
0,25	N°60	10 - 15	8 - 13	6 - 11	4 - 9	2 - 7
0,15	N°100	6 - 12	5 - 10	4 - 8	2 - 7	1 - 5
0,075	N°200	2 - 7	2 - 6	2 - 5	1 - 4	0 - 3

Tabla 5.7 Requisitos de granulometría del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (Para $\Sigma L > 10^6$) (SCT Calidad de Mezclas Asfálticas para Carreteras)

Característica	Valor
Densidad relativa, mínimo	2,4
Desgaste Los Ángeles; %, máximo	30
Partículas alargadas; %, máximo	35
Partículas lajeadas; %, máximo	35
Equivalente de arena; %, mínimo	50
Pérdida de estabilidad por inmersión en agua; %, máximo	25

Tabla 5.8 Requisitos de calidad del material pétreo para carpetas asfálticas de granulometría densa (Para $\Sigma L > 10^6$) (SCT Calidad de Mezclas Asfálticas para Carreteras)

4.2.1 Espesores De La Estructura

Para establecer los espesores equivalentes (Z_1) mínimos requeridos sobre una capa de material ($i + 1$) se utiliza el nomograma correspondiente al nivel de confianza (Q_u) elegido. Los argumentos de entrada son ΣL y VRS_z (*Anexo 1*). El espesor real de una capa cualquiera (D_i) se obtiene dividiendo el espesor equivalente de dicha capa ($a_i D_i$) entre su coeficiente de resistencia estructural (a_i).

En el ejemplo (*Anexo 2*) se utiliza el nomograma de diseño correspondiente al nivel de confianza de 0.70, cuyos resultados se muestran en la siguiente tabla manual:

Cuando se utiliza base tipo A, se observa que basta un tratamiento superficial para resistir el tránsito de proyecto. Sin embargo, el analista también puede optar por colocar una carpeta de concreto asfáltico, Si por razones de acabado superficial, costo o conservación así lo juzga conveniente.

Para la base B, con menor valor relativo de soporte, es necesario colocar una carpeta con espesor equivalente mínimo de 11 cm ($Z_1 = 11$ cm).

Material de la capa	VRS _z	Espesor equivalente Sobre la capa, en cm BASE ($\Sigma L = 1.46 \times 10^6$)	Subbase o Terracería ($\Sigma L = 0.77 \times 10^6$)
1) Carpeta	-----	-----	-----
A) Piedra triturada	116	Z ₁ = 0	-----
B) Grava natural	80	Z ₁ = 11	-----
C) Arena arcillosa	45	-----	Z ₂ = 18 *
D) Arcilla subrasante	5	-----	Z ₃ = 47
E) Arcilla cuerpo del terraplén y plantilla	3	-----	Z ₄ = 63

* para lograr una estructuración adecuada, el criterio de diseño fijar un VRS_z máximo de 20 por ciento para calcular Z₂

Tabla 4.9 Resultados

Por razones constructivas, cuando se coloca carpeta de concreto asfáltico se recomienda como mínimo un espesor equivalente de 8 cm (4 cm de espesor real si $a_i = 2$).

En el instructivo se sugiere emplear carpetas de concreto asfáltico o tratamientos superficiales bien controlados durante todas las etapas de la construcción. Las mezclas hechas en el lugar, frecuentemente presentan baja estabilidad y acabado superficial inadecuado debido a problemas constructivos; cuando se decida emplear mezclas en el lugar, debe controlarse cuidadosamente el proceso de construcción y asignar un coeficiente de resistencia estructural ($a_1 < 2$) compatible con la calidad esperada.

El espesor equivalente de la capa base es igual a la diferencia Z₁ - Z₂. En el proyecto, la sub-base tiene un VRS_z = 45, el cual se limita a 20 pares fines de diseño, según se indicó. Así, Z₂ = 18 cm y por tanto, el espesor de base será:

Z₂ - Z₁ = 18 cm, si se utiliza base A y tratamiento superficial

$Z_2 - Z_1 = 10$ cm, cuando se construye una carpeta de concreto asfáltico de 8 cm de espesor equivalente (4 cm de espesor real si $a_1 = 2$), utilizando base tipo A

$Z_2 - Z_1 = 7$ cm, Si se emplea base B, la cual requiere un espesor equivalente de carpeta igual a 11 cm. por razones constructivas, el espesor mínimo usual es 10 cm, que corresponde al espesor real, ya que $a_2 = 1$.

Para el caso de base tipo B no es posible utilizar tratamientos superficiales, ya que el VRSz de la base no resiste el tránsito de proyecto bajo esas condiciones.

Para la capa de sub-base el espesor equivalente es igual a la diferencia. $Z_3 - Z_2$ por tanto, cuando se emplea base A, el espesor de sub-base es $Z_3 - Z_2 = 47 - 18 = 29$ cm; para el caso de base tipo B, $Z_3 - Z_2 = 47 - 21 = 26$ cm.

De acuerdo con lo anterior, el proyectista puede analizar alternativas, como las que aparecen a continuación, y elegir la ms adecuada con base en las diferentes variables de diseño.

Espesores reales, en cm						
Diseño	1	2	3	4	5	6*
Carpeta	0	4**	6**	0	4**	0
Base	18A	10 ^a	10B	47A	39A	18B
Subbase	29C	29C	25C	-----	---	29C
subrasante	16D	16d	16D	16D	16D	16D

* *Diseño no factible*

** *Coeficiente de resistencia estructural de concreto asfáltico $a_1 = 2$*

Nota: los números indican espesores reales de cada una de las capas; las letras, el tipo de material

Tabla 4.10 Espesores reales

El. Espesor de la capa subrasante es de 16 cm, con lo que se logra la duración requerida, sin embargo, es práctica común diseñar la capa subrasante por especificaciones construyéndola de 30 cm como mínimo. Teóricamente, esto no le agrega ninguna resistencia al pavimento de acuerdo con el criterio de resistencia relativa uniforme, lo único que se logra es transferir la capa crítica de la terracería a otras capas superiores, lo cual puede resultar ventajoso en el caso de terracerías de mala calidad, donde la incertidumbre es alta.

4.3 CRITERIOS DE DISEÑO

Este método considera como datos de entrada básicos el tipo de carretera, el número de carriles, la vida de proyecto, el tránsito diario promedio anual (TDPA), tasa de crecimiento y variables adicionales sobre características del terreno y materiales, así como de climas, nivel freático y precipitación pluvial. Como guía para el proyectista, se recomienda la estimación de un \widehat{VRS}_z Valor Relativo de Soporte crítico para las condiciones previamente dadas (tabla 5.11).

Profundidad del nivel freático con relación al nivel de la capa considerada**, en m	\widehat{VRS}_z , en porcentaje, mínimo probable***					
	Arena no plástica	Arcilla arenosa IP = 10	Arcilla arenosa IP = 20	Arcilla limosa IP = 30	Arcilla activa IP ≥ 40	Limo
0.6	8-10	5-6	4-5	3-4	2-3	1
1.0	25	6-8	5-6	4-5	3-4	2-3
1.5	25	8-10	6-8	5-6	3-4	
2.0	25	8-10	7-9	5-6	3-4	
2.5	25	8-10	8-10	6-8	4-5	
3.0	25	25	8-10	7-9	4-5	Se requieren
3.5	25	25	8-10	8-10	4-5	pruebas de
5.0	25	25	8-10	8-10	5-6	laboratorio
7.0	25	25	8-10	8-10	7-9	

* Adaptación de la tabla 2 de "Road Note 31", tercera edición, Transport and Road Research Laboratory, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1977 (ref 8).

** De acuerdo con la variación estacional debe elegirse el nivel freático más alto.

*** Esta tabla se incluye únicamente con carácter cualitativo, y se refiere a \widehat{VRS}_z mínimos. En todos los casos se deben de realizar pruebas de campo y ensayos de laboratorio para estimar el valor de diseño. El mínimo probable corresponde al caso de subrasantes colocadas bajo pavimentos impermeables.

Tabla 4.11 Valor relativo de soporte crítico estimado para el de pavimentos, para subrasante compactadas 95% del volumétrico seco máximo proctor.

En esta tabla se muestran valores estimados de exclusivamente para materiales de subrasante, dependiendo de algunos tipos de materiales, sus índices plásticos y diferentes profundidades del nivel freático.

Para obtener el \widehat{VRS} crítico de las capas restantes, ésta es la subbase y base, el método emplea la siguiente ecuación, en donde interviene un coeficiente de variación estimado (v) entre 0.2 y 0.3, debido a cambios posibles del material, procedimiento constructivo, etc. Lo anterior, siempre tenderá a disminuir el VRS de campo promedio, que como ya se dijo cubrirá incertidumbres tanto de la prueba de valor relativo de soporte como de los materiales, redundando en lo que se conoce como factor de seguridad.

$$\widehat{VRS} = \overline{VRS} (1 - 0.84v)$$

4.4 CALIBRACIÓN DEL MODELO

La calibración del modelo requiere hacerse en términos de un indicador de resistencia, el cual se puede obtener de pruebas triaxiales o de placa en condiciones estáticas o dinámicas, sin embargo, por razones de aplicación práctica, el modelo se calibra en términos del valor relativo de soporte crítico esperado en el lugar durante la vida de servicio de la carretera (VRS_z), considerándolo como un índice de resistencia del suelo a esfuerzos verticales. En efecto, aplicando la definición de VRS (relación entre la resistencia a la penetración de un material determinado y del material estándar), para una deformación ρ_b de 2.54 mm se tiene:

$$\Delta q_b = 0.7 VRS_z$$

De este resultado y de acuerdo con la hipótesis de igualdad de las graficas a dimensionales esfuerzo-deformación de los materiales, tenemos que:

$$VRS_{z=0} = VRS_0 |A|^{log \Sigma L}$$

Donde VRS_0 y A son constantes que deben determinarse experimentalmente, para tomar en cuenta factores no considerados explícitamente.

La calibración del modelo se efectuó con los resultados experimentales de la pista circular y tramos de prueba en el periodo 1962-1979. En términos generales se observó el número de aplicaciones requeridas para llevar un pavimento de estructura conocida a la falla. El número de aplicaciones se refirió a la carga estándar (ΣL) y se determinó la resistencia en la capa crítica referida a la superficie ($VRS_{z=0}$) mediante pruebas de laboratorio y de campo.

Si de acuerdo con el modelo teórico se define la falla en términos de deformaciones permanentes de 2.5 cm o más en el 20% del pavimento, y se supone que la resistencia en la capa crítica referida a la superficie está normalmente distribuida, con media $VRS_{medioz=0}$ y desviación estándar correspondiente a un coeficiente de variación V , se tiene:

$$VRS_{z=0} = VRS_{medioz=0} (1 - 0.84 V)$$

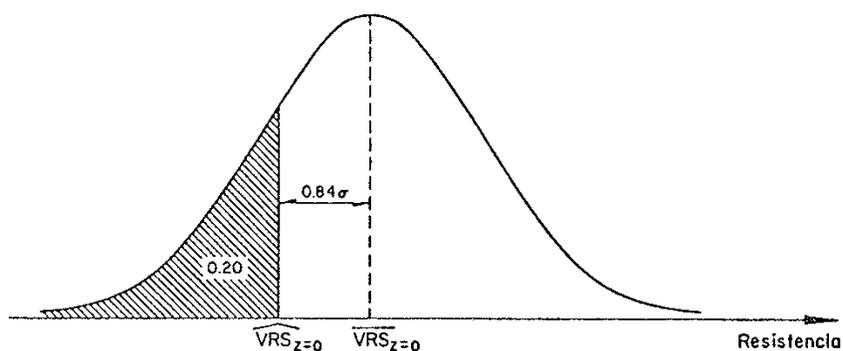


Figura 4.4 Desviación estándar del VRS (Instituto de Ingeniería de la UNAM publicación No. 444)

Los resultados experimentales justifican usar el modelo de comportamiento tanto para bases como sub bases y terracerías. De acuerdo con lo anterior se hicieron diagramas de dispersión con los pares de valores $(\Sigma L, VRS_{z=0})$ en ejes coordenados logarítmicos $(X=\log \Sigma L, Y_0=\log VRS_{z=0})$ y se calcularon las rectas de regresión correspondientes $(Y_0=AX+B)$ y los errores estándar (S_{YX}) . Las ecuaciones obtenidas son:

Para base $(\Sigma L$ capas superficiales)

$$Y_0=0.1761 X+0.8477$$

$$S_{YX}=0.12$$

Para sub-bases y terracerías $(\Sigma L$ capas profundas)

$$Y_0=0.1761 X+0.4547$$

$$S_{YX}=0.1593$$

4.5 ECUACIONES DE DISEÑO

A partir de un valor $X=\log \Sigma L$, las 2 ecuaciones anteriores permiten determinar un intervalo de confianza para el valor de $Y_0=\log VRS_{z=0}$. Suponiendo que el error esta normalmente distribuido y S_{YX} es un estimador de su desviación estándar, el límite superior del intervalo de confianza que interesa para fines de diseño esta dado por una expresión del tipo:

$$Y_0=\alpha X + \beta + US_{YX}$$

U es la abscisa de la distribución normal estándar para un nivel de confianza Q_U .

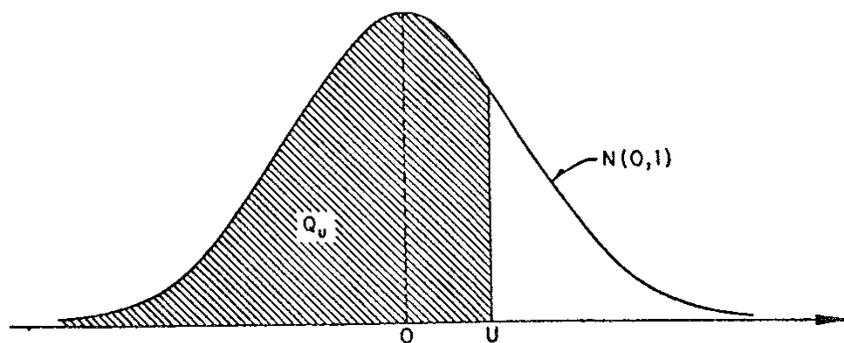


Figura 4.5 Distribución normal estándar (Instituto de Ingeniería de la UNAM publicación No. 444)

De acuerdo con las ecuaciones Y_0 las ecuaciones de diseño son:

Para bases (ΣL capas superficiales)

$$Y_0 = 0.1761 X + B_1$$

$$B_1 = 0.8477 + 0.12U$$

Para sub-bases y terracerías (ΣL capas profundas)

$$Y_0 = 0.1761 X + B_2$$

$$B_2 = 0.4547 + 0.1593U$$

Se observa que cada una de las expresiones anteriores constituye una familia de ecuaciones de diseño cuyo parámetro (B_1 o B_2) depende del nivel de confianza Q_u elegido. En **apéndice A.6** se representan gráficamente esas expresiones para un nivel de confianza de 0.5 (rectas de regresión) y para un nivel de confianza Q_u cualquiera.

Si las ecuaciones expresamos lo anterior en función del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo a la profundidad z , se obtiene la ecuación general de diseño.

$$VRS_z = VRS_0 (1.5)^{\log \Sigma L} F_z$$

Resolviendo para z

$$Z = 15 \left((1 - F_z)^{-2/3} - 1 \right)^{-1/2}$$

Donde

$$F_z = \frac{VRS_z}{VRS_0 |1.5|^{\log \Sigma L}}$$

La duración del pavimento queda limitada por la falla de la capa con resistencia relativa mínima (capa crítica) y puede calcularse con la expresión:

$$\log \Sigma L = \frac{1}{0.1761} (\log VRS_z - \log VRS_0 - \log F_z)$$

En las ecuaciones anteriores

VRS_z : estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo, igual

$$VRS_{z_{medio}} (1 - 0.84V)$$

$VRS_{z_{medio}}$: Valor relativo de soporte medio esperado en el campo.

V : Coeficiente de variación del VRS en el campo.

Z : Espesor equivalente, en cm, igual a

$$\sum_{i=1}^n a_i D_i$$

$a_1=0$ Para carpeta de riegos

$a_1 \leq 2$ Para carpeta de concreto asfáltico

$a_i = 1$ Para materiales estabilizadores mecánicamente en bases, sub-bases y terracerías ($i \geq 2$)

FZ: Coeficiente de influencia de Boussinesq para $a=15$ cm

VRS_0 : Constante experimental, igual a $10B$

Para bases $B = B_1 = 0.8477 + 0.12U$

Para sub-bases y terracerías: $B = B_1 = 0.4547 + 0.1593U$

U: Es la abscisa de la distribución normal estándar para un nivel de confianza QU

4.6 VARIABLES DE DISEÑO

Las variables que intervienen en el diseño de un pavimento flexible son numerosas y tienen interacción; por tanto, un proyecto adecuado debe analizar el problema desde un punto de vista general. Entre las diferentes variables pueden mencionarse:

- a) Estructurales: Incluyen características relativas a cada una de las capas que constituyen una carretera, como espesores, resistencia y deformabilidad en las condiciones esperadas de servicio.
- b) De carga: Se refieren a los efectos producidos por el tránsito mezclado al circular por la carretera. En este caso son importantes los datos relacionados con el tránsito medio anual, tasa de crecimiento anual, cargas por eje sencillo o múltiple, histograma de distribución del tránsito en la sección transversal del camino, y vida de proyecto del pavimento antes que la carretera requiera una reconstrucción, en cuyo caso debe definirse de antemano el criterio de falla del pavimento. Para simplificar esta información, y poderla presentar en gráficas de diseño, generalmente el tránsito mezclado se transforma en

tránsito equivalente en ejes sencillos, mediante factores teóricos o empíricos.

Las condiciones que constituyen las fallas del pavimento normalmente se definen de acuerdo con la deformación permanente acumulada a través de la vida de servicio; sin embargo, para condiciones de tránsito intenso, muchas veces puede constituir suficiente motivo de rechazo una deflexión elástica alta en la carretera que produzca agrietamiento importante.

- c) De clima y condiciones regionales: las características reológicas de los materiales que constituyen la carretera dependen de la temperatura, régimen de precipitación, precipitación media anual, nivel freático, geología y topografía de la región.
- d) De conservación: un buen mantenimiento garantiza que las variaciones en las características constructivas de los materiales sean mínimas, no obstante, el costo puede ser excesivo. La ausencia de conservación implica cambios fuertes y normalmente un deterioro acelerado del camino. La solución adecuada debe escogerse entre ambos extremos.

El proyecto debe fijar el tipo de conservación requerido, tanto para fines de estimación del costo de la solución como para establecer los parámetros de resistencia de los materiales.

- e) Comportamiento: un pavimento adecuado es el que llega a la falla funcional después de haber resistido el tránsito de proyecto a la calificación más alta posible y al menor costo relativo. El comportamiento del pavimento depende de la interacción entre las características estructurales, solicitaciones del tránsito, clima, condiciones regionales y tipo de conservación aplicado. La falla funcional ocurre cuando el índice de servicio actual, o la estimación de la calificación media de los usuarios del camino, es menor de 2.5 en la escala de cero a cinco.

- f) Criterios de decisión: incluye numerosos factores que van desde la disponibilidad de fondos, costos, confiabilidad y economía de la obra, seguridad y calidad de operación, hasta tipos de conservación deseables.

Los aspectos señalados presentan una fuerte interacción con el diseño estructural, y son objeto de análisis al realizar el proyecto. El criterio de diseño permite considerar explícitamente tres variables: resistencia esperada en el campo (VRS_z), número de aplicaciones de carga producidas por el tránsito (ΣL) y nivel de confianza (Q_U) deseado por el analista; al fijarse este nivel de confianza, queda definido el valor de VRS_0 . La confiabilidad del diseño resultante dependerá de la precisión con que puedan estimarse las variables de resistencia y tránsito.

Además de las variables explícitas, enumeradas en el párrafo anterior, al estimar la resistencia de campo de los materiales se toman en cuenta de manera implícita otras variables como el clima, condiciones topográficas, geotécnicas y conservación.

Es utópico pretender determinar en forma exacta las variables de diseño, sobre todo porque estas deben predecirse a lo largo el tiempo y del espacio. El analista necesita reconocer esta dificultad e identificar los factores más relevantes del problema, así como la variación que es de esperarse tenga en camino, a fin de fijar valores adecuados para el proyecto.

En general, el argumento más significativo del método de diseño es la resistencia, por tanto, deben estudiarse con el máximo cuidado tanto su valor medio como su intervalo de variación; la falta de precisión en la estimación de esta variable representa la mayor parte de la incertidumbre respecto al comportamiento del pavimento resultante.

4.7 TRÁNSITO

Para el análisis del tránsito equivalente acumulado (ΣL), el método inicia el cálculo de los coeficientes de daño a diferentes profundidades de la estructura del pavimento, lo cual podrá procesarse con el empleo de las tablas del Apéndice E del método de diseño original del Instituto de Ingeniería, reporte No. 444 o con la ecuación general que se enuncia abajo. Se deberá calcular el coeficiente de daño de cada vehículo tanto en condiciones de carga reglamentada y vacíos, para profundidades de $Z = 0$ cm para obtener los ejes equivalentes en carpeta y base, y $Z = 30$ cm para el resto de la sección.

$$\log d_i = \frac{\log \sigma_{z(i)} - \log \sigma_{z(eq)}}{\log A} = \frac{\log(pF_{z(i)}) - \log(5.8F_z)}{\log A}$$

Dónde:

- d_i = Coeficiente de daño equivalente en la capa i .
- σ_z = Esfuerzo a la profundidad z , en Kg/cm^2 .
- p = Peso del eje, en Kg .
- F_z = Coeficiente de influencia de Boussinesq a la profundidad z .
- A = Constante experimental.
- z = Profundidad en cm .
- 5.8 = Presión de contacto de la llanta en Kg/cm^2

Al obtenerse los coeficientes de daño para todos y cada uno de los vehículos vacíos y cargados a las profundidades $Z = 0$ y $Z = 30$, el proyectista deberá multiplicar éstos por la composición del tránsito en porcentaje. Con ello se obtendrá el Número de ejes equivalentes para cada vehículo y para cada profundidad. Al efectuar la sumatoria de tales valores en el carril de proyecto por el coeficiente de acumulación del tránsito CT y por el valor de $TDPA$ inicial, se obtendrá el tránsito equivalente acumulado ΣL para las capas de carpeta y base, y subbase y terracerías respectivamente figura 5.6.

$$C_T = 365 \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1} = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]$$

Dónde:

CT = Coeficiente de acumulación del tránsito.

n = Años de servicio.

r = Tasa de crecimiento anual.

CARRETERA: _____ HOJA: /

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO (1)	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS (2)	COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS (3) = (1) x (2) (4)	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
				CARPETA Y BASE Z* (5)	SUB-BASE Y TERRACERIAS (6)	CARPETA Y BASE (6) = (3) x (4) (7)	SUB-BASE Y TERRACERIAS (7) = (3) x (5) (8)
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
		CARGADOS					
		VACIOS					
SUMAS	1.000	—	1.000				
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$ $n =$ AÑOS DE SERVICIO = $T =$ TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = % $TOPA =$ TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL = CD CARRIL PROYECTO =							
				EJES EQUIVALENTES PARA (8)			
				TOPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO (9)			
				C _T (10)			
				ΣL (11) = (8) x (9) x (10)			

Figura 5.6 Cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL).

4.8 NIVEL DE CONFIANZA

Para elegir el nivel de confianza, el analista debe tomar en cuenta el tipo e importancia de la carretera, procedimientos y control de construcción, tipo de conservación previsto y riesgo que se quiera aceptar. Por ejemplo, un cambio secundario, construido y conservado en condiciones adecuadas podría diseñarse con un nivel de confianza 0.6; en cambio, un cambio principal de alto tránsito podría proyectarse con nivel de confianza 0.9; por otra parte, si en el camino secundario se prevén condiciones de construcción y conservación malas, el nivel de confianza podría ser tan alto como el del camino principal.

5 DISEÑO CAMINO VECINAL LA RINCONADA

5.1. MARCO FÍSICO

5.1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA

Cadereyta la cabecera municipal de la Rinconada, se encuentra en la parte central del estado, conectado a la carretera federal 120, a 70 Km. de la capital de Querétaro. Tiene una superficie de 1 131 Km., lo que representa el 11.5% de la superficie total del estado. Limita al sur con Ezequiel Montes, al norte con San Joaquín, Pinal y Peñamiller, al oeste con Colón y al este con el estado de Hidalgo. La localidad de la Rinconada está situada al norte del municipio de Cadereyta, tiene 300 habitantes. Para llegar a la zona antes mencionada se parte de la cabecera municipal de Cadereyta por la carretera San Juan del río- Xilitla en sentido sur tomando el camino hacia C.

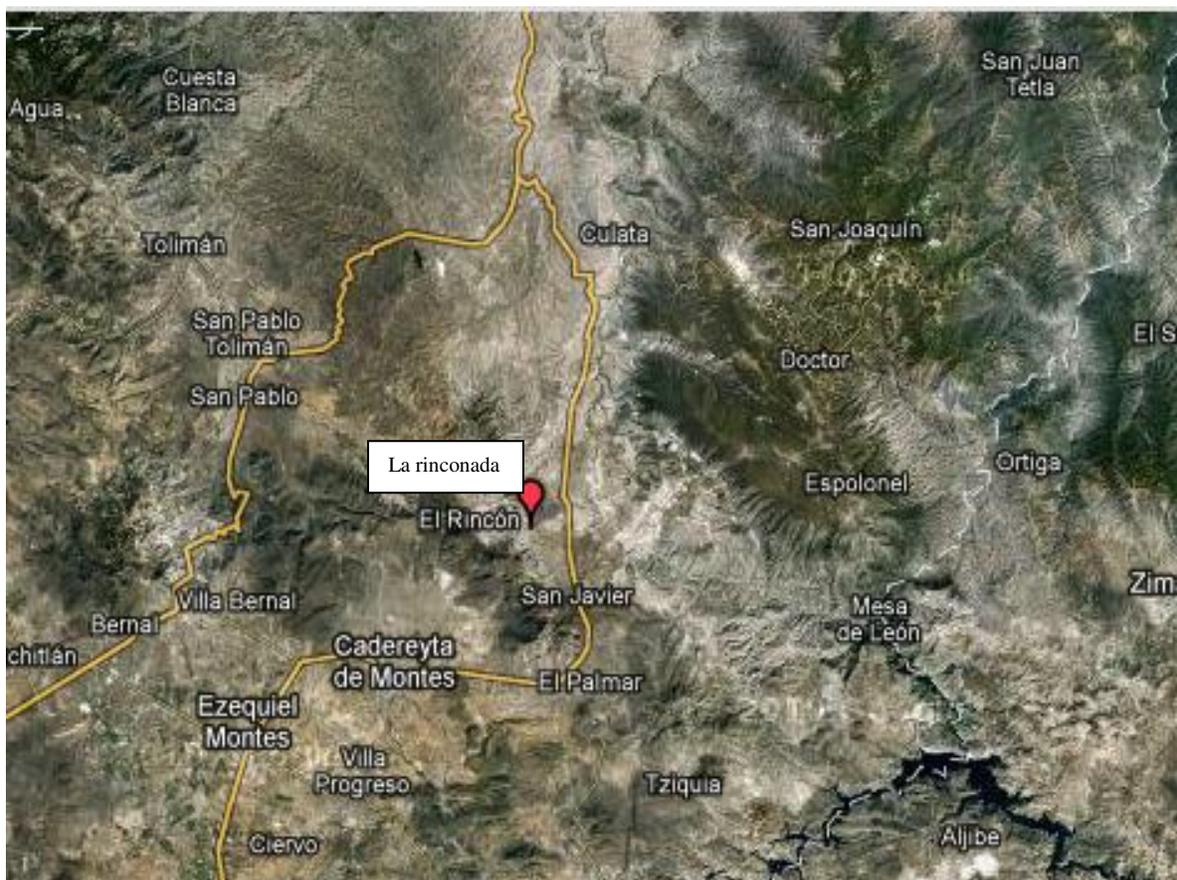


Figura 5.1 Localización de la Rinconada (Fuente Google Earth)



Figura 5.2 Ubicación General del Proyecto La Rinconada Cadereyta.

5.1.2. Hidrografía Y Orografía.

Está a una altura promedio de 2200 msnm. La mitad norte la ocupa la Sierra Gorda y la mitad sur la llanura. Las zonas áridas son extensas

El clima predominante de esta región es templado semi-seco, con una temperatura media anual de 16° C; la altura promedio es de aproximadamente 2200 mts. Sobre el nivel del mar.

5.2. TRANSITO

5.2.1 TRANSITO DE DISEÑO

TDPA = 375 VEHÍCULOS

Tasa de crecimiento = 2.5% (Crecimiento Normal)

Período de diseño = 15 AÑOS

Factor de distribución de carril = 0.5

TIPO DE VEHÍCULO	COMPOSICIÓN %	% VEHIC. CARGADOS
A2	35	100
A'2	45	100
B2	15	80
C2	5	80

Tabla 5.1 Distribución vehicular.

5.2.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO

PROFUNDIDAD (M)	SUMATORIA DE EJES EQUIVALENTES
0	0.78 x 10 ⁶
15	0.25 x 10 ⁶
30	0.20 x 10 ⁶
60	0.19 x 10 ⁶

Tabla 5.2 Ejes equivalentes.

Con los datos del tránsito se calcularon los ejes equivalentes a 8.2 ton para diferentes profundidades y con un nivel de confianza $Q_u = 0.85$, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

En la tabla se muestra la memoria de cálculo de los ejes equivalentes para las diferentes profundidades.

CÁLCULO DEL TRÁNSITO EQUIVALENTE ACUMULADO (ΣL)												
CAMINOS TIPO C					CAMINO MUNICIPIO							
TIPO DE VEHÍCULO	COMPOSICIÓN DEL TRÁNSITO, %	COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN DE VEHÍCULOS CARGADOS O VACÍOS		COMPOSICIÓN DEL TRÁNSITO Cargados o Vacíos	COEFICIENTES DE DAÑO				NÚMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton			
		Cargados	Vacíos		Z=0	Z=15	Z=30	Z=60	Z=0	Z=15	Z=30	Z=60
A2	35.00	Cargados	1.0	0.350	0.004	0.000	0.000	0.000	0.0014	0.0000	0.0000	0.0000
		Vacíos	0.0	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
A'2	45.00	Cargados	1.0	0.450	0.536	0.064	0.023	0.015	0.2412	0.0288	0.0104	0.0068
		Vacíos	0.0	0.000	0.536	0.002	0.000	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
B2	15.00	Cargados	0.8	0.120	2.000	1.010	0.902	0.899	0.2400	0.1212	0.1082	0.1079
		Vacíos	0.2	0.030	2.000	0.492	0.258	0.194	0.0600	0.0148	0.0077	0.0058
C2	5.00	Cargados	0.8	0.040	2.000	1.070	0.936	0.899	0.0800	0.0428	0.0374	0.0360
		Vacíos	0.2	0.010	2.000	0.044	0.006	0.004	0.0200	0.0004	0.0001	0.0000
SUMA	100.00			1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRÁNSITO				0.6426	0.2080	0.1638	0.1565
PERÍODO DE SERVICIO EN AÑOS, N = 15					TDPA INICIAL PARA CARRIL DE PROYECTO =				188	188	188	188
DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRÁNSITO, r = 2.50					$C_T =$				6545	6545	6545	6545
COEFICIENTE DE ACUMULACIÓN DEL TRÁNSITO, $C_T = 365 \left[\frac{(1+r)^N - 1}{r} \right]$					$\Sigma L =$				788,609	255,261	201,055	191,998
TDPA = 375					$\Sigma L =$				7.89E+05	2.55E+05	2.01E+05	1.92E+05
F. DE DISTRIBUCIÓN CARRIL DE PROYECTO = 0.5					OBSERVACIONES:							

Tabla 6.3 Cálculo del tránsito equivalente acumulado.

5.3. GEOTECNIA

5.3.1 PRUEBAS DE CAMPO

Exploración

Para la propuesta de pavimentación del camino, se realizaron nueve sondeos a pozo a cielo abierto (PCA) a cada 500m, en los cuales se llegó a una profundidad de 120cm en promedio.

Los P.C.A. se realizaron a mano, utilizando pico, pala, barras de acero y demás herramientas manuales.

En los sondeos se tomaron muestras alteradas de la estructura existente y del terreno natural para análisis de calidad y estimación de parámetros de resistencia para diseño del pavimento en estudio.

Se tomaron fotografías para integrar el informe respectivo de los trabajos de campo (**Anexo 4**).

5.3.2. Pruebas De Laboratorio

Se ensayaron las muestras alteradas obtenidas en el sondeo, realizando las siguientes pruebas:

Revestimiento existente:

- Análisis granulométrico
- Límites de consistencia
- Contracción lineal
- Clasificación SUCS
- Peso volumétrico seco máximo y humedad óptima
- Valor Relativo de Soporte (Porter Estándar)

Terreno Natural:

- Análisis granulométrico
- Límites de consistencia
- Contracción lineal
- Clasificación SUCS
- Peso volumétrico seco máximo y humedad óptima
- Valor Relativo del terreno natural (Porter Estándar)

5.3.3 Propiedades Del Subsuelo

Con base en los resultados de laboratorio y las observaciones de campo, se hicieron los análisis de gabinete (Anexo 5)

5.4. Pavimento Camino La Rinconada

Por razones prácticas y de acuerdo al tipo de vialidad, el diseño de pavimento flexible se realizó utilizando la metodología del Instituto de Ingeniería de la UNAM, la cual considera una distribución multicapa, metodología aplicable a la mayoría de los caminos en el país

5.4.1. Parámetros De Diseño

Datos del diseño:

Vialidad: TIPO C, para fines de coeficientes de daño.

TDPA = 375 VEHÍCULOS

Tasa de crecimiento = 2.5% (Crecimiento Normal)

Período de diseño = 15 AÑOS

Factor de distribución de carril = 0.5

TIPO DE VEHÍCULO	COMPOSICIÓN %	% VEHIC. CARGADOS
A2	35	100
A'2	45	100
B2	15	80
C2	5	80

Tabla 5.4 Distribución vehicular.

5.4.2 Criterios De Diseño

La vialidad se construirá con capas de materiales que tengan características conforme a la Normatividad de la SCT, por lo que se proponen los siguientes valores de resistencia para diseño de cada una de ellas en la estructura:

Capa	% VRS de Diseño
terracería	6
Sub-rasante	16
Sub-base	70
base	90

Tabla 5.5 Valores de VRS.

Para el diseño se considera un **nivel de confianza $Q_u = 0.80$** tomando en cuenta el tipo de vialidad, con un procedimiento constructivo y control de calidad adecuados y, previendo además un mantenimiento continuo.

5.4.3 Determinación De Espesores

Los resultados arrojan la siguiente estructura de pavimento (Anexo 6):

Capa	• Espesor real, cm
carpeta	4
base	16
Sub-rasante	0
subrasante	30

Tabla 5.6 Resultados de espesores en capas del pavimento

Esta se construirá sobre terreno natural compactado al 90% de su peso Volumétrico Seco Máximo AASHTO Estándar.

En caso de que el proyecto de rasantes lo requiera, se podrán construir capas de terracerías con la calidad requerida para cuerpos de terraplén de acuerdo con las especificaciones de calidad de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Dentro de la presente tesina se describen algunas de las características que se deben tomar en cuenta para la realización de una vía, tales apartados tienen como fin proporcionar al lector como al que suscribe una visión más amplia para fines de que se obtenga una buena solución a los problemas de diseño como de proceso constructivo y normatividad propuesta por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) que es la dependencia normativa dentro del ámbito de las vías terrestres en nuestro país.

En este trabajo se comprende detalladamente todo el procedimiento de un desarrollo para la elaboración de un diseño de pavimento flexible, así también obtener resultados que puedan dar una mayor comprensión y resultados que ayuden en el análisis y diseño.

El proyecto que lleva por nombre DISEÑO DE PAVIMENTO FLEXIBLE DE LA CARRETERA VECINAL “LA RINCONADA, CADEREYTA”, se realizara a mediados del año en curso, este proyecto forma parte importante dentro del desarrollo de esta comunidad, por lo cual se realizó el diseño de pavimento.

Como se mostró en la tabla 6.5, se obtuvo como resultado una estructuración de pavimento:

Carpeta: 4 cm
Base: 16 cm
Sub-rasante: 0
Subrasante: 30

REFERENCIAS

[1]. ANTEPROYECTO DE NORMAS SCT DE PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE. PARTE 2.01 PROYECTO GEOMÉTRICO. TOMO I. INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE, SANFANDILA, QRO.,1992.

[2]. REGLAMENTO SOBRE EL PESO, DIMENSIONES Y CAPACIDAD DE LOS VEHÍCULOS DE AUTOTRANSPORTE QUE TRANSITAN EN LOS CAMINOS Y PUENTES DE JURISDICCIÓN FEDERAL. PROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA PROY-NOM-012-2-2002. SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, SUBSECRETARÍA DE TRANSPORTE. DIARIO OFICIAL DE LA FEDERACIÓN, MÉXICO. 25 DE ENERO DE 2002.

[3]. LIBRO 2, NORMAS DE SERVICIOS TÉCNICOS. PARTE 2.01. PROYECTO GEOMÉTRICO, TÍTULO. 2.01.01 CARRETERAS. SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, SCT. MÉXICO, D.F., 1984.

[4]. MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS. SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS (SAHOP), MÉXICO, D.F., 1977.

[5]. A POLICY ON GEOMETRIC DESIGN OF RURAL ROADS. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS (AASHO), WASHINGTON, D.C, 1965.

[6] INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE, NORMATIVIDAD PARA LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE (NORMATIVA SCT), 2002.

[7] INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE, “ANÁLISIS DE LOS COEFICIENTES DE DAÑO UNITARIOS CORRESPONDIENTES A LOS VEHÍCULOS AUTORIZADOS EN LA RED NACIONAL DE CARRETERAS MEXICANAS”, PUBLICACIÓN TÉCNICA NO. 6, QUERÉTARO, QRO.

[8] SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, “REGLAMENTO SOBRE EL PESO, DIMENSIONES Y CAPACIDAD DE LOS VEHÍCULOS DE AUTOTRANSPORTE QUE TRANSITAN EN LOS CAMINOS Y PUENTES DE JURISDICCIÓN FEDERAL”, DIARIO OFICIAL DE LA FEDERACIÓN DEL 3 DE ENERO DE 1997.

[9] VÁSQUEZ VARELA, LUIS RICARDO. "MÉTODO EMPÍRICO - MECANICÍSTICO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES".----- . MANIZALES 2002.

[10] INSTRUCTIVO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CARRETERAS, SANTIAGO CORRO, ROBERTO MAGALLANES, GUILLERMO PRADO. MANUAL DE LA UNAM.

[11] LA INGENIERÍA DE SUELOS EN LAS VÍAS TERRESTRES TOMO 1 Y 2, RICO DEL CASTILLO.

[12] ESTRUCTURA DE LAS VÍAS TERRESTRES, FERNANDO OLIVERA BUSTAMANTES.

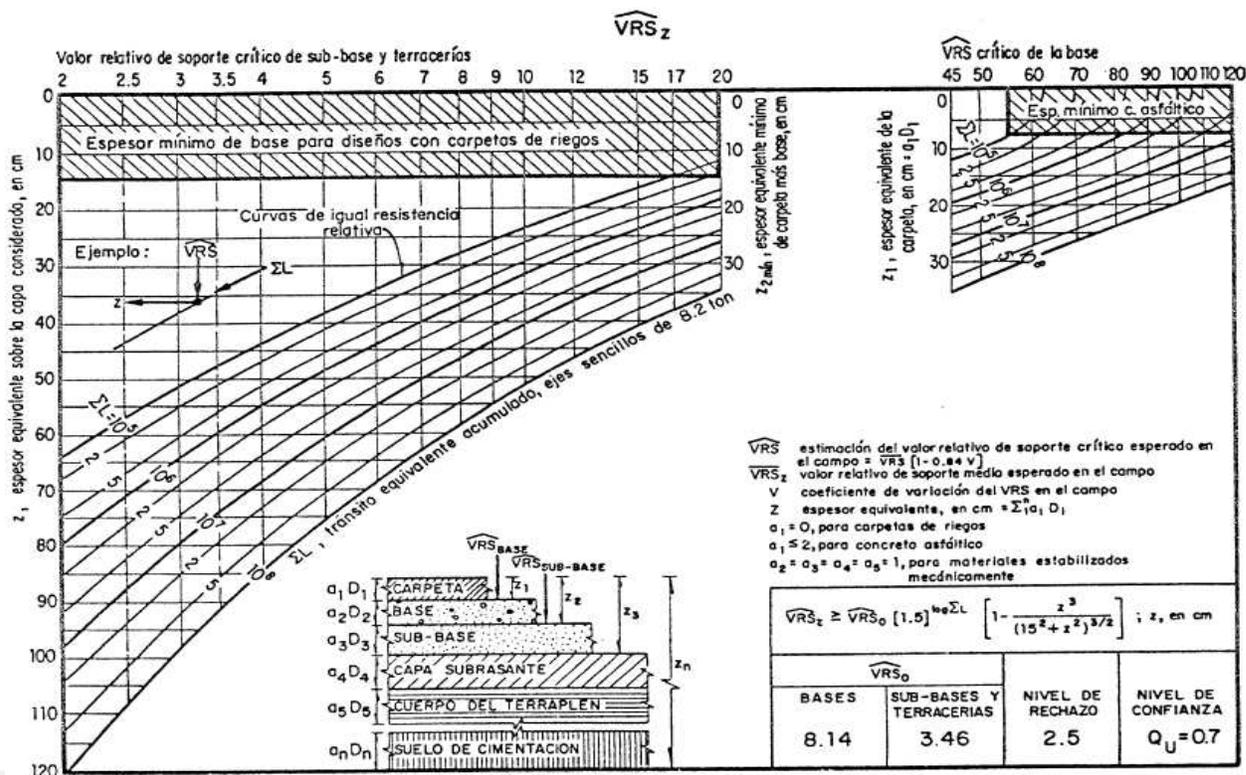
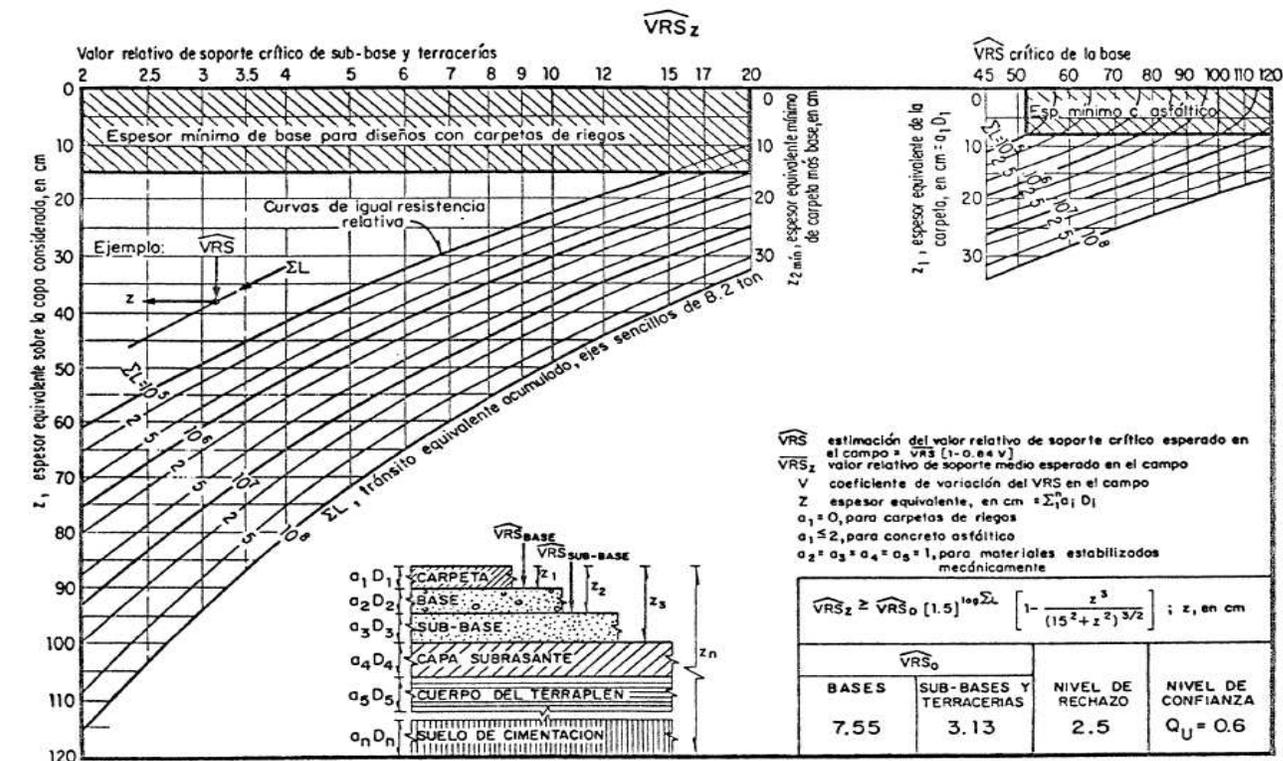
[13] INGENIERÍA DE TRÁNSITO FUNDAMENTOS Y APLICACIONES 8ª EDICIÓN, RAFAEL CAL, MAYOR R., JAMES CARDENAS G.

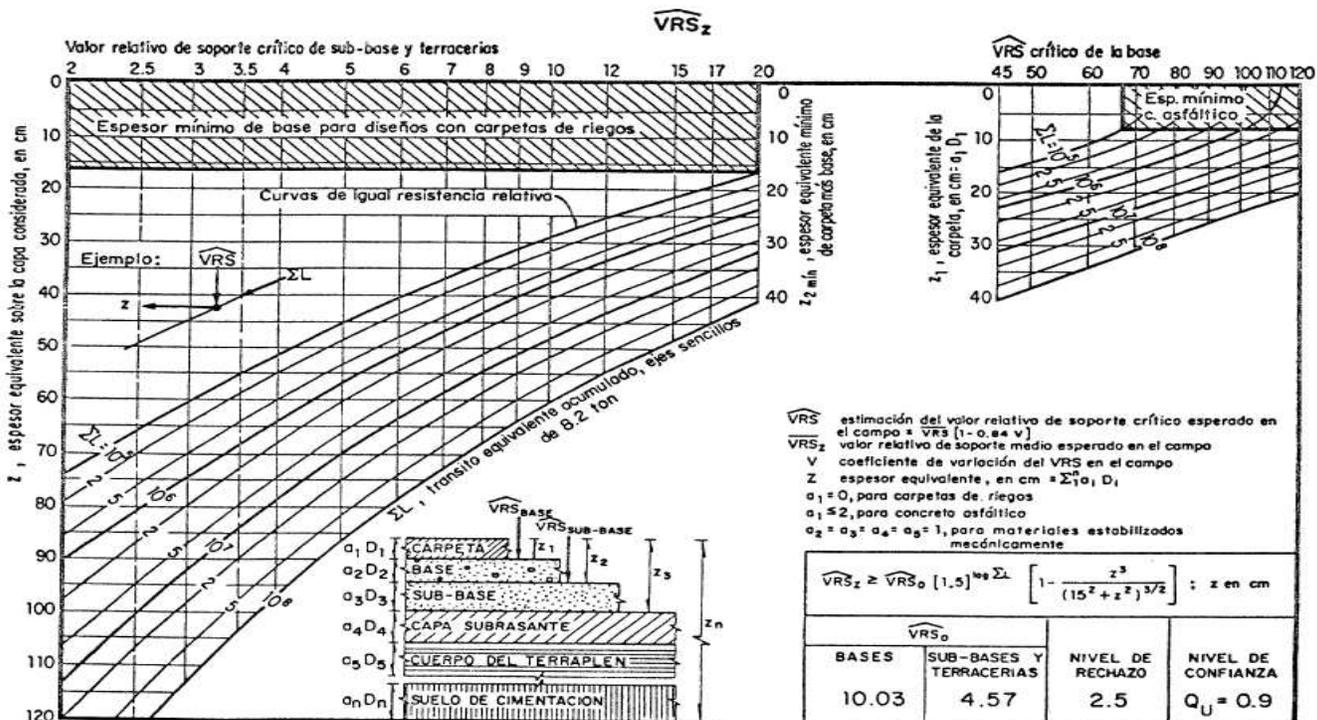
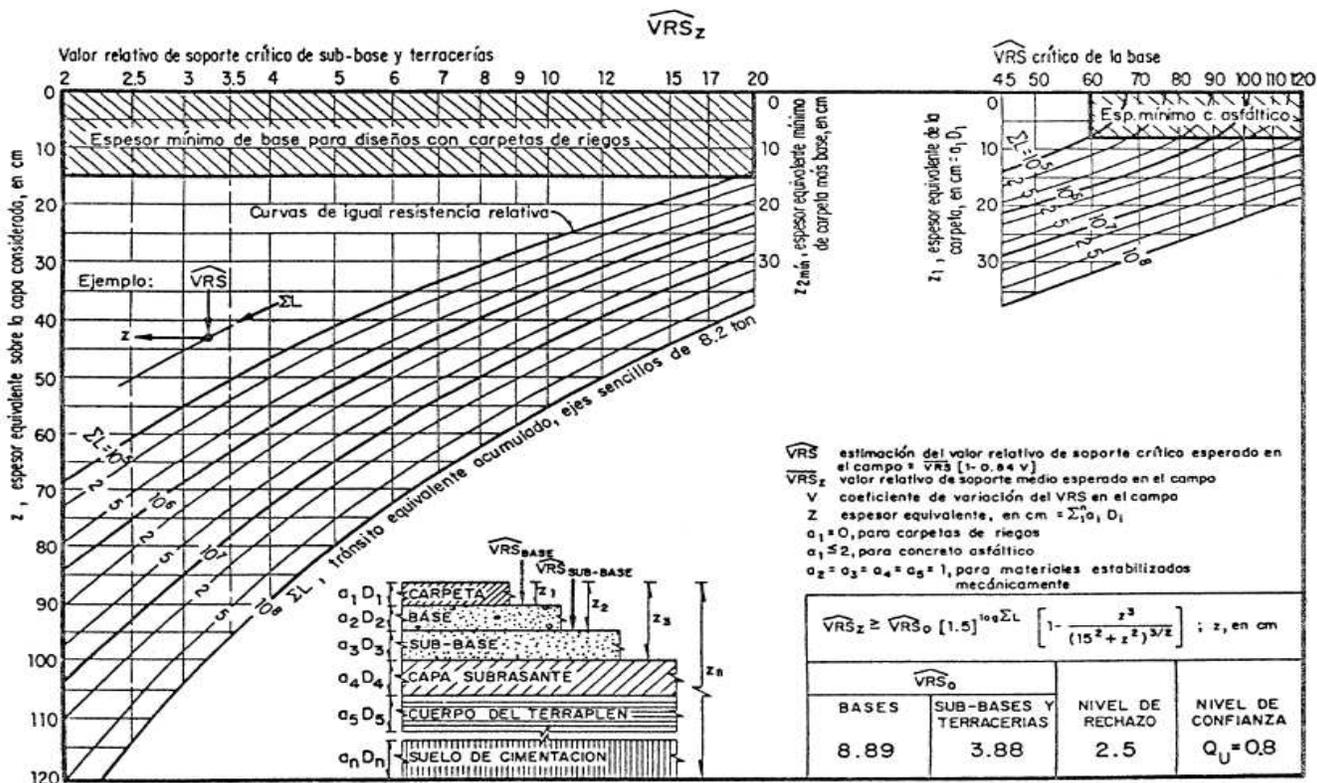
[14] INGENIERÍA DE TRÁNSITO Y CARRETERAS, 3ª EDICIÓN, NICHOLAS J. GARBER, LESTER A. HOEL.

8. ANEXOS

Anexos 1

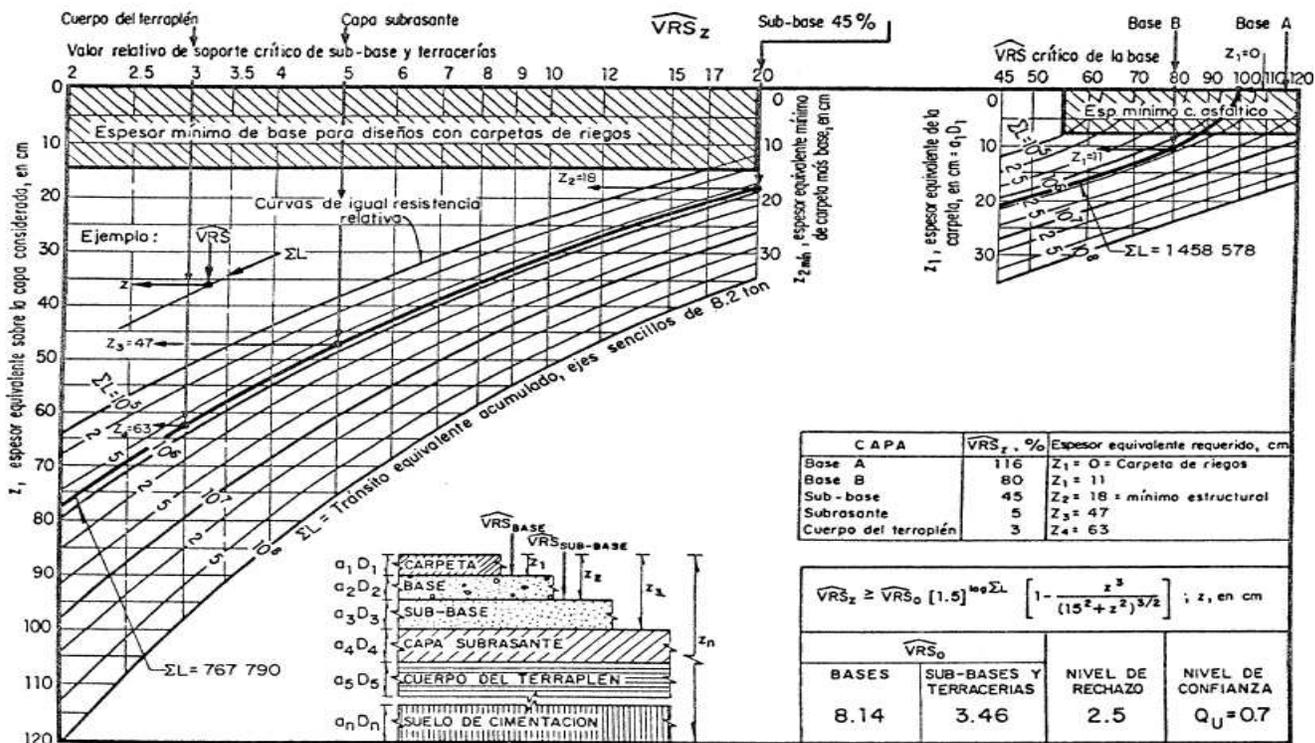
Graficas para diseño estructural de carreteras en pavimento flexible según la UNAM





Anexo 2

Ejemplo propuesto por manual de la UNAM



Anexo 3

Aforos

Aforo Promedio

AFORO VEHICULAR																						
CARRETERA:																						
TRAMO: SENTIDO: AMBOS LAPSO: 8 a.m. - 4 p.m. fecha: 14-15-16 de Dic.																						
DIA	A2	A2	B2	B3	B4	C2	C3	C4	T2-S1	T2-S2	T3-S2	T3-S3	C2-R2	C3-R2	C3-R3	T2-S1-R2	T2-S2-R2	T3-S1-R2	T3-S2-R2	T3-S2-R3	T3-S2-R4	TOTAL
1-M	128	170	56			19																373
2-J	130	175	57			21																383
3-V	132	163	57			18																370
PROMEDIO	130	169	57			19																375
COMPOSICION %	35	45	15			5																375

Aforo Día 1

AFORO VEHICULAR																						
CARRETERA:																						
TRAMO: SENTIDO: AMBOS LAPSO: 8 a.m. - 6 p.m. fecha: 14 de Dic.																						
HORA	A2	A2	B2	B3	B4	C2	C3	C4	T2-S1	T2-S2	T3-S2	T3-S3	C2-R2	C3-R2	C3-R3	T2-S1-R2	T2-S2-R2	T3-S1-R2	T3-S2-R2	T3-S2-R3	T3-S2-R4	TOTAL
8-9	11	23	8			0																
9-10	15	18	6			5																
10-11	18	18	5			4																
11-12	17	16	5			3																
12-13	19	38	8			1																
13-14	35	24	8			2																
14-15	5	18	8			3																
15-16	5	8	4			1																
16-17	2	7	2			0																
17-18	1	0	2			0																
SUMA	128	170	56			19																373

Aforo Día 2

AFORO VEHICULAR																						
CARRETERA:																						
TRAMO: SENTIDO: AMBOS LAPSO: 8 a.m. - 6 p.m. fecha: 15 de Dic.																						
HORA	A2	A'2	B2	B3	B4	C2	C3	C4	T2-S1	T2-S2	T3-S2	T3-S3	C2-R2	C3-R2	C3-R3	T2-S1-R2	T2-S2-R2	T3-S1-R2	T3-S2-R2	T3-S2-R3	T3-S2-R4	TOTAL
8-9	14	25	9			1																
9-10	12	24	6			3																
10-11	17	26	6			3																
11-12	19	22	6			4																
12-13	28	24	7			4																
13-14	24	19	7			3																
14-15	10	19	8			2																
15-16	3	9	4			1																
16-17	3	5	2			0																
17-18	0	2	2			0																
SUMA	130	175	57			21																383

Aforo Día 3

AFORO VEHICULAR																						
CARRETERA:																						
TRAMO: SENTIDO: AMBOS LAPSO: 8 a.m. - 6 p.m. fecha: 16 de Dic.																						
HORA	A2	A'2	B2	B3	B4	C2	C3	C4	T2-S1	T2-S2	T3-S2	T3-S3	C2-R2	C3-R2	C3-R3	T2-S1-R2	T2-S2-R2	T3-S1-R2	T3-S2-R2	T3-S2-R3	T3-S2-R4	TOTAL
8-9	13	22	10			0																
9-10	14	21	5			0																
10-11	16	24	5			5																
11-12	15	18	5			5																
12-13	25	22	6			3																
13-14	25	24	6			2																
14-15	8	12	6			1																
15-16	5	7	6			1																
16-17	7	7	4			1																
17-18	4	6	4			0																
SUMA	132	163	57			18																370

Anexo 4

Estratigrafía De Los Sondeos

EXPLORACIÓN Y GEOTÉCNIA				CARRETERA		SONDEO		CADENAMIENTO		MUNICIPIO		FECHA								
						1		0+000												
PROFUNDIDAD (m)	COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	CAPA	DESCRIPCIÓN	COMPOSICIÓN GRANULO MÉTRICA	LÍMITES DE PLASTICIDAD (%)				V.R.S STD.(%)											
					*W	α LL	° LP													
					10	20	30	40	20	40	60	80	100	120	140					
0.00	SC	REVESTIMIENTO	ARENA ARCILLOSA	%G=	17															
E-539				%S=	63	°	*	α												
0.45				%F=	20															
E-540	SM	SUB-RASANTE	ARENA LIMOSA	%G=	0															
				%S=	76	°	*	α												
0.98				%F=	24															
PROFUNDIDAD EXPLORADA 0.98m																				

SIMBOLOGÍA:				* W: CONTENIDO DE HUMEDAD.				No. DE ENSAYE			
F: MATERIAL FINO QUE PASA LA MALLA No. 200				α LL: LÍMITE LÍQUIDO				539-540			
S: PORCENTAJE DE ARENA QUE PASA LA MALLA No. 4				° LP: LÍMITE PLÁSTICO				PCA 1 Km 0+000			
G: PORCENTAJE DE GRAVA				V.R.S: VALOR RELATIVO DE SOPORTE							

EXPLORACIÓN Y GEOTÉCNIA				CARRETERA		SONDEO		CADENAMIENTO		MUNICIPIO		FECHA								
						2		0+500												
PROFUNDIDAD (m)	COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	CAPA	DESCRIPCIÓN	COMPOSICIÓN GRANULO MÉTRICA	LÍMITES DE PLASTICIDAD (%)				V.R.S STD.(%)											
					*W	α LL	° LP													
					10	20	30	40	20	40	60	80	100	120	140					
0.00	SC	TERRENO NATURAL	ARENA ARCILLOSA	%G=	4															
E-541				%S=	62	°	*	α												
1.00				%F=	34															
PROFUNDIDAD EXPLORADA 10m																				

SIMBOLOGÍA:				* W: CONTENIDO DE HUMEDAD.				No. DE ENSAYE			
F: MATERIAL FINO QUE PASA LA MALLA No. 200				α LL: LÍMITE LÍQUIDO				541			
S: PORCENTAJE DE ARENA QUE PASA LA MALLA No. 4				° LP: LÍMITE PLÁSTICO				PCA 2 Km 0+500			
G: PORCENTAJE DE GRAVA				V.R.S: VALOR RELATIVO DE SOPORTE							

EXPLORACIÓN Y GEOTÉCNIA				CARRETERA		V.R.S STD.(%)														
				SONDEO		3														
				CADENAMIENTO		1+000														
				MUNICIPIO																
				FECHA																
PROFUNDIDAD (m)	COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	CAPA	DESCRIPCIÓN	COMPOSICIÓN GRANULO MÉTRICA	LÍMITES DE PLASTICIDAD (%)				V.R.S STD.(%)											
					*W	α LL	° LP													
					10	20	30	40	20	40	60	80	100	120	140					
0.00		REVESTIMIENTO	ARENA ARCILLOSA	%G=	12															
E-542				%S=	71	*	α													
0.40				%F=	17															
E-543		TERRENO NATURAL	ARENA ARCILLOSA	%G=	10															
				%S=	66	*	α													
1.20				%F=	24															
PROFUNDIDAD EXPLORADA 120m																				

SIMBOLOGÍA:
 F: MATERIAL FINO QUE PASA LA MALLA No. 200
 S: PORCENTAJE DE ARENA QUE PASA LA MALLA No. 4
 G: PORCENTAJE DE GRAVA

* W: CONTENIDO DE HUMEDAD.
 α LL: LÍMITE LÍQUIDO
 ° LP: LÍMITE PLÁSTICO
 V.R.S: VALOR RELATIVO DE SOPORTE

No. DE ENSAYE		
542-543		
PCA	3	Km
1+000		

EXPLORACIÓN Y GEOTÉCNIA				CARRETERA		V.R.S STD.(%)														
				SONDEO		4														
				CADENAMIENTO		1+500														
				MUNICIPIO																
				FECHA																
PROFUNDIDAD (m)	COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	CAPA	DESCRIPCIÓN	COMPOSICIÓN GRANULO MÉTRICA	LÍMITES DE PLASTICIDAD (%)				V.R.S STD.(%)											
					*W	α LL	° LP													
					10	20	30	40	20	40	60	80	100	120	140					
0.00		TERRENO NATURAL	ARENA ARCILLOSA	%G=	0															
E-544				%S=	54	o	*	α												
1.20				%F=	46															
PROFUNDIDAD EXPLORADA 120m																				

SIMBOLOGÍA:
 F: MATERIAL FINO QUE PASA LA MALLA No. 200
 S: PORCENTAJE DE ARENA QUE PASA LA MALLA No. 4
 G: PORCENTAJE DE GRAVA

* W: CONTENIDO DE HUMEDAD.
 α LL: LÍMITE LÍQUIDO
 ° LP: LÍMITE PLÁSTICO
 V.R.S: VALOR RELATIVO DE SOPORTE

No. DE ENSAYE		
543		
PCA	4	Km
1+500		

EXPLORACIÓN Y GEOTÉCNIA				CARRETERA														
				SONDEO		5												
				CADENAMIENTO		2+000												
				MUNICIPIO														
				FECHA														
PROFUNDIDAD (m)	COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	CAPA	DESCRIPCIÓN	COMPOSICIÓN GRANULO MÉTRICA	LÍMITES DE PLASTICIDAD (%)				V.R.S STD.(%)									
					*W	α LL	° LP		20	40	60	80	100	120	140			
0.00		TERRENO NATURAL	ARENA LIMOSA	%G=	4													
E-545				%S=	49	°	*	α										
1.20				%F=	47													
PROFUNDIDAD EXPLORADA 120m																		

SIMBOLOGÍA:
 F: MATERIAL FINO QUE PASA LA MALLA No. 200
 S: PORCENTAJE DE ARENA QUE PASA LA MALLA No. 4
 G: PORCENTAJE DE GRAVA

* W: CONTENIDO DE HUMEDAD.
 α LL: LÍMITE LÍQUIDO
 ° LP: LÍMITE PLÁSTICO
 V.R.S: VALOR RELATIVO DE SOPORTE

No. DE ENSAYE			
545			
PCA	5	Km	2+000

EXPLORACIÓN Y GEOTÉCNIA				CARRETERA														
				SONDEO		6												
				CADENAMIENTO		2+500												
				MUNICIPIO														
				FECHA														
PROFUNDIDAD (m)	COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	CAPA	DESCRIPCIÓN	COMPOSICIÓN GRANULO MÉTRICA	LÍMITES DE PLASTICIDAD (%)				V.R.S STD.(%)									
					*W	α LL	° LP		20	40	60	80	100	120	140			
0.00		REVESTIMIENTO	ARENA ARCILLOSA	%G=	10													
E-546				%S=	69	*	α											
0.20				%F=	21													
E-547		TERRENO NATURAL	ARENA ARCILLOSA	%G=	0													
				%S=	73	°	*	α										
1.20				%F=	27													
PROFUNDIDAD EXPLORADA 120m																		

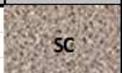
SIMBOLOGÍA:
 F: MATERIAL FINO QUE PASA LA MALLA No. 200
 S: PORCENTAJE DE ARENA QUE PASA LA MALLA No. 4
 G: PORCENTAJE DE GRAVA

* W: CONTENIDO DE HUMEDAD.
 α LL: LÍMITE LÍQUIDO
 ° LP: LÍMITE PLÁSTICO
 V.R.S: VALOR RELATIVO DE SOPORTE

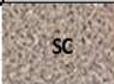
No. DE ENSAYE			
546-547			
PCA	6	Km	2+500

EXPLORACIÓN Y GEOTÉCNIA				CARRETERA		V.R.S STD.(%)												
				SONDEO		7												
				CADENAMIENTO		3+000												
				MUNICIPIO														
				FECHA														
PROFUNDIDAD (m)	COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	CAPA	DESCRIPCIÓN	COMPOSICIÓN GRANULO MÉTRICA	LÍMITES DE PLASTICIDAD (%)				V.R.S STD.(%)									
					*W	α LL	° IP		20	40	60	80	100	120	140			
0.00		TERRENO NATURAL	ARENA LIMOSA PROFUNDIDAD EXPLORADA 150m	%G=	0													
E-548				%S=	63	°	*	α										
1.50				%F=	37													

SIMBOLOGÍA:		* W: CONTENIDO DE HUMEDAD.	No. DE ENSAYE	
F: MATERIAL FINO QUE PASA LA MALLA No. 200		α LL: LÍMITE LÍQUIDO	548	
S: PORCENTAJE DE ARENA QUE PASA LA MALLA No. 4		° LP: LÍMITE PLÁSTICO	PCA	7 Km 3+000
G: PORCENTAJE DE GRAVA		V.R.S: VALOR RELATIVO DE SOPORTE		

EXPLORACIÓN Y GEOTÉCNIA				CARRETERA		V.R.S STD.(%)												
				SONDEO		8												
				CADENAMIENTO		3+500												
				MUNICIPIO														
				FECHA														
PROFUNDIDAD (m)	COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	CAPA	DESCRIPCIÓN	COMPOSICIÓN GRANULO MÉTRICA	LÍMITES DE PLASTICIDAD (%)				V.R.S STD.(%)									
					*W	α LL	° IP		20	40	60	80	100	120	140			
0.00		TERRENO NATURAL	ARENA ARCILLOSA PROFUNDIDAD EXPLORADA 120m	%G=	11													
E-549				%S=	51	°	*	α										
1.20				%F=	38													

SIMBOLOGÍA:		* W: CONTENIDO DE HUMEDAD.	No. DE ENSAYE	
F: MATERIAL FINO QUE PASA LA MALLA No. 200		α LL: LÍMITE LÍQUIDO	549	
S: PORCENTAJE DE ARENA QUE PASA LA MALLA No. 4		° LP: LÍMITE PLÁSTICO	PCA	8 Km 3+500
G: PORCENTAJE DE GRAVA		V.R.S: VALOR RELATIVO DE SOPORTE		

EXPLORACIÓN Y GEOTÉCNIA				CARRETERA																
				SONDEO	9															
				CADENAMIENTO	4+000															
				MUNICIPIO																
				FECHA																
PROFUNDIDAD (m)	COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	CAPA	DESCRIPCIÓN	COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA	LÍMITES DE PLASTICIDAD (%)				V.R.S STD. (%)											
					*W	α LL	° LP		20	40	60	80	100	120	140					
0.00		REVESTIMIENTO	ARENA ARCILLOSA	%G=	40															
E-550				%S=	49			*												
0.25				%F=	11					α										
E-551		TERRENO NATURAL	ARENA ARCILLOSA	%G=	22															
				%S=	72			*												
0.60				%F=	16					α										
SIMBOLOGÍA:				* W: CONTENIDO DE HUMEDAD.				No. DE ENSAYE												
F: MATERIAL FINO QUE PASA LA MALLA No. 200				α LL: LÍMITE LÍQUIDO				550-551												
S: PORCENTAJE DE ARENA QUE PASA LA MALLA No. 4				° LP: LÍMITE PLÁSTICO				PCA 9 Km 4+000												
G: PORCENTAJE DE GRAVA				V.R.S: VALOR RELATIVO DE SOPORTE																

Anexo 5

Memoria De Calculo

Entrando en la hoja de cálculo para pavimentos flexibles del Instituto de Ingeniería de la UNAM se obtiene la siguiente estructura, para 15 años y un coeficiente de crecimiento anual del 2.5 %, en este caso a_1 es 1 para todo el tramo se tiene:

Capa	% VRS de Diseño
terraceria	6
Sub-rasante	16
Sub-base	70
base	90

PROFUNDIDAD (M)	SUMATORIA DE EJES EQUIVALENTES
0	$7,8 \times 10^5$
15	2.5×10^5
30	2.0×10^5
60	1.9×10^5

$$Z4 = 45 \text{ cm } 50$$

$$Z3 = 31 \text{ cm } 20$$

$$Z2 = 10 \text{ cm}$$

$$Z1 = 9 \text{ cm}$$

$$d1 = \text{carpeta} = (Z1/a1) = (8/2) = 4 \text{ cm}$$

$$d2 = \text{base} = (Z2 - d1) = 10 - 4 = 6 \text{ cm}$$

$$d3 = \text{sub base} = (Z3 - Z2) = 20 - 10 = 10 \text{ cm}$$

$$d4 = \text{subrasante} = (Z4 - Z3) = 50 - 20 = 30 \text{ cm}$$

Resultados obtenidos por el método de la UNAM

Capa	• Espesor real, cm
carpeta	4
base	6
Sub-rasante	10
subrasante	30

Espesores recomendados por cuestión de la base

Capa	• Espesor real, cm
carpeta	4
base	16
Sub-rasante	0
subrasante	30

Resultados obtenidos para un nivel de confianza de 0.8

