



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS
Y FLEXIBLES DE ALTAS ESPECIFICACIONES

T E S I S
PARA OBTENER EL TÍTULO DE :
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A :
JESÚS EDUARDO HERNÁNDEZ CARMONA
HUGO ALBERTO HERNÁNDEZ PALMA
A S E S O R :
ING. GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ



FES Aragón





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



AGRADECIMIENTOS

**QUIEN SOLO CONOCE LA TEORÍA DE LA MECÁNICA
DE SUELOS Y CARECE DE EXPERIENCIA PRÁCTICA
PUEDE SER UN PELIGRO PÚBLICO...**

KARL VON TERZAGHI



HUGO ALBERTO HERNÁNDEZ PALMA

En este largo andar de la vida, conocí un sendero, un camino prolongado que conducía a muchas puertas, puertas que sin duda abrí fácilmente y otras que no, sin embargo la mayor felicidad en mi vida ha sido contar con personas tan valiosas e importantes quienes impulsaron mi carrera paso a paso y con su guía transite ese camino sin problemas, apoyándome en los momentos difíciles desde mi niñez y que hoy por hoy han sido el pilar de mi éxito, ya que sin ellos no podría estar en estas instancias. En cada fracaso y caída me motivaron a ser perseverante, no importando la gravedad de la situación; esto fue lo que mi familia me ha enseñado y que sin duda me ha transformado en la persona que soy.

Mi familia ha sido, es y será, el mayor orgullo del que yo me siento complacido en tener, siempre al pendiente de mi desarrollo, y mostrándome el camino correcto, exhortándome a jamás rendirme, y que el único rival y enemigo a vencer es la inseguridad en mí mismo. Cada éxito se los dedico con gran cariño, esperando cumplir las expectativas que esperan de mí.

Elaborar el proyecto de tesis es un gran propósito de vida, elegir el tema fue el reto principal donde el área de interés que desperté en los últimos semestres de la carrera fue la Geotecnia sin duda alguna, y gracias a ello y al apoyo de mi familia iniciamos la investigación del tema de Pavimentos, que desarrolle en conjunto con mi compañero de Proyecto. Después de meses de investigación y redacción, logramos este gran objetivo.

A MI PADRE

A mi padre Fermín Hernández Catarino que influyó en las decisiones tomadas a lo largo de mi vida y que depositó su confianza en mí. Agradezco cada uno de los consejos e indicaciones que he tomado en mi crecimiento personal.



A MI MADRE

Le agradezco mucho a mi madre María del Carmen Palma Vázquez, por el apoyo incondicional y por sus consejos que transformaron mi vida y en consecuencia me llevo a tomar mayores responsabilidades. Desde que inicié mis estudios de preescolar en cada compromiso siempre estuvo allí para impulsar mis sueños y cimentar mis propósitos a futuro, cuidando cada detalle y que quizá con grandes secciones de vida logré que culminara mis estudios y que mis aspiraciones lleguen más allá del horizonte.

A MIS HERMANOS

Doy gracias a la vida de contar con tan valiosas personas, amigos inseparables y mis ejemplos a seguir, hablo de mis dos hermanos mayores, a quienes admiro y quiero mucho y que gracias a su gran apoyo incondicional y sabios consejos, he llegado tan lejos y me motivan a continuar hacia adelante. A mi hermano Luis Ángel Hernández Palma por ser más que un hermano mayor, ha sido mi ejemplo a seguir y mi inspiración; desde pequeño siempre quise seguir sus pasos y hoy en día ha estado pendiente de mi desempeño. Agradezco mucho a mi hermanita Maricarmen Hernández Palma, por ser tan paciente conmigo y que siempre ha estado a mi lado a pesar de la distancia. Sus duras secciones me hicieron ver la realidad de la vida. Gracias hermanos míos los quiero mucho, ustedes forjaron el camino de su pequeño hermano y este logro es también de ustedes y para ustedes.

A MIS SOBRINOS

Tengo cuatro angelitos muy especiales para mí, son mis cuatro sobrinitos, Ximena, Valeria, Erick y el más pequeño Ángel Emanuel, ellos son una razón por la que día a día me esfuerzo, quiero darles un buen ejemplo y que estén orgullosos de mí, los quiero mucho, siempre los apoyare en todo momento y de las metas que fijen en su futuro estaré ahí para verlas hechas realidad.



A MI ABUELITA

Doy gracias a mi abuelita Rosa a quien recuerdo con mucho cariño, le dedico este logro allá arriba en el cielo, pidiendo que este donde este, siempre cuide de mí y de las personas que más quiero. Gracias abuelita por cuidarme desde mi infancia y verme crecer, en estos últimos meses me has hecho mucha falta, no tuve la fortuna de que me vieras titularme, aun así gracias abuelita tu que estas allá arriba, te quiero mucho.

Gracias a toda mi familia que aportó en mi formación, no alcanzan las páginas de esta tesis para agradecerles, ni para mencionarlos a todos, pero sin embargo les agradezco el apoyo y la confianza depositada en mí. Gracias a todos.

A JESÚS EDUARDO HERNÁNDEZ CARMONA

Gracias amigo Jesús Eduardo Hernández Carmona, proyectamos esta Tesis, con muchas iniciativas y ambiciones y finalmente concretamos el trabajo de varios meses, con esfuerzos, sacrificios y malspasadas; un trabajo de tesis que superó nuestras expectativas y que nos abrió las puertas para mejores opciones de trabajo y horizontes más lejanos. Conocimos mucha gente importante, diversas dependencias y sobresalientes Ingenieros interesados en nuestro trabajo de tesis. Esperamos que esta tesis sirva de guía para las clases del área de Pavimentos; también es un logro en conjunto del cual nos sentimos orgullosos de presentar y compartir con nuestros compañeros de aula y con todos los que estén interesados en complementar su formación en el área de las Vías terrestres y Geotecnia, que al igual que nosotros tengan la firme intención de incluir en su formación estudios de Posgrado. Gracias a todos.



JESÚS EDUARDO HERNÁNDEZ CARMONA

Recuerdo mi niñez con gran cariño donde descubrí que somos unos eternos estudiantes de la vida y mi gran pasión por las matemáticas y la construcción. A lo largo de mi vida he tenido grandes personas que quiero y estimo que me han apoyado y guiado con grandes lecciones y como agradecimiento a esto les dedico esta tesis.

A mis padres Jesús Hernández López y Epifanía Carmona Domínguez que con su ejemplo y paciencia me enseñaron que con trabajo duro, persistencia, paciencia y constancia se puede lograr cualquier cosa con un gran sentimiento de satisfacción y auto superación pero sin olvidar tener momentos de receso tanto solo para mí como compartiéndolo con mis seres queridos.

A mis hermanas Erika Anahí, Mónica Andrea y Karen Elizabeth que quiero porque me han ayudado incluso obligado a tomarme recesos haciéndome sentir como un niño compartiendo juegos, pláticas, consejos y una que otra broma.

A mis amigos con quienes compartí mi vida universitaria, compartiendo todos los sacrificios y logros de esta etapa, apoyándome en este cambio radical para poder adaptarme al estilo de vida de la Ciudad de México.

A mis abuelitos Jesús Hernández García, Francisca López Nava, Divina Domínguez Herrera, Ignacio Carmona Lorenzo que amo porque me han transmitido sus sabidurías a través de su gran paciencia y moralejas que me daban en cada cuento y anécdota que me transmitían, envolviéndome en sus fascinantes historias que estimularon mi mente mis valores e imaginación.

A mi tío Ing. Juan Silverio Aguirre Serrano a quien le agradezco por apoyarme cuando llegué a estudiar a la Ciudad de México, quien reforzó mi decisión de estudiar la carrera al transmitirme el gran amor que sentía a la Ing. civil, aportándome su conocimiento adquirido, siendo un gran mentor y un excelente amigo.



A NUESTROS PROFESORES Y ASESORES

Damos las gracias a nuestros profesores de la Carrera de Ingeniería Civil, quienes han hecho de nuestros conocimientos las habilidades y destrezas de la Ingeniería, necesarias para enfrentarnos al campo laboral; estamos especialmente agradecidos con nuestro profesor y asesor el Ing. Gabriel Ruiz González, por brindarnos su tiempo, atención y conocimiento durante la elaboración de este valioso trabajo de tesis en conjunto, jamás olvidare las lecciones y conocimientos adquiridos y por sobre todo la experiencia de ser ex alumnos suyos.

Agradecemos también a todos los profesores de la Carrera de Ingeniería Civil, quienes nos impartieron sus cursos y semestre a semestre motivaron nuestro interés y gusto por la Ingeniería, acrecentando nuestras expectativas sobre el área de la Geotecnia. Agradecemos por brindarnos gran parte de nuestros conocimientos para prepararnos para un futuro competitivo, no solo como los mejores profesionales, sino también como mejores personas.

Damos las gracias a nuestros compañeros y amigos de Aula de la Carrera de Ingeniería Civil y demás carreras de la Facultad de Estudios Superiores Aragón, a quienes conocimos durante estos nueve semestres de estudios, gracias por su compañía en los buenos y malos momentos, y sobre todo la experiencia de habernos compartido conocimientos y vivencias que nos hicieron amar a nuestra Universidad.

Agradecemos con mucha gratitud al Ingeniero Antonio Valdez de Laboratorios de Ingeniería Experimental y Control, por sus consejos y revisión de avances del proyecto tesis, observaciones que nos ayudaron a mejorar y afinar muchos detalles e información del mismo.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
AGRADECIMIENTOS



Estamos en deuda con la Secretaría de Comunicaciones y Transportes por la paciencia e interés mostrados durante cada visita realizada a las instalaciones, en especial con los Ingenieros Luis Ramos y Enrique Ramos, quienes con sus grandes consejos y observaciones, corrigieron y aportaron mejoras a nuestro trabajo de tesis, realmente estamos agradecidos por otorgarnos un poco de su valioso tiempo en orientarnos y asesorarnos.

Al Ingeniero Emilio Mercado del A.M.T.C., por recibirnos amablemente y dar su punto de vista acerca del trabajo hecho hasta ese momento y aportarnos información real, así como experiencias de trabajo. Estos detalles sin duda alguna, lograron transformar este trabajo de tesis en un verdadero proyecto de investigación.

En este listado mencionamos con gran entusiasmo al Ingeniero Víctor Rodríguez, a cuyas reuniones del A.C.F. acudimos, y recibimos la orientación y las recomendaciones necesarias de distintos Ingenieros y Arquitectos, quienes aportaron significativamente a este proyecto. Gracias a todos los que hicieron esto posible.

Agradecemos por último a nuestro jurado conformado por el Ingeniero Pascual García Cuevas, el Maestro en Ingeniería Mario Sosa Rodríguez, el Ingeniero Gabriel Ruiz González, el Ingeniero Gabriel Álvarez Bautista y el Ingeniero Ricardo Heras Cruz, por el apoyo y respaldo otorgado a nuestro proyecto de tesis. Gracias a todos.





ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
OBJETIVO.....	3
RESEÑA HISTÓRICA DE LOS CAMINOS EN MÉXICO.....	4
1.-CONCEPTOS BÁSICOS PARA DESARROLLAR EL PROYECTO EJECUTIVO DE UNA VÍA.....	23
1.1.- INTRODUCCIÓN.....	23
1.2.- ESTUDIOS PREVIOS.....	25
1.2.1.-ESTUDIO SOCIOECONÓMICO.....	25
1.2.2.- ESTUDIO DE FACTIBILIDAD ECONÓMICA.....	25
1.2.3.- ESTUDIO DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO.....	28
1.2.4.- ESTUDIO DE FACTIBILIDAD AMBIENTAL.....	28
1.2.5.- ESTUDIO TOPOHIDRÁULICO E HIDROLÓGICO.....	29
1.3- ANTEPROYECTO.....	30
1.3.1.- TRABAJOS DE TOPOGRAFÍA.....	31
1.4- PROYECTO DEL TRAZADO DEFINITIVO.....	33
1.4.1.- PROYECTO GEOMÉTRICO.....	33
1.4.1.1.-NORMAS GENERALES PARA EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL.....	33
1.4.1.2.-NORMAS GENERALES PARA EL ALINEAMIENTO VERTICAL.....	34
1.4.1.3.- COMBINACIÓN DE LOS ALINEAMIENTOS HORIZONTAL Y VERTICAL.....	35
1.4.2.- TRAZO DEFINITIVO DEL PROYECTO.....	37
1.5- PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEFINITIVO.....	39
1.5.1.- OBRAS DE DRENAJE.....	39
1.5.1.1.- DRENAJE COMPLEMENTARIO.....	39
1.5.1.2.- DRENAJE MENOR.....	41
1.5.1.3.- SUB-DRENAJE.....	41
1.5.1.4.- TRABAJOS DE GABINETE PARA OBRAS DE DRENAJE Y OBRAS COMPLEM.....	43
1.5.2.- OBRAS DE SEÑALIZACIÓN.....	44
1.5.3.- DELIMITACIÓN DEL DERECHO DE VÍA Y AFECTACIONES.....	45
1.5.4.-PLANTA GEOMÉTRICA.....	45
1.5.5.-PERFILES DE RASANTES, SECCIONES TRANSVERSALES Y CURVA MASA.....	46
1.5.6.-ESTUDIO GEOTÉCNICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS.....	47



1.5.6.1.- ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	47
1.5.6.2.- ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.....	49
1.5.6.3.- ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD TÉCNICA.....	49
1.5.6.4.- DICTAMEN TÉCNICO.....	50
1.5.7- PROYECTO MODIFICADO.....	50
1.5.8- PROYECTO COMPLEMENTARIO.....	50
2.- CAMINOS.....	52
2.1.- TIPOS DE CAMINOS.....	52
2.1.1.-CLASIFICACIÓN DE LOS CAMINOS.....	52
2.1.2.- CLASIFICACIÓN POR TRANSITABILIDAD.....	52
2.1.3.- CLASIFICACIÓN POR SU UBICACIÓN.....	53
2.1.4.- CLASIFICACIÓN ADMINISTRATIVA.....	53
2.1.5.- CLASIFICACIÓN TÉCNICA OFICIAL.....	54
2.2.- CLASIFICACIÓN DE TRÁNSITO.....	55
2.2.1.-ESTUDIO DEL TRÁNSITO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS.....	55
2.2.2.- TIPO DE TRÁNSITO.....	56
2.2.3.- DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO EXISTENTE.....	57
2.3.- TIPOS DE VEHICULOS.....	58
2.3.1.-CLASIFICACIÓN.....	58
2.3.2.- CARGA MÁXIMA LEGAL.....	61
2.4.- DISEÑO DEL TRÁNSITO VEHICULAR.....	62
2.4.1.-VOLÚMENES DE TRÁNSITO ABSOLUTOS O TOTALES.....	62
2.4.2.- VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO DIARIOS.....	63
2.4.3.- CARACTERÍSTICAS DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO.....	63
2.4.4.- DISTRIBUCIÓN Y COMPOSICIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO.....	63
2.4.5.- RELACIÓN ENTRE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO, ANUAL, Y SEM.....	64
2.4.6.- PRONÓSTICO DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO FUTURO.....	65
3.- INDUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS.....	67
3.1.- INTRODUCCIÓN.....	67
3.2.- NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SUELOS.....	68
3.2.1.-SUELOS RESIDUALES.....	69
3.2.2.- SUELOS TRANSPORTADOS.....	69



3.3.- CLASIFICACIÓN.....	71
3.3.1.- CLASIFICACIÓN DE SUELOS.....	71
3.3.1.1.- CLASIFICACIÓN SUCS.....	71
3.3.1.2.- CLASIFICACIÓN AASHTO.....	74
3.3.2.- CLASIFICACIÓN DE ROCAS.....	75
3.3.2.1.- ÍGNEAS.....	75
3.3.2.2.- METAMÓRFICAS.....	77
3.3.2.3.- SEDIMENTARIAS.....	78
3.4.- PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	79
3.4.1.- PROPIEDADES FÍSICAS.....	79
3.4.1.1.-RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS EN LOS SUELOS.....	80
3.4.1.2.- RELACIONES DE PESO Y VOLÚMENES.....	82
3.4.1.3.- RELACIONES FUNDAMENTALES.....	83
3.4.1.4.- GRANULOMETRÍA.....	84
3.4.1.5.- PLÁSTICIDAD O LÍMITES DE ATTERBEG.....	87
3.4.1.6.- CONTRACCIÓN LINEAL.....	89
3.4.1.7.- EXPANSIÓN.....	89
3.4.1.8.- EQUIVALENTE DE ARENA.....	90
3.4.2.- PROPIEDADES QUÍMICAS.....	91
3.4.3.- PROPIEDADES MECÁNICAS.....	92
3.4.3.1.-MÓDULO DE ELÁSTICIDAD.....	93
3.4.3.2.- MÓDULO DE RESILENCIA.....	94
3.4.3.3.- MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE O VALOR – K.....	95
3.4.3.4.- VALOR RELATIVO DE SOPORTE CBR.....	96
3.4.3.5.- ESFUERZO DE COMPRESIÓN NO CONFINADO.....	97
3.4.3.6.- RELACIÓN DE POISSON.....	97
3.4.3.7.- DESGASTE DE LOS ÁNGELES.....	98
3.4.3.8.- INTEMPERISMO ACELERADO.....	99
3.5.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL TRAMO EN ESTUDIO Y BANCOS DE MATERIALES.....	100
3.6.- ESTABILIZACIÓN DE SUELOS.....	103
3.6.1.- ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CAL.....	104
3.6.2.- ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CEMENTO.....	105
3.6.3.- ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON ASFALTO.....	106
3.6.4.- USO DE POLÍMEROS Y RESINAS.....	106
3.6.5.- ESTABILIZACIÓN ELECTROQUÍMICA CON ACEITE SULFONADO.....	107



3.7.- COMPACTACIÓN.....	108
3.7.1.- VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE COMPACTACIÓN DE SUELOS.....	108
3.7.2.- COMPACTADORES POR AMASADO. RODILLO PATA DE CABRA.....	109
3.7.3.- COMPACTADOR POR PRESIÓN. RODILLOS LISOS Y NEUMÁTICOS.....	110
3.7.4.- COMPACTACIÓN POR IMPACTO.....	110
3.7.5.- COMPACTACIÓN POR VIBRACIÓN.....	111
4.- GENERALIDADES DE LOS PAVIMENTOS.....	115
4.1.- PAVIMENTOS, CONCEPTOS GENERALES.....	115
4.1.1.- DESCRIPCIÓN Y FUNCIONES DE LOS PAVIMENTOS DE CARRETERAS.....	115
4.1.2.- CARACTERÍSTICAS QUE DEBE REUNIR UN PAVIMENTO.....	116
4.2.-PAVIMENTOS FLEXIBLES.....	117
4.2.1.- DEFINICIÓN Y FUNCIONES.....	117
4.2.2.- MODELOS DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS Y DEFLEXIONES.....	119
4.2.2.1.-MODELO DE BOUSSINESQ (MODELO MONOCAPA).....	119
4.2.2.2.- MODELO BICAPA.....	122
4.2.2.3.- MODELO TRICAPA.....	125
4.2.2.4.- SISTEMA MULTICAPAS.....	127
4.2.3.- ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO Y TERRACERÍAS.....	128
4.2.3.1.-CAPAS DE TERRACERÍAS.....	128
4.2.3.2.- CAPAS DE PAVIMENTOS.....	130
4.2.4.- ASFALTOS.....	135
4.2.4.1.- DEFINICIÓN Y CLASIFICACION DE ASFALTOS.....	135
4.2.4.2.- EMULSIONES ASFÁLTICAS.....	139
4.2.4.3.- PRODUCTOS BITUMINOSOS.....	143
4.2.5.- CLASIFICACIÓN DE LAS CARPETAS ASFÁLTICAS.....	145
4.3.-PAVIMENTOS RÍGIDOS.....	147
4.3.1.- DEFINICIÓN.....	147
4.3.2.- MODELOS DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS Y DEFLEXIONES.....	148
4.3.2.1.-ECUACIÓN PARA LA DEFLEXIÓN DE UNA LOSA.....	148
4.3.2.2.- MODELO DE WESTERGAARD.....	150
4.3.2.3.- MODELO DE HOGG.....	151
4.3.2.4.- CARTAS DE INFLUENCIA DE PICKETT Y RAY.....	154
4.3.3.- ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO.....	157



4.3.4.- CONCRETO HIDRÁULICO.....	161
4.3.4.1.- DEFINICIÓN Y COMPONENTES.....	161
4.3.4.2.- RESISTENCIA Y CARACTERÍSTICAS.....	166
4.3.5.- CLASIFICACIÓN DE LOS PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO.....	168
5.- MÉTODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS.....	173
5.1.-DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.....	173
5.1.1.- ASPECTOS TEÓRICOS Y FUNDAMENTOS DE DISEÑO.....	174
5.1.2.- MÉTODOS DE DISEÑO.....	177
5.1.2.1.- MÉTODO AASHTO.....	178
5.1.2.2.- MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM.....	209
5.1.2.3.- MÉTODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO.....	233
5.2.- DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS.....	249
5.2.1.- ASPECTOS TEÓRICOS Y FUNDAMENTOS DE DISEÑO.....	249
5.2.2.- MÉTODOS DE DISEÑO.....	252
5.2.2.1.- MÉTODO AASHTO.....	255
5.2.2.2.- MÉTODO DE LA PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA).....	279
5.2.3.- DISEÑO DE JUNTAS.....	297
5.2.3.1.- AGRIETAMIENTO POR CONTRACCIÓN.....	298
5.2.3.2.- EFECTIVIDAD DE LAS JUNTAS.....	298
5.2.3.3.- TIPOS DE JUNTAS.....	300
5.2.3.4.- MATERIALES PARA SELLADO DE JUNTAS.....	309
5.2.3.5.- DISEÑO DE LA CAJA.....	313
6.- CASO PRÁCTICO AUTOPISTA ARCO NORTE.....	319
6.1.-INTRODUCCIÓN.....	319
6.2.- ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	319
6.2.1.- DESCRIPCIÓN GENERAL DEL TRAMO EN ESTUDIO.....	320
6.2.1.1.- LOCALIZACIÓN.....	320
6.2.1.2.- CLIMA Y VEGETACIÓN.....	321
6.2.1.3.- HIDROGRAFÍA.....	322
6.2.1.4.- FISIOGRAFÍA.....	323
6.2.1.5.- GEOLOGÍA REGIONAL.....	326
6.2.1.6.- TOPOGRAFÍA.....	326



DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS Y FLEXIBLES DE ALTAS ESPECIFICACIONES

6.2.2.- ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA TERRACERÍAS.....	327
6.2.2.1.- EXPLORACIÓN Y MUESTREO.....	327
6.2.2.2.- PRUEBAS DE LABORATORIO.....	328
6.2.3.- BANCOS DE PRÉSTAMO.....	345
6.2.4.- LOCALIZACIÓN DE BANCOS DE PRÉSTAMO.....	347
6.3.- ESTUDIO DE TRÁNSITO.....	348
6.4.- DISEÑO ESTRUCTURAL.....	349
6.4.1.- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.....	349
6.4.1.1- MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM.....	349
6.4.1.2- MÉTODO AASHTO.....	374
6.4.2 - DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS.....	380
6.4.2.1- MÉTODO AASHTO.....	380

CONCLUSIÓN

ANEXOS

- ANEXO I TERRENO NATURAL
- ANEXO II BANCOS DE MATERIALES
- ANEXO III PRUEBAS DE LABORATORIO
- ANEXO IV CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES PARA TERRACERÍAS
- ANEXO V CÁLCULO DEL VRS CRÍTICO

BIBLIOGRAFÍA GENERAL

The image features the official logo of the Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). The logo is rendered in a light brown or tan color. It consists of a central shield with a map of Mexico, flanked by two eagles. Above the shield is a banner with the text "UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO". Below the shield is another banner with the text "POR MI RAZA HABRÁ UN LIBRO". The shield is supported by two figures, and the entire emblem is set against a background of vertical lines that form a stylized tower or monument. The word "INTRODUCCIÓN" is overlaid in a large, bold, grey font across the center of the logo.

INTRODUCCIÓN



INTRODUCCIÓN

A través del tiempo la economía de nuestro país ha requerido transformar la infraestructura de las vías de comunicación, el cual es un aspecto sumamente importante para mover la economía en torno al comercio e intercambio de bienes. Desde la época prehispánica nuestros antecesores dieron la prioridad de crear rutas de comercio y acueductos para suministro de la población; más tarde en la época colonial vino la verdadera transformación al introducir la carreta tirada por bestias de carga. Y es a partir de este momento cuando los caminos sustituyeron todo el antiguo sistema de transporte, sin embargo no fue sino hasta entrado el siglo XX, cuando con el ingreso del automóvil se sustituyó a la línea de ferrocarriles y se dio el importante paso para crear los primeros órganos encargados de regular y administrar las primeras vías carreteras del país.

En la actualidad las carreteras ocupan el primer lugar como vías de comunicación en el país, por lo tanto cabe recalcar que son la infraestructura indispensable del país, por medio del cual el desarrollo económico ha crecido con el paso de las décadas y son la vía principal para traslado de productos agrícolas, de comercio y personas; comunicando poblaciones locales y extranjeras.

Por lo anteriormente dicho se hace evidente la necesidad de contar con excelentes pavimentos tanto rígidos como flexibles, que garanticen un periodo de servicio prolongado, y sobre todo que la estructura resista los efectos del intemperismo y las transferencias de carga de los vehículos que transiten por ella. Para lograr este objetivo es importante realizar un anteproyecto, tomando en cuenta los datos de tránsito obtenidos en campo mediante un aforo, además de esto tener localizados los cuerpos de agua como ríos, lagunas o canales que pudieran obstaculizar la trayectoria de la vía. Un levantamiento topográfico es la base para iniciar con el trazo preliminar del futuro camino. Esto incluye un estudio socioeconómico, de factibilidad ambiental y por ultimo un estudio geotécnico que implica analizar los estratos del suelo en laboratorio para determinar su clasificación, resistencia y cambios volumétricos para posteriormente saber si cumplen los requisitos mínimos de calidad para la estructura de terracería en el camino o si es necesario prescindir de ellas, sustituyéndolos con materiales de mejor calidad.

Clasificamos los caminos de acuerdo a su transitabilidad, por su ubicación o por cuestiones administrativas, sin embargo nos avocaremos a la clasificación técnica oficial que clasifica los caminos por la cantidad de vehículos que transitan sobre ella. Además de clasificar el camino, se debe clasificar los vehículos conforme a sus ejes y tonelaje, de ahí que surgen los vehículos de ejes sencillos, tándem y trídem, cuyos parámetros son necesarios para el buen diseño de un pavimento.

El proceso continúa con el estudio de mecánica de suelos, donde identificamos los distintos tipos de suelos y posteriormente los sometemos a una clasificación como la SUCS, y de la misma manera clasificamos las rocas dependiendo su origen y características, esto nos beneficia para identificar las propiedades físicas, químicas y mecánicas de los materiales que serán de apoyo al pavimento a diseñarse. Estos materiales (suelos) conformarán las capas de terracerías y capas de pavimentos que soportarán las cargas aplicadas sobre el pavimento, por tal razón deben ser materiales resistentes y de fácil compactación; la compactación se lleva a cabo con distintos procedimientos y maquinarias, según sea la necesidad, tales como la pata de cabra o rodillo liso, entre otras.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
INTRODUCCIÓN



Es importante hacer mención de las características que debe cumplir cada pavimento a diseñarse, hablando de pavimentos rígidos y flexibles, de los cuales abordaremos con más énfasis en el capítulo 4; sin embargo hay que considerar las condiciones básicas de cada uno de ellos, entre las que están la composición de sus capas, terracerías y la calidad de los materiales empleados en cada capa, ya sea subrasante, de sub-base o base.

Hablar de pavimentos flexibles es hablar de los asfaltos y sus procesos, cuyos orígenes están en los materiales butínicos derivados del petróleo donde una vez terminado el proceso de refinado pueden ser empleados para los riegos de liga, de sello, emulsiones asfálticas y por último el tendido de la carpeta asfáltica, que integra el agregado con asfalto líquido a cierta temperatura y con una compactación adecuada, generamos una carpeta de tipo flexible que soportará las cargas de tránsito y los transmitirá a las capas inferiores. De la misma manera al abordar los pavimentos rígidos entramos al mundo del concreto hidráulico, donde este material ofrece mejor resistencia y capacidad de carga comparado con los asfaltos, así mismo este pavimento tiene la peculiaridad de prescindir de algunas capas inferiores al trabajar con el principio de viga y absorbiendo la mayor cantidad de esfuerzos de carga generados por el tránsito. Es importante explicar bajo que normas se rigen cada una de las capas que los componen y la calidad de los agregados y materiales a emplear y por sobretodo los procedimientos de estabilización de suelos y compactación para que la futura vía no presente fallas a corto o largo plazo.

La parte esencial y eje central de este trabajo de tesis conjunta, es el tema de los métodos de diseño de pavimentos más usuales en nuestro país; existen diversos métodos en todo el mundo, pero solo nos centraremos en las metodologías de diseño de pavimentos rígidos y flexibles que mas aplican en nuestro país. Las metodologías de diseño de pavimentos flexibles más usuales son el Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM (DISPAV), que es un programa asistido por computadora y que mediante el ingreso de datos de tránsito y otros factores, se obtienen diversas propuestas para los espesores de capa del pavimento. El método AASHTO para flexibles se basa en una ecuación general donde se solicita la desviación estándar, el tránsito y el índice de serviciabilidad entre otros datos importantes, los cuales nos dan espesores de capa donde se indica si cumple o no el diseño del pavimento para soportar las cargas y el periodo de diseño para el cual está proyectado.

Dentro de las metodologías de pavimentos rígidos tenemos nuevamente la AASHTO, la cual tiene las mismas bases que el AASHTO flexible, cambiando algunas variables debido al diferente comportamiento que presentan las losas de concreto hidráulico con respecto a los pavimentos flexibles. Otro de los métodos más empleados es el PCA donde se analiza las características del concreto a tensión para poder maximizar su utilización con respecto al tránsito que va soportar.

En muchas ocasiones a los lectores se les hace muy difícil interpretar y entender bien los métodos solo analizando la parte teórica, debido a esta problemática que presentan todas las personas que no están familiarizadas con el tema se realizó un caso práctico donde se muestra más claramente cómo funciona cada método y así facilitar mejor su entendimiento.

Después de analizar nuestro caso práctico se hará mención de las ventajas que otorgan los pavimentos rígidos y flexibles así como las carencias que adolecen para tener un mejor criterio en la elección del mejor, dependiendo de las características particulares de cada proyecto.



OBJETIVO



OBJETIVO

A lo largo de muchas generaciones, el diseño de Pavimentos ha progresado considerablemente conforme a los avances tecnológicos logrados en cada década, desde aquellos primeros pavimentos hechos a base de tendido de petróleo sobre la superficie, hasta las más sofisticadas capas compactadas de hoy en día, y de acuerdo con las necesidades de nuestro país, es indispensable innovar nuevos y sofisticados diseños, para mejorar las condiciones actuales de los pavimentos tales como el ciclo de vida, y reducir de manera significativa el mantenimiento e impacto económico.

El objetivo de este proyecto de tesis es acercar al joven universitario al diseño de Pavimentos de altas especificaciones, con periodos de diseños acorde a las necesidades de la creciente población que día a día demanda vías de comunicación eficientes y en excelentes condiciones de tránsito, para lo cual proporcionamos en forma práctica, guiada y completa, todos los conceptos y elementos que intervienen para realizar el diseño. Incluimos las Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, así como las Normas del Instituto Mexicano del Transporte en donde se establecen las principales Normas para el Diseño, Características de Calidad de los Materiales empleados, y la aplicación de un caso práctico real que incluye fotografías, reportes y sus respectivas pruebas de laboratorio para llevar a cabo un buen diseño.

Una vez mencionado lo anterior hay que hacer énfasis que estos objetivos no se alcanzan si no se cuenta con una base sólida, por tal razón el diseño debe estar respaldado por información preliminar recabada de la zona en estudio; tal información esta relacionada con el crecimiento de la población beneficiada, la demanda de tránsito que tendrá la nueva ruta proyectada, las características del suelo donde se desplantará el nuevo proyecto, estudios topográficos, hidráulicos, socioeconómicos, etc., que son importantes conocer para saber los parámetros de diseño a los cuales se someterá la nueva vía y que en base al diseño y a la calidad de los materiales de las capas del pavimento, dependerá el tiempo de vida de dicho camino. Finalmente esto nos determinará si en las circunstancias actuales es conveniente diseñar un pavimento rígido o flexible, y si es aceptable ambos diseños, saber las ventajas que ofrece cada uno con respecto al otro.

Esta Tesis tiene la firme intención de motivar a la comunidad estudiantil, profesores y demás personal interesado en el área, a profundizar sobre la temática del diseño de pavimentos como una necesidad primordial en nuestro país, ya que hasta la actualidad seguimos usando los mismos diseños convencionales, tales como la AASHTO Y PCA por mencionar algunos, sin embargo el Instituto de Ingeniería de la UNAM ha proyectado el DISPAV y el Instituto del Asfalto por su parte también se ha provisto de su propio método, mas sin embargo se necesita indagar más acerca de nuevos diseños, innovar un diseño más favorable a las necesidades de nuestro país y reemplazar las metodologías extranjeras, cuyos enfoques vienen aplicados a criterios y condiciones distintas a las nuestras.

Por último, cabe mencionar que deseamos transmitir el entusiasmo e interés por el diseño de pavimentos de la misma forma que nosotros lo experimentamos de inicio. El objetivo es claro, diseñar más y mejores vías de comunicación para nuestra nación.



RESEÑA HISTÓRICA

RESEÑA HISTÓRICA DE LOS CAMINOS EN MÉXICO

A lo largo de la historia de la humanidad, los transportes han sido una actividad fundamental para el funcionamiento eficiente de los intercambios de mercado, la importancia de esta actividad, radica en que desplaza productos y personas en el espacio geográfico de manera temporal o definitiva.

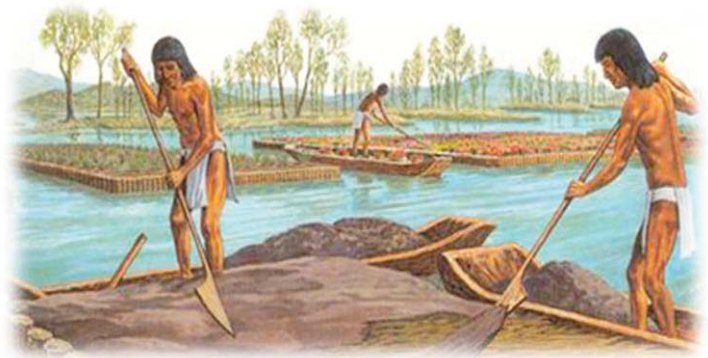
Al igual que la mayoría de los países, los transportes en México resultan de vital importancia, pues la diversidad de sus suelos y de sus producciones ha hecho necesarios los desplazamientos de productos entre regiones, con esto se satisface las necesidades de la población y al hacer intercambios mercantiles, se crece económicamente.

Sin embargo una buena parte del territorio mexicano muestra una diversidad geográfica particularmente difícil para el desarrollo de los transportes: desierto, junglas, montañas, pocos ríos navegables, un descenso sumamente pronunciado del altiplano central a la costa, etc. Desde el punto de vista de los transportes este “contratiempo geográfico”, que enfrentaron en mucha medida países como Inglaterra, los Estados Unidos y Francia, condicionó la magnitud del crecimiento económico, y en ocasiones obligó a los habitantes del territorio a utilizar formas alternativas de transporte.

LOS TRANSPORTES EN EL MÉXICO PREHISPÁNICO Y ANTES DE LA CONQUISTA

Desde hace varios milenios el territorio que ahora ocupa la República Mexicana carecía de cuerpos de agua capaces de soportar embarcaciones de mediana envergadura, el desarrollo de los medios acuáticos de transportes en el México Prehispánico obedeció dos factores. Por una parte, al hecho que la capital Mexica se hallaba sobre un lago y por la otra a las necesidades de diversos grupos sociales prehispánicos de intercambiar sus productos mediante el uso de las Costas Mesoamericanas.

Las dimensiones de la Ciudad de Tenochtitlán avala la presencia de modos de transporte que facilitaban el abasto para una población de grandes proporciones. Sin embargo ante las limitaciones tecnológicas, ambos elementos (abasto y dimensiones urbanas) requirieron de medidas organizativas, como lo fueron la profesionalización de los porteadores, la ya mencionada vinculación de las cabeceras y las mejoras en los caminos.



Aunque estas medidas significaron un área de abastecimiento importante para la Capital Mexica, no implicaron la expansión de dicha área. Aun más importante que el mejoramiento de los tamemes haya sido la posibilidad de transportar enorme cantidades de producto mediante el uso de las canoas hacia el interior de la ciudad.



Las canoas prehispánicas, muestran una tecnología propia del cuerpo de agua sobre las que se deslizaban. Así, la Acal o Acalli estaba hecho de un solo trozo de madera, “sin la más ligera falla ni el más insignificante nudo”, ahuecado por medio de fuego e instrumentos de piedra que se utilizaban para labrarlo. Los arboles de donde provenía debían ser resistentes y al mismo tiempo ligeros y fáciles de flotar. Las canoas eran de diversos tamaños pequeñas para el correo, grande para el transporte de bienes y personas (tantas que en ellas se trasladaban hasta 25), materiales alimenticios, de construcción, textiles, etcétera. En fin, todo aquello que no producía la pequeña isla ovalada situada en medio del lago de Texcoco.



La situación de los lagos del valle de México era diferente de la de las costas. Aunque no obstante lo poco profundo de los lagos que rodeaban Tenochtitlán se haya utilizado remos para impulsar las canoas, en el mar no se tiene la seguridad de que siquiera se hubiese utilizado velas. De cualquier forma el transporte de mercancía en el mar era a través de distancias relativamente cortas en comparación con las culturas marítimas. Por lo tanto dado que la navegación prehispánica estaba circunscrita a los ríos, lagos y en ocasiones las costas, las embarcaciones eran sencillas.

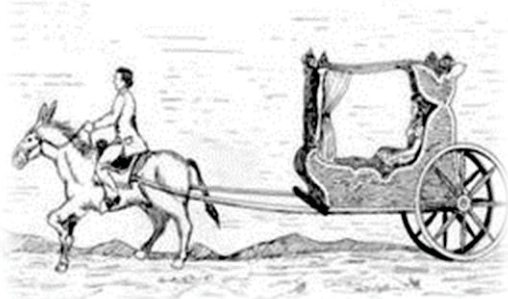
LOS TRANSPORTES EN EL MÉXICO COLONIAL Y EN LOS PRIMEROS AÑOS DE VIDA INDEPENDIENTE

Aunque la conquista española del continente americano seguía un modelo ya utilizado en las indias occidentales, en materia económica los conquistadores debieron ajustarse en buena medida a las condiciones que hallaron en el nuevo mundo. Así, fueron aplicando diversos cambios que resultaron en la modificación paulatina de las estructuras económicas e indígenas, dando paso a la nueva economía colonial.

Los cambios impuestos por España definieron el modo de portar personas y productos en los siguientes siglos. Este modo fue el de bestias de carga y en ocasiones de las carretas que estas jalaban, y de diversos navíos para el comercio de grandes distancias.



En los años inmediatos México continuó dependiendo en parte de las pautas indígenas. Sin embargo, se impuso el modo español de hacer intercambios. Eso se manifestó principalmente en la expansión de las rutas de comercio y en la orientación de la economía hacia el exterior. Ambos factores requerían de una red de caminos que obedeciera a las nuevas condiciones económicas, a la vez que tomara en cuenta la geografía. Esta nueva red de caminos suplió casi en su totalidad a las rutas precortesianas debido a factores tecnológicos, pues las rutas prehispánicas, ante la ausencia de la tecnología que hacía uso de bestias de carga y tiro, poco consideraban aspectos tales como la pendiente de los caminos o lo cerrado de las curvas: aspectos que se debieron tomar en cuenta al construir rutas sobre las cuales transitan animales cargado en carreta.



En el siglo XVI se hicieron caminos nuevos. Su trazado fundamental, que partía de la ciudad de México, iba de norte a sur y de este a oeste. Hacia el norte fue abierto el camino real que llevaba a las zonas mineras y ganaderas. Hacia el sur pasando por Oaxaca el camino se dirigió hacia el puerto de Huatulco y al istmo de Tehuantepec. Con dirección al oeste el camino pasaba por Cuernavaca y terminaba en el puerto de Acapulco. Por último, la ruta más importante iba hacia el este guiados por dos caminos a Veracruz.

Los principales caminos en el siglo XVI no eran los únicos que existían en la Nueva España. Si bien ya se usaban las carreteras lo cual requería un camino o más o menos marcado, era común el transporte de personas y productos sobre lomo de caballo, burros o mulas, así como el uso de los tamemes que, debía debido a la falta de mulas y no obstante las continuas prohibiciones por parte de la corona española, continuó durante siglos después de la conquista como modo de transporte indígena. Este determinaba un buen número de caminos casi improvisado, no obstante que se denominaba caminos e incluso caminos reales.

Así, el camino a Toluca comunicaba a la Ciudad de México con Michoacán y con el occidente de la Nueva España. Hacia el sur dos caminos, uno hacia Cuernavaca y el otro hacia Cuautla, comunicaba con el marquesado Del Valle en el sur y con tierra caliente hacia los puertos de Acapulco y Huatulco en el Pacífico. Por otro lado, había dos rutas directas a Veracruz la más importante que pasaba por Otumba, Apam y Jalapa y la de menor importancia que atravesaba por el valle de Orizaba. Estas rutas suministraban al Valle de México.

LOS TRANSPORTES EN EL MÉXICO INDEPENDIENTE DEL SIGLO XIX

En los primeros años del México Independiente, se experimentó un atraso económico con respecto al periodo colonial.

Esta situación cuya gestión probablemente se dio desde la última década de ese periodo, fue uno de varios obstáculos para que pudiera desarrollarse una infraestructura de transporte similar a la que ya se venía dando en otros países.

A pesar de que en esos primeros años de la independencia ya se tenía una idea de que los transportes eran fundamentales para el crecimiento económico, la falta de un Estado fuerte que aglutinara fuerzas internas o externas que impulsaran la formación de dicha infraestructura fue una de las razones por las que solo hasta la segunda mitad del siglo XIX se emprendió la tarea de modernizar, y considerando la modificación geopolítica que experimentó en 1848 los caminos mexicanos. Sin embargo, la revolución en materia de transporte que se dio durante las últimas décadas del siglo XIX, no vino de los caminos, si no de los ferrocarriles que fueron fundamentales para la formación del capitalismo en México.

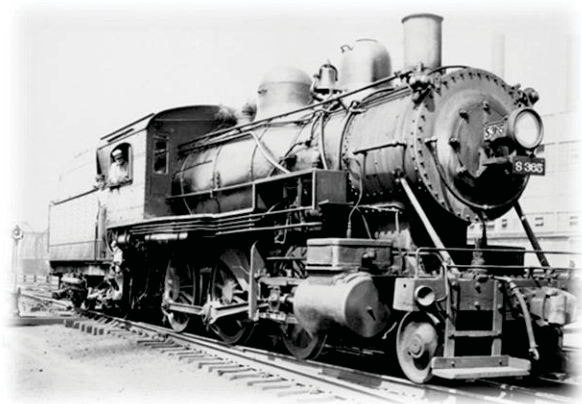


Los ferrocarriles

El deseo de construir un ferrocarril en México surgió desde muy temprano. En 1824 se dictó una ley en que con intención de abrir una ruta entre el golfo de México y el océano pacífico por el istmo de Tehuantepec, se estipulaba la posibilidad de hacer uso de las formas de locomoción que desde inicio del siglo XIX se desarrollaba en Europa. Este decreto al parecer, fue el único que consideró la posibilidad de un proyecto ferrocarrilero en los primeros años de vida independiente, y no fue hasta 1837, cuando vio la luz el primer plan ferroviario formal. Este fue elaborado por Francisco Arrillaga (ex secretario de marina y hacienda en su época), quien trabajó en él durante poco más de 10 años. Arrillaga sugirió a la construcción de un camino de hierro entre la ciudad de México y el puerto de Veracruz. El proyecto aunque poco realista marco el inicio de una serie de planes ferroviarios que en su mayoría fracasaron. Fue a partir de 1850, una vez perdida la mitad del territorio cuando se fueron concretando otros planes de construcción ferroviaria.

La mayoría de los planes ferrocarrileros de estos años solo llegaron a la etapa de la posesión por parte del gobierno; pero los proyectos quedaron trancos por diversas razones, entre estas destacan, como siempre, las condiciones geográficas del país, así como el clima tropical, la fragmentación del espacio nacional en diversas áreas fiscales y comerciales, lo inadecuado de las leyes y reglamentos., la inexistencia de un sistema bancario y un empresariado renuente al riesgo. Estos obstáculos propiciaron entre 1850 y 1876 de 50 concesiones asignadas a particulares, 93% no se llevaron a la práctica.

Aunque de proporciones modestas el 7% restante se concretó en obra ferroviaria. El primer ferrocarril en operación en México fue un pequeño tramo de vía que iba del puerto de Veracruz a el Molino; su longitud era de alrededor de 11.5 kilómetros y los trenes comenzaron a correr el 16 de septiembre de 1850. El segundo ferrocarril que se construyó fue también un tramo de 5 kilómetros dedicado a los paseos dominicales, que iba de la Ciudad de México a la Villa de Guadalupe; esta línea fue inaugurada por el Presidente Comonfort a mediados de 1857.



Durante el imperio de Maximiliano se avivó el interés por construir la vía en México - Veracruz. Esta, dotada de más fondos aceleró el ritmo de construcción, y unos meses antes de la restauración de la República, Maximiliano inauguró el tramo de 139 kilómetros que salía de la ciudad de México y terminaba en Apizaco. En el otro extremo de la vía el tramo que salía de Veracruz se había extendido 76 kilómetros hasta el Paseo de Macho.

Restaurada la República se inauguró el ramal Apizaco-Puebla; en 1872 el otro extremo de la línea llegó a Orizaba y a inicios del año siguiente el Presidente Sebastián Lerdo de Tejada hizo el viaje en tren de la Ciudad de México al puerto de Veracruz en la línea que se llama el Ferrocarril Mexicano. Así, en 1873 México contaba con su primera línea completa de ferrocarril, años después de que varios países iberoamericanos tuvieran la suya.

Camino y Automóviles

En el régimen porfirista se construyó un enorme sistema ferroviario, no obstante parte de los mexicanos a fines del siglo XIX e inicios del XX continuaban haciendo uso de los caminos para sus actividades cotidianas. Estos en buena medida fueron construidos durante los años inmediatamente previos al régimen porfirista.

Una de las características que más destaca de los caminos troncales comprendidos entre 1867 y 1876 fue su extensión. En la mayoría de los casos, las nuevas rutas troncales se originaban en la Ciudad de México y de ahí se dirigían hacia la mayoría de las capitales de los Estados, a seis puertos del Pacífico, cuatro del Golfo y tres fronteras con los Estados Unidos. Por consiguiente, la zona del altiplano continuó siendo la mejor comunicada del país, mientras que la del sureste quedó prácticamente aislada.



La red troncal de caminos construida en los años previos al Porfiriato fue financiada tanto por el gobierno federal, como por el estatal por donde pasaba la ruta. Para la construcción del camino se creaba una sociedad que aportaba una cantidad y se obligaba a terminar la obra en un tiempo determinado. Una vez concluido el camino, se hacía uso de mano de obra local y gratuita para su conservación; a cambio de estos servicios proporcionados por el municipio, se otorgaba la exención del servicio militar en el ejército federal o en las guardias de los Estados.

Así, para la conservación de las rutas se reparaban baches, se reforzaban terrenos blandos, se empedraban las puestas para que la tracción de los animales no desgastara el camino, se limpiaron cunetas y alcantarillas, etc. Todo esto con el objetivo de que por ahí pasaran arrieros y diligencia. Así, mientras que en el siglo XVII el transporte de la Ciudad de México al puerto de Veracruz llevaba poco menos de nueve días para los años de la República Restaurada el mismo trayecto se hacía en tres jornadas y media.

A pesar de su baja calidad y de sus dificultades para conservarlos en regular estado, los caminos trazados y construidos durante la República restaurada fueron la pauta tanto para el ferrocarril como para las modernas carreteras de hoy en día.

En el porfiriato en vista de que los ferrocarriles no llegaban a todas partes, un sinnúmero de intercambios se seguían haciendo sobre bestias de carga e incluso sobre la espalada de los indios. No obstante, los caminos mexicanos de esos años mostraron un retraso relativo con respecto a los ferrocarriles, toda vez que estos presentaban una mayor eficiencia en cuanto a distancia, rapidez y volumen transportado. Aun así, muchos caminos continuaron con sus actividades de siempre; primero por que operaban como alimentadores de las líneas ferroviarias y segunda porque su costo económico era muy reducido, lo cual los hacía accesible a la populosa clase baja de la época.



Como parte de la política de fomento a las vías de comunicación, y en particular con motivo de creación en 1891 de la Secretaría de Comunicaciones y Vías Públicas durante el porfiriato se aplicó la política de dotar de caminos a aquellas regiones no tocadas por los ferrocarriles. Esto vino a complementar la red de rutas creadas durante la República de Restauración. Sin embargo, debido a las dificultades fiscales, los recursos que el estado porfirista orientó al mantenimiento de caminos se fueron reduciendo hasta que en 1895 dejó la responsabilidad a los Estados de la República. La medida no resultó la más adecuada para el desarrollo de las comunicaciones terrestres no ferroviarias y nuevamente, los viejos caminos coloniales y republicanos debieron esperar pocos años más para su desarrollo.

Es probable que la necesidad de impulsar la construcción de las carreteras modernas haya surgido de la llegada a México del automóvil, de acuerdo con los diarios de la época, el primer automóvil se dejó ver en la Ciudad de México en los primeros días de 1895 y pronto se convirtió en un pasatiempo de la clase alta. Pocos años después se construyó un automóvil en México que contaba con innovaciones tecnológicas similares a las que al mismo tiempo se desarrollaron en otros países del mundo. En los primeros años del siglo XX las calles adoquinadas y empedradas de la ciudad de México, Guadalajara y Monterrey, contaban ya con varios automóviles.

El fanatismo que surgió en torno al uso de los automóviles llevó a la fundación de una asociación para la compostura y conservación de caminos. Sin embargo, la idea de que el automóvil venía a mejorar inequívocamente a los caminos mexicanos no surgió sino hasta 1907 cuando el presidente Porfirio Díaz se transportó en un vehículo de este tipo. Fue así que la prensa de la época se percató de que el automóvil “haría” los caminos de México, acercaría las ciudades, pueblos, etc.



En 1910, pocos meses antes del inicio de la Revolución Mexicana, el Presidente Porfirio Díaz inauguró la carretera de México a Puebla y la que iba de Iguala a Chilpancingo. Estas nuevas carreteras fueron construidas con el automóvil en mente; el piso natural fue cubierto con macadam (piedra machacada y arena aglomerada con una apisonadora), los puentes angostos y débiles fueron reforzados y se aplicaron las normas adecuadas en materia de pendientes y curvas.



LOS TRANSPORTES EN EL MÉXICO DEL SIGLO XX

El sistema carretero fue la competencia más fuerte a la que debieron enfrentarse los ferrocarriles. En vista de que este medio de transporte continuaba importándose de Europa y de Estados Unidos, los usuarios apoyaron y presionaron al gobierno para que construyeran carreteras que soportaran el autotransporte. En 1911 el Presidente Madero creó Inspección de Caminos, Carreteras y Puentes, dependiente de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas.



Se difundió el uso práctico de los vehículos automotores, y para 1912 se transportaba mercancía, se utilizaban automóviles para la persecución de maleantes en la Ciudad de México y la Cruz Roja también ya ambulancia. Por otro lado, también en esos años surgen industrias relacionadas con los vehículos automotores, tales como la fabricación de neumáticos, el expendio de gasolina y la venta de vehículos usados. En fin, ya para la segunda década del siglo XX el automóvil se hizo presente en múltiples actividades de la economía mexicana. Hacia 1913 México contaba con 4,000 vehículos solo superado en Latinoamérica por Argentina con 10,000 y Brasil con 5,000.

Con la mayor utilización de los vehículos automotores, se vio la posibilidad de que estos complementaran el trabajo de los ferrocarriles. Así, en los años posteriores a la Revolución Mexicana, se favoreció la construcción o adaptación de caminos sobre rutas donde no pasaran vías férreas o que fueran ramales de estas hasta poblaciones pequeñas.

Pero si bien cerca de las ciudades había carreteras más o menos similares a las de hoy, es decir con pavimento petrolizado o de concreto, la mayor parte de los caminos no distaba mucho de las antiguas brechas de la diligencia. Cuando mucho contaban con revestimiento que las hacía un poco más sólidas, de forma que para un viaje debía contemplarse la posibilidad de una serie de contratiempos (ponchaduras, lodazales, salteadores, etc.). En las dos primeras décadas del siglo XX la mayoría de los viajes en automóvil o en camión eran cortos debido a que los neumáticos no soportaban distancias mayores a los 50 o 60 kilómetros.

El término de conflicto bélico en México, liberó grandes cantidades de vehículos que antes tenían fines militares. Por su parte, las autoridades se percataron que con una infraestructura menos costosa que la ferroviaria se podría integrar geográficamente a la nación. Paulatinamente se fueron construyendo o acondicionando rutas y salvando obstáculos; las carreteras comenzaron a unirse, sobre todo aquellas donde la geografía lo facilitaba. La presión de nuevos tipos de vehículo de fuerza motriz como tractores, camiones, autobuses y automóviles más veloces y resistentes favoreció la construcción de dichas carreteras.

La construcción y financiamientos de las carretas mexicanas, iniciada formalmente en 1925, fue encomendada a la Comisión Nacional de Caminos que dependía de la Secretaría de Hacienda y de Comunicaciones y Obras



Publicas. Esta comisión fue creada en vista de la necesidad imperiosa que por esos días tenía el país de nuevas carreteras, debido al repunte importante de automóviles, camiones, autobuses, tractores y motocicletas que se daba en las zonas urbanas y rurales del país, como la muestra a continuación en el siguiente cuadro.

EVOLUCIÓN DEL AUTOTRANSPORTE EN MÉXICO (1924-1980)			
AÑO	AUTOMOVILES	CAMIONES DE PASAJEROS	CAMIONES DE CARGA
1924	32523	4802	5525
1930	63063	6261	7999
1935	64663	6828	23792
1940	93632	10141	41935
1945	113317	12407	59814
1950	173080	18466	111252
1955	308097	22320	220229
1960	483101	26126	293423
1965	771118	30702	288684
1970	1233824	33059	524985
1975	2301300	42700	839800
1980	4254880	83800	1489143

En 1925, tanto la Comisión Nacional de Caminos, como las Comisiones Estatales decidieron que la construcción de carreteras sería llevada a cabo por técnicos mexicanos y no por compañías extranjeras. En materia de financiamiento, se recurrió a los impuestos a la gasolina y a los tabacos labrados.

En 1926 la Comisión terminó de acondicionar las carreteras de México a Puebla y a Pachuca que si bien no eran buenas, fueron sometidas a un recubrimiento a base de petróleo.

Los trabajos del Segundo Congreso Nacional de Caminos celebrado en 1928, dieron la pauta para determinar por donde pasarían las carreteras principales. En poco tiempo se construyó la carretera que iba de Monterrey a Nuevo Laredo hacia el norte y Linares hacia el sur; estos tramos, agregados al que iba de México a Pachuca terminaron siendo parte de la carretera internacional, proyectada en dicho Congreso, que conectaba a la Ciudad de México con la frontera de Nuevo Laredo. Se construyeron también las carreteras a Acapulco, Toluca, Cuernavaca, Torreón, Durango, etc.

Una de las propuestas más interesantes del Segundo Congreso Nacional de Caminos fue la de promover la participación de los Estados en el tendido de caminos. Esta promoción fue fundamental para la construcción de un sistema de carreteras pues las entidades federativas trazaron proyectos nunca antes contemplados en los mapas de caminos del país. Por supuesto los caminos estatales no fueron tan llamativos como los federales y en su mayoría eran de terracería, pero aun así contribuyeron a sumar 3,500 km en la tercera década del siglo.

Para la década de los treinta el tránsito de vehículos se incrementó considerablemente. Destacó la carretera federal México-Nuevo Laredo, de 1,226 km de longitud. Hacia finales de la década también se concluyeron otras obras troncales de importancia como la carretera de México a Guadalajara por Morelia y algunos tramos de la ruta Nogales-Guadalajara y de la Ciudad de México a la frontera con Guatemala.

Al finalizar la Segunda Guerra Mundial se hicieron comunes los vehículos de mayor tamaño y con capacidad de recorrer grandes distancias. El establecimiento de armadoras de automóviles en el país dio los recursos fiscales necesarios para continuar con la construcción de la red carretera.

Los siguientes mapas muestran como durante los años treinta y cuarenta de forma paulatina se fueron construyendo y uniendo diversos tramos carreteros, en pos de un sistema nacional integrado.



MAPA No. 1. Extensión de la Red Carretera Nacional hasta 1930

FUENTE: Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Subsecretaría de Infraestructura, Programa Nacional para la Modernización Carretera, SCT, México, DF, 1991.

El mayor esfuerzo hasta entonces realizado en materia de construcción de carreteras fue emprendido por los gobiernos de Manuel Ávila Camacho y Miguel Alemán (1940-1952). En esos 12 años México llegó a contar con 2,000 km de carreteras cuyas rutas pasaban por lugares poco transitados, hecho fundamental desde el punto de vista Regional. El cambio que se dio en materia de comunicaciones en esos años fue de la magnitud de lo que en el porfiriato lograron los ferrocarriles. Las obras más importantes realizadas en estas dos gestiones gubernamentales fueron la carretera Cristóbal Colón, que cruzaba Oaxaca y Chiapas en dirección a Guatemala, y dos rutas troncales de gran longitud: la de México a Ciudad Juárez, y la de Nogales a Guadalajara.



MAPA No. 2. Extensión de la Red Carretera Nacional hasta 1940

FUENTE: Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Subsecretaría de Infraestructura, Programa Nacional para la Modernización Carretera, SCT, México, DF, 1991.

Ambas obras y otras de menor dimensión corrían paralelas a las líneas de ferrocarril. Este paralelismo y la expansión carretera fueron las razones por las que, a partir de 1950, el ferrocarril empezó a perder importancia relativa como sistema de transporte. Sin embargo, no debe soslayarse el hecho de que en ese año fueron las vías férreas las que unieron las dos penínsulas mexicanas con el resto del país. Con respecto a la obra carretera, el año de 1950 también fue importante, pues fue cuando quedaron unidas las dos fronteras mexicanas.

En los años cincuenta, México contaba con una red de carreteras pavimentada y acondicionada; con dos carriles y señalización que permitían velocidades considerables. No obstante, la red carretera aun contaba con caminos de terracería, lo que la colocaba en desventaja con respecto a los ferrocarriles, sobre todo en las rutas más largas y en materia de velocidad. Era importante, superar las limitaciones que ofrecían las carreteras para competir con el ferrocarril.

Después de un pequeño receso en la construcción de las grandes obras carreteras, la tecnología en materia de carreteras dio un salto importante en México con la construcción de la primera autopista: la que iba de México a Cuernavaca. Dicha autopista, inaugurada en 1952, cuenta con cuatro carriles, camellón central, acceso controlado y no interfiere con la carretera vieja; destaca el hecho de que, para su construcción y mantenimiento, se volvió a la muy antigua modalidad de cobrar peaje a cada uno de los usuarios. Casi al mismo tiempo se inicio la construcción de la autopista México-Querétaro y de otras obras relevantes como el enlace carretero entre Sonora y Baja California, la carretera Coatzacoalcos-Campeche y el tramo San Luis Potosí-Saltillo.



MAPA No. 3. Extensión de la Red Carretera Nacional hasta 1950.

FUENTE: Secretaria de Comunicaciones y Transportes, Subsecretaría de Infraestructura, Programa Nacional para la Modernización Carretera, SCT, México, DF, 1991.

Con la división en 1959 de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas en dos entidades administrativas independientes: Obras Públicas y Comunicaciones y Transportes, las carreteras mexicanas contaron con mayores presupuestos para su construcción y mantenimiento.

En los años sesenta se construyeron algunos troncales de importancia, cientos de caminos secundarios, se inició la Transpeninsular de Baja California, se rectificaron trazos difíciles y se acortaron rutas. Para mediados de esa década, México contaba con 56, 000 km de carreteras. De entre estas destacan las autopistas México-Puebla, México-Querétaro y Tijuana-Ensenada, así como los grandes puentes mexicanos: el de la Barranca de Metlac, el de Tecolutla y Nautla, y sobre los ríos Coatzacoalcos y Papaloapan.



MAPA No. 4. Extensión de la Red Carretera Nacional hasta 1960

FUENTE: Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Subsecretaría de Infraestructura, Programa Nacional para la Modernización Carretera, SCT, México, DF, 1991.

Con la construcción y acondicionamiento de caminos rurales, para 1975 la red de carreteras mexicanas creció a 185, 000 km. Dichos caminos rurales fueron dotados de piso compactado, cunetas, alcantarillas, de manera que numerosas comunidades agrícolas, selváticas, desérticas y montañosas se hicieron más accesibles. Por otro lado, también se dotó a algunos pueblos de libramientos para que sus actividades productivas no interfirieran con el paso de vehículos pesados.

Por otra parte, en algunas de las principales carreteras se ampliaron los carriles con objeto de hacer más fluido el tránsito. Sin embargo, en los años setenta se hizo evidente la obsolescencia de una parte de la infraestructura carretera, provocada tanto por la sobreexplotación de algunas rutas, debido al crecimiento económico y demográfico, como por la utilización de un mayor número de vehículos capaces de transportar cargas más pesadas, toda vez que los ferrocarriles no experimentaron un desarrollo similar al de la red de carreteras.



MAPA No. 5. Extensión de la Red Carretera Nacional hasta 1970

FUENTE: Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Subsecretaría de Infraestructura, Programa Nacional para la Modernización Carretera, SCT, México, DF, 1991.

La red carretera de México se constituyó en un cuello de botella hacia finales de los años setenta. Por ello, los gobiernos de la década siguiente se dieron a la tarea no solo de incrementar la longitud y capacidad del sistema ya establecido, sino también a la construcción de caminos rurales y alimentadores. Al principio el resultado no fue del todo exitoso, de ahí que posteriormente se tomaran una serie de medidas que buscaron la desregulación de la actividad. En ese tenor, se licitaron varios proyectos de construcción de grandes carreteras y se eliminaron las rutas exclusivas, mientras que los gobiernos federales y estatales se hacían cargo de los caminos rurales. En materia de autopistas y reconstrucción de carreteras, se construyeron 60 vías de cuatro carriles, se dedicaron recursos para el mantenimiento de otras carreteras, y se construyeron 10, 000 km de caminos vecinales. Este avance, no estuvo exento de cierta anarquía, sobre todo en cuestión de rutas y tarifas.

En los últimos años del siglo XX se observa que en México se transportan mercancías y personas por carretera, lo cual se explica tanto por factores institucionales como por el espectacular desarrollo tecnológico de la infraestructura. Es innegable que las carreteras han contribuido sustancialmente al crecimiento económico de México, mas este crecimiento no ha sido sectorialmente parejo. Si bien por carretera entran y salen múltiples productos hacia los Estados Unidos, el turismo de ese país ya no entra a México por tierra. Esto se debe a que, después de 1950, surgió un medio de transporte más acelerado que el de las carreteras: la aviación.



MAPA No. 6. Extensión de la Red Carretera Nacional hasta 1980

FUENTE: Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Subsecretaría de Infraestructura, Programa Nacional de Autopistas, Propósitos y Logros, SCT, México, DF, 1994.

A partir de 1983 desapareció la SAHOP y se constituyó la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE) y la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). A esta última se le asignó la función de construir y operar la infraestructura del transporte y se creó la Subsecretaría de Infraestructura, que se encargaría de la planeación y construcción de infraestructura carretera, portuaria, aeroportuaria y ferroviaria del país.

El Gobierno de la Madrid enfrentó una crisis financiera que comenzó el sexenio anterior, lo que mantuvo en recesión a la obra pública. Esta situación afectó a la infraestructura carretera del país impidiendo su modernización y conservación, lo cual repercutió en los niveles de servicio ya que el número de unidades de vehículos de carga y pasaje iban en aumento así como el peso de los vehículos. Se destaca la construcción de dos puentes: El Coatzacoalcos II y el Puente Tampico y la red carretera registró un crecimiento de 21, 324 km.

A inicios de 1989, la red nacional contaba con 237, 057 km, de los cuales un 34.57% estaban pavimentados y 47, 504 km corresponde a la red troncal -libre y de cuota. La red troncal creció 6, 788 km y en la red estatal se construyeron 8, 683 km, aunque no todos fueron obra nueva sino que se revistieron tramos de terracería.



MAPA No. 7. Extensión de la Red Carretera Nacional hasta 1989.

FUENTE: Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Subsecretaría de Infraestructura, Programa Nacional de Autopistas, Propósitos y Logros, SCT, México, DF, 1994.

Sin embargo, el 55% de la longitud total de la carretera troncal superaba su vida útil al registrar por lo menos 30 años de servicio (la vida media de una carretera oscila entre los 20 y 30 años) y sólo el 15% de la red contaba con menos de 15 años de operación. Por lo que, una vez iniciado el nuevo sexenio a cargo del Lic. Carlos Salinas de Gortari (1988-1994), se impulsó un Programa de Modernización Carretera que incluía el mejoramiento de las condiciones de la Infraestructura Carretera Nacional mediante la ampliación de tramos carreteros, la construcción de nuevas rutas troncales y estatales así como la repavimentación y reparación de otros tramos.

En este sexenio se creó el Programa Nacional de Autopistas, permitiendo una nueva modalidad de financiamiento en la construcción de infraestructura carretera en nuestro país con la participación de capital privado. Esto permitió la estructuración y complementación de las rutas troncales de altas especificaciones para dar mayor fluidez y rapidez al tránsito de mercancías, bienes y personas. Era necesaria la implementación de este programa con el fin de liberar recursos del erario federal y asignarlos para la construcción de otras obras y que al mismo tiempo la longitud de la red troncal siguiese creciendo para satisfacer las demandas del país. Esto implicó la aplicación de nuevas técnicas constructivas, ya que el trazo y el proyecto geométrico se modificaron para garantizar que el tiempo de recorrido se redujera y se obtuviesen ahorros en tiempo y traslado.



MAPA No. 8. Extensión de la Red Carretera Nacional hasta 2000.

FUENTE: Pruneda Padilla, R., Programa Nacional de Autopistas 1989-1994, propósitos y logros, SCT, México, D.F., pp. 238-239

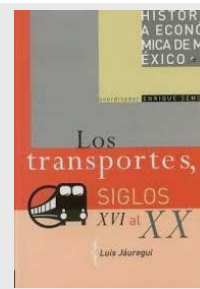


Conforme a los datos y estadísticas disponibles en los anuarios estadísticos publicados por la SCT, para 2014 la red carretera nacional tenía una longitud de **335, 000** kilómetros, de los cuales 110, 000 aproximadamente se encuentran pavimentados, incluyéndose en ellos alrededor de 8, 000 km de autopistas y carreteras de altas especificaciones. En esta red circula una flota de cerca de 15 millones de vehículos automotores.



REFERENCIAS

- LOS TRANSPORTES, SIGLOS XVI AL XX
LUIS JAUREGUI
OCEANO



- HISTORIA DE LAS COMUNICACIONES Y LOS TRANSPORTES EN MÉXICO
CARDENAS DE LA PEÑA
SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, MÉXICO, 1988



- HISTORIA ANTIGUA DE MEXICO
CLAVIJERO, FRANCISCO JAVIER
PORRUA



- LAS CARRETERAS DE MÉXICO (1891 – 1991)
GARCÍA MARTÍNEZ, BERNARDO
SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES



- VIAJE A LA NUEVA ESPAÑA
GEMELLI CARRERI, GIOVANNI FRANCESCO
UNAM



- ESTRUCTURA Y DESARROLLO DEL SECTOR TRANSPORTE EN MÉXICO SEGUNDA EDICIÓN
ISLAS RIVERA, VÍCTOR
EL COLEGIO DE MÉXICO





- PRIMER INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1989
- SEGUNDO INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1990
- TERCER INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA
REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1991
- CUARTO INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA
REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1992
- QUINTO INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1993
- SEXTO INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1994





CAPITULO I
ESTUDIOS
PRELIMINARES DE UN
PROYECTO

The image features the official seal of the National Autonomous University of Mexico (UNAM) in a light brown color. The seal is centered and surrounded by a series of vertical rays of light that extend from the top and bottom of the seal. The text is overlaid on the seal in a bold, grey, sans-serif font. The text is arranged in four lines: 'CAPITULO I', 'ESTUDIOS', 'PRELIMINARES DE UN', and 'PROYECTO'. The seal itself contains the text 'UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO' at the top and 'POR MI RAZA HABRA UN LIBRE PENSAMIENTO' at the bottom. The central part of the seal depicts a map of Mexico.



1. CONCEPTOS BÁSICOS PARA DESARROLLAR EL PROYECTO EJECUTIVO DE UNA VÍA

1.1 INTRODUCCIÓN

El proyecto ejecutivo es de suma importancia para el desarrollo de una obra vial, ya que integra toda la información necesaria que se requiere para determinar las dimensiones, las características, materiales apropiados y procedimientos constructivos, así como para establecer las Especificaciones Particulares y Complementarias de cada uno de los conceptos de obra que intervienen para la construcción de la misma.

El sistema de carreteras en nuestro país evoluciona continuamente, por lo que para adquirir adecuadamente la información actual necesaria para elaborar el proyecto de la obra vial, es fundamental contar con una planificación, que nos defina el procedimiento a seguir para el desarrollo óptimo del proyecto.

Para el desarrollo de cualquier proyecto en general en la planeación y especialmente de una carretera, se deben plantear las siguientes etapas operativas:

Etapa 1.- Estudios Previos:

Es el empleo de diversos estudios para obtener la información y datos de carácter socioeconómico y técnico, que permita justificar la construcción de un nuevo camino, aplicar mantenimiento a uno ya existente o rehabilitar detalles del mismo y con esto lograr los objetivos del proyecto.

Etapa 2.- Anteproyecto:

Con la información obtenida en los estudios preliminares, se plantean distintas alternativas posibles de trazos del eje de camino y de soluciones al problema; analizando cada una de ellas con base a diferentes criterios y factores condicionantes, seleccionando la alternativa más factible; a este procedimiento se le considera como Anteproyecto. Debiendo considerar a corto y mediano plazo los problemas consecuentes al llevar a cabo la alternativa elegida.





Etapa 3.- Proyecto de trazado:

En esta etapa, se plasma en forma definitiva la alternativa elegida, se define la geometría del camino y realizando todos los trámites administrativos correspondientes; entre los que destacan: derecho de vía sobre el trazo, liberación de terrenos afectados y permisos legales indispensables para la construcción del camino.

Etapa 4.- Proyecto de construcción:

En esta etapa se determinan las especificaciones particulares, procedimientos constructivos, determinación de las características, obras complementarias, así como la cuantificación del costo de cada uno de los conceptos de obra a realizar en la construcción del camino (Proyecto Definitivo de Construcción). Así mismo, se establecen los términos del documento contractual o contrato de obra que deberá cumplir el contratista a quien se le asigne la construcción de la obra.

Etapa 5.- Proyecto Modificado:

Se contempla durante esta etapa el transcurso de la construcción de la obra, debido a imprevistos que obligan a modificar las características del proyecto original, teniendo que adaptarse a las condiciones y situaciones reales que se presentan.

Etapa 6.- Proyecto Complementario:

En esta etapa se consideran las acciones adicionales tales como: las modificaciones o cambios convenientes o de menor importancia, que corresponden a los proyectos de las obras complementarias.

Para poder entender con mayor claridad los puntos antes mencionados, se explicaran a continuación más a fondo los elementos que intervienen para cumplir cada una de ellas.

1.2 ESTUDIOS PREVIOS

1.2.1 ESTUDIO SOCIOECONÓMICO



En el estudio Socioeconómico se debe contemplar los aspectos más importantes de la zona de influencia, como información social, demográfica, económica, histórica, política, orográfica, agrícola, actividades culturales, etc. También se debe considerar una lista de las comunidades beneficiadas directa o indirectamente, además del análisis de la relación costo-beneficio que se obtendrá con la construcción del camino.

1.2.2 ESTUDIO DE FACTIBILIDAD ECONÓMICA

Este estudio de factibilidad económica se realiza por medio de los estudios sobre cuantificación de costos y beneficios de un programa o proyecto de inversión en donde se muestre que el mismo es susceptible de generar, por sí mismo, beneficios netos bajo supuestos razonables; y debe estar sustentado con información confiable y precisa que permita determinar una cuantificación en términos monetarios de los beneficios y costos en forma detallada. Dicho análisis debe tener lo siguiente:



- **Resumen ejecutivo**, deberá presentar una visión global del proyecto, describiendo brevemente sus aspectos más relevantes. Se explicara en forma concisa la necesidad de cubrir la problemática que se pretende resolver, las principales características del proyecto, las razones por las que la alternativa que sea elegida es la más conveniente para resolver dicha problemática o atender esa necesidad, sus indicadores de rentabilidad y los riesgos asociados a su ejecución.
- **Análisis de la situación actual sin proyecto y probables soluciones**. En este concepto, se debe presentar un diagnóstico de la situación actual que motiva la realización del proyecto, resaltando la problemática que se pretende resolver, la necesidad que se busca resolver a través del mismo. También se debe señalar y explicar las principales características de las alternativas evaluadas, así como las razones por las que no fueron seleccionadas para atender la problemática o la necesidad. En particular, se deberá describir la situación sin proyecto, considerando las medidas de optimización de la situación actual, esto es las acciones que se realizarían en caso de que el proyecto no se realice. El efecto de las medidas de optimización deberá proyectarse a lo largo de la evaluación, con el fin de asegurar que en esta solamente se consideren los costos y beneficios atribuibles a la realización del proyecto.



- **Descripción del proyecto.** En este concepto se deberán señalar las características más importantes del proyecto, incluyendo lo siguiente:
- Objetivo del proyecto, el cual debe corresponder a uno o más de las estrategias y objetivos establecidos a seguir para su desarrollo y que considerando los programas sectoriales, regionales y especiales de la entidad.
 - Propósito del proyecto. Es decir el resultado inmediato o consecuencia directa que se espera lograr con la ejecución del proyecto y que contribuirá a alcanzar el objetivo a que se refiere el inciso anterior, por ejemplo los ahorros en tiempos de desplazamientos al construirse una carretera, facilitar la fluidez en el intercambio comercial, etc.
 - Componentes. Estos son los activos que resultarían de la realización del proyecto, tales como construcción de edificios, caminos troncales, plantas productivas, mobiliario y equipamiento, generación de empleos o servicios, los cuales son necesarios para alcanzar el propósito del mismo.
 - Actividades del proyecto. Corresponden a las principales acciones que se requieren para generar los componentes del proyecto.
 - Tipo de proyecto. Corresponderá de conformidad con lo que se establezca en el Estudio de Ingeniería de tránsito.
 - Se indicara el sector económico y la localización geográfica donde se desarrollara el proyecto, así como su zona de influencia.
 - Señalar la capacidad instalada que se tendría y su evolución en una evaluación futura del proyecto, así como, en el caso de proyectos de infraestructura económica, las metas de producción de bienes y servicios que se alcanzaran con la realización del mismo.
 - En caso que se presente lo referenciado en el inciso anterior, indicar aproximadamente la generación de ingresos o la obtención de ahorros derivados del proyecto.
 - Presentar un resumen de los aspectos más relevantes de las evaluaciones técnica-legal y ambiental del proyecto.
 - Señalar el avance en la obtención de los derechos de vía y afectaciones en el caso de proyectos que requieran contar con ellos.
 - Presentar el costo total del proyecto, considerando por separado las erogaciones a realizar tanto en la etapa de ejecución como en la de operación.



- a) Para la etapa de ejecución, el calendario de inversiones por año y la distribución del monto total de inversión en los componentes del proyecto o en sus principales rubros.
 - b) Para la etapa de operación, la distribución de las erogaciones a realizar en sus principales rubros.
- Señalar las fuentes de los recursos, su calendarización estimada y su distribución entre recursos públicos (federales, estatales y municipales) y privados.
 - Supuestos económicos señalando los más importantes para efectos de la evaluación, tales como el crecimiento esperado del Producto Interno Bruto y precio de la mezcla del petróleo durante el horizonte de la evaluación, e infraestructura existente y proyectos en desarrollo que podrían verse afectados por la realización del proyecto.
- **Análisis de la situación contando con el proyecto.** En este caso se deberá considerar el impacto que tendría sobre el mercado la realización del proyecto. Para dicho análisis deberá compararse la situación sin proyecto optimizada con la situación con proyecto, de tal manera que se identifiquen los impactos atribuibles al proyecto exclusivamente, mismos que deberán reflejarse en el flujo de costos y beneficios. Este análisis deberá basarse en las estimaciones de la oferta y demanda.
 - **Evaluación del proyecto.** En este concepto se deberán identificar y cuantificar en términos monetarios los costos y beneficios del proyecto, así como el flujo de los mismos, con el objeto de mostrar que el proyecto es susceptible de generar, por sí mismo, beneficios netos para la sociedad bajo supuestos razonables.
En la evaluación del proyecto se deberán tomar en cuenta los efectos directos e indirectos, incluyendo en su caso, los efectos externos y los efectos intangibles, derivados de su realización sobre el mercado relevante, los mercados relacionados de bienes y servicios, y otros agentes económicos, a fin de determinar su impacto final sobre la sociedad.
 - **Análisis de sensibilidad y riesgos.** Mediante este análisis, se deberán identificar los efectos que ocasionaría la modificación de las variables relevantes sobre los indicadores de rentabilidad del proyecto. Entre otros aspectos, deberá considerarse el efecto derivado de variaciones porcentuales en el monto total de inversión y, en su caso, en la demanda y en el precio de los insumos y los bienes que se producirán, y comparar la variación porcentual de estos rubros. Así mismo, se deberán considerar los riesgos asociados a la ejecución del proyecto que puedan afectar su rentabilidad, tanto en su etapa de ejecución como en la de operación.
 - **Conclusiones.** En este último concepto se deberán exponer en forma concisa las principales conclusiones a las que se llega con el análisis realizado y, en su caso, señalar las acciones que se requieren para la ejecución oportuna del proyecto.

1.2.3 ESTUDIO DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO

Para el caso de un camino nuevo se debe considerar los aforos de los caminos alternos a las poblaciones que se comunicaran y determinar un criterio del TDPA para el área de influencia que se beneficiara con el nuevo camino y el incremento del tránsito futuro, para un horizonte de proyecto de 10 o 15 años, aplicando la tasa de crecimiento y el método de extrapolación que resulte más conveniente.

Es indispensable este estudio, dado que es un factor determinante para realizar el diseño del pavimento del camino por construir.

En caso de existir un camino abierto y en servicio, deberán realizarse aforos durante al menos tres días, con duración de 14 horas continuas. Con base en la información obtenida directamente de los aforos realizados por el contratista y la información disponible de la región, deberá analizarse el Transito Diario Promedio Anual (TDPA) para un horizonte de proyecto de 10 o 15 años, aplicando la tasa de crecimiento y el método de extrapolación que resulte más conveniente. Se deberán tomar en cuenta el tránsito inducido y el transito desviado de las vías alternas.

En los entronques ya existentes de tramo del proyecto, se deberá realizar aforos direccionales, aforo de transito separados cada 15 minutos, velocidad, capacidad, factibilidad, cálculo de la hora máxima y estudio de la velocidad de punto.



1.2.4 ESTUDIO DE FACTIBILIDAD AMBIENTAL



El análisis de factibilidad ambiental se realiza por medio de los estudios en donde se determina que un programa o proyecto de inversión cumple con la normatividad aplicable en materia ambiental.

Para la elaboración del dictamen del análisis de factibilidad ambiental, el experto deberá considerar el cumplimiento de la normatividad relacionada con la legislación ambiental.

1.2.5 ESTUDIO TOPOHIDRÁULICO E HIDROLÓGICO

Es el que proporciona al proyectista los datos hidráulicos requeridos para el diseño estructural de puentes, alcantarillas, obras complementarias y las obras de drenaje, y por medio del conjunto de trabajos de campo y gabinete nos definen su diseño hidráulico, estableciendo las longitudes mínimas de las estructuras y de sus claros, así como el espacio libre vertical mínimo que ha de dejarse entre el nivel de aguas de diseño (NADI) y el lecho inferior de la superestructura. Comprende la recopilación de información fisiográfica e hidrológica, el reconocimiento del campo, el levantamiento topográfico, el procesamiento de la información, y los análisis hidrológicos e hidráulicos, que permitan precisar las características del flujo en el cauce, y la determinación del tipo, número, ubicación y funcionamiento de las obras auxiliares que aseguren el comportamiento satisfactorio del puente.



Las fotografías aéreas de la zona donde se construirá el puente o alcantarilla, a escalas 1:5000 o 1:10000, la información fisiográfica obtenida de cartas topográficas, geológicas, hidrológicas y edafológicas y de uso de suelo, la información hidrológica como lo es la existencia y ubicación de estaciones pluviográficas y pluviométricas dentro de la cuenca y/o de las más cercanas de la región hidrológica, así como estaciones hidrométricas en la corriente en estudio o, en su defecto, en corrientes vecinas con características fisiográficas semejantes, que de existir dichas estaciones, se recabaran los siguientes datos hidrológicos: registros de lluvias en las estaciones pluviográficas y pluviométricas que contengan información, preferentemente de un periodo igual o mayor que la mitad del periodo de retorno que se establezca para el diseño hidráulico del puente.



A mayor número de años de registro y menor área de cuenca, los datos serán más confiables, así como los registros de los escurrimientos de las estaciones hidrométricas, la realización del levantamiento topográfico con el propósito de obtener la pendiente geométrica de perfil del fondo por el eje del cauce o la pendiente hidráulica que corresponde al perfil de la superficie del agua al realizar el estudio, y definir la pendiente hidráulica media, así como la magnitud de los tirantes y las elevaciones de dicha superficie en las secciones hidráulicas; conocer el comportamiento hidráulico de los puentes cercanos sobre el cauce en estudio, que por sus condiciones hidráulicas y topográficas

semejantes a las del sitio donde se construirá la nueva estructura, constituyan modelos hidráulicos a escala natural que permitan inferir el comportamiento hidráulico. Se debe contar con la información detallada de las características de la cuenca de acuerdo a las especificaciones vigentes como son:

- Características fisiográficas
- Características hidrológicas

Se deberá poner especial atención al efecto de socavación originado por las velocidades que se presentan a lo largo del cauce y realizar las estimaciones del cálculo de la socavación general.



1.3 ANTEPROYECTO

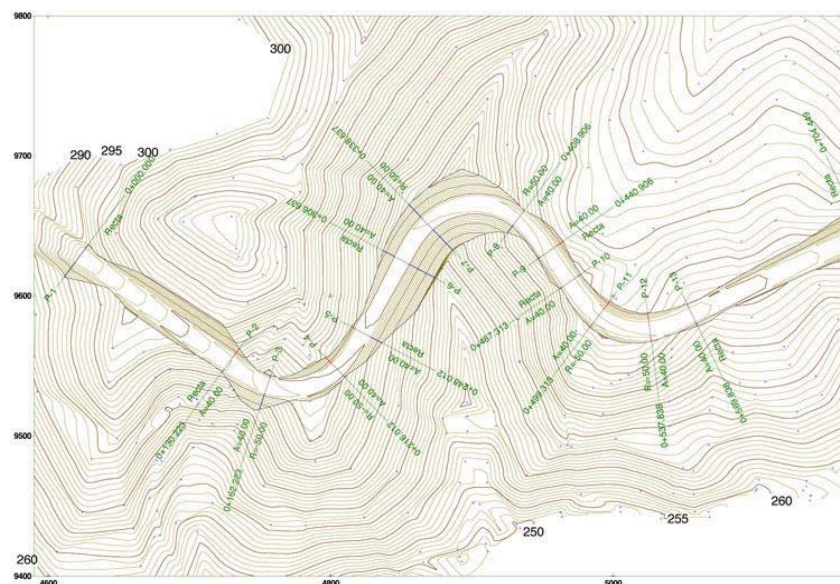
Ya obtenida la información necesaria, se analizan cada una de las soluciones posibles y en base a la más idónea, se plantea el anteproyecto como una fase más elaborada pero aún no concluida del proyecto definitivo. Su objetivo principal es el análisis detallado de los trazos alternativos de la obra vial. Estos trazos alternativos, son obtenidos previamente mediante vuelos fotogramétricos, tecnología que nos permite delimitar la topografía de la zona de influencia y definir el trazo preliminar más adecuado de acuerdo a la topografía del terreno; considerando las afectaciones a los terrenos propiedad de particulares, accidentes topográficos, y el impacto ambiental generado tanto en la construcción como en la operación. Así mismo del factor económico que generalmente es el que prevalece.

Dictamen: documento a través del cual se manifiesta el fallo sobre los análisis de factibilidad económica, técnica y ambiental, y en su caso sobre el proyecto ejecutivo de la obra, en los términos de los siguientes lineamientos:

Para dictaminar sobre el proyecto ejecutivo de obra, se deberá considerar si los estudios, proyectos, planos, especificaciones y programas de los trabajos a realizar referentes al proyecto de inversión, son adecuados y suficientes para iniciar la ejecución del mismo.

En el dictamen, se podrá recomendar que se tome una de las siguientes decisiones:

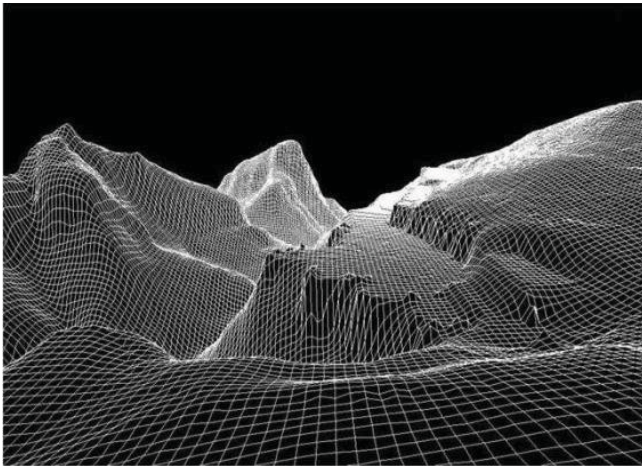
- Ejecutar el proyecto conforme al calendario y características previstas
- Ejecutar el proyecto sujeto a ciertas condiciones
- Aplazar la ejecución del proyecto
- Rechazar el proyecto
- Realizar más estudios o acciones referentes al proyecto ejecutivo de obra y los análisis de factibilidad técnica, económica y ambiental, antes de tomar una decisión definitiva.





1.3.1 TRABAJOS DE TOPOGRAFÍA

La topografía incluye el trazo preliminar y trazo definitivo, nivelación, seccionamiento y drenaje de campo. Es necesario realizar un levantamiento fotográfico sobre el trazo preliminar del camino, obteniendo cuando menos una fotografía a cada 500 m. indicando al pie de esta el cadenamamiento aproximado al que corresponde, si la vista es hacia adelante o hacia atrás, una breve descripción de la problemática observada y la solución propuesta.



También se incluirán fotografías de todas y cada una de las obras de drenaje existentes o que se propongan en el proyecto, zonas urbanas o semiurbanas, instalaciones especiales y de todos aquellos elementos condicionales o limitantes que infieren para el desarrollo del proyecto.

El levantamiento topográfico podrá ser realizado con estación total o con tránsito y nivel fijo. En ambos casos se recomienda al Proyectista que deberá considerar a lo siguiente:

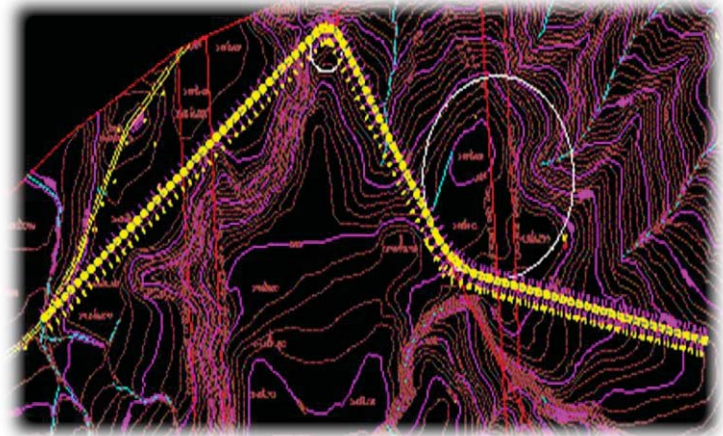
- a) Cuando la longitud del camino sea mayor a 10 km, se colocaran líneas de control a cada 5 km, formadas por un par de puntos establecidos con GPS estático, sobre tornillos de cruz incrustados en mojoneras de concreto. Estas mojoneras deberán ubicarse en lugares donde no corran el riesgo de ser removidas durante la construcción. En caso de que el levantamiento sea realizado con tránsito, las mojoneras deberán coincidir con algún PI del trazo definitivo.
- b) Cuando la longitud del camino sea mayor a 10 km, el levantamiento topográfico deberán estar referidos a las coordenadas obtenidas mediante las líneas de control. En caso contrario, deberá tomarse una línea de arranque con coordenadas UTM establecidas mediante navegador GPS. Deberán verificarse también las coordenadas del punto final del trazo, tomando en cuenta el error del navegador GPS.
- c) Deberán localizarse dos bancos de nivel, como mínimo, por kilómetro, comprobados a cada 500 m aproximadamente con nivel fijo, mediante nivelación diferencial de ida y vuelta, los cuales se ubicaran fuera del derecho de vía y en objetos fijos permanentes que no se deformen con el tiempo. El trazado consistirá en el estacamiento de los puntos principales del alineamiento horizontal (PST, PI, PC, PT, TE, EC, PSCC, CE y ET) y puntos a cada 20 metros intermedios que se requieran por topografía.



- d) Todos los PI de las curvas horizontales deberán contar con cuatro referencias intervisibles, alineadas en pares, de modo que al interceptarse las líneas definidas por cada uno de los pares se obtenga la posición del punto de interferencia, en aquellos casos donde el PI sea inaccesible se deberá referenciarse el PC o el PT.
- e) Una vez concluido el levantamiento topográfico, este deberá ser entregado físicamente en campo al personal que indique el proyectista; debiendo elaborarse una minuta de dicha entrega.

El personal de topografía deberá mostrar físicamente al proyectista, los bancos de nivel, referencias del trazo y las mojoneras correspondientes a los principales del alineamiento horizontal, pudiendo requerirse realizar una verificación de la nivelación entre bancos de nivel para comprobar la veracidad del levantamiento topográfico.

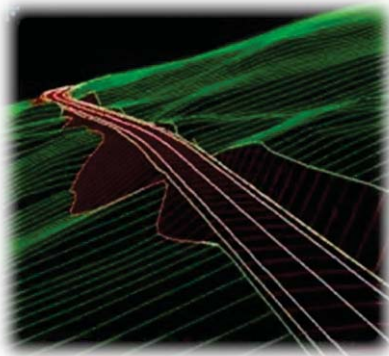
En caso de realizarse el levantamiento con estación total, el personal de topografía deberá entregar al proyectista la siguiente información:



- a) Listado de puntos levantados.- Deberá entregarse un listado conteniendo todas y cada uno de los puntos levantados en formato x, y, z ; la descripción de los puntos levantados deben proporcionar información suficiente sobre la configuración del terreno natural, hombros de caminos existentes, localización departamentos, instalaciones, escurrimientos, obras de drenaje y todos aquellos elementos que resulten relevantes para la elaboración del proyecto.
- b) Se deberán anexar una tabla con el significado de cada una de las descripciones utilizadas.
- c) Expediente de trazo.- Deberá entregarse un listado con las coordenadas x, y de los PC, PT, PI y de los cadenamientos a cada 20 metros.
- d) Listado de coordenadas x, y, z de la poligonal de apoyo.

1.4 PROYECTO DEL TRAZO DEFINITIVO

1.4.1 PROYECTO GEOMÉTRICO



En las vías de comunicaciones siempre debemos realizar un camino tratando de maximizar la utilización de recursos por lo que se requiere un análisis detallado de la composición topográfica del terreno para poder realizarla utilizando el menor gasto posible y con la mayor eficiencia, durabilidad y comodidad para los peatones. Para poder llegar a esta consideración se debe analizar los alineamientos verticales y horizontales para tener las menores pendientes, grados de curvaturas, cortes y terraplenes en el camino y así una mayor comodidad y eficacia. Para poder considerar estos efectos se mencionara las normas generales que es necesario llevar a cabo para un mejor diseño.

1.4.1.1 NORMAS GENERALES PARA EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Existen ciertas Normas Generales para el cálculo del alineamiento horizontal que están reconocidas por la práctica y que son importantes para lograr una circulación cómoda y segura, entre las cuales se pueden citar las siguientes:

1. La seguridad al tránsito que debe ofrecer el proyecto es la condición que debe tener preferencia.
2. La topografía condiciona muy especialmente los radios de curvatura y velocidad de proyecto.
3. La distancia de visibilidad debe ser tomada en cuenta en todos los casos, porque con frecuencia la visibilidad requiere radios mayores que la velocidad en sí.
4. El alineamiento debe ser tan direccional como sea posible, sin dejar de ser consistente con la topografía. Una línea que se adapta al terreno natural es preferible a otra con tangentes largas pero con repetidos cortes y terraplenes.
5. Para una velocidad de proyecto dada, debe evitarse dentro de lo razonable, el uso de la curvatura máxima permisible. El proyectista debe tender, en lo general, a usar curvas suaves, dejando las de curvatura máxima para las condiciones más críticas.





6. Debe procurarse un alineamiento uniforme que no tenga quiebres bruscos en su desarrollo, por lo que deben evitarse curvas forzadas después de tangentes largas o pasar repentinamente de tramos de curvas suaves a otros de curvas forzadas.
7. En terraplenes altos y largos sólo son aceptables alineamientos rectos o de muy suave curvatura, pues es muy difícil para un conductor percibir alguna curva forzada y ajustar su velocidad a las condiciones prevalecientes.
8. En camino abierto debe evitarse el uso de curvas compuestas, sobre todo donde sea necesario proyectar curvas forzadas. Las curvas compuestas se pueden emplear siempre y cuando la relación entre el radio mayor y el menor sea igual o menor a 1.5.
9. Debe evitarse el uso de curvas inversas que presenten cambios de dirección rápidos, pues dichos cambios hacen difícil al conductor mantenerse en su carril, resultando peligrosa la maniobra. Las curvas inversas deben proyectarse con una tangente intermedia, la cual permite que el cambio de dirección sea suave y segura.
10. Un alineamiento con curvas sucesivas en la misma dirección debe evitarse cuando existan tangentes cortas entre ellas, pero puede proporcionarse cuando las tangentes sean mayores de 500 m.
11. Para anular la apariencia de distorsión, el alineamiento horizontal debe estar coordinado con el vertical.
12. Es conveniente limitar el empleo de tangentes muy largas, pues la atención de los conductores se concentra durante largo tiempo en puntos fijos, que motivan somnolencia, especialmente durante la noche, por lo cual es preferible proyectar un alineamiento ondulado con curvas amplias.

1.4.1.2 NORMAS GENERALES PARA EL ALINEAMIENTO VERTICAL



En el perfil longitudinal de una carretera, la subrasante es la línea de referencia que define el alineamiento vertical. La posición de la subrasante depende principalmente de la topografía de la zona atravesada, pero existen otros factores que deben considerarse también:

1. La condición topográfica del terreno influye en diversas formas al definir la subrasante. Así, en terrenos planos, la altura de la subrasante sobre el terreno es regulada, generalmente, por el drenaje. En terrenos en lomerío se adoptan sub-rasantes onduladas, las cuales convienen tanto en razón de la operación de los vehículos como por la economía del costo. En terrenos montañosos la subrasante es controlada estrechamente por las restricciones y condiciones de la topografía.



2. Una subrasante suave con cambios graduales es consistente con el tipo de camino y el carácter del terreno; a esta clase de proyecto debe dársele preferencia, en lugar de uno con numerosos quiebres y pendientes en longitudes cortas. Los valores de diseño son la pendiente máxima y la longitud crítica, pero la manera en que éstos se aplican y adaptan al terreno formando una línea continua, determina la adaptabilidad y la apariencia del producto terminado.
3. Deben evitarse vados formados por curvas verticales muy cortas, pues el perfil resultante se presta a que las condiciones de seguridad y estética sean muy pobres.
4. Dos curvas verticales sucesivas y en las mismas direcciones separadas por una tangente vertical corta, deben ser evitadas, particularmente en columpios donde la vista completa de ambas curvas verticales no es agradable. Este efecto es muy notable en caminos divididos con aberturas espaciadas en la faja separadora central.
5. Un perfil escalonado es preferible a una sola pendiente sostenida, porque permite aprovechar el aumento de velocidad previo al ascenso y el correspondiente impulso, pero, evidentemente, sólo puede adaptarse tal sistema para vencer desniveles pequeños o cuando no hay limitaciones en el desarrollo horizontal.
6. Cuando la magnitud del desnivel a vencer o la limitación del desarrollo motiva largas pendientes uniformes, de acuerdo a las características previsibles del tránsito, puede convenir adoptar un carril adicional en la sección transversal.
7. Los carriles auxiliares de ascenso también deben ser considerados donde la longitud crítica de la pendiente está excedida y donde el volumen horario de proyecto excede del 20% de la capacidad de diseño para dicha pendiente, en el caso de caminos de dos carriles y del 30% en el caso de caminos de varios carriles.
8. Cuando se trata de salvar desniveles apreciables, bien con pendientes escalonadas o largas pendientes uniformes, deberá procurarse disponer las pendientes más fuertes al comenzar el ascenso.
9. Donde las intersecciones a nivel ocurren en tramos de camino con pendientes de moderadas a fuertes, es deseable reducir la pendiente a través de la intersección; este cambio en el perfil es benéfico para todos los vehículos que den vuelta.

1.4.1.3 COMBINACIÓN DE LOS ALINEAMIENTOS HORIZONTAL Y VERTICAL

Los alineamientos horizontal y vertical no deben ser considerados independientes en el proyecto, puesto que se complementan el uno al otro.

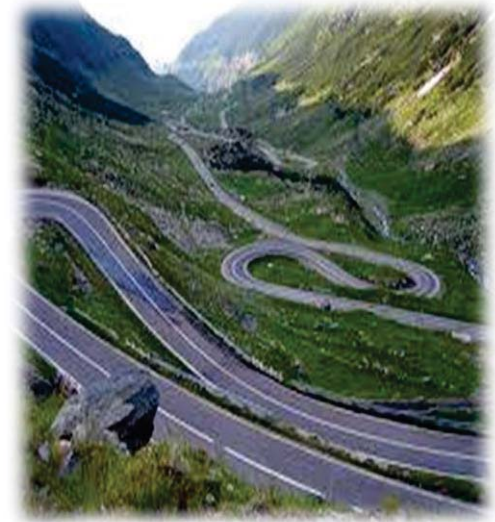
Si uno de los dos alineamientos presenta partes pobremente proyectadas, éstas influyen negativamente tanto en el resto de ese alineamiento como en el otro. Por lo anterior, deben estudiarse en forma exhaustiva ambos alineamientos, tomando en cuenta que la bondad en su proyecto incrementará su uso y seguridad.



Es difícil discutir la combinación de los alineamientos horizontal y vertical sin referirse al amplio aspecto de la localización de caminos; ambos temas están relacionados entre sí y cuanto pueda decirse de uno generalmente es aplicable al otro.

Si se supone que la localización general ha sido realizada y que el problema restante es lograr un proyecto armónico entre los alineamientos horizontal y vertical y que obtenido éste, el camino resulta una vía económica, agradable y segura, se tendrá que la velocidad de proyecto adquiere mayor importancia, puesto que en el cálculo es el parámetro que logra el equilibrio buscado.

Las combinaciones apropiadas de los alineamientos horizontal y vertical se logran por medio de estudios de ingeniería y de las siguientes Normas Generales:



1. La curvatura y la pendiente deben estar balanceadas. Las tangentes o las curvas horizontales suaves en combinación con pendientes fuertes o largas, o bien una curvatura horizontal excesiva con pendientes suaves, corresponden a diseños pobres. Un diseño apropiado es aquel que combina ambos alineamientos ofreciendo lo máximo en seguridad, capacidad, velocidad, facilidad y uniformidad en la operación, además de una apariencia agradable dentro de los límites prácticos del terreno y del área atravesada.
2. La curvatura vertical sobrepuesta a la curvatura horizontal o viceversa, generalmente da como resultado una vía más agradable a la vista, pero debe ser analizada tomando en cuenta el tránsito. Cambios sucesivos en el perfil que no están en combinación con la curvatura horizontal, pueden tener como consecuencia una serie de jorobas visibles al conductor por alguna distancia. Sin embargo, en algunas ocasiones la combinación de los alineamientos horizontal y vertical pueden también resultar peligrosos bajo ciertas condiciones, tal como se discuten en seguida.
3. No deben proyectarse curvas horizontales forzadas en o cerca de una cima, o de una curva vertical en cresta pronunciada. Esta condición es peligrosa porque el conductor no puede percibir el cambio en el alineamiento horizontal, especialmente en la noche, porque las luces de los coches alumbran adelante hacia el espacio y en línea recta. El peligro puede anularse si la curvatura horizontal se impone a la vertical, por ejemplo construyendo una curva horizontal más larga que la curva vertical. También puede lograrse usando valores de proyecto mayores que los mínimos.
4. De la misma manera no deben proyectarse curvas horizontales forzadas en o cerca del punto bajo de una curva vertical en columpio, porque el camino da la impresión de estar cortado.

Cuando la curva horizontal es muy suave presenta una apariencia de distorsión indeseable. Muchas veces las velocidades de otros vehículos, especialmente las de los camiones, son altas al final de las pendientes y pueden conducir a operaciones erráticas especialmente durante la noche.

1.4.2 TRAZO DEFINITVO DEL PROYECTO



Los datos de trazo del eje de proyecto se reportaran tanto en libretas de campo como en registros de trazos impresos y electrónicos, donde deberán quedar registrados, con nombre, esviaje y cadenamientos al centímetro, todos los detalles que se encuentran a lo largo y ancho del eje en estudio, tales como vías de comunicación existentes (caminos, carreteras pavimentadas, vías férreas) registrando su esviaje e igualdades de cadenamiento (operación vs proyecto), línea de energía eléctrica con esviaje, voltaje y altura de conductores sobre el terreno, ductos con su diámetro, profundidad y tipo de fluido que conducen, canales, cercas (alambre o piedra), construcciones (tipo y dimensiones), de ríos y arroyos se registrara la elevación del N.A.M.E. observado en campo.

Todas las hojas de los registros de trazo deberán estar numeradas y requisitadas lo que respeta a la identificación completa de la carretera en proyecto, número de contrato y nombre de contratista.

a) Referencia del trazo.

La referencia al trazo deberán quedar fijas en tornillos de cruz de cuatro pulgadas o varillas de 3/8" ahogadas en mojoneras de concreto de 20 cm de ancho y 40 cm de profundidad, las referencias se ubicaran fuera del derecho de vía, utilizando distanciometro y miras de poligonación para darles coordenadas (X, Y) de la misma precisión del trazo a partir de los puntos referenciados, las cuales deberán contar con coordenadas (X, Y) calculadas y verificadas con anterioridad.

En las tangentes deberán referenciarse con puntos visibles entre sí distantes 300 metros como máximo.

En curvas se referenciara los PI y los puntos iniciales y finales de cada curva (PC-PT o TE-ET).

Cada punto referenciado deberá contar con 4 referencias intervisibles, alineadas en pares de modo que al interceptarse las líneas definidas por cada uno de los pares se obtenga la posición del punto referenciado.





b) Nivelación diferencial del terreno sobre eje de trazo.

La nivelación del terreno natural por el eje de proyecto consistirá en obtener las elevaciones del terreno, mediante nivelación diferencial de los puntos estacados a cada 20 metros los puntos principales del alineamiento horizontal y de los puntos intermedios de quiebre del terreno que presenten desniveles mayores de 0.5 metros.

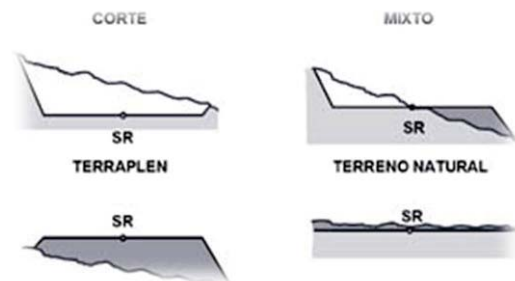
El banco de nivel deberá numerarse con dos cifras, La primera cifra corresponderá al kilómetro cerrado inmediato posterior a donde se ubica el banco de nivel y la segunda cifra corresponderá al número de orden correspondiente del banco de nivel en ese kilómetro.

La nivelación se reportara tanto en libreta de campo, como en registro de nivel impreso y electrónico con el formato autorizado, donde deberán quedar autorizados con nombre y cadenamiento al cm todos los detalles que se encuentran a lo largo del eje en estudio, tales como carreteras, vías férreas, canales, etc., nivelando los hombros, centros de línea, fondos de cuneta o canal, hongos de riel, etc.

En canales, arroyos, ríos y embalses se registrara la elevación del N.A.M.E. (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) observada en campo.

c) Seccionamiento Transversal del Terreno.

Las secciones transversales del terreno se levantarán en todos aquellos puntos estacados a cada 20 m, en los puntos principales del alineamiento horizontal e intermedios del trazo, por geometría o por quiebre del terreno; deberá tenerse cuidado de que los cadenamientos de las secciones transversales coincidan con los cadenamientos de los quiebres contenidos en la nivelación del terreno natural.



La longitud mínima de las secciones transversales del terreno será de 40 m; 20 m a cada lado del eje de trazo. En el caso de que el anteproyecto del alineamiento vertical (perfil deducido) indique excavaciones y/o terraplenes de altura considerable, se deberá determinar la longitud necesaria de la sección transversal para alojar suficientemente el proyecto de la sección de construcción.

Cuando el seccionamiento transversal del terreno abarque una carretera o camino existente, se deberá seccionar utilizando el nivel montado o estación total, levantando cada detalle con nombre, distancia y desnivel respecto al terreno en el eje, o mediante distancia y elevación de los puntos correspondientes u orilla de carpeta (O.C.), hombros de terracerías (h), centros de caminos (C.C.), hongos en vías férreas, fondo de cunetas o canal, cercas, bardas, derecho de vía existente, etc., determinados mediante nivelación geométrica. Esto principalmente en las zonas urbanas donde invariablemente deberán determinarse la ubicación y elevación de las entradas de las casas así como sus paramentos, los cuales deben aparecer como tales en las secciones levantadas.

1.5 PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN DEFINITIVO

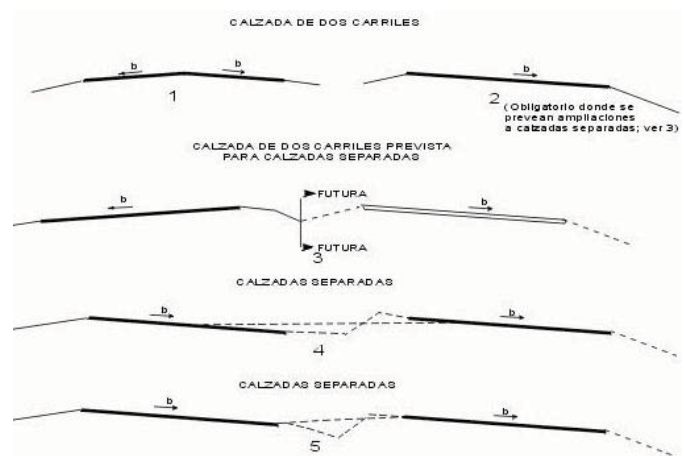
1.5.1 OBRAS DE DRENAJE

1.5.1.1 DRENAJE COMPLEMENTARIO

Las estructuras de drenaje tienen como objetivo controlar el agua que llega a la vía y la afectan por escurrimiento superficial, independientemente que las aguas hayan caído sobre o fuera de la vía. Las obras de drenaje más comunes son:

El bombeo

Se entiende por bombeo a la pendiente transversal que se da en las carreteras y en las aeropistas para permitir que el agua que cae directamente sobre ellas escurra hacia sus dos hombros. En una vía de dos carriles de circulación y en secciones en tangente el bombeo debe tener un 2% de pendiente desde el eje del camino hasta el hombro correspondiente, en las secciones en curva la pendiente transversal ocurre sin discontinuidad, desde el hombro más elevado al más bajo. En las carreteras con pavimento rígido el bombeo puede ser un poco menor, del orden de 1.5%, generalmente.



Los bordillos



Los bordillos son estructuras que se colocan en el borde exterior del acotamiento en las secciones en tangente, en el borde opuesto al corte en las secciones en balcón o en la parte interior de las secciones de terraplén en curva. Son pequeños bordos que forman una barrera para conducir el agua hacia los lavaderos o bajantes, evitando erosiones en los taludes y saturación de estos por el agua que cae sobre la corona de la vía.

Los lavaderos

Los lavaderos son canales que se conectan con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes, con el objetivo de conducir el agua de lluvia que escurre por los acotamientos hasta lugares alejados de los terraplenes, en donde ya sea inofensiva.



Las cunetas



Las cunetas son canales que se adosan a los lados de la corona de la vía y paralelamente al eje longitudinal de la misma. El objetivo de esta estructura es la de recibir el agua superficial proveniente del talud y de la superficie de rodamiento.

La vegetación

La más efectiva protección de los taludes de un corte o un terraplén contra la acción erosiva del agua superficial es la plantación de especies vegetales; estas retardan el escurrimiento, disminuyendo la energía del agua contribuyendo de paso al equilibrio de la humedad de los suelos que conforman los taludes del corte a terraplén.

Zanjas de coronación

Son zanjas excavadas en el terreno natural, que se localizan en la parte superior de los taludes de los cortes, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión, el talud y el congestionamiento de las cunetas y la corona de la carretera por el agua y su material de arrastre.



Las alcantarillas

Este tipo de estructura es la responsable del drenaje transversal; es decir del paso del agua a través de la obra, en una dirección más o menos perpendicular a ella.



1.5.1.2 DRENAJE MENOR

Se deberá entender como Obra de Drenaje Menor a todas aquellas obras transversales cuyo galibo horizontales, de acuerdo al área hidráulico necesaria, sea menor o igual a 6 m (losas, cajones, bóvedas de concreto armado, tubos de concreto, tubos de lámina).

Se deberá realizar el trazo y nivelación de los ejes longitudinales de todos los cauces, arroyos, escurrimientos, que de acuerdo con el análisis de campo y gabinete requieran de obras de drenaje.

Cuando se trate de obras de drenaje menor a base de Bóvedas de concreto armado y/o concreto ciclópeo, de acuerdo con la autorización de la oficina correspondiente, se deberá de levantar secciones transversales al eje de la obra con el objeto de que en el proyecto correspondiente se cuantifiquen rellenos y excavaciones.

1.5.1.3 SUB-DRENAJE

El sub-drenaje en las carreteras permite reducir los efectos desfavorables del agua interna sobre la estabilidad de las calzadas y de las explanaciones. El agua interna tiene normalmente dos orígenes, interior y exterior.

El agua puede manifestarse por ascensión capilar a partir del nivel freático (más precisamente por fenómenos de succión en fase líquida, o aún en fase vapor). Además, pueden aparecer, en los taludes o en la banca, fuentes de agua aisladas o repartidas que, no solamente dificultan la realización de las obras nuevas, sino que también comprometen la estabilidad de las carreteras posteriormente a su construcción.

El agua de lluvias no se evacua totalmente por los dispositivos de drenaje superficial, parte se infiltra a través de los taludes, de las bermas u ocasionalmente del pavimento.

Los objetivos del drenaje interno de las carreteras son:

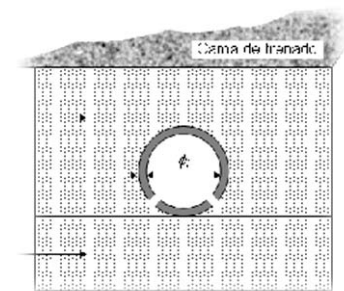
- Facilitar la ejecución de las explanaciones durante la fase de construcción de la carretera.
- Aumentar la capacidad portante de la subrasante y reducir así el espesor del pavimento.
- Contribuir en la estabilidad de los taludes mediante la orientación más favorable de los flujos de agua interna, la reducción de las presiones intersticiales y en consecuencia el mejoramiento de las propiedades geotécnicas.

Los principales dispositivos de drenaje interno son los siguientes:

a) Sub-drenes longitudinales

En la fase de modernización de una carretera existente, como en la fase de construcción inicial, los sub-drenes longitudinales son los dispositivos básicos de drenaje interno en zonas de corte y sus principales funciones son:

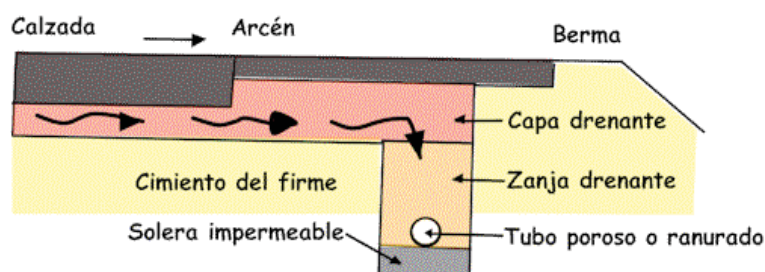
- Abatimiento de un nivel freático
- Eliminación de aguas de filtración
- Derivación de fuentes de agua situadas debajo de la sub-rasante.



b) Capas drenantes

Las capas drenantes pueden preverse en zonas de cortes o de terraplenes. En las zonas de corte una capa drenante se construye encima de la sub-rasante como primera capa del pavimento; permite recoger el agua de filtración o el agua de origen interior; se conecta imperativamente con sub-drenes longitudinales localizados a ambos lados de la banca. Cuando la sub-rasante atraviesa una formación con fuentes de agua, es conveniente asociar la capa drenante con una red de sub-drenes oblicuos dispuestos en forma de espina de pescado. En zona de terraplén, puede preverse la interposición de una capa drenante entre el terreno natural y el cuerpo de terraplén, especialmente en el caso de construcción de un terraplén sobre suelos compresibles; en algunos casos se completa este sistema de aceleración de la consolidación con pozos verticales, llenados con arena y unidos en su parte superior con la capa drenante.

El material de la capa drenante, así como el material colocado alrededor de los eventuales sub-drenes complementarios, deben cumplir las condiciones de filtro.





1.5.1.4 TRABAJOS DE GABINETE PARA OBRAS DE DRENAJE Y OBRAS COMPLEMENTARIAS

Para el diseño de cada una de las obras se debe cumplir lo siguiente:

- A) Para cada obra de drenaje, en los datos de los trabajos de topografía, se deberán entregar las secciones del terreno natural con referencia del banco de nivel auxiliar aguas arriba y aguas abajo del cauce, así como la sección del camino y nivel de subrasante considerando los taludes de terraplén y corte, con el esviaje en su caso.
- B) El proyecto de cada obra deberá señalar claramente el kilómetro de ubicación, tipo de obra, especificaciones de materiales, niveles de desplante y volúmenes de obra.
- C) Deberá especificarse la resistencia del terreno de desplante de la obra para losas y bóvedas. Esta resistencia deberá estar plenamente justificada con los estudios de laboratorios correspondientes y asociados a una cota de referencia.
- D) Deberá indicar en su caso excavaciones adicionales para retiro de materiales no apropiados y en su caso indicar dentellones de anclaje en el terreno natural.
- E) El nivel de desplante para las obras de drenaje deberá apoyarse en el terreno natural, evitando que descarguen sobre los taludes del terraplén.
- F) Para las obras de drenaje en cortes deberán proyectarse cajas de captación para cunetas, así como obras complementarias en las descargas.
- G) Deberá entregarse un concentrado de volúmenes de las obras de drenaje por kilómetro y del total del tramo.

Para las obras complementarias se deberá cumplir con lo siguiente:

1. Se deberá de cuantificar en forma detallada, las obras complementarias de drenaje (cunetas, contracunetas, bordillos lavaderos y sub-drenes longitudinales y transversales), presentando especificaciones y las secciones o figuras tipo de dichas obras complementarias, proporcionando, en su caso la siguiente información.
2. Ubicación.
3. Longitud.
4. Material con que deben impermeabilizarse.
5. Clasificación para presupuesto del terreno natural.
6. Recomendaciones para protecciones en las zonas de descargue.
7. Recomendaciones para la construcción.
8. Profundidad a la que deben de construirse y pozos de visita, en el caso de sub-drenes.
9. Cantidades de obra.

1.5.2 OBRAS DE SEÑALIZACIÓN

Proyecto de señalamiento

Se deberán presentar planos en escala legible y de longitud máxima de 1.80 m. En ellos se ubicaran en el plano, todas las señales estándar que se necesiten para indicar claramente los requerimientos operacionales de la carretera, tal y como lo describe la Normativa para Infraestructura del Transporte en su libro: Pry. Proyecto, Parte 10 Proyecto de Señalamiento y Dispositivos de Seguridad en Calles y Carreteras; de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes.

Las señales estándar deberán ser representadas con precisión a escala de 1:100 y localizadas en el plano en sus apropiadas posiciones relativas a la precisión permitida por la escala de trazo y las señales adyacentes.



En cada plano habrá de incluirse, un listado de todos los señalamientos para cada 5 km. Este listado mostrara las señales para los lados derecho e izquierdo de la carretera por separado; con el lado derecho, mostrando el incremento del kilometraje de distancia a lo largo de la carretera. Las dos listas pueden estar por separado, solo cuando esto sea realmente necesario por limitaciones de espacio.

Los listados incluirán los siguientes detalles:

- Kilometraje en orden ascendente, para el lado derecho comenzando en la parte superior de listado y, en orden descendente para el lado izquierdo, empezando en la parte superior del listado.
- Dimensiones.
- Descripción estándar.

Así como la lista de señalamiento vertical ordenada, deberá haber una lista con la sumatoria de todas las señales, mostrando las cantidades de cada tipo; además de una lista con la sumatoria de todos los señalamientos horizontales, incluyendo las rayas continuas, discontinuas, vialetas y defensas de lámina.

Esta lista deberá mostrar los siguientes detalles: tipo, color, dimensiones (ancho, espaciamento, etc.), cantidad y observaciones relevantes.

Se deberán de incluir especificaciones para señalamiento vertical, acabados, tratamientos, calibre de lámina, anclajes, análisis por viento, diseño estructural de las señales elevadas, las cuales deberán aparecer en la planta general, de acuerdo a un plano que se debe anexar.

La cantidad de defensa (2 crestas, 3 crestas) muros divisorios de carriles se deberán de dibujar e indicar sus detalles más importantes (tipo, M-180, terminación, arranque de la defensa, etc.).

El proyecto de dispositivos de seguridad y Protección de Obra será de acuerdo como se indica en la Normativa para la Infraestructura del Transporte de la SCT., antes referida.



1.5.3 DELIMITACIÓN DEL DERECHO DE VÍA Y AFECTACIONES.

Para la delimitación del Derecho de vía (incluye levantamiento topográfico de las afectaciones y elaboración de planos); el proyectista deberá realizar un recorrido conjunto con las autoridades municipales y ejidales, durante el cual se les mostrara el trazo del camino, de modo que las autoridades municipales y ejidales puedan convocar a los propietarios a fin de que estos proporcionen información sobre los límites de sus predios, o bien, la información podrá ser obtenida directamente de las autoridades. Este recorrido deberá ser documentado mediante reporte fotográfico y minuta.

Una vez conocido los linderos, la empresa Proyectista procederá al levantamiento topográfico de los mismos, plasmando una plano en planta. En general los límites de cada una de las afectaciones indicando el nombre del propietario y el área a afectar. Las afectaciones estarán limitadas por el derecho de vía o por los ceros de los cortes y terraplenes, cuando estos sobrepasen al derecho de vía.

La planta de delimitación del derecho de vía y afectaciones generalmente se presenta en escala 1:2,000.

1.5.4 PLANTA GEOMÉTRICA

Para la elaboración de la planta geométrica (incluye cálculos, elaboración de campo y memoria), se deberán elaborar y tener los planos en archivos electrónicos e impresos a cada 2.0 km con 100 m de traslape a cada lado conteniendo los siguientes datos:

1. Cuadro general, (con tinta negra) incluyendo nombre de la carretera, tramo, identificación de la identidad proponente, nombre, dirección y cedula profesional del proyectista y sus firmas.
2. Cuadro de datos de proyecto con datos completos
3. Escala 1:2,000 o 1:1,000 según la configuración del terreno
4. Retícula UTM
5. Cadenamiento de los PI, PST, PC y PT, con coordenadas UTM.
6. Deflexiones
7. Poligonal del trazo definitivo
8. Indicar con una pequeña raya transversal el cadenamiento del trazo definitivo a cada 20 m
9. Valores numéricos del cadenamiento del trazo definitivo, cada 100 m y cada km
10. Datos de las curvas circulares: PI, Δ , G, ST, LC, R y V.



11. Longitud de la tangente libre horizontal
12. Equidistancia de las curvas de nivel será de 2, 1 o medio metro según las condiciones topográficas del terreno
13. Localización de escurrimientos como arroyos, ríos, barrancas, así como canales de riego, etc.
14. Detalles de poblado, cruces con otras vías de comunicación (calles, caminos, ferrocarriles, etc.) y obstáculos varios como: alambradas, cercado, construcciones, líneas eléctricas y de teléfonos, etc.
15. Referencia de trazo con ubicación en puntos inamovibles como construcciones, postes, canales revestidos, elementos de concreto, arboles grandes, etc.
16. Norte y declinación magnética para indicar la orientación del plano.
17. Igualdades de cadenamiento, (cuando existan)
18. Diagrama de flujo con TDPA, obtenido del estudio de Ingeniería de Transito

1.5.5 PERFILES DE RASANTE, SECCIONES TRANSVERSALES Y CURVA MASA.

Perfiles de rasante, secciones trasversales y curvas masa (incluye cálculo, elaboración de planos y memoria).- para la etapa del proyecto geométrico del alineamiento vertical (propuesta de subrasante definitiva) “El proyectista” deberá presentar al supervisor de terracerías un perfil de trabajo que contenga los siguientes datos:

Elementos principales del alineamiento horizontal (PST, PC, PT, TE, EC, CE y ET), AZIMUTS (AZAC) y longitud de tangentes libres; perfil del terreno, escalas 1:2,000 horizontal y 1:200 vertical, con la propuesta de la subrasante definitiva, ubicación, tipo y rasante mínima por estructuras y drenaje menor; datos geotécnicos (características de los materiales a lo largo de la línea de proyecto, coeficientes de variabilidad volumétrica, taludes de proyecto, clasificación de pago y recomendaciones de aprovechamiento y tratamiento de los materiales).

Previo a la revisión de proyecto geométrico del alineamiento vertical. “El proyectista”, deberá recabar, del supervisor del proyecto, el visto bueno de aprobación, de la revisión de los datos de campo, geotecnia, tipo y dimensión de las estructuras y alcantarillas necesarias, incluyendo rasante mínima y funcionamiento de drenaje.

Una vez que el supervisor de proyecto de terracerías ha revisado y autorizado el alineamiento vertical propuesto por “El proyectista”, se estará en posibilidad de procesar el proyecto de terracerías.

En el perfil de trabajo deberá dibujarse, a una escala adecuada, la ordenada de curva-masa en base a los bancos de préstamo de materiales y los movimiento de terracería se ubique la compensadora económica, una vez determinada la compensadora se calcularan los movimientos de terracerías tanto de compensación longitudinal como de los bancos de préstamo, se presentaran las cantidades de obras por kilómetro y parciales por cada 5 kilómetros, además de las cantidades de obra totales para todo el tramo en proyecto.



1.5.6 ESTUDIO GEOTÉCNICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS

1.5.6.1 ESTUDIO GEOTÉCNICO:

Consiste en determinar las características litológicas y estructurales de los materiales existentes en el sitio en estudio mediante un conjunto de técnicas y procedimientos que se utilizan para reconstruir su historia geológica y tiene como propósito evaluar la ruta del posible trazo definitivo. Identificando en forma general los siguientes aspectos:

- a) Determinación de la relación suelo-roca en cuanto a su proporción existente de estos materiales en todo el trazo, ya que de esta, depende la definición del proyecto, así como el costo de cortes y terraplenes.
- b) Determinar las características generales y espesores probables de los aluviones en los cruces de ríos o arroyos, que influyan en el costo de alcantarillas y puentes.
- c) Identificar las estructuras mayores, fallas, discordancias, estratificaciones y plegamientos, que influyan en el trazo de la carretera.
- d) Identificar las zonas potencialmente inestables y las que muestran evidencia de fallas que puedan afectar el comportamiento del camino o carretera.
- e) Localizar los sitios que por sus características geológicas sean potencialmente “Bancos de materiales”, pues la disponibilidad de estos, es importante en la definición de la ruta.



El estudio geotécnico deberá contener cuando menos la información que a continuación se enlista:

1. GENERALIDADES
 - 1.1 Introducción
 - 1.2 Descripción del proyecto
 - 1.3 Objetivo del estudio
 - 1.4 Referencias
 - 1.5 Trabajos de campo
2. CARACTERÍSTICAS DE LA ZONA
 - 2.1 Morfología
 - 2.2 Geología
 - 2.3 Clima



3. GEOTECNIA DE LA ZONA

3.1 Características del suelo

3.2 Ensayes de laboratorio

3.3 Datos geotécnicos para el proyecto:

- Taludes recomendados para terraplén y cortes.
- Obras complementarias recomendadas para estabilidad de taludes, sub-drenaje, estabilización de terreno natural y desplante de terraplenes.
- Coeficientes de variabilidad volumétrica para cortes compensados y bancos de material, de acuerdo al grado de compactación.
- Recomendaciones para sistemas constructivos en sitios específicos, tipo de sección recomendada y nivel de rasante.

3.4 Cortes y terraplenes

3.5 Capa subrasante

3.6 Obras de drenaje menor

3.7 Sub drenaje

4. INTENSIDAD DE MUESTREO PARA ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

Sondeos de tipo a cielo abierto para proyecto de terracerías.

- 1) A cada doscientos (200) metros para longitud de proyecto hasta de un (1) kilometro.
- 2) A cada quinientos (500) metros para longitud de proyecto mayor de un (1) kilometro.

Estudio de bancos de terracerías y pavimentos.

- 3) Dos (2) muestras por banco para caminos secundarios.
- 4) Dos (2) muestras, más una muestra adicional por cada 5,000 m³ de extracción de cada banco, para caminos de primer orden.

Estudios para estructuras especiales y muros.

- 5) De dos (2) a tres (3) sondeos para cada caso en especial, dependiendo de la continuidad de los estratos en el suelo de desplante.
- 6) Se deberá contar con formatos para el registro de los datos y resultados del estudio geotécnico.



1.5.6.2 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS:

Este estudio tiene por objeto la determinación de las características del sitio donde se construirá el camino, el cual se ejecuta para definir los aspectos geológicos que puedan influir en el diseño de la obra, establecer la capacidad de carga en el nivel de desplante del pavimento, los posibles procedimientos constructivos, y evaluar el costo aproximado de su construcción, determinando los siguientes aspectos:

- ❖ La zonificación estratigráfica probable de las diferentes unidades de roca, identificando el tipo y las características de los materiales sobre el eje de trazo en donde se desplantara la estructura del camino y de los que se excavarán en los sitios de apoyo de las obras de drenaje y puentes.
- ❖ Las alteraciones de la roca que determinan su contacto con el suelo, y que pueden influir en el desplante de la cimentación.
- ❖ Las estructuras mayores como fallas, plegamientos, discordancias, estratificaciones, y las estructuras menores como foliación y exfoliación, identificando la influencia que tendrán en el desplante de la cimentación y/o en la estabilidad de la excavación para su construcción.
- ❖ Estudios geológicos de detalle.- Son los levantamientos geológicos de sitios específicos, que se realizan con base en los reconocimientos geológicos a que se han hecho referencia, apoyados en los planos topográficos, las fotografías aéreas a escala adecuada y/o las imágenes de satélite o mediante inspecciones detalladas a pie y/o en vehículo terrestre, dependiendo del propósito del estudio.
- ❖ Trabajos de laboratorio.- Los análisis petrográficas u otras pruebas que se ejecuten en las muestras que se obtengan durante el levantamiento geológico, conforme a especificaciones vigentes, foto geología y levantamientos geológicos, a satisfacción de la dependencia o entidad solicitante del proyecto.

1.5.6.3 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD TÉCNICA

El análisis de factibilidad técnica se realiza por medio de los estudios sobre los materiales, maquinaria, equipo, tecnología y calificación de personal que se requieren para la ejecución del proyecto de inversión, en donde se determine si el proyecto se apega a las normas establecidas por alguna dependencia o entidad, así como a los criterios técnicos de ingeniería por aplicar y a los desarrollos tecnológicos disponibles.

Para dictaminar sobre el análisis de factibilidad técnica, se deberá considerar lo siguiente:

- a) Localización de la obra;
- b) Especificaciones técnicas del proyecto;
- c) Disponibilidad de insumos necesarios para la operación y en su caso, para la realización del proyecto;
- d) Justificación sobre la tecnología propuesta;
- e) Calificación del personal requerido para llevar cabo el proyecto de inversión;



- f) Capacidad técnica para cumplir con las metas que se propone alcanzar.
- g) Vida útil del activo.
- h) Congruencia del programa o proyecto de inversión con las prácticas aceptadas de la ingeniería y con los desarrollos tecnológicos disponibles.

Los incisos d) a f) anteriores, no se tendrán que considerar cuando, por la naturaleza del programa o proyecto de inversión, no se disponga de la información correspondiente sino hasta después de haber realizado el procedimiento de contratación.

1.5.6.4 DICTAMEN TÉCNICO

Es el documento a través del cual se manifiesta una opinión sobre los análisis de factibilidad económica, técnica y ambiental y, en su caso, sobre el proyecto ejecutivo de obra pública, en los términos de estos lineamientos.

Para dictaminar sobre el proyecto ejecutivo de obra, se deberá considerar si los estudios, proyectos, planos, especificaciones y programas de los trabajos a realizar referentes al proyecto de inversión son adecuados y suficientes para iniciar la ejecución del mismo.

En el dictamen, se podrá recomendar que se tome una de las siguientes decisiones:

- Ejecutar el proyecto conforme al calendario y características previstas.
- Ejecutar el proyecto sujeto a ciertas condiciones.
- Aplazar la ejecución del proyecto.
- Rechazar el proyecto.
- Realizar más estudios o acciones referentes al proyecto ejecutivo de obra y los análisis de factibilidad técnica, económica y ambiental, antes de tomar una decisión definitiva.

1.5.7 PROYECTO MODIFICADO

En esta etapa se contempla sobre el periodo de construcción de la obra, debido a imprevistos que obligan a la modificación de las características del proyecto original, teniendo que adaptarse a las condiciones y circunstancias reales que se presenten.

1.5.8 PROYECTO COMPLEMENTARIO

En esta etapa se consideran en su momento, las acciones adicionales como son los cambios o modificaciones convenientes o de menor importancia, correspondientes a los proyectos de las obras complementarias.

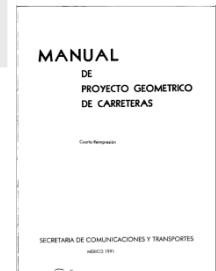


REFERENCIAS

- CONCEPTOS QUE CONFORMAN EL PROYECTO EJECUTIVO DE CARRETERAS SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES MEXICO 1991



- MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES MÉXICO 1991



- N-PRY-CAR-1-01-005/07 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS. RESTITUCIÓN AEROFOTOGRAMÉTRICA
- N-PRY-CAR-1-01-004/07 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS. FOTOGRAFÍAS AEREAS PARA ESTUDIOS AEROFOTOGRAMÉTRICOS
- N-PRY-CAR-1-01-002/07 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS. TRAZO Y NIVELACIÓN DE EJES PARA EL ESTUDIO TOPOGRÁFICO
- N-PRY-CAR-1-06-005/000 ESTUDIOS HIDRÁULICO – HIDROLÓGICOS PARA PUENTES. ANÁLISIS HIDROLÓGICO
- N-PRY-CAR-1-03-001/000 ESTUDIOS GEOLÓGICOS. EJECUCIÓN DE ESTUDIOS GEOLÓGICOS
- N-PRY-CAR-1-03-002/000 ESTUDIOS GEOLÓGICOS. FOTOGEOLOGÍA Y LEVANTAMIENTO GEOLÓGICOS
- N-PRY-CAR-1-03-003/000 ESTUDIOS GEOLÓGICOS. PRESENTACIÓN DEL ESTUDIO GEOLÓGICO.



CAPITULO II
CAMINOS



2. CAMINOS

CAMINOS Y CARRETERAS

Algunos acostumbran denominar caminos a las vías rurales, mientras que el nombre de las 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.



2.1 TIPOS DE CAMINOS

2.1.1 CLASIFICACIÓN DE LOS CAMINOS

Los caminos y 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.

En la práctica vial mexicana se pueden distinguir varias clasificaciones, algunas de las cuales coinciden con las clasificaciones dadas en otros países. Ellas son: Clasificación por Transitabilidad, Clasificación por su Aspecto Administrativo y Clasificación Técnica Oficial.

2.1.2 CLASIFICACIÓN POR TRANSITABILIDAD



La Clasificación por Transitabilidad corresponde a las etapas de construcción de la carretera y se divide en:

1. **Terracerías:** Cuando se ha construido la sección de proyecto hasta su nivel de sub-rasante transitable en tiempo de secas.
2. **Revestida:** Cuando sobre la sub-rasante se ha colocado ya una o varias capas de material granular y es transitable en todo tiempo.
3. **Pavimentada:** Cuando sobre la sub-rasante se ha construido ya totalmente el pavimento.

2.1.3 CLASIFICACIÓN POR SU UBICACIÓN

1. **Rurales o interurbanos:** Son las que comunican ciudades.
2. **Urbanas y suburbanas:** Son las que comunican colonias y municipios conurbados.



2.1.4 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 del 50% aportado por el Estado donde se construye y el 50% por la Federación. Estos caminos quedan a cargo de las antes llamadas Juntas Locales de Caminos.

3. **Vecinales o rurales:** cuando son construidos con la cooperación de los vecinos beneficiados pagando estos un tercio de su valor, otro tercio lo aporta la Federación y el tercio restante el Estado. Su construcción y conservación se hace por intermedio de las antes llamadas Juntas Locales de Caminos y ahora Sistemas de Caminos.

4. **De cuota:** Las cuales quedan unas a cargo de la dependencia oficial descentralizada denominada Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios y Conexos y otras como las autopistas o carreteras concesionadas a la iniciativa privada por tiempo determinado, siendo la inversión recuperable a través de cuotas de paso.



2.1.5 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 (SCT) clasifica técnicamente a las carreteras de la manera siguiente:



1. Tipo especial: para tránsito promedio diario anual superior a 3,000 vehículos, equivalente a un tránsito horario máximo anual de 360 vehículos o más.
Estos caminos requieren de un estudio especial, pudiendo tener corona de dos o de cuatro carriles en un solo cuerpo, designándoseles A2 Y A4, respectivamente, o empleando cuatro carriles en dos cuerpos diferentes designándoseles como A4-S.
2. Tipo A: para un tránsito promedio diario anual de 1,500 a 3,000, equivalente a un tránsito horario máximo anual de 180 a 360 vehículos.
3. Tipo B: para un tránsito promedio diario anual de 500 a 1,500 vehículos, equivalente a un tránsito horario máximo anual de 60 a 180 vehículos.
4. Tipo C: para un tránsito promedio diario anual de 50 a 500 vehículos, equivalente a un tránsito horario máximo anual de 6 a 60 vehículos.

En la clasificación técnica anterior, que ha sufrido algunas modificaciones en su implantación, se ha considerado un 50% de vehículos pesados (igual o mayor a tres toneladas por eje). El número de vehículos es total en ambas direcciones y sin considerar ninguna transformación de vehículos comerciales a vehículos ligeros.

En una red caminera proyectada con visión nacional debe existir toda una gama de soluciones, desde aquellos caminos de gran costo por que así lo exige el tránsito, hasta los caminos de tierra estabilizada con las máximas pendientes y los mínimos radios posibles.

2.2 CLASIFICACIÓN DE TRÁNSITO

2.2.1 ESTUDIO DEL TRÁNSITO PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS

Probablemente, la variable más importante en el diseño de una vía es el tránsito, pues, si bien el volumen y dimensiones de los vehículos influyen en su diseño geométrico, el número y el peso de los ejes de estos son factores determinantes en el diseño de la estructura del pavimento.

DEFINICIONES GENERALES

- A) **EJE SENCILLO:** Es un eje en cuyos extremos lleva una o dos ruedas sencillas.
- B) **EJE TANDEM:** Es aquel constituido por dos ejes sencillos con rueda doble en los extremos.
- C) **EJE TRIDEM:** Es aquel constituido por tres ejes sencillos con rueda doble en los extremos.
- D) **VEHICULOS LIVIANOS:** Son aquellos de menos de 5 toneladas de capacidad tales como automóviles, camionetas, camperos, etc.
- E) **VEHICULOS COMERCIALES:** Son aquellos de más de 5 toneladas de capacidad tales como camiones, buses, remolques, etc.
- F) **VOLUMEN DE TRÁNSITO:** Es el número de vehículos que circulan en ambas direcciones por una sección de vía durante un periodo específico de tiempo. Este puede ser horario, diario, semanal, etc.
- G) **TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO:** Es el volumen de tránsito durante un periodo de tiempo, dividido por el número de días del periodo.
Abreviadamente se denota como **TPD**. Según el periodo utilizado para medir el volumen de tránsito, el TPD puede ser anual, mensual o semanal, denominándose TPDA, TPDM, Y TPDS, respectivamente.
- H) **TRÁNSITO EXISTENTE:** Es aquel que presenta la vía antes de ser pavimentada.



EJE SENCILLO



EJE TANDEM



EJE TRÍDEM



- I) **TRÁNSITO ATRAÍDO:** Es el volumen de tránsito que, sin cambiar ni su origen ni su destino, puede ocupar la futura vía pavimentada como ruta alterna, afluyendo a ella a través de otras vías ya existentes.
- J) **TRÁNSITO GENERADO EN UNA VÍA NUEVA O MEJORADA:** Es el volumen de tránsito que resulta como consecuencia del desarrollo económico y social de la nueva zona de influencia.
- K) **TRÁNSITO INDUCIDO:** Es la suma del tránsito atraído y generado.
- L) **NIVEL DE SERVICIO:** Es una medida de la calidad del flujo de tránsito por la vía. Se cuantifica con una serie de factores tales como la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones del tránsito, la libertad de manejo, la seguridad y los costos de operación.
- M) **VOLUMEN DE SERVICIO:** Es el volumen de tránsito que le corresponde a cada nivel de servicio.
- N) **CAPACIDAD:** La capacidad de una vía o de un carril es el número máximo de vehículos que puede circular por una u otra durante un periodo de tiempo determinado sin que se presenten demoras ni restricciones en la libertad de movimiento de los vehículos.

Se entiende por tránsito la cierta cantidad de vehículos de motor que transitan por un camino en determinado tiempo y en el mismo sentido. Las unidades comúnmente empleadas son: Vehículos por día o vehículos por hora. Se llama tránsito promedio diario (TPD) al promedio de los volúmenes de tránsito que circulan durante 24 horas en un cierto periodo. Normalmente este periodo es el de un año, a no ser que se indique otra cosa.

El TPD es empleado en los estudios económicos, ya que representa el uso de la vía y sirve para efectuar distribuciones de fondos, mas no se puede emplear para determinar las características geométricas del camino, pues no es un valor sensitivo a los cambios significantes de los volúmenes y no indica las variaciones del tránsito que pueden presentarse en las horas, días y meses del año. Los volúmenes horarios son lo que resultan de dividir el número de vehículos que pasan por un determinado punto en un periodo, entre el valor de ese periodo en horas. Los volúmenes horarios máximos son los que se emplean para proyectar los aspectos geométricos de los caminos y se les denomina volumen directriz. Este volumen directriz usualmente equivale, en USA, al 15% del TPD; en México se usa el 12% del TPD.

2.2.2 TIPO DE TRÁNSITO

La clase de vehículos que transitan o van a transitar por un camino varía según el tipo de camino de que se trate. Así, para un camino turístico que conduzca a unas ruinas arqueológicas se puede asegurar que casi en su totalidad el tránsito será de automóviles de pasajeros, mientras que en un camino minero la mayoría de los vehículos serán de carga de mayor o menor tonelaje dependiendo del mineral que se trate y de las condiciones de la misma. Los caminos en las regiones agrícolas de los grandes sistemas de riego tendrán un tránsito mixto. Como el tipo de tránsito influye de una manera decisiva en el proyecto de un camino, ya que afecta notablemente tanto a la parte geométrica como a la estructura del mismo, es necesario que dicho tránsito sea estimado de la mejor manera posible previendo cualquier aumento.

2.2.3 DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO EXISTENTE

La información necesaria para cuantificar el tránsito existente de una vía se debe recolectar con base en los procedimientos de la Ingeniería de Tránsito. La información que se requiere es la siguiente:

- a) El tránsito promedio diario semanal (TPDS)
- b) Número, tipo y peso de los ejes de los vehículos pesados.

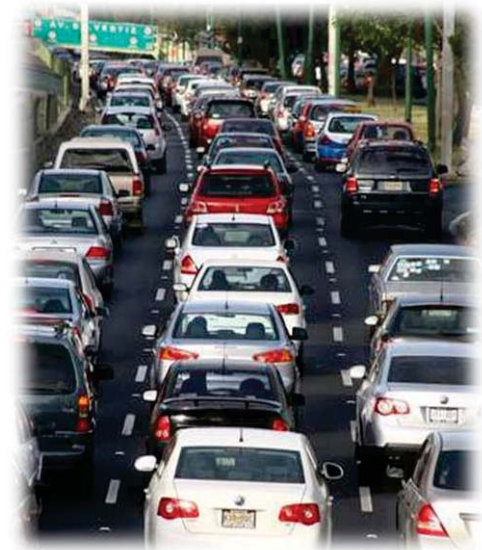
El TPD se halla efectuando un conteo, durante una semana, de todos los vehículos que pasan por la carretera objeto del estudio. Teniendo en cuenta que el tránsito en general presenta variaciones mensuales y estacionales, es necesario hacer una cuidadosa elección de la semana de aforo. El INV efectúa los conteos de tránsito preferencialmente en época de verano.

El tránsito total registrado se divide por los siete días del conteo obteniéndose el TPDS, el cual debe discriminarse en vehículos livianos y comerciales. Estos últimos son los que realmente se tienen en cuenta para el diseño de un pavimento. En cada tramo de carretera estudiado se indica en un círculo el número de la estación de conteo y una línea horizontal sobre la cual se encuentra relacionado el tránsito promedio diario semanal (TPDS). Bajo dicha línea se encuentran relacionados los porcentajes de automóviles, buses y camiones respectivamente.

La determinación del número, tipo y peso de los vehículos comerciales se hace en nuestro medio por medida directa, utilizando basculas para el pesaje de los ejes de todos los vehículos clasificados como comerciales, registrando en cada caso la clase de vehículo y el tipo de eje pesado, ya sea simple, tándem o tridem.

En la determinación del tránsito existente probable de una vía nueva, es evidente que no puede cuantificarse por medio de conteos directos, razón por la que es necesario recurrir a alguno de los siguientes procedimientos:

- Realizar un estudio de origen y destino entre los dos sitios que serán unidos por la nueva vía.
- Adoptar los datos de tránsito de otra vía situada en una zona de características similares; o
- Utilizar los datos de tránsito de otra vía alterna a la que se desea construir.





2.3 TIPOS DE VEHÍCULOS

El INV (Instituto Nacional de Vías) ha designado la siguiente terminología para los vehículos que circulan en el país:

2.3.1 CLASIFICACIÓN

CLASE	NOMENCLATURA
Vehículos livianos	A
Autobús	B
Camión unitario	C
Camión remolque	C-R
Tractocamión articulado	T-S
Tractocamión doblemente articulado	T-S-R y T-S-S

También, se ha clasificado el tipo de vehículo de acuerdo con el número y disposición de sus ejes de la forma que se muestra en el siguiente esquema:

AUTOBÚS (B)			
NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO
B2	2	6	
B3	3	8 ó 10	
B4	4	10	



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO II



CAMIÓN UNITARIO (C)			
NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO
C2	2	6	
C3	3	8-10	
CAMIÓN – REMOLQUE (C – R)			
NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO
C2-R2	4	14	
C3-R2	5	18	
C2-R3	5	18	
C3-R3	6	22	

TRACTOCAMIÓN ARTICULADO			
NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO
T2-S1	3	10	
T2-S2	4	14	
T2-S3	5	18	
T3-S1	4	14	
T3-S2	5	18	
T3-S3	6	22	



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO II



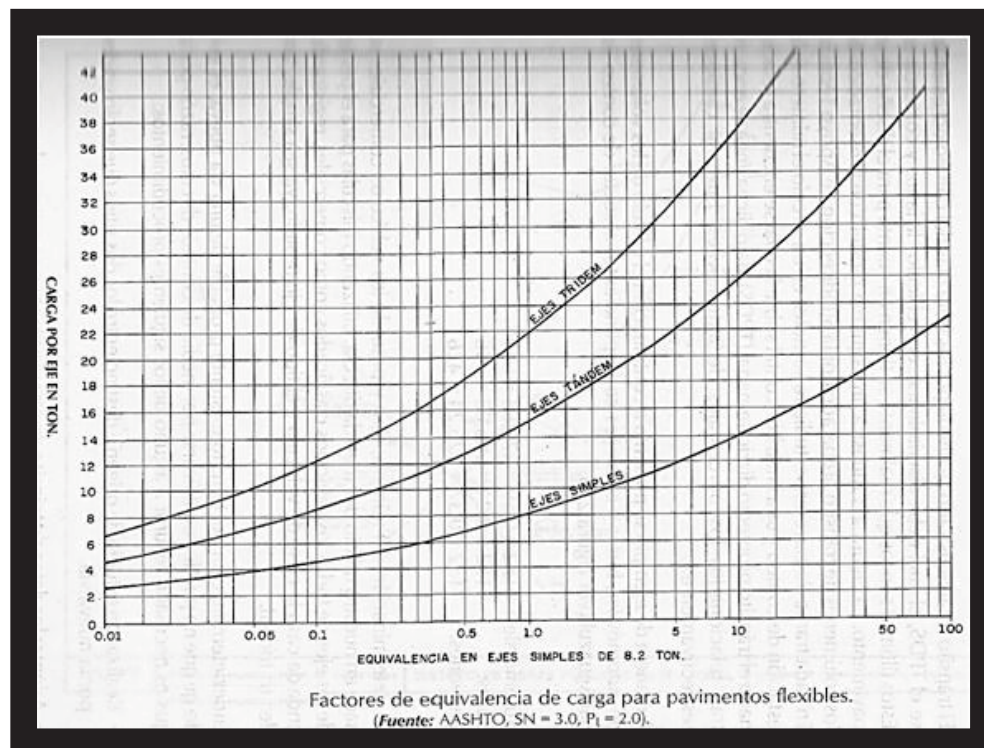
TRACTOCAMION SEMIRREMOLQUE-REMOLQUE (T-S-R)			
NOMENCLATURA	NÚMERO DE EJES	NÚMERO DE LLANTAS	CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO
T2-S1-R2	5	18	
T2-S2-R2	6	22	
T2-S1-R3	6	22	
T3-S1-R2	6	22	
T3-S1-R3	7	26	
T3-S2-R2 ⁽¹⁾	7	26	
T3-S2-R3	8	30	
T3-S2-R4 ⁽¹⁾	9	34	
T2-S2-S2	6	22	
T3-S2-S2	7	26	
T3-S3-S2	8	30	

2.3.2 CARGA MÁXIMA LEGAL

La diversidad en las características de los vehículos que circulan sobre un pavimento durante su vida de diseño, traen como consecuencia un amplio espectro de ejes de carga, con diferentes espacios entre llantas y distintas presiones de inflado, lo que origina una amplia gama de esfuerzos y deformaciones aplicados a un determinado punto de la estructura. La anterior consideración, plantea un problema muy complejo que hace necesario recurrir a simplificaciones prácticas.

Dado que la estimación de daño producido por las diversas cargas por eje es muy complejo, y que la única fuente confiable de información para afrontar este problema es el "AASHO ROAD TEST", de cuyos resultados se derivaron una serie de factores de equivalencia, de los cuales la Figura siguiente muestra los adoptados por el INV, la carga tomada como patrón es un eje sencillo de 8.2 toneladas, cuya elección se hizo por dos motivos principales:

- a) Porque el valor de esta carga era similar a la de 8.0 toneladas propuesta en la convención de Génova en 1949 y
- b) Porque dicha carga por eje fue normalizada como carga para diseño de pavimentos flexibles, por muchos países y entidades.



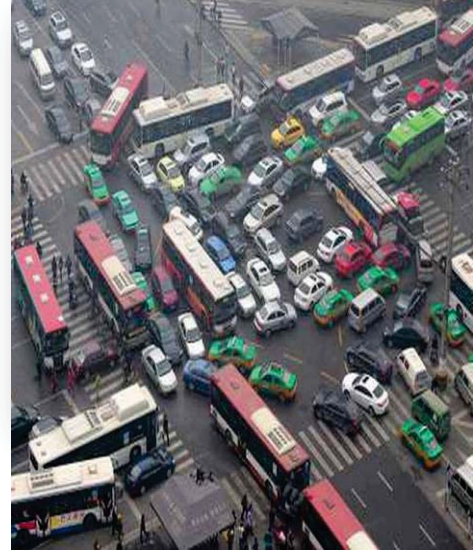
2.4 DISEÑO DEL TRÁNSITO VEHICULAR

Al proyectar una calle o carretera, la selección del tipo de vía, las intersecciones, los accesos y los servicios, dependen fundamentalmente del volumen de tránsito o demanda que circulará durante un intervalo de tiempo dado, de su variación, de su tasa de crecimiento y de su composición. Los errores que se cometan en la determinación de estos datos, ocasionará que la carretera o calle funcione durante el periodo de proyecto bien con volúmenes de tránsito muy inferiores a aquellos para los que se proyectó o mal con problemas de congestionamiento por volúmenes de tránsito altos muy superiores a los proyectados.

Los estudios sobre volúmenes de tránsito son realizados con el propósito de obtener información relacionada con el movimiento de vehículos sobre puntos o secciones específicas dentro de un sistema vial.

Estos datos de volúmenes de tránsito son expresados con respecto al tiempo, y de su conocimiento se hace posible el desarrollo de estimaciones razonables de la calidad de servicio prestado a los usuarios.

Para el cálculo del diseño del tránsito se debe tomar las siguientes condiciones:



2.4.1 VOLÚMENES DE TRÁNSITO ABSOLUTOS O TOTALES.

Es el número total de vehículos que pasan durante el lapso de tiempo determinado, el cual se clasifica en los siguientes volúmenes de tránsito totales o absolutos:

- Tránsito anual (TA).
- Tránsito mensual (TM).
- Tránsito semanal (TS).
- Tránsito diario (TD).
- Tránsito horario (TH).
- Tasa de flujo o flujo (q).

2.4.2 VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO DIARIOS.

Se define el volumen de tránsito promedio diario (TPD), como el número total de vehículos que pasan durante un periodo dado (en días completos) igual o menor a un año y mayor que un día, dividido entre el número de días del periodo. De acuerdo al número de días de este período, se presentan los siguientes volúmenes de tránsito promedio diario, dado en vehículos por día:

- Tránsito promedio diario anual (TPDA)
- Tránsito promedio diario mensual (TPDM)
- Tránsito promedio diario semanal (TPDS)

2.4.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO.



Los volúmenes de tránsito siempre deben ser considerados como dinámicos, por lo que solamente son precisos para el periodo de duración de los aforos. Sin embargo, debido a que sus variaciones son generalmente rítmicas y repetitivas, es importante tener un conocimiento de sus características, para así programar aforos, relacionar volúmenes en un tiempo y lugar con volúmenes de otro tiempo y lugar, y prever con la debida anticipación la actuación de las fuerzas dedicadas al control del tránsito y labor preventiva, así como las de conservación.

Por lo tanto, es fundamental, en la planeación y operación de la circulación vehicular, conocer las variaciones periódicas de los volúmenes de tránsito dentro de las horas de máxima demanda, en las horas de día, en los días de la semana y en los meses del año.

2.4.4 DISTRIBUCIÓN Y COMPOSICIÓN DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO

La distribución de los volúmenes de tránsito por carriles debe ser considerada, tanto en el proyecto como en la operación de calles y carreteras. Tratándose de tres o más carriles de operación en un sentido, el flujo se asemeja a una corriente hidráulica.

Así, al medir los volúmenes de tránsito por carril, en zona urbana, la mayor velocidad y capacidad, generalmente se logran en el carril del medio; las fricciones laterales, como paradas de autobuses y taxis y las vueltas izquierdas y derechas causan un flujo más lento en los carriles extremos, llevando el menor volumen el carril cercano a la acera.

En los estudios de volúmenes de tránsito es muy útil conocer la composición y variación de los distintos tipos de vehículos. La composición vehicular se mide en términos de porcentajes sobre el volumen total. Por ejemplo, porcentaje de automóviles, de autobuses y de camiones.

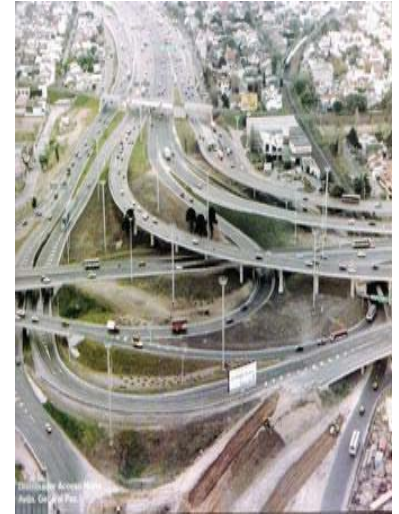


2.4.5 RELACIÓN ENTRE LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO PROMEDIO DIARIO, ANUAL, Y SEMANAL.

El comportamiento de cualquier fenómeno o suceso estará naturalmente mucho mejor caracterizado cuando se analiza todo su universo. En este caso, el tamaño de su población está limitado en el espacio y en el tiempo por las variables asociadas al mismo.

Con respecto a volúmenes de tránsito, para obtener el tránsito promedio diario anual, TPDA, es necesario disponer del número total de vehículos que pasan durante el año por el punto de referencia, mediante aforos continuos a lo largo de todo el año, ya sea en periodos horarios, diarios, semanales o mensuales.

Muchas veces esta información anual es difícil de obtener, al menos en todas las vialidades por los costos que ello implica, sin embargo se pueden obtener datos en las casetas de cobro para las carreteras de cuota y mediante contadores automáticos instalados en estaciones maestras de la gran mayoría de las carreteras de la red vial primaria de la nación.



En estos casos, muestras de los datos sujetas a las mismas técnicas de análisis permiten generalizar el comportamiento de la población. No obstante, antes de que los resultados se puedan generalizar, se debe analizar la variabilidad de la muestra para así estar seguros, con cierto nivel de confiabilidad, que ésta se puede aplicar a otro número de casos no incluidos, y que forman parte de las características de la población.

Por lo anterior, en el análisis de volúmenes de tránsito, la media poblacional o tránsito promedio diario anual, TPDA, se estima con base en la media muestral o tránsito promedio diario semanal, TPDS, según la siguiente expresión:

$$TPDA = TPDS \pm A$$

Dónde:

A = Máxima diferencia entre el TPDA y el TPDS

El valor de A, sumado o restado del TPDS, define el intervalo de confianza dentro del cual se encuentra el TPDA. Para un determinado nivel de confianza, el valor de A es:

$$A = K * E$$

Dónde:

K = Número de desviaciones estándar correspondiente al nivel de confiabilidad deseado.

E = error estándar de la media



Estadísticamente se ha demostrado que las medias de diferentes muestras, tomadas de la misma población, se distribuyen normalmente alrededor de la media poblacional con una desviación estándar equivalente al error estándar. Por lo tanto también se puede expresar que: $E = \sigma'$

Dónde:

$$\sigma' = \text{estimador de la desviación estándar poblacional} = \frac{S}{(n)^{\frac{1}{2}}} \left(\frac{N-n}{N-1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

S = Desviación estándar de la distribución de los volúmenes de tránsito o desviación estándar muestral.

n = Tamaño de la muestra en número de días del aforo.

N = Tamaño de la población en número de días del año.

La desviación estándar muestral, S, se calcula como:

$$S = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (Td_i - TPDS)^2}{n - 1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

Td_i = Volumen de tránsito del día i.

Finalmente la relación entre los volúmenes de tránsito promedio diario anual y semanal es:

$$TPDA = TPDS \pm A = TPDS \pm K E = TPDS \pm K \sigma'$$

2.4.6 PRONÓSTICO DEL VOLUMEN DE TRÁNSITO FUTURO.

El Pronóstico del volumen de tránsito futuro, por ejemplo el TPDA del año de proyecto, en el mejoramiento de una carretera existente o en la construcción de una nueva carretera, deberá basarse no solamente en los volúmenes normales actuales, sino también en los incrementos del tránsito que se espera utilicen la nueva carretera.

El Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito de la Secretaria de Desarrollo Social (SEDESOL) auxiliara al lector para poder comprender con mayor detenimiento este tema, ya que esta información no se encuentra en los alcances de esta tesis.

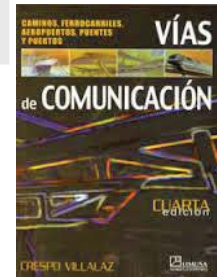


REFERENCIAS

- INGENIERIA DE PAVIMENTOS TOMO 1
MONTEJO FONSECA ALFONSO
IGLESIA CATOLICA DE COLOMBIA



- VÍAS DE COMUNICACIÓN
CARLOS CRESPO VILLALAZ
LIMUSA



- INGENIERIA DE TRANSITO Y CARRETERAS
NICHOLAS J. GARBER, LASTER A. HOEL
PARANINFO



- CAMINOS CUARTA EDICIÓN
JOSE LUIS ESCARIO
MADRID 1949



- ESTRUCTURACION DE VIAS TERRESTRES
FERNANDO OLIVERA BUSTAMANTE



- EL MANUAL DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO
DE LA SECRETARÍA DE DESARROLLO SOCIAL (SEDESOL)



The background features a large, semi-transparent watermark of the National Autonomous University of Mexico (UNAM) logo. The logo consists of a central shield with an eagle perched on a cactus, surrounded by a banner with the text 'UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO' and 'POR MI RAZA Y LIBERTAD'. The shield is flanked by two eagles and is topped by a banner with the text 'UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO'. The entire logo is set against a background of vertical lines that converge at the top and bottom, creating a funnel-like shape.

CAPITULO III
INDUCCIÓN A LA
MECÁNICA DE SUELOS

3. INDUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS

3.1 INTRODUCCIÓN

Se entiende por “Vías terrestres” las carreteras, los ferrocarriles y las aeropistas, que constituyen los elementos básicos de la infraestructura de una red nacional de transporte. Dentro de la denominación deben caber tanto la más moderna autopista como el más modesto camino rural.

Las vías terrestres se construyen de tierra y sobre tierra. Desde hace tiempo, la técnica moderna ha reconocido la influencia que sobre una estructura de esta naturaleza tiene el terreno que le sirve de apoyo, entendiéndose no solo al suelo o roca que exista en el lugar, sino a todo un conjunto de condiciones que comprende desde la constitución mineralógica, la estructuración del suelo, la cantidad y estado del agua contenida y su modo de fluir, hasta toda una agrupación de factores ajenos al concepto tradicional de suelo, pero que definen

en el tiempo su comportamiento, tales como los factores climáticos, los económicos, los que se refieren al “uso de la tierra” en actividades que poco o nada tiene que ver con la tecnología de las vías terrestres. Sin embargo, ha sido hasta épocas más recientes cuando los ingenieros han comprendido que el uso de los materiales, que se ofrecen en general en amplia variedad en la naturaleza, dentro del cuerpo de la estructura, no es indiferente o arbitrario, sino selectivo, y que aun utilizando los mismos materiales para producir una sección dada, pueden obtenerse secciones estructuralmente muy distintas según el uso que se haga de los materiales dentro de la sección, tanto en lo que se refiere a su posición en ella, como a las condiciones en que se coloquen y a los tratamientos mecánicos o aun químicos que se les dé.

La construcción de las vías terrestres implica el uso de los suelos, pero un uso selectivo, juicioso y, en lo posible, “científico”. Es sabido que la ingeniería moderna ha desarrollado ramas cuyos objetivos son precisamente el aprender a manejar de la mejor manera posible, ingenierilmente hablando, los suelos y las rocas con que se construyen las vías terrestres. Estas ramas son la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas, estrechamente auxiliadas por la Geología aplicada. No es, pues, de extrañar, dejando a un lado aspectos de planeación y trazo y algunos de índole económica y social, que el proyecto y la construcción de las vías terrestres sean a fin de cuentas una cuestión de aplicación juiciosa de normas de Mecánica de Suelos y de Mecánica de Rocas.



3.2 NATURALEZA Y ORIGEN DE LOS SUELOS



Los suelos son conjunto de partículas minerales, producto de la desintegración mecánica o de la descomposición química de rocas preexistentes. El conjunto de partículas presenta dos propiedades esenciales que no pueden ser olvidadas por quienes pretendan comprender su comportamiento ingenieril, los cuales son:

- A) El conjunto posee una organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. En general, en los valores de las propiedades, verticalmente ocurren cambios mucho más rápidos que horizontalmente.
- B) La organización de las partículas minerales es tal que el agua, que como se sabe está presente en todo suelo en mayor o menor cantidad, puede, si hay la suficiente, tener “continuidad”, en el sentido de distribución de presiones. El agua no ocupa huecos aislados sin intercomunicación; puede llenar todos los poros que dejan entre si las partículas mientras y que se intercomunican, de manera que el agua forma una masa continua que contiene al mineral en su seno.

Los suelos pueden ser residuales o transportados, según se les encuentre en el mismo lugar en que se han generado o en lugar diferente.

3.2.1 SUELOS RESIDUALES:

El suelo residual es una secuencia de capas de materiales con diferentes propiedades que se encuentran encima o en lugar próximo a la roca que les dio origen, efecto conocido como meteorización. Varían de un lugar a otro dependiendo de una serie de factores tales como el tipo, edad y estructura de la roca madre, la topografía, la vegetación, el drenaje, la actividad bacteriana y el clima, especialmente en cuanto a temperatura y régimen de lluvias.

El perfil de meteorización se ha formado por desintegración y descomposición de la roca. Dependiendo de su grado de alteración generalmente se distingue en tres capas u horizontes sobre la roca sana.



✓ Horizonte A o capa superior:

Es aquella donde la alteración es mayor y ha habido alguna remoción de sus productos. Normalmente en esta zona se encuentra una capa delgada de descomposición orgánica.

✓ Horizonte B o capa intermedia:

Es una zona de acumulación de los productos de alteración de la zona superior.

✓ Horizonte C o capa de transición:

Es una capa parcialmente meteorizada que sirve de transición entre el suelo y la roca sana.

3.2.2 SUELOS TRANSPORTADOS:



Estos suelos han sufrido un proceso de formación tal como los suelos residuales y luego han sido trasladados y depositados en el lugar donde actualmente se encuentran.

El traslado de sedimentos lo realizan los llamados agentes transportadores, tales como el agua, hielo, el viento, la gravedad y ciertos organismos. Dependiendo del tipo de agente las partículas son afectadas especialmente en cuanto a su tamaño, forma y textura.

El agua produce depósitos aluviales, lacustres y marinos.

✓ Depósitos aluviales:

Se encuentran en los lechos de los ríos y están constituidos por suelos gruesos generalmente. En las zonas aledañas en ocasiones inundadas por desbordamiento del río se encuentra gran variedad de suelos arcillosos y limosos.

✓ Depósitos lacustres:

Se presentan en los lagos donde desembocan corrientes de agua. En las entradas se depositan las partículas gruesas que arrastran el agua durante la época de creciente y las partículas finas se asientan en aguas más profundas formando estratos horizontales alternados cuya estructura depende de la composición electro-química del agua.

✓ Depósitos marinos:

Son diferentes ya sean de playa o altamar. En la playa predominan partículas granulares mientras que en altamar predomina las de tamaño coloidal, depositadas especialmente por floculación debido a la salinidad del agua.



El viento propicia la formación de los llamados depósitos eólicos entre los cuales están las dunas y los loess.



✓ Dunas:

Son depósitos de arena cuyas partículas han sido transportadas por el viento arrastrándolas o levantándolas ligeramente habiendo sido sometidas a un desgaste muy intenso.

✓ Loess:

Son depósitos de arenas finas y limos que han sido transportadas por el viento grandes distancias. En general son depósitos de mucha dureza por la cimentación de carbonatos y óxidos de hierro. Como características generales de los loess se tienen: alta porosidad en la dirección vertical, taludes estables según la cimentación de sus partículas y uniformidad en sus componentes.

✓ Depósitos glaciares:

Se presentan en zonas donde ha habido actividad glacial y tienen como característica principal la heterogeneidad del tamaño de las partículas variando desde fragmentos de roca de varios metros de dimensión hasta polvo de decima de milímetro.

✓ Gravedad:

Produce los llamados depósitos de talud, cuya característica principal es la heterogeneidad en el tamaño de sus partículas.

3.3 CLASIFICACIÓN

3.3.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS

3.3.1.1 CLASIFICACIÓN SUCS

Este sistema clasifica los suelos en dos amplias categorías: “suelos de grano grueso que son de naturaleza tipo grava y arenosa con menos del 50% pasando la malla No. 200 y los suelos de grano fino con 50% o más pasando la malla No. 200”.

Según Das, para clasificar apropiadamente un suelo utilizando este sistema, deben conocerse el porcentaje de grava, el porcentaje de arena, el porcentaje de limo y arcilla, los coeficientes de uniformidad y curvatura y el límite líquido e índice de plasticidad. Los primeros cinco datos se obtienen a partir de un análisis granulométrico.



El método SUCS presenta diversa nomenclatura; para suelos granulares, las siglas son G (grava), S (arena), W (bien graduada) y P (mal graduada). Para suelos finos la nomenclatura es M (limo), C (arcilla), H (alta compresibilidad) y L (baja compresibilidad). Y para los suelos orgánicos la sigla es Pt (turba).

El procedimiento para la clasificación de suelos viene descrito de la siguiente forma:

Suelos gruesos

Los suelos gruesos se clasifican como grava cuando más del 50% de las partículas de la fracción gruesa tienen tamaño mayor que 4,75 mm (malla N°4) y como arena cuando el 50% de las partículas o más de la fracción gruesa, y son retenidas de la malla No. 4 a la No. 200.

a) Grava o arena bien graduada (GW o SW)

Si el material contiene hasta 5% de finos, cuando se trate de una grava cuyo coeficiente de uniformidad (CC) es mayor de 4 y su coeficiente de curvatura (CU) esté entre 1 y 3, determinados como se indica en el Inciso D.4.7. Del Manual M MMP-106, Granulometría de Materiales Compactables para Terracerías, se clasifica como grava bien graduada y se identifica con el símbolo GW. Cuando se trate de una arena cuyo coeficiente de uniformidad (CU) es mayor de 6 y su coeficiente de curvatura (CC) esté entre 1 y 3, se clasifica como arena bien graduada y se identifica con el símbolo SW.



b) Grava o arena mal graduada (GP o SP)

Si el material contiene hasta 5% de finos y sus coeficientes de uniformidad y curvatura (CC y CU respectivamente), no cumplen con lo indicado en el Punto anterior, se clasifica como grava mal graduada o arena mal graduada, según corresponda y se identifica con los símbolos GP o SP, respectivamente.

c) Grava o arena limosa (GM o SM)

Si el material contiene más de 12% de finos y estos son limo, se clasifica como grava limosa o arena limosa, según corresponda y se identifica con los símbolos GM o SM, respectivamente.

d) Grava o arena arcillosa (GC o SC)

Si el material contiene más de 12% de finos y estos son arcilla, se clasifica como grava arcillosa o arena arcillosa, según corresponda y se identifica con los símbolos GC o SC, respectivamente.

e) Grava o arena bien graduada limosa (GW-GM o SW-SM)

Si el material contiene entre 5 y 12% de finos y estos son limo, cuando se trate de una grava bien graduada, se clasifica como grava bien graduada limosa y se identifica con el símbolo GW-GM. Cuando se trate de una arena bien graduada, se clasifica como arena bien graduada limosa y se identifica con el símbolo SW-SM.

f) Grava o arena mal graduada limosa (GP-GM o SP-SM)

Si la grava o la arena son mal graduadas, contienen entre 5 y 12% de finos y estos son limo, se clasifican como grava mal graduada limosa o arena mal graduada limosa, según corresponda y se identifican con los símbolos GP-GM o SP-SM, respectivamente.

g) Grava o arena bien graduada arcillosa (GW-GC o SW-SC)

Si la grava o la arena son bien graduadas, contienen entre 5 y 12% de finos y estos son arcilla, se clasifican como grava bien graduada arcillosa o arena bien graduada arcillosa, según corresponda y se identifican con los símbolos GW-GC o SW-SC, respectivamente.

h) Grava o arena mal graduada arcillosa (GP-GC o SP-SC)

Si la grava o la arena son mal graduadas, contienen entre 5 y 12% de finos y estos son arcilla, se clasifican como grava mal graduada arcillosa o arena mal graduada arcillosa, según corresponda y se identifican con los símbolos GP-GC o SP-SC, respectivamente.

Suelos finos

Los suelos finos se clasifican según sus características de plasticidad, en:

Limo(M)

El suelo fino se clasifica como limo cuando su límite líquido (w_L) y su índice plástico (I_p), definen un punto ubicado en las zonas I o III de la Carta de plasticidad que se muestra en la Figura 1 y se identifica con el símbolo M (del sueco mo y mjala). Si dicho punto se aloja en la zona I, el material se clasifica como limo de baja compresibilidad y se identifica con el símbolo ML; si se ubica en la zona III, se clasifica como limo de alta compresibilidad y se identifica con el símbolo MH.

Si el material contiene una cantidad apreciable de materia orgánica y el punto definido por su límite líquido (w_L) y su índice plástico (I_p) se ubica cercano y por debajo de la línea A de la Carta de plasticidad, se clasifica como limo orgánico de baja compresibilidad si su límite líquido (w_L) es menor de 50% y se identifica con el símbolo OL, o como limo orgánico de alta compresibilidad si su límite líquido (w_L) es mayor y se identifica con el símbolo OH.

a) Arcilla (C)

El suelo fino se clasifica como arcilla cuando su límite líquido (w_L) y su índice plástico (I_p), definen un punto ubicado en las zonas II o IV de la Carta de plasticidad que se muestra en la Figura 1 y se identifica con el símbolo C (Clay). Si dicho punto se aloja en la zona II, el material se clasifica como arcilla de baja compresibilidad y se identifica con el símbolo CL, si se ubica en la zona IV, se clasifica como arcilla de alta compresibilidad y se identifica con el símbolo CH.

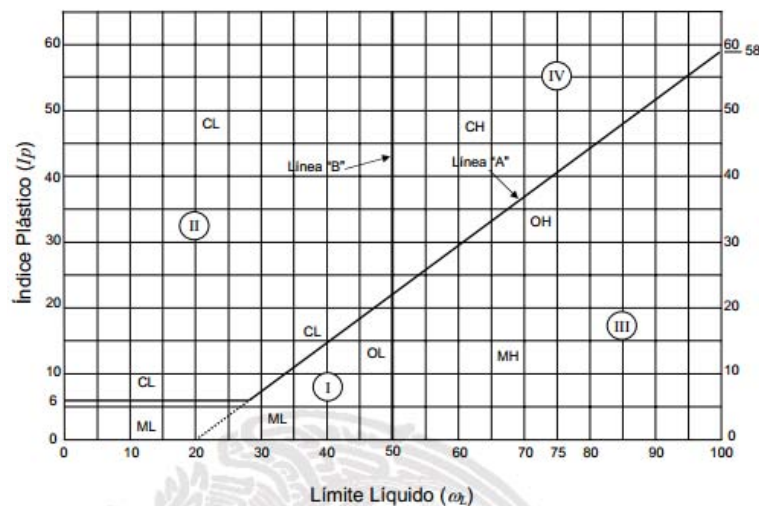


FIGURA 1.- Carta de plasticidad



3.3.1.2 CLASIFICACIÓN AASHTO

Este sistema de clasificación está basado en el comportamiento observado en el campo de suelos utilizados como subrasante en pavimentos para carreteras. El sistema fue desarrollado en 1928 por el Bureau of Public Roads (BPR), y ha sido revisado y modificado en varias ocasiones. El caso más reciente fue realizado en 1942, posteriormente se emitió una revisión más extensa en 1945, realizada por la Highway Research Board (HWRB).

De acuerdo con este sistema y con base en su comportamiento, los suelos están clasificados en ocho grupos designados por los símbolos del A-1 al A-8.

En este sistema de clasificación los suelos inorgánicos se clasifican en 7 grupos que van del A-1 al A-7. Estos a su vez se dividen en un total de 12 subgrupos.

Los suelos con elevada proporción de materia orgánica se clasifican como A-8.

La tabla siguiente muestra la comparación de los grupos de suelos AASHTO y SUCS para un mayor entendimiento

Comparación de los grupos de clasificación de suelos AASHTO	
AASHTO	UNIFICADO
A-1a	GW, GP, SW, GM
A-1b	SW, SP, SM, GC
A-3	SP
A-2-4	CL, ML
A-2-5	CL, ML, CH, MH
A-2-6	CL, ML
A-2-7	CL, ML, CH, MH
A-4	CL, ML
A-5	CL, ML, CH, MH
A-6	CL, ML
A-7	CL, ML, CH, MH
A-8	Turba y detrito orgánicos

3.3.2 CLASIFICACIÓN DE ROCAS

Los diferentes tipos de rocas se pueden dividir, según su origen, en tres grandes grupos:

3.3.2.1 ÍGNEAS:

Formadas a partir del enfriamiento de rocas fundidas (magmas). Los magmas pueden enfriar de manera rápida en la superficie de la Tierra mediante la actividad volcánica o cristalizar lentamente en el interior, originando grandes masas de rocas llamadas plutónicas. Cuando cristalizan en grietas de la corteza forman las rocas ígneas filonianas.

Estas rocas son muy comunes y se dividen en tres tipos diferentes: plutónicas, volcánicas y filonianas.

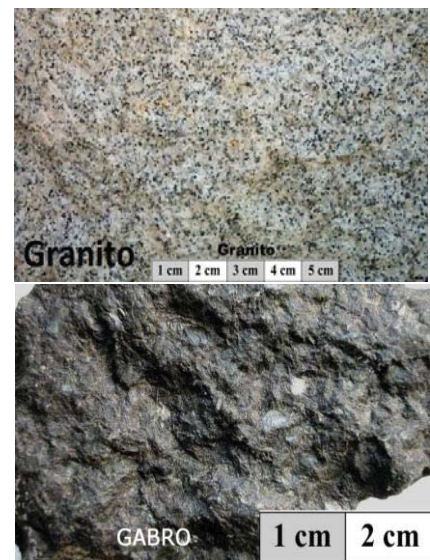
▪ Rocas plutónicas:

Se forman cuando el magma solidifica en el interior de la Tierra. Como en el interior las temperaturas son elevadas, el enfriamiento de los magmas es muy lento. En estas condiciones los minerales disponen de mucho tiempo para crecer, por lo que estas rocas presentan cristales relativamente grandes (se ven bien a simple vista).

Como la presión del interior es también muy elevada, los minerales crecen estrechamente unidos formando rocas densas y sin huecos.

Los granitos son las rocas plutónicas más comunes. Están compuestos por una mezcla de los minerales cuarzo, feldespatos y micas.

El gabro es otra roca plutónica muy común, se reconoce por la ausencia de cuarzo y sus tonos oscuros.



▪ Rocas volcánicas

Se originan cuando los magmas enfrían en la superficie terrestre, a temperaturas y presiones bajas.

En estas condiciones el enfriamiento es muy rápido con lo que los cristales disponen de muy poco tiempo para formarse y crecer.

El resultado son rocas constituidas por una masa de cristales de pequeño tamaño o bien materia amorfa sin cristalizar (vidrio).

Al originarse en la superficie, donde la presión es baja, pueden adquirir un aspecto esponjoso.

Es común clasificar las rocas volcánicas en función de su composición química. Una roca muy frecuente y fácil de reconocer por sus tonos oscuros es el basalto. La riolita, por el contrario, presenta tonos claros.

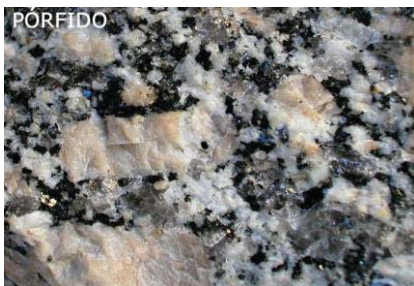
Independientemente de su composición, podemos agrupar los materiales volcánicos en:

- Volátiles (gases)
- Piroclastos, fragmentos rocosos. Se trata del material fundido que es lanzado al aire durante la actividad volcánica y que enfría al caer en forma de lluvia.
- ✓ Los trozos de pequeño tamaño son las cenizas volcánicas
- ✓ Llamamos a los de mayor tamaño escorias (son parecidas a las de los hornos de carbón). Cuando adquieren aspecto redondeado se llaman bombas volcánicas.
- Coladas, materiales más o menos continuos formados tras el enfriamiento de la lava que fluye desde la boca de erupción. En ocasiones la lava se retuerce mientras se enfría originando las lavas cordadas.



La piedra pómez es una variedad de lava particularmente esponjosa (es tan ligera que flota en el agua).

▪ Rocas filonianas



Los magmas también pueden cristalizar en el interior de grietas o fracturas en las que las presiones y temperaturas no son tan elevadas como las que soportan las rocas plutónicas durante su formación, ni tan bajas como las de las rocas volcánicas. En este caso las rocas resultantes se denominan rocas filonianas. Se llaman pórfidos a las rocas que presentan grandes cristales de un mineral envueltos en una "pasta" de pequeños cristales de otros minerales. Las pegmatitas se reconocen fácilmente por presentar grandes cristales de cuarzo, feldespatos y micas.

3.3.2.2 METAMÓRFICAS:

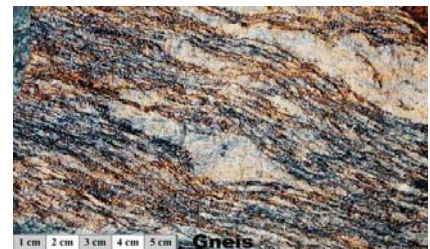
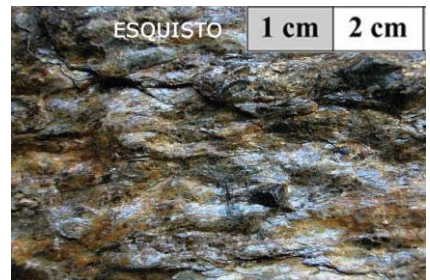
Formadas a partir de otras rocas que, sin llegar a fundirse, han estado sometidas a grandes presiones y temperaturas y se han transformado.

Esta estructura característica que denominamos foliación se ve muy bien en rocas como las pizarras, los esquistos y los gneises.

- Las pizarras son arcillas metamorizadas. Presentan foliación muy recta, paralela y próxima. Generalmente son oscuras y con frecuencia contienen fósiles.
- Los esquistos son rocas que han sufrido un metamorfismo más intenso. Presentan foliación algo deformada y los fósiles que pudiera haber en la roca original desaparecen durante el proceso metamórfico.
- El Gneis es una roca que ha sufrido un metamorfismo muy intenso. Sus principales minerales son el cuarzo, los feldespatos y las micas (como el granito) pero se presentan orientados en bandas claras y oscuras.

Otras rocas metamórficas muy comunes son:

- El mármol: se trata de rocas carbonatadas (como las calizas) que han sufrido metamorfismo y presentan un aspecto cristalino característico.
- La cuarcita: son areniscas ricas en cuarzo metamorizadas.



3.3.2.3 SEDIMENTARIAS:

Formadas en zonas superficiales de la corteza terrestre a partir de materiales que se depositan formando capas o estratos. Son detríticas si se originan a partir de trozos de otras rocas. Químicas y orgánicas si se forman a partir de precipitación de compuestos químicos o acumulación de restos de seres vivos.

Las cuales se dividen en:

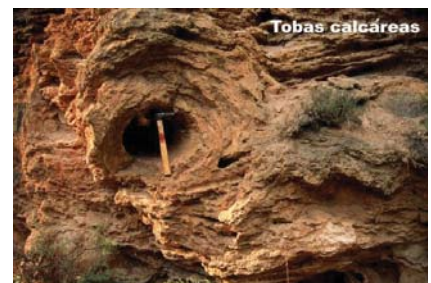
- **ROCAS SEDIMENTARIAS DETRÍTICAS**



Son las formadas a partir de la sedimentación de trozos de otras rocas después de una fase de transporte. La clasificación de estas rocas se basa en los tamaños de los trozos que las componen. Las constituidas por trozos de tamaño grande son los conglomerados, las areniscas poseen granos de tamaño intermedio y los limos y arcillas poseen trozos muy pequeños.

- **ROCAS SEDIMENTARIAS QUÍMICAS Y ORGÁNICAS**

Son las formadas a partir de la precipitación de determinados compuestos químicos en soluciones acuosas o bien por acumulación de sustancias de origen orgánico. Un tipo muy común es la roca caliza, formada en su mayor parte por restos de organismos como corales, algas, etc. aunque también puede originarse por precipitación de cementos calcáreos. Las tobas calcáreas son rocas muy porosas y con abundantes restos vegetales que se originan en los ríos cuando el carbonato de calcio precipita sobre la vegetación.



3.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Las propiedades de los materiales nos sirven para indicar su clasificación así como sus características mecánicas a los esfuerzos de compresión y tensión, para poder utilizarlos de la manera más eficiente y poder predecir su comportamiento en caso de extensas lluvias, fuertes cambios de clima, entre otros.

Las propiedades de los materiales se pueden clasificar en:

- Propiedades físicas
- Propiedades químicas
- Propiedades Mecánicas

3.4.1 PROPIEDADES FÍSICAS

Se conoce como propiedades físicas a todas las pruebas de laboratorio que se realizan a un tramo en estudio o a los materiales de préstamo o de bancos que se emplearan para mejorar sus características y resistencia, primordialmente sirve para conocer sus naturaleza y origen, así como su clasificación dando a conocer el nombre y sus cualidades que esta tiene, mostrando una idea muy general de las propiedades mecánicas que esta cuenta.

Las propiedades índices de los suelos para las vías terrestres son las siguientes:

❖ Relaciones volumétricas y gravimétricas

- Contenido natural de agua, ω
- Peso volumétrico natural, γ
- Grado de saturación, G_w
- Densidad de los sólidos, S_s
- Relación de vacíos u oquedad, e
- Porosidad, n

❖ Geométricas

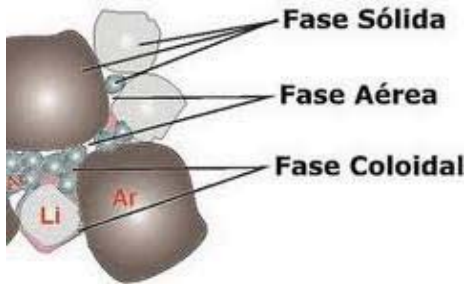
- Granulometría
- Partículas alargadas y lajeadas
- Equivalente de arena

❖ Consistencia

- Plasticidad o Límites de Atterberg, LL, LP, IP, LC
- Contracción lineal, CL
- Expansión, E



3.4.1.1 RELACIONES VOLUMÉTRICAS Y GRAVIMÉTRICAS EN LOS SUELOS



En un suelo se distinguen tres fases constituyentes: la sólida, la líquida y gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo (incluyendo la capa sólida absorbida); la líquida por el agua (libre, específicamente), aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor significación; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presentes otros gases (vapores sulfurosos, anhídrido carbónico, etc.) la capa viscosa del agua absorbida que presenta propiedades intermedias entre la fase sólida y la líquida, suele incluirse

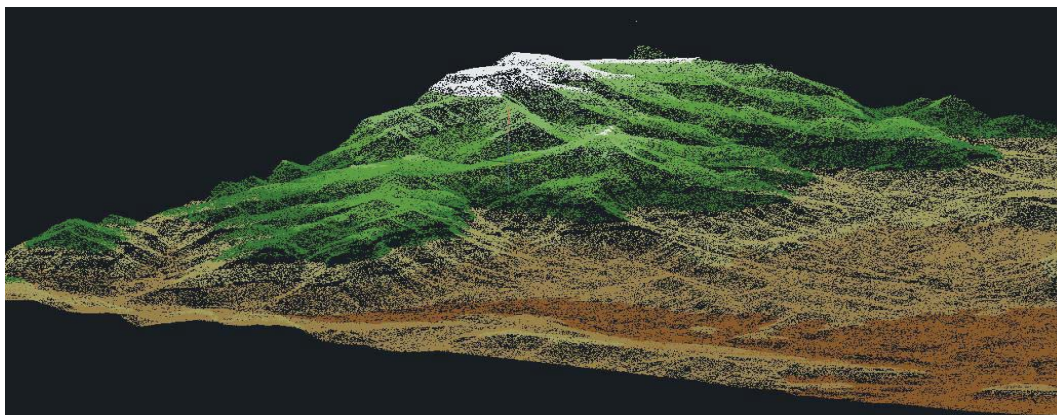
en esta última, pues es susceptible de desaparecer cuando el suelo es sometido a una fuerte evaporación (secado).

Las fases líquida y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de los sólidos.

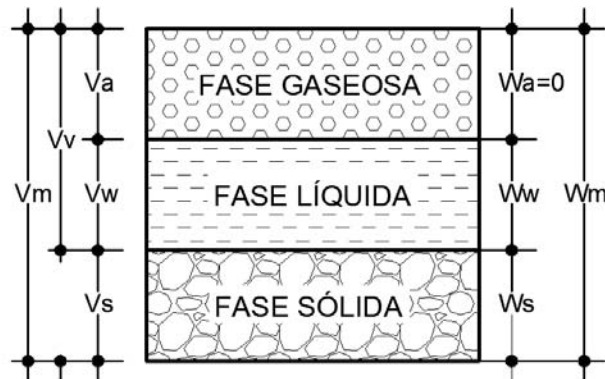
Algunos suelos contienen, además, materia orgánica en diversas formas y cantidades; en las turbas, estas materias predominan y consisten en residuos vegetales parcialmente descompuestos.

Aunque el contenido de materia orgánica y las capas adsorbidas son muy importantes desde el punto de vista de las propiedades mecánicas del suelo, no es preciso considerarlos en la medición de pesos y volúmenes relativos de las tres fases principales; su influencia se toma en cuenta más fácilmente en etapas posteriores del estudio de ciertas propiedades de los suelos.

En los laboratorios de mecánica de suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y el peso específico relativo de los suelos. Estas magnitudes no son, empero, las únicas cuyo cálculo es necesario; es preciso obtener relaciones sencillas y prácticas, a fin de poder medir algunas otras magnitudes en términos de estas. Estas relaciones, de tipo volumétrica y gravimétrica, son de la mayor importancia para la aplicación sencilla y rápida de la teoría y su dominio debe considerarse indispensable.



La fig. Siguiente representa el esquema de una muestra de suelos, en el que aparecen las fases principales, así como los conceptos de uso más común, como los símbolos con que se indicaran en lo que sigue:



El significado de los símbolos es el siguiente:

V_m = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa).

V_s = Volumen de la fase solida de la muestra (volumen de solidos)

V_v =Volumen de los vacíos de la muestra de suelo (volumen de vacíos).

V_w= volumen de la fase liquida contenida en la muestra (volumen de agua).

V_a= Volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire).

W_m= Peso total de la muestra de suelo (peso de la masa).

W_s= Peso de la fase solida de la muestra de suelo (peso de los sólidos).

W_w= Peso de la fase liquida de la muestra (peso del agua).

W_a= Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado como nulo en Mecánica de Suelos.

Existe problema para definir el peso de sólidos (suelo seco), obtenido eliminando la fase liquida. El problema proviene del hecho de que la película de agua adsorbida no desaparece por completo al someter al suelo a una evaporación en horno, a temperaturas practicas; la cuestión esta que convencionalmente resulta en Mecánica de Suelos al definir como estado seco de un suelo al que se obtiene tras someter el mismo a un proceso de evaporación en un horno, con temperaturas de 105°C a 110°C y durante un periodo suficiente para llegar a peso constante, lo que se logra generalmente en 18 o 24 horas.



3.4.1.2 RELACIONES DE PESO Y VOLUMENES

En Mecánica de Suelos se relaciona el peso de las distintas fases con sus volúmenes correspondientes, por medio del concepto de peso específico, es decir, de la relación entre el peso de la sustancia y su volumen.

Se distinguen los siguientes pesos específicos:

Yo= Peso específico del agua destilada, a 4°C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar. En sistemas derivados del métrico, es igual a 1 o a una potencia entera de 10.

Yw= peso específico del agua en las condiciones reales de trabajo; su valor difiere poco del de Yo y, en muchas cuestiones prácticas, ambos son tomados como iguales.

Ym= **Peso específico** de la masa del suelo. Por definición se tiene

$$Y_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

Ys= Peso específico de la fase sólida del suelo

$$Y_s = \frac{W_s}{V_s}$$

El peso específico relativo se define como la relación entre el peso específico de una sustancia y el peso específico del agua, a 4°C, destilada y sujeta a una atmósfera de presión.

En sistemas de unidades apropiados, su valor es idéntico al módulo del peso específico, correspondiente, según se desprende de lo anterior.

Se distinguen los siguientes pesos específicos relativos.

sm = Peso específico relativo de la masa del suelo. Por definición:

$$s_m = \frac{Y_m}{Y_o} = \frac{W_m V_m}{Y_o}$$

ss= Peso específico relativo de la fase sólida del suelo (de sólidos) para el cual se tiene:

$$s_s = \frac{Y_s}{Y_o} = \frac{W_s}{V_s Y_o}$$



3.4.1.3 RELACIONES FUNDAMENTALES

Las relaciones que se dan a continuación son importantes para el manejo comprensible de las propiedades mecánicas de los suelos y un completo dominio de su significado y sentido físico; es imprescindible para poder expresar en forma asequible los datos y conclusiones de Mecánica de Suelos.

- a) Se denomina **Relación de Vacíos**, Oquedad o Índice de poros a la relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos de suelo:

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

La relación puede variar teóricamente de 0 ($V_v=0$) a infinito. En la práctica no suelen hallarse valores menores de 0.25 (arenas muy compactas con finos) ni mayores de 15, en el caso de algunas arcillas altamente compresibles.

- b) Se llama **porosidad** de un suelo a la relación entre su volumen de vacíos y el volumen de su masa. Se expresa como porcentaje:

$$n (\%) = \frac{V_v}{V_m} * 100$$

Esta relación puede variar de 0 (en un suelo ideal con solo fase solida) a 100 (espacio vacío). Los valores reales suelen oscilar entre 20% y 95%.

- c) Se denomina **grado de saturación** de un suelo a la relación entre su volumen de agua y el volumen de sus vacíos. Suele expresarse también como un porcentaje:

$$G_w (\%) = \frac{V_w}{V_v} * 100$$

Varia de 0 (suelo seco) a 100% (suelo totalmente saturado).

- d) Se conoce como **contenido de agua o humedad** de un suelo, la relación entre el peso de agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse como un porcentaje:

$$W (\%) = \frac{W_w}{W_s} * 100$$

Varía teóricamente de 0 a infinito. En la naturaleza la humedad de los suelos varía entre límites muy amplios. En arcilla japonesas se han registrado contenidos a agua de 1,200 – 1,400%, si bien estos valores son excepcionales. En México, existen valores de 1,000% en arcillas precedentes de la región sureste del país.

En el valle de México son normales humedades de 500 – 600 %.

- e) El **grado de saturación** de aire es una magnitud de escasa importancia práctica, respecto a las anteriores relaciones. Se define

$$G_a (\%) = \frac{V_a}{V_v} * 100$$

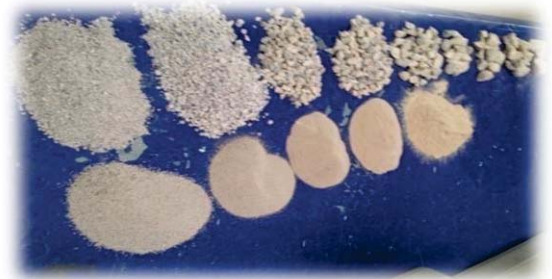
3.4.1.4 GRANULOMETRÍA

Esta prueba, sirve para determinar el porcentaje en peso, de las partículas de diferentes tamaños que forman un material. Para realizar la prueba se hace uso de mallas o tamices de distintos tamaños por los que pasa el material. Se pesan las partículas que se retienen en cada una de las mallas y se encuentra el porcentaje con relación al peso seco total.

Posteriormente, se calcula el porcentaje que pasa por las diferentes mallas.

La denominación de las mallas se hace de dos maneras. En la primera, se indica la separación interior que hay entre los alambres y se usa para las mallas de 3 plg a las de 1/4 plg. En la segunda, se asigna un número, el cual indica la cantidad de alambres que se tienen en una pulgada y se usa para las mallas del número 4 al número 200.

Para hacer esta prueba, se tamiza el material entre las mallas 4 a la 200.



SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS BASADOS EN CRITERIOS DE GRANULOMETRÍA

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo.

Tal criterio fue usado en Mecánica de Suelos desde un principio e incluso antes de la etapa moderna de esta ciencia. Originalmente, el suelo se dividía únicamente en tres o cuatro fracciones debido a lo tardado de los procedimientos disponibles de separación por tamaños.

Posteriormente, con el advenimiento de la técnica del cribado, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas, contando con agrupaciones de las partículas del suelo en mayor número de tamaños diferentes. Actualmente se pueden ampliar notablemente las curvas en los tamaños finos, gracias a la aplicación de técnicas de análisis de suspensiones.

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños, son las siguientes:

a) Clasificación Internacional.

Basada en otra desarrollada en Suecia.

Tamaño en mm				
2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra-Arcilla (coloides)



b) Clasificación M.I.T.

Fue propuesta por G. Gilboy y adoptada por el Massachusetts Institute of Technology.

Tamaño en mm								
2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002
Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina	Gruesa	Media	Fina (Coloides)
ARENA			LIMO			ARCILLA		

c) La siguiente clasificación, utilizada a partir de 1936 en Alemania, está basada en una proposición original de Kopecky.

Abajo de 0.00002 mm las partículas constituyen disoluciones verdaderas y ya no se depositan.

MATERIAL	CARACTERÍSTICA	TAMAÑO mm
Piedra	-----	Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Gruesa	0.05 a 0.1
	Fina	0.02 a 0.05
Limo	Gruesa	0.006 a 0.02
	Fina	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-Arcilla	-----	0.00002 a 0.0002

Con frecuencia se han usado otros tipos de clasificación, destacando el método gráfico del Public Roads Administration de los Estados Unidos, pero su interés es hoy menor cada vez, por lo cual se considera que las clasificaciones señaladas son suficientes para dar idea del mecanismo utilizado en su elaboración.

Puede notarse que las clasificaciones anteriores y otras existentes se contradicen en ocasiones, y a un intervalo que se nombra de una manera en una clasificación, le corresponde otra palabra en otro sistema. Pero sin duda, la objeción más importante que puede hacerse a estos sistemas es el uso que hacen de las palabras limo y arcilla para designar fracciones de suelo definidas exclusivamente por tamaños. Estos términos se han usado en ingeniería como nombres para designar tipos de suelo con propiedades físicas definidas; la razón por la que estos nombres se introdujeron para ciertas fracciones de tamaños fue la idea errónea de que tales tamaños eran las causas de aquellas características típicas. Sin embargo, hoy se sabe que las características de una arcilla típica se deben en forma muy preponderante a las propiedades de su fracción más fina. Un suelo formado por partículas de cuarzo del tamaño de las arcillas o un depósito natural de harina de roca de la misma graduación, tendría que clasificarse como 100% de arcilla, a pesar de que el conjunto no presenta ninguna de las propiedades que definen el comportamiento de ese material. Por otra parte, un suelo de comportamiento típicamente arcilloso, dentro de límites apropiados de humedad, posiblemente no contenga más de un 20% de arcilla, según el criterio granulométrico. En lo sucesivo, los términos limo y arcilla se emplearán únicamente para designar tipos de suelo, recurriendo a la mención específica de un tamaño de partícula cuando se requiera designar cierta fracción granulométrica.



REPRESENTACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN GRANULOMÉTRICA

Siempre que se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica debe estimarse preferible a la numérica en tablas.

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas en escala logarítmica) resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala.

La forma de la curva da idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituido por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical (pues el 100% de sus partículas, en peso, es de menor tamaño que cualquiera mayor que el de suelos posea una curva muy tendida indica gran variedad en tamaños (suelo bien graduado).

En la fig. Siguiente se muestran la curva granulométrica semilogarítmica.

Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Donde:

D_{60} : Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

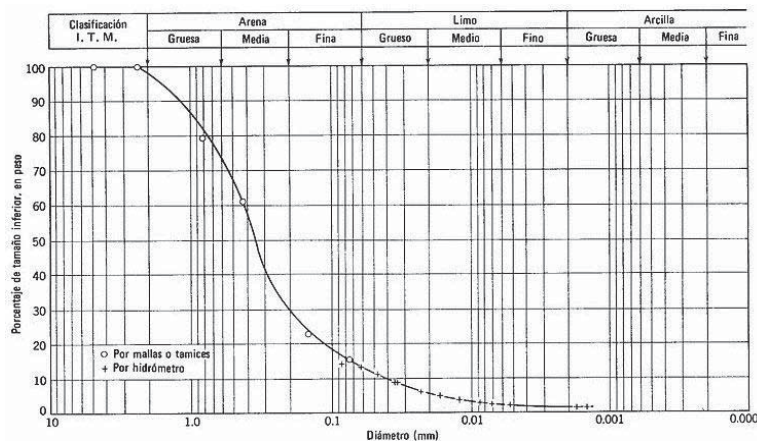
D_{10} : Llamado por Hazen diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

En realidad, la relación anterior es un coeficiente de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aun las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la graduación, se define 1 coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}}$$

D_{30} se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.



3.4.1.5 PLÁSTICIDAD O LÍMITES DE ATTERBERG

Los límites de Atterberg son ensayos de laboratorio normalizados que permiten obtener los límites del rango de humedad dentro del cual el suelo se mantiene en estado plástico. Con ellos, es posible clasificar el suelo en la Clasificación Unificada de Suelos (Unified Soil Classification System, USCS).

Fueron originalmente ideados por un sueco de nombre Atterberg especialista en agronomía y posteriormente redefinidos por Casagrande para fines de mecánica de suelos de la manera que hoy se conocen.



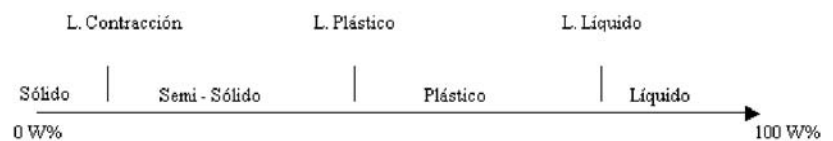
Para obtener estos límites se requiere remoldear (manipular) la muestra de suelo destruyendo su estructura original y por ello es que una descripción del suelo en sus condiciones naturales es absolutamente necesaria y complementaria.

Los límites de Atterberg o límites de consistencia se basan en el concepto de que los suelos finos, presentes en la naturaleza, pueden encontrarse en diferentes estados, dependiendo del contenido de agua. Así un suelo se puede encontrar en un estado sólido, semisólido, plástico, semilíquido y líquido. La arcilla, por ejemplo al agregarle agua, pasa gradualmente del estado sólido al estado plástico y finalmente al estado líquido.

El contenido de agua con que se produce el cambio de estado varía de un suelo a otro y en mecánica de suelos interesa fundamentalmente conocer el rango de humedades, para el cual el suelo presenta un comportamiento plástico, es decir, acepta deformaciones sin romperse (plasticidad).

El método usado para medir estos límites de humedad fue ideado por Atterberg a principios de siglo a través de dos ensayos que definen los límites del estado plástico.

Los límites de Atterberg son propiedades índices de los suelos, con que se definen la plasticidad y se utilizan en la identificación y clasificación de un suelo.



En estas condiciones podemos definir los límites de Atterberg como:

- **Límite Líquido:**

El Límite Líquido LL es el contenido de humedad por encima del cual la mezcla suelo-agua pasa a un estado líquido. En este estado la mezcla se comporta como un fluido viscoso y fluye bajo su propio peso. Por debajo de éste contenido de humedad la mezcla se encuentra en estado plástico. Cualquier cambio en el contenido de humedad a cualquier lado de LL produce un cambio en el volumen del suelo.



- **Límite Plástico:**

El Límite Plástico LP es el contenido de humedad por encima del cual la mezcla suelo-agua pasa a un estado plástico. En este estado la mezcla se deforma a cualquier forma bajo ligera presión. Por debajo de éste contenido de humedad la mezcla está en un estado semi sólido. Cualquier cambio en el contenido de humedad a cualquier lado de LP produce un cambio en el volumen del suelo.

- **Límite de Contracción:**

El Límite de Contracción es el contenido de humedad por encima del cual la mezcla suelo-agua pasa a un estado semi sólido. Por debajo de éste contenido de humedad la mezcla se encuentra en estado sólido. Cualquier incremento en el contenido de humedad está asociado con un cambio de volumen pero una reducción en el contenido de humedad no produce un cambio de volumen. Este es el mínimo contenido de humedad que provoca saturación completa de la mezcla suelo-agua. El volumen permanece constante mientras la mezcla pasa del estado seco a LC moviéndose desde saturación 0 % a 100 %. En el lado húmedo de LC el volumen de la mezcla se incrementa linealmente con el contenido de humedad.

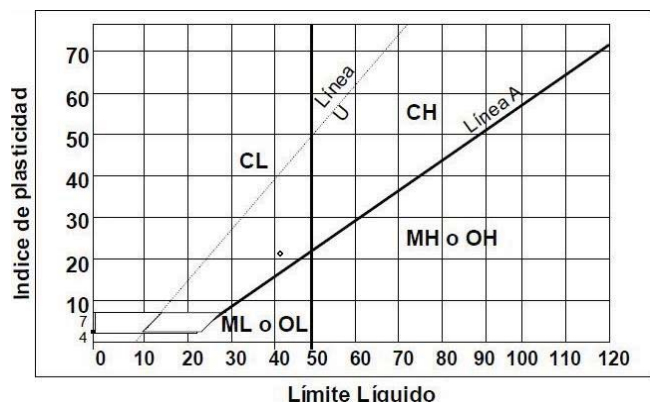
- **Índice de Plasticidad IP**

Atterberg definió el índice de plasticidad para describir el rango de contenido de humedad natural sobre el cual el suelo era plástico. El índice de plasticidad IP, es por tanto numéricamente igual a la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico:

$$IP = LL - LP$$

El índice de plasticidad es útil en la clasificación ingenieril de suelos de grano fino y muchas propiedades de ingeniería se han correlacionado de forma empírica con este. Un suelo con un $IP = 2$ tiene una gama muy estrecha de plasticidad, por el contrario, un suelo con un $IP = 30$ tiene características plásticas muy elevadas. Con frecuencia, con fines de construcción se especifican suelos con un determinado IP plasticidad que se encuentra por debajo de cierta cantidad dada. Puesto que los suelos que conforman la subrasante para carreteras y autopistas se mejorarán necesariamente en alguna ocasión, los departamentos de caminos casi siempre requieren que la base de pavimentación de las carreteras tenga un $IP < 4$.

En general, los suelos arcillosos, resbaladizos, que pueden remodelarse con facilidad y laminarse en tiras largas, tienen un IP elevado y son materiales inadecuados como base de carreteras.



3.4.1.6 CONTRACCIÓN LINEAL

La contracción lineal de un suelo, es la disminución, en una sola dimensión, de la muestra de suelo, expresada como un porcentaje de la dimensión original, cuando el contenido de humedad se reduce desde un porcentaje dado hasta el límite de contracción.

La contracción lineal, CL, se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$CL = \frac{Li - Lf}{Li} \times 100$$

Donde:

CL = Contracción lineal

Li = Longitud inicial

Lf = Longitud final



3.4.1.7 EXPANSIÓN

Se conocen como suelos expansivos aquellos que presentan expansiones o contracciones o cambios de volumen cuando varía su humedad o contenido de agua. Los materiales de arcilla, tienen la capacidad de absorber una gran cantidad de agua y retenerla debido a su estructura, el agua produce el incremento del volumen en el material mencionado anteriormente y también una drástica reducción del volumen cuando el agua que retenía se seca.



Los suelos expansivos resultan ser un gran problema para la construcción, porque los incrementos del volumen no se presentan de una manera uniforme, sino todo lo contrario al producirse incrementos en distintas zonas y al momento de contraerse generan asentamientos, que pueden dañar severamente las estructuras.

El contenido de humedad es la cantidad de agua o humedad que se presenta en un suelo, varía en un límite muy amplio, dependiendo de cada zona geográfica. Se expresa como un porcentaje. El contenido de humedad es un factor muy importante cuando se habla de la expansión de suelos ya que nos puede indicar donde se podrían presentar expansión si tienen materiales arcillosos.

Además la humedad es el elemento que hace posible el fenómeno de la expansión, ya que si no hay variación en el contenido de humedad del suelo, por más montmorillonita que contenga una arcilla, no se presentará un cambio en los valores volumétricos.

No es necesario que el suelo se sature de agua completamente para que se presente expansión del mismo.



Una de las causas por las que se presentan los suelos expansivos son las condiciones climáticas, que influyen de manera directa al comportamiento de estos suelos. Una expansión se genera debido al agua, por lo que es más propenso a encontrar suelos expansivos en áreas donde las lluvias sean moderadas y frecuentes. Otro factor importante es la presencia de aguas subterráneas que se filtran de la superficie.

Para medir la expansión se utiliza la prueba Porter estándar. Con esta prueba se obtiene el peso volumétrico seco máximo (PVSM), la humedad óptima (W_o), la expansión (E) y el valor relativo de soporte (VRS).

La norma M-MMP-1-11/08 “Valor Soporte de California (CBR) y Expansión (Exp.) en Laboratorio” muestra el procedimiento para el cálculo de la expansión en suelos.

3.4.1.8 EQUIVALENTE DE ARENA



Este ensayo tiene por objeto determinar la proporción relativa del contenido de polvo fino nocivo, o material arcilloso, en los suelos o agregados finos. Es un procedimiento que se puede utilizar para lograr una correlación rápida en campo.

La norma M-MMP-4-01-008 “Equivalente de Arena” muestra el procedimiento para su cálculo.

3.4.2 PROPIEDADES QUÍMICAS

La materia orgánica de los suelos es el producto de la descomposición química de las excreciones de animales y microorganismos, de residuos de plantas o de la degradación de cualquiera de ellos tras su muerte.

Este factor se debe tomar en cuenta ya que genera muchos problemas de inestabilidad de suelos, presentando grandes deformaciones que perjudicara el desempeño de las estructuras subsecuentes, reduciendo de la misma forma sus resistencias y durabilidad. Debiendo tomándose medidas para poder abatir este problema.



La propiedad química de los suelos para las vías terrestres es la siguiente:

- ❖ Contenido de materia orgánica.

La NMX-C-088-1997-ONNCCE Agregados- Determinación de impurezas orgánicas en el agregado fino, muestra con mayor detenimiento el procedimiento para calcular el contenido de materia orgánica en el suelo.

3.4.3 PROPIEDADES MECÁNICAS

Después de conocer las propiedades índices, las cuales nos sirven para conocer su clasificación, forma, tamaño y textura de un suelo, es necesario realizar otras pruebas para poder entender mejor su comportamiento mecánico, resistencia al esfuerzo cortante, capacidades de carga, módulo de resiliencia y demás factores que nos ayudan a poder interpretar y comparar la resistencia que tiene el suelo con respecto al esfuerzo que se le va a aplicar, para así evitar asentamientos mayores a los esperados que generen una mala eficiencia en el funcionamiento de una vía, accidentes o inaccesibilidad de esta.



Las propiedades índices de los suelos para las vías terrestres son las siguientes:

- ❖ Módulo de elasticidad
- ❖ Módulo de resiliencia
- ❖ Módulo de reacción de la subrasante o Valor – k
- ❖ Valor relativo de soporte CBR
- ❖ Esfuerzo de compresión no confinado
- ❖ Relación de Poisson
- ❖ Desgaste de los Ángeles
- ❖ Intemperismo acelerado

3.4.3.1 MÓDULO DE ELÁSTICIDAD

El módulo de Young o módulo de elasticidad longitudinal es un parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico, es decir, la propiedad mecánica de ciertos materiales de sufrir deformaciones reversibles cuando se encuentran sujetos a la acción de fuerzas exteriores y de recuperar la forma original si estas fuerzas exteriores se eliminan. Los esfuerzos se definen como:

$$\sigma = \frac{P}{A_0}$$

Siendo P la carga aplicada sobre la probeta, con un área transversal inicial A_0 . Mientras que las deformaciones las definimos como:

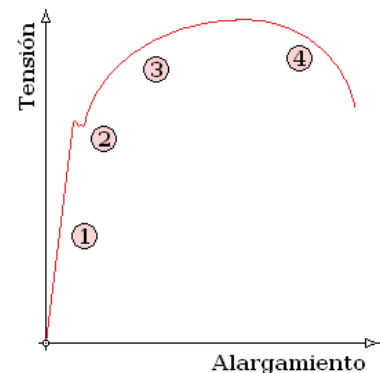
$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l_0}$$

Donde $\Delta l = l - l_0$, siendo l la longitud correspondiente a una carga determinada y l_0 la longitud inicial (sin carga).

A partir de los ensayos de tracción se obtienen las curvas tensión deformación de los distintos materiales. En dichas curvas se representan los valores obtenidos de los alargamientos frente a los esfuerzos aplicados. Las curvas, en el caso de materiales dúctiles, suelen tomar un aspecto similar a este:

Se distinguen cuatro zonas:

- Zona 1: Deformación Elástica
- Zona 2: Fluencia
- Zona 3: Deformación Plástica
- Zona 4: Estricción



En nuestro estudio sobre el módulo elástico nos centraremos en la zona 1. En esta zona, si se retirase la carga el material volvería a su longitud inicial. Además las tensiones son proporcionales a los alargamientos unitarios y esto se expresa con una ecuación analítica que constituye la ley de Hooke:

$$\sigma = E * \epsilon$$

Donde σ representa la tensión normal, ϵ las deformaciones unitarias y E el módulo de elasticidad.

Por tanto, podemos definir el módulo de elasticidad como la pendiente de la curva tensión-deformación en la zona elástica (zona 1). Es, por tanto, una medida de la rigidez del material, esto es su resistencia a la deformación elástica. El modulo de Young es diferente para cada material.

La Norma NMX-C-128-1997-ONNCEE “Industria de la Construcción-Concreto Sometido a Compresión-Determinación del Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson” muestra el procedimiento para su cálculo.

3.4.3.2 MÓDULO DE RESILENCIA

Los materiales que constituyen los pavimentos, incluyendo las terracerías y el terreno de cimentación, se ven sometidos a cargas dinámicas de diversas magnitudes que le son transmitidas por el tránsito vehicular. Con el fin de tomar en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas que actúan en los materiales que conforman una estructura de pavimento, así como el comportamiento no lineal, se implementó un nuevo parámetro llamado módulo de resiliencia el cual consiste en determinar las propiedades mecánicas de ciertos materiales de presentar deformaciones reversibles cuando se encuentran sujetos a la acción de fuerzas exteriores dinámicas o cíclicas acumulativas y de recuperar la forma original si estas fuerzas exteriores se eliminan.

Este término fue cambiado más tarde por el de módulo resiliente, el cual fue definido como la magnitud del esfuerzo desviador repetido en compresión triaxial dividido entre la deformación axial recuperable y se representa como sigue:

$$M_r = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_{axial}} = \frac{\sigma_d}{\epsilon_{axial}}$$

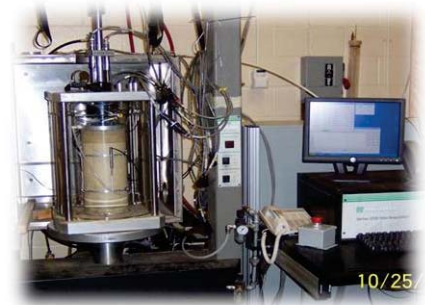
Donde:

σ_1 = Esfuerzo principal mayor

σ_3 = Esfuerzo principal menor

σ_d = Esfuerzo desviador

ϵ_{axial} = Deformación recuperable

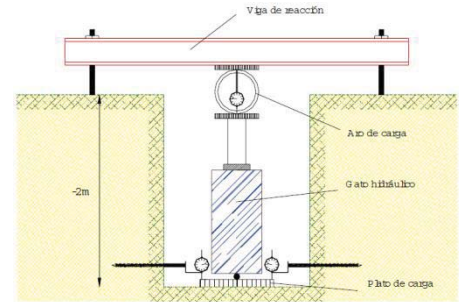


Durante pruebas de carga repetida se observa que después de un cierto número de ciclos de carga, el módulo llega a ser aproximadamente constante y la respuesta del suelo puede asumirse como elástica. Al módulo que permanece.

Siendo realizada por medio de una prueba triaxial cíclica, la cual por su complejidad no es muy común realizarla, utilizándose en la mayoría de los casos correlaciones empíricas con el CBR y el Modulo de reacción k.

3.4.3.3 MÓDULO DE REACCIÓN DE LA SUBRASANTE o VALOR – k

El módulo de Reacción o Coeficiente de Balasto se define como: La relación entre la tensión capaz de generar una penetración de la placa en el terreno de 0,05” que equivale a una deformación de 0,127 cm, es decir que este coeficiente es la pendiente de la recta que une el origen de coordenadas con el punto de la curva “tensión – deformación” que genera un asentamiento de la placa de 0,127 cm, como se aprecia en la figura adjunta.

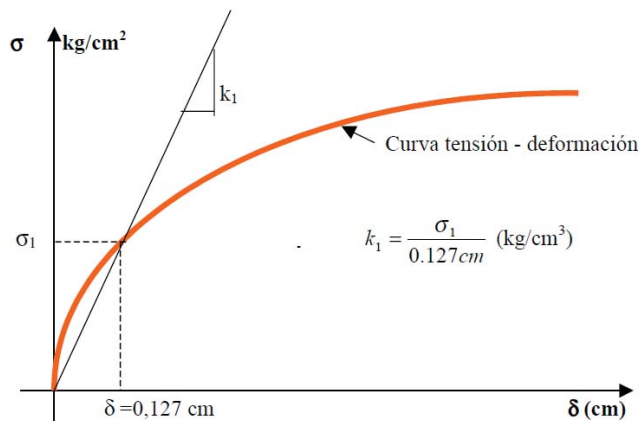


El módulo de reacción de subrasante k [F/L3], se define como:

$$k = \frac{\sigma}{\delta}$$

En donde: σ = esfuerzo normal

δ = deformación en la dirección de σ .



El objetivo de este parámetro es el de reemplazar una masa de suelo por resortes elásticos equivalentes, con una constante k por unidad de área, lo que realmente es una conveniencia matemática que facilita los cálculos de esfuerzos y deformaciones en las interfaces estructura suelo, puesto que las deformaciones se hacen directamente proporcionales a los esfuerzos aplicados.

Bajo las consideraciones anteriores es bastante fácil notar que k puede ser obtenido a partir de diferentes métodos, siendo los más comunes:

- Ensayo de placa.
- Seguimiento de los asentamientos de la cimentación real.
- Estimación, ya sea por tablas de valores típicos o a partir de correlaciones con otras propiedades geotécnicas.

3.4.3.4 VALOR RELATIVO DE SOPORTE CBR

El ensayo de C.B.R. mide la resistencia al corte (esfuerzo cortante) de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, la ASTM denomina a este ensayo, simplemente como “Relación de soporte” y esta normado con el número ASTM D 1883-73.

Se aplica para evaluación de la calidad relativa de suelos de subrasante, algunos materiales de sub-bases y bases granulares, que contengan solamente una pequeña cantidad de material que pasa por el tamiz de 50 mm, y que es retenido en el tamiz de 20 mm. Se recomienda que la fracción no exceda del 20%.

El número CBR se obtiene como la relación de la carga unitaria en Kilos/cm² (libras por pulgadas cuadrada, (psi)) necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón (con un área de 19.4 centímetros cuadrados) dentro de la muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad dadas con respecto a la carga unitaria patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra estándar de material triturada, en ecuación, esto se expresa:



$$CBR = \frac{\text{Carga unitaria de ensayo}}{\text{Carga unitaria patrón}} \times 100$$

El número CBR usualmente se basa en la relación de carga para una penetración de 2.54 mm (0,1”), sin embargo, si el valor del CBR para una penetración de 5.08 mm (0,2”) es mayor, dicho valor debe aceptarse como valor final de CBR.

El ensayo de CBR se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos principalmente utilizados como bases y subrasantes bajo el pavimento de carreteras y aeropistas, la siguiente tabla da una clasificación típica:

Clasificación de suelos para Infraestructura de Pavimentos

CBR	Clasificación general	Usos	Sistema de Clasificación	
			Unificado	AASHTO
0 - 3	Muy pobre	Subrasante	OH,CH,MH,OL	A5,A6,A7
3 - 7	Pobre a Regular	Subrasante	OH,CH,MH,OL	A4,A5,A6,A7
7 - 20	Regular	Sub-base	OL,CL,ML,SC, SM,SP	A2,A4,A6,A7
20 - 50	Bueno	Base,Sub-base	GM,GC,W,SM, SP,GP	A1b,A2-5,A3, A2-6
> 50	Excelente	Base	GW,GM	A1-a,A2-4,A3

La norma N-MMP-1-11/13 establece el procedimiento para determinar el Valor Soporte de California

3.4.3.5 ESFUERZO DE COMPRESIÓN NO CONFINADO



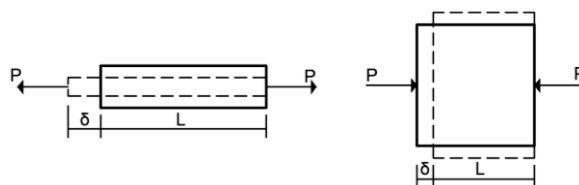
El ensayo de compresión no confinada, también conocido con el nombre de ensayo de compresión simple o ensayo de compresión uniaxial, es muy importante en Mecánica de Suelos, ya que permite obtener un valor de carga última del suelo, el cual, se relaciona con la resistencia al corte del suelo y entrega un valor de carga que puede utilizarse en proyectos que no requieran de un valor más preciso, ya que entrega un resultado conservador. Este ensayo puede definirse en teoría como un caso particular del ensayo triaxial.

Debido a la compleja y variable naturaleza de los suelos, en especial en lo referido a la resistencia al esfuerzo cortante, existen muchos métodos de ensayo para evaluar sus características. Aun cuando se utilizan otros métodos más representativos, como el triaxial, el ensayo de compresión simple cumple el objetivo buscado, sin tener que hacer

un método tan complejo ni usar un equipo que a veces puede ser inaccesible, lo que significa menor costo. Este método de ensayo es aplicable solo a materiales cohesivos que no expulsan agua durante la etapa de carga del ensayo y que mantienen su resistencia intrínseca después de remover las presiones de confinamiento, como las arcillas o los suelos cementados. Los suelos secos friables, los materiales fisurados, laminados o varvados, los limos, las turbas y las arenas no pueden ser analizados por este método para obtener valores significativos de la resistencia a la compresión no confinada.

3.4.3.6 RELACIÓN DE POISSON

Siempre que un cuerpo se somete a la acción de una fuerza, se deformará en la dirección de la fuerza. Este concepto y los métodos para calcular la deformación se discutieron con anterioridad. Sin embargo, siempre que se producen deformaciones en la dirección de la fuerza aplicada, también se producen deformaciones laterales. La Fig. Siguiente muestra la deformación total de un cuerpo durante la carga.



Las deformaciones laterales que se producen tienen una relación constante con las deformaciones axiales. Mientras que el material se mantenga dentro del rango elástico de esfuerzos, esta relación es constante:

$$\mu = \frac{\text{deformación lateral}}{\text{deformación axial}}$$

El valor de m para la mayoría de los materiales está comprendido entre 0.25 y 0.35.

La Norma NMX-C-128-1997-ONNCEE “Industria de la Construcción- Concreto Sometido a Compresión- Determinación del Módulo de Elasticidad Estático y Relación de Poisson” muestra el procedimiento para su cálculo.

3.4.3.7 DESGASTE DE LOS ÁNGELES

El índice de desgaste de un árido está relacionado con su resistencia a la abrasión por medios mecánicos y también con la capacidad resistente de los concretos con él fabricados; cobra particular importancia en áridos empleados en concretos de pavimentos.

La norma N-MMP-4-04-006/02 establece el procedimiento para determinar la resistencia al desgaste de las gravas de densidad real normal.

El método consiste en analizar granulométricamente un árido grueso, preparar una muestra de ensayo que se somete a abrasión en la máquina de Los Ángeles y expresar la pérdida de material o desgaste como el porcentaje de pérdida de masa de la muestra con respecto a su masa inicial.



Calculo: Se calcula y reporta como resultado de la prueba, el desgaste por trituración, utilizando la siguiente expresión:

$$P_a = \left(\frac{P_i - P_f}{P_i} \right) \times 100$$

Donde: P_a = Desgaste por trituración Los Ángeles (%)

P_i = Masa inicial de la muestra de prueba (g)

P_f = Masa final del material de la muestra de prueba mayor de 1,7 mm (malla N°12) (g)

3.4.3.8 INTEMPERISMO ACELERADO



Se le denomina así al proceso de la transformación química acelerada de los materiales reproduciendo fenómenos naturales en cámaras de prueba llamadas “Cámaras de Intemperismo acelerado” bajo condiciones estrictas de laboratorio, con éstas pruebas se obtienen información y resultados confiables y en un corto plazo posibilitando así el cálculo de tiempo que resiste un material expuesto a éstas condiciones contra el tiempo real al que se enfrenta en condiciones de uso diario.

Su objetivo es determinar la degradación esperada por Intemperismo de los materiales pétreos empleados en mezclas asfálticas. La prueba consiste en someter a varios ciclos de saturación y secado los diferentes tamaños de la fracción de agregados gruesos (gravas) de una muestra de materiales pétreos, mediante el empleo de una solución saturada de sulfato de sodio o magnesio, y medir la diferencia de su masa antes y después de haber sido sometido a este tratamiento.

La norma N-MMP-4-04-008/03 establece el procedimiento para determinar la pérdida por intemperismo acelerado.

Cálculo: La pérdida por intemperismo de cada tamaño ensayado, se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$P_t = \left(\frac{M_i - M_f}{M_i} \right) \times 100$$

Dónde: P_t = Pérdida por intemperismo por el tamaño t (%)

M_i = Masa inicial de la muestra de prueba para cada tamaño t (g)

M_f = Masa del material al finalizar los ciclos de intemperismo para cada tamaño (g)

t = Variable que denota el rango del tamaño de las partículas de la muestra (adimensional)

La pérdida por intemperismo representativa de todo el material, se calcula utilizando la expresión:

$$P_{INT} = \left[\frac{\sum (P_t \times M_i)}{\sum M_i} \right] \times 100$$

Dónde:

P_{INT} = Pérdida por intemperismo representativa de todo el material (%)

P_t , M_i y t = tiene el significado antes mencionados.

3.5 EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL TRAMO EN ESTUDIO Y BANCOS DE MATERIALES

Para la obtención de la información geotécnica básica de los diversos tipos de suelos deben efectuarse investigaciones de campo y laboratorio, que determinen su distribución y propiedades físicas. Una investigación de suelos deben comprender:

1. Selección de las unidades típicas de diseño:

Consiste en la delimitación de las unidades homogéneas de diseño con base en las características: geológicas, pedológicas, climáticas, topográficas y de drenaje de la zona en proyecto.

2. Determinación del perfil del suelo:

La primera labor por llevar a cabo en la investigación de suelos consiste en la ejecución sistemática de perforaciones en el terreno, con el objetivo de determinar la cantidad y extensión de los diferentes tipos de suelos, la forma como estos están dispuestos en capas y la detección de la posición del nivel de agua freática.



Teniendo en cuenta que es imposible realizar un estudio que permita conocer el perfil de suelos en cada punto del proyecto, es necesario acudir a la experiencia para determinar el espaciamiento entre las perforaciones con base en la uniformidad que presenten los suelos.

Un criterio para la ubicación, profundidad y número de las perforaciones se presenta a continuación:

Criterios para la ejecución de perforaciones en el terreno para definir un perfil de suelos		
Tipo de zona	Espaciamiento (m)	Profundidad (m)
Carreteras	250 -500	1.50
Pista de aterrizaje	A lo largo de la línea central, 60 – 70 m	Cortes: 3 m debajo de la rasante Rellenos: 3m debajo de la superficie existente del suelo.
Otras áreas pavimentadas	1 perforación cada 1.000 m ²	Cortes: 3 m debajo de la rasante Rellenos: 3m debajo de la superficie existente del suelo.
Prestamos	Pruebas suficientes para definir claramente el material.	Hasta la profundidad que se propone usar como préstamo.

La ubicación, profundidad y número de perforaciones deben ser tales que permitan determinar toda variación importante de la calidad de los suelos. En cada perforación que se efectuó, se debe anotar el espesor de las diversas capas encontradas y su posición exacta en sentido vertical, así como la identificación visual de los materiales, indicando su color y consistencia. Deberá registrarse, la posición del nivel freático en caso de detectarse, por cuanto este dato es importante para el diseño de los dispositivos de subdrenaje que sean necesarios en la obra vial.



3. Muestreo de las diferentes capas de suelos:

En cada perforación ejecutada deberán tomarse muestras representativas de las diferentes capas de suelos encontradas. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas.

Una muestra es alterada cuando no guarda las mismas condiciones en que se encontraba en el terreno de donde procede e inalterada en los casos contrarios.

En la obtención de muestras alteradas debe efectuarse el siguiente procedimiento:

- A. Se retira la parte seca y suelta de cada estrato con el propósito de obtener una superficie fresca.
- B. Se toma una muestra de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación que debe contener: nombre del proyecto, sector en estudio, numero de la perforación, localización de la perforación, numero de la muestra, espesor del estrato y enumeración de los ensayos de laboratorio a que será sometida.
- C. Las muestras se envían en bolsas al laboratorio.
Para obtener muestras inalteradas, el caso más simple consiste en cortar un determinado trozo de suelo del tamaño deseado, normalmente de 0.30mx0.30mx0.30m, cubriéndolo con brea, manta de cielo y parafina para evitar pérdidas de humedad y empacándolo adecuadamente para su envío y procesamiento en el laboratorio.

4. Ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas para determinar sus propiedades físicas en relación con la estabilidad y capacidad de soporte de la subrasante:

Con el objeto de establecer las propiedades físicas de cada suelo muestreado y estimar su comportamiento bajo diversas condiciones, es necesario efectuar varias pruebas. Al respecto, se encuentran normalizadas cierto número de pruebas cuyos nombres identifican las características que determinan.

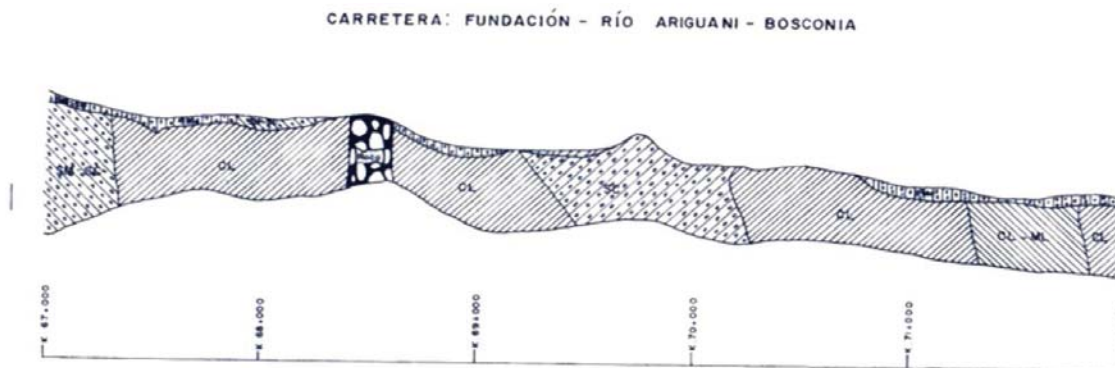
A continuación se indican las pruebas más aplicables en la pavimentación de carreteras y aeropistas.

- A. Contenido de humedad.
- B. Análisis granulométrico.
- C. Límite plástico de los suelos.
- D. Límite líquido de los suelos.
- E. Peso específico.
- F. Ensayos de compactación de suelos.
- G. Densidad del suelo en el terreno.
- H. Resistencia de los suelos.
- I. Ensayos adicionales



5. Determinación del suelo típico de subrasante para una unidad de diseño:

A partir de la determinación de la granulometría y los límites líquidos y plásticos de los diversos suelos encontrados, es posible clasificar y dibujar un perfil como el que se muestra a continuación:



La observación cuidadosa del perfil de suelos de cada unidad, permitirá definir el suelo típico de ella.

6. Medida y selección del valor de resistencia de un suelo típico de subrasante:

Sobre los suelos de subrasante que predominan en cada unidad, se adelantaran ensayos “in situ” o en laboratorio, que permitan conocer su resistencia en las condiciones de equilibrio que se espera presenten durante el periodo de servicio del pavimento. La cantidad de ensayos por realizar sobre cada suelo, debe ser tal que permita definir sus características de resistencia, con un apropiado grado de confiabilidad.

El número recomendable de pruebas oscila entre seis y ocho y sus resultados deben procesarse por medios estadísticos que permitan la selección de un valor correcto de resistencia de diseño para cada unidad o suelo predominante de cada una de ellas.

El criterio más difundido para la determinación del valor de resistencia de diseño es el propuesto por el Instituto del Asfalto, el cual recomienda tomar un valor total, que el 60, el 75 o el 87.5% de los valores individuales sea igual o mayor que él, de acuerdo con el transito que se espera circule sobre el pavimento, como se muestra a continuación:

Límites para selección de resistencia	
Numero de ejes de 8.2 toneladas en el carril de diseño (N)	Percentil a seleccionar para hallar la resistencia
$< 10^4$	60
$10^4 - 10^6$	75
$> 10^6$	87.5

3.6 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS

Introducción

Con frecuencia, el ingeniero debe enfrentarse con suelos que tienen que utilizar para una obra determinada y cuyas características le obligan a tomar alguna de las siguientes posibles decisiones:

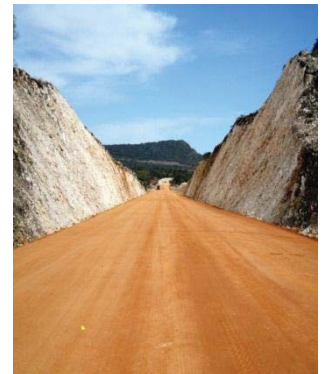
- Aceptar el material tal como se encuentra, pero teniendo en cuenta en el diseño las restricciones impuestas por su calidad.
- Eliminar el material insatisfactorio o abstenerse de usarlo, sustituyéndolo por otro de características adecuadas.
- Modificar las propiedades del material existente para hacerlo capaz de cumplir en mejor forma los requisitos deseados o, cuando menos, que la calidad obtenida sea adecuada.



La última posibilidad es la que da origen a la estabilización de suelos

Las propiedades de un suelo se pueden alterar por cualquiera de los siguientes procedimientos:

- Estabilización por drenaje.
- Estabilización por medios eléctricos, de los que la electromosis y la utilización de pilotes electrometálicos son probablemente los mejor conocidos.
- Estabilización por empleo de cal y calcinación.
- Estabilización por medios químicos, generalmente lograda por la adición de agentes estabilizantes especiales, como el cemento, la cal, el asfalto u otros.



Teniendo en cuenta la variabilidad de los suelos y la composición de los mismos, es de esperarse que cada método resulte solo aplicable a un número limitado de ellos.

Las propiedades de los suelos que deben ser tenidas en cuenta por el ingeniero, son las siguientes:

- ❖ Estabilidad volumétrica.
- ❖ Resistencia.
- ❖ Permeabilidad.
- ❖ Compresibilidad.
- ❖ Durabilidad.

3.6.1 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CAL



El propósito de estabilizar suelos es alterar sus propiedades físicas, incrementando su resistencia, durabilidad con el fin de obtener un material de función satisfactoria y elimina la susceptibilidad al agua de los suelos cohesivos, reduciendo la tendencia al hinchamiento del mismo.

Los materiales más utilizados actualmente en el mundo con estos fines de la construcción de carreteras son: cemento, cal, asfalto y arena.

La cal generalmente se utiliza cuando el índice de plasticidad del suelo es mayor de 15%, y porcentaje del tamiz No. 200 es mayor del 25 %. Sin embargo, la cal es poco efectiva en suelos altamente orgánicos o con pocas cantidades de arcilla capaz de reaccionar con la cal. Si el material a estabilizar tiene un índice de plasticidad menor a 15 y

ensayos de resistencias de laboratorio han demostrado que los valores de resistencia al corte no cumplen con las especificaciones de diseño, se puede en este caso usar una combinación de cal y cemento. La cal debe agregarse primero con el fin de reducir la plasticidad del suelo y al final del mezclado adicionar el cemento. El proceso de mezclado y compactación usando estos dos materiales debe hacerse en un tiempo limitado de dos horas.

La cal se adapta perfectamente en la mayoría de los casos para lograr positivos resultados y su empleo suele ser conveniente por tratarse de un producto de costo moderado, de fácil manejo, así como producción fácil y abundante.

Uno de los campos donde la cal promete considerables beneficios es en la provisión de la “superficie de trabajo” y sub-bases para caminos construidos sobre suelos arcillosos pesados. La lluvia y la acción de tránsito de obra actuando simultaneo, pueden convertir un lugar en impasable, retardando considerablemente el trabajo. La arcilla húmeda puede ser eventualmente removida y reemplazada por materiales granulares, pero a un costo elevado.

Se puede utilizar la cal en combinación con otros estabilizantes dando a lugar a sistemas mixtos de estabilización. Por ejemplo, en la estabilización bituminosa, la cal influye en corregir las características plásticas de los suelos cohesivos con lo cual se mejora la acción posterior del betún. En otros casos de mezclas de suelos betún la incorporación de cal facilita el secado o curado del suelo estabilizado.



3.6.2 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CEMENTO



La acción estabilizadora del cemento consta de varias etapas, la primera de las cuales es la acción de la naturaleza fibrosa del silicato de calcio que se forma cuando los granos del cemento entran en contacto con el agua. Debido a esta reacción se forman masas de fibras minúsculas que se traban fuertemente unas con otras y con otros cuerpos. La solución formada por la mezcla cemento y agua reacciona con las partículas del suelo, reacción en la que los iones de calcio tienden a agrupar las partículas de suelo cargadas negativamente produciéndose su floculación por acción de la gravedad. Por último, si se compacta la mezcla, se produce una reacción de calcio con la sílice y aluminio de tamaños coloidales produciéndose complejos

compuestos de silicatos y aluminatos que aumentan lentamente la resistencia de la mezcla con el tiempo. A esta acción se le llama puzzolánica.

La reacción favorable suelo-cemento se ve muy impedida o nulificada cuando el primero contiene materia orgánica, pues los ácidos orgánicos poseen gran afección por los iones de calcio que libera la reacción original del cemento y los captan, dificultando la acción aglutinante del propio cemento en los suelos gruesos o la estabilización de las partículas laminares en la arcillas. Por esta razón, las especificaciones de casi todos los países exigen que el contenido de materia orgánica en un suelo no sobrepase 1 a 2 %, en peso, si ha de ser considerado apropiado para ser estabilizado con cemento. Es también nociva la presencia de sulfatos u otras materias ávidas de agua por cuanto privan al cemento de la humedad necesaria para el cumplimiento de sus funciones. Pero salvo estos dos inconvenientes, los demás suelos pueden tratarse con cemento para mejorar su comportamiento mecánico, siendo la principal limitación la dificultad que puede presentarse para obtener un buen mezclado con las arcillas, motivos por el cual, algunos recomiendan añadir previamente al suelo una pequeña cantidad de cal que facilite su manejo y pulverización y permitan la posterior incorporación de cemento sin dificultad.

Se recomienda que el cemento se utilice para estabilizar aquellos suelos que tengan índices de plasticidad menores de 15 y porcentajes que pasan la malla No. 200 no mayor de 25 %. Suelos con esas características físicas pueden ser generalmente mezclados con la mayoría de equipos de construcción disponibles. También es muy práctico estabilizar con cemento algunas arcillas de mediana plasticidad después de que se han acondicionado con cal hidratada.

Los suelos arenosos se estabilizan en forma más efectiva con cemento y las arenas limpias trabajan muy bien cuando se utiliza como estabilizante el asfalto.

3.6.3 ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON ASFALTO.

La estabilización con productos butimicos tales como asfaltos líquidos, emulsiones asfálticas y alquitrán. La estabilización con estos productos persigue uno o ambos de los siguientes fines:

- 1.- En los suelos plásticos o arenosos, se trata de ejercer una acción ligante que unida a la fricción propia del suelo evite deformaciones de la capa mejorada bajo la acción del tránsito.
- 2.- En suelos cohesivos, se busca que el estabilizante aglomere las partículas de arcilla y obture los vacíos, impermeabilizando al suelo y protegiéndolo contra la acción del agua.
- 3.- Los mejores resultados se obtienen con las arenas y las gravas arenosas, materiales a los que el asfalto da cohesión e impermeabilidad. Aunque la granulometría del material por ser estabilizado no es esencial, se exigen los siguientes requerimientos:
- 4.- Tamaño máximo de partícula menor a $1/3$ del espesor de la capa compactada.
- 5.- Más del 50 % del material debe pasar el tamiz de 4.76 mm y más del 35 % el de 0.425 mm.
- 6.- Entre 10 y 15 % debe pasar el tamiz de 0.074 mm.
- 7.- El límite líquido de la fracción fina no puede ser mayor de 40 ni el índice plástico superior a 18.



3.6.4 USO DE POLÍMEROS Y RESINAS.



Las resinas sintéticas empleadas para la fabricación de plásticos y las naturales como el Vinsol pueden utilizarse como impermeabilizantes de suelos en cantidades pequeñas (1 a 2 %) porque, para contenidos mayores, la abrasión de agua, medida por cualquier ensayo, aumenta. Las resinas no producen en los suelos aumentos de resistencia de ninguna consideración y actúan solamente sobre suelos ácidos. También además, como desventajas, el elevado costo, su degradación por parte de los micro-organismos del suelo y la dificultad práctica que presentan su mezcla con el suelo en tan pequeñas cantidades.

3.6.5 ESTABILIZACIÓN ELECTROQUÍMICA CON ACEITE SULFONADO.



El aceite sulfonado es un producto derivado de la fracción naftaleno del petróleo, sulfonado; ácido de acción corrosiva en materiales orgánicos muertos y suave en los vivos. Es un líquido espeso de color negro con una gravedad específica de 1.15, el pH es alrededor de 1.25, su viscosidad es ligeramente menor a la del agua, soluble en ella, a la cual ioniza con extrema rapidez; en solución acuosa es de alta conductividad.

Las partículas finas de arcillas y limos, debido a su composición mineralógica, tienen excesos de iones negativos (aniones), por la cual atraen los iones positivos del agua, haciendo que esta se adhiera a ellas, formando el agua pelicular.

El aceite sulfonado por su composición química, tiene un enorme potencial de intercambio iónico. Cuando se colocan pequeñas cantidades del producto en agua, activan los iones H^+ y $(\text{OH})^-$, de ellas, ionizándola, la cual intercambia vigorosamente sus cargas eléctricas con las partículas del suelo, haciendo que el agua adherida a las partículas rompa su enlace electroquímico y se desprenda convirtiéndose en agua libre, que drena por gravedad, evaporación y compactación. Esta relación electroquímica de intercambio iónico es permanente.



3.7 COMPACTACIÓN

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

El objetivo principal de la compactación es obtener un suelo estructurado que posea y mantenga un comportamiento mecánico adecuado a través de toda la vida útil de la obra.

Las propiedades requeridas pueden variar de caso a caso, pero la resistencia, la compresibilidad y una adecuada relación esfuerzo – deformación figuran entre aquellas cuyo mejoramiento se busca siempre; es menos frecuente, aunque a veces no menos importante, que también se compacte para obtener unas características idóneas de permeabilidad y flexibilidad. Finalmente, suele favorecerse mucho la permanencia de la estructura terrea ante la acción de los agentes erosivos como consecuencia de un proceso de compactación.

Con frecuencia una compactación intensa produce un material muy resistente, pero sin duda muy susceptible al agrietamiento, ya que un suelo muy compacto podrá absorber mucha agua si se dan las condiciones propicias y al hacerlo su resistencia podrá descender drásticamente, en tanto que en ese mismo suelo inicialmente compactado en forma menos enérgica, con menor resistencia inicial, podrá resultar mucho más estable ante el agua, manteniendo en el tiempo una resistencia menor que la del otro, pero probablemente suficiente.

3.7.1 VARIABLES QUE AFECTAN EL PROCESO DE COMPACTACIÓN DE SUELOS.

Los resultados de un proceso de compactación dependen de varios factores, uno que atañe al tipo de suelo, otros relativos al método de compactación que se emplee y por último varios más que se refieren a determinadas circunstancias que en ese momento pudieran prevalecer en el suelo con que se trabaja. Estos factores suelen denominarse “variables” que rigen el proceso de compactación. Las principales de estas se reseñan a continuación:

- La naturaleza del suelo.
- Método de compactación.
- Energía específica.
- Contenido de agua del suelo.
- El sentido en que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación.
- El contenido original de agua del suelo.
- La recompactación.
- La temperatura.
- Otras variables.

Proceso de compactación de campo.

La energía que se requiere para compactar los suelos en el campo se puede efectuar mediante cualquiera de las cuatro formas que adelante se numeran, las cuales se diferencian por la naturaleza de los esfuerzos aplicados y por la duración de los mismos. Estas formas son:

- ✓ Por amasado.
- ✓ Por presión.
- ✓ Por impacto.
- ✓ Por vibración.
- ✓ Métodos mixtos.

Con las tres primeras formas se aplican casi todo los métodos convencionales en uso desde hace varias décadas. La cuarta se refiere a técnicas de implementación más reciente pero que se han popularizado mucho en los últimos tiempos. Como es natural no representan todos los modos posibles de entregar energía de compactación a un suelo, sino que simplemente son las soluciones comerciales e industriales que hasta el momento se han desarrollado para resolver el problema.

3.7.2 COMPACTADORES POR AMASADO. RODILLO PATA DE CABRA.



Estos compactadores concentran su peso sobre la relativamente pequeña superficie de todo un conjunto de puntas de forma variada ejerciendo presiones estáticas muy grandes en los puntos en que las mencionadas protuberancias penetran en el suelo, donde los vástagos penetran ejerciendo presiones crecientes, las cuales llegan a un máximo en el instante en que el vástago está vertical y en su máxima penetración; a partir de este momento la presión disminuye hasta que el vástago sale. Conforme se va dando pasadas y el material se va compactando, las patas profundizan cada vez menos en el suelo, y llega un momento en que ya no se produce ninguna compactación adicional, esto es cuando ya no hay contacto entre el tambor y el suelo o si el suelo tiene contenidos de humedad alto o el rodillo es pesado se considera adecuada la operación cuando el vástago penetra del 20 al 50% de su longitud.

Los rodillos pata de cabra rinden sus mejores resultados en suelos finos. La concentración de presiones que producen los vástagos se ha revelado como muy útil para la rotura y disgregación de los grumos que se forman en las arcillas homogéneas para acción de fuerzas de naturaleza capilar entre sus partículas. En suelos finos no homogéneos, con diferentes rangos de tamaños, la acción de las patas de cabra también es muy benéfica para romper y disgregar las diferentes partículas y para unir entre si las distintas capas de material compactado, pues al quedar distorsionada la superficie de cada capa, se compacta junto con la siguiente, lo que elimina la tendencia a la laminación. En arcillas blandas francas, además de que tienen la posibilidad de eliminar grumos, el rodillo pata de cabra resulta muy conveniente por la acción de amasado. En épocas recientes incluso se ha combinado la acción de los rodillos pata de cabra con la vibración, para incrementar la concentración de fuerzas sobre áreas pequeñas y favorecer el poder rompedor y mezclador de estos equipos.

3.7.3 COMPACTADOR POR PRESIÓN. RODILLOS LISOS Y NEUMÁTICOS.

Rodillos lisos:



Los rodillos lisos tienen su campo de aplicación circunscrito a los materiales que no requieren concentraciones elevadas de presión, por no formar grumos o por no necesitar disgregado; por lo general son arenas y gravas relativamente limpias. También se utilizan para el acabado de la superficie superior de las capas compactadas (terminados de la subrasante, de la base y de carpetas de mezcla asfáltica).

El efecto de la compactación de los rodillos lisos se reduce considerablemente a medida que se profundiza en la capa que se compacta, y el efecto de la compactación se produce de arriba hacia abajo.

Cuando se utiliza solo el rodillo liso en arcillas y limos plásticos es común que al cabo de un cierto número de pasadas lleguen a presentarse fracturas en la parte superior de la capa, debido a la rigidez que esta zona adquiere por excesiva compactación, en comparación al lecho inferior de la misma capa menos compactada, que adquiere una resistencia relativamente baja, por lo que se deberá tener precaución en el número de pasadas que se realicen.

3.7.4 COMPACTACIÓN POR IMPACTO.

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

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



3.7.5 COMPACTACIÓN POR VIBRACIÓN.

Para la compactación por vibración se emplea un mecanismo, bien sea del tipo de masas desbalanceadas o del tipo hidráulico pulsativo, que proporciona un efecto vibratorio al elemento compactador.

Para obtener la máxima eficiencia de compactación, el contenido de agua óptima del suelo suele ser bastante menor que el requerido para ser compactado por otro procedimiento.

La ventaja de la aplicación de la vibración a las técnicas de compactación estriba en la posibilidad de trabajar con capas de mayores espesores que las que es común usar con otros compactadores; esto aumenta el rendimiento del proceso y reduce el costo de operación. Por ejemplo, en suelos del tipo GW o GP, la compactación por vibración puede conseguir con facilidad el mismo resultado en capas de 60cm que él se lograría con el uso de rodillos neumáticos muy pesados en capas de 20 o 30 cm de espesor.

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



REFERENCIAS

- INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES VOLUMEN 1
RICO – DEL CASTILLO (ALFONSO RICO RODRIGUEZ Y HERMILO DEL
CASTILLO MEJIA)
LIMUSA



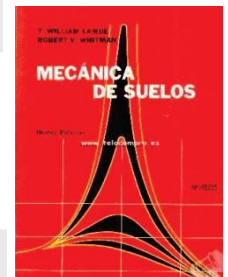
- INGENIERÍA DE PAVIMENTOS 3ERA EDICIÓN TOMO 1
ALFONSO MONTEJO FONSECA
UNIVERSIDAD CATOLICA DE COLOMBIA 2010



- MECANICA DE SUELOS TOMO 1
JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ
LIMUSA



- MECÁNICA DE SUELOS
LAMBE, T. W. Y WHITMAN, R.V.
LIMUSA



- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PRIMERA PARTE
MANUEL ZARATE AQUINO
ASOCIACION MEXICANA DE ASFALTO, A.C.



- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES SEGUNDA PARTE
MANUEL ZARATE AQUINO
ASOCIACION MEXICANA DE ASFALTO, A.C.





- LABORATORIO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL Y CONTROL, S. DE R.L. DE C.V.
ANTONIO VALDES JIMENEZ



- MANUAL M-MMP-1-07-03 LIMITES DE CONSISTENCIA
- MANUAL M-MMP-1-11-08 VALOR SOPORTE DE CALIFORNICA (CBR) Y EXPANSION (EXP)
- LA NORMA M-MMP-4-01-008 "EQUIVALENTE DE ARENA" MUESTRA EL PROCEDIMIENTO PARA SU CÁLCULO.
- LA NORMA M-MMP-4-01-016 "PARTÍCULAS ALARGADAS Y LAJEADAS" Y M-MMP-4-04-005/02 "PARTÍCULAS ALARGADAS Y LAJEADAS DE MATERIALES PÉTREOS PARA MEZCLAS ASFÁLTICAS" MUESTRAN EL PROCEDIMIENTO PARA SU CÁLCULO.
- LA NMX-C-088-1997-ONNCCE AGREGADOS- DETERMINACIÓN DE IMPUREZAS ORGÁNICAS EN EL AGREGADO FINO, MUESTRA CON MAYOR DETENIMIENTO EL PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR EL CONTENIDO DE MATERIA ORGÁNICA EN EL SUELO.
- LA NORMA NMX-C-128-1997-ONNCEE "INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN- CONCRETO SOMETIDO A COMPRESIÓN- DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO Y RELACIÓN DE POISSON" MUESTRA EL PROCEDIMIENTO PARA SU CÁLCULO.
- LA NORMA NMX-C-128-1997-ONNCEE "INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN- CONCRETO SOMETIDO A COMPRESIÓN- DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO Y RELACIÓN DE POISSON" MUESTRA EL PROCEDIMIENTO PARA SU CÁLCULO.
- LA NORMA N-MMP-4-04-006/02 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESGASTE DE LAS GRAVAS DE DENSIDAD REAL NORMAL.
- LA NORMA N-MMP-4-04-008/03 DETERMINACIÓN DE LA PERDIDA POR INTEMPERISMO ACELERADO.
- LA NORMA N-MMP-4-05-031 Y N-CMT-4-05-003/02 PERDIDA POR INTEMPERISMO ACELERADO.



- INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES VOLUMEN 2
RICO – DEL CASTILLO (ALFONSO RICO RODRIGUEZ Y HERMILO DEL CASTILLO MEJIA)
LIMUSA



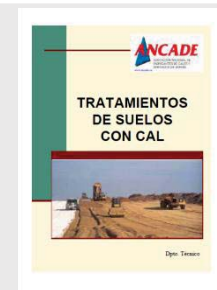
- MECANICA DE MATERIALES PARA PAVIMENTOS
PAUL GARNICA ANGUAS
SCT PUBLICACION TECNICA No. 197



- MANUAL DE ESTABILIDAD DE SUELOS CON CEMENTO O CAL
COMITÉ
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA)



- TRATAMIENTOS DE SUELOS CON CAL. PLANTEAMIENTO GENERAL,
DISEÑO Y CONTROL DE CALIDAD.
ANGEL SAMPEDRO RODRIGUEZ
ASOCIACION NACIONAL DE FABRICANTES DE CALES Y DERIVADOS
DE ESPAÑA



- MANUAL M-MMP-1-06-03, GRANULOMETRÍA DE MATERIALES
COMPACTABLES PARA TERRACERÍAS
- MANUAL M-MMP-1-02-03, CLASIFICACIÓN DE FRAGMENTOS
DE ROCA Y SUELOS



CAPITULO IV

GENERALIDADES DE LOS

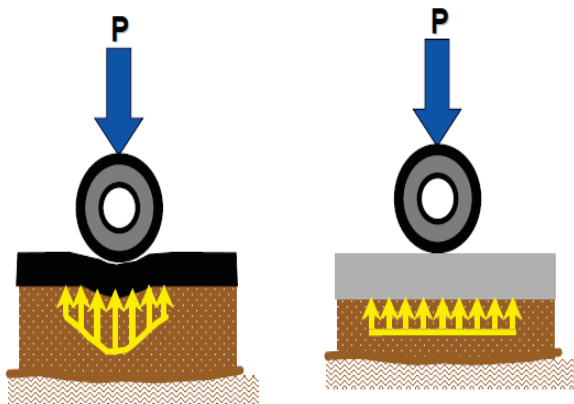
PAVIMENTOS

4. GENERALIDADES DE LOS PAVIMENTOS

4.1 PAVIMENTOS, CONCEPTOS GENERALES

4.1.1 DESCRIPCIÓN Y FUNCIONES DE LOS PAVIMENTOS DE CARRETERAS

Un pavimento está constituido por un conjunto de capas superpuestas (sub-base, base, carpeta y en su caso capa de rodadura), relativamente horizontales, que se diseñan y construyen técnicamente con distintos materiales, apropiados y adecuadamente compactados. Estas estructuras estratificadas se apoyan sobre la sub-rasante de una vía obtenida por el movimiento de tierras en el proceso de exploración y que han de resistir adecuadamente los esfuerzos que las cargas repetidas del tránsito que le transmite durante el periodo para el cual fue diseñada la estructura del pavimento; así mismo nos proporciona una superficie cómoda y segura para el rodamiento de vehículos.



En nuestro país se construyen principalmente dos tipos de pavimentos para caminos y carreteras de altas especificaciones:

“Pavimentos Flexibles y Pavimentos Rígidos”, los cuales están definidos por las diferentes capas de la estructura que los componen, y principalmente por la rigidez de la última capa de rodadura, ya que en el pavimento flexible, la superficie de rodadura es una carpeta de concreto asfáltico (flexible) y en el pavimento rígido, la superficie de rodadura está compuesta por losas de concreto hidráulico (rígido).

Debido a la diferencia de características de los materiales que componen a estos dos tipos de pavimento, al módulo de elasticidad de las capas de la superficie de rodadura y la forma de transmisión de las cargas ejercidas por el tránsito; su comportamiento es diferente. Más adelante se hablara con mayor énfasis sobre Pavimentos Flexibles y Rígidos, otorgando a cada uno un subcapítulo dada la importancia y aplicación misma que tienen.

También hay dos tipos más de pavimentos y se clasifican en: pavimentos semi-rígidos o semi-flexibles y pavimentos articulados.



Pavimentos Semirrígidos o Semiflexibles.

Un pavimento semirrígido es aquel que combina cualidades de pavimentos flexibles y rígidos, normalmente una de sus capas se encuentra rigidizada artificialmente con un aditivo que puede ser: asfalto, emulsión, cemento portland, concreto, cal y químicos; la cual está por debajo y la capa flexible de concreto asfáltico por encima. El empleo de estos aditivos tiene la finalidad básica de corregir o modificar las propiedades mecánicas de los materiales locales que no son aptos para la construcción de las capas del pavimento, teniendo en cuenta que los adecuados se encuentran a distancias tales que encarecerían notablemente los costos de construcción.



Pavimentos Articulados.



Los pavimentos articulados están compuestos por una capa de rodadura que está elaborada con bloques de concreto prefabricados (adoquines), de espesor uniforme colocados consecutivamente. Esta puede ir ubicada sobre una capa delgada de arena, la cual a su vez, se apoya sobre una capa de base granular, o directamente sobre la subrasante, dependiendo de la calidad de esta y de las magnitudes y frecuencia de las cargas que circulan por dicho pavimento.

4.1.2 CARACTERÍSTICAS QUE DEBE REUNIR UN PAVIMENTO

Un pavimento para cumplir adecuadamente sus funciones debe reunir los siguientes requisitos:

- Ser resistente a la acción de las cargas impuestas por el tránsito y transmitir las cargas de este.
- Ser resistente a los agentes de intemperismo y desgaste por paso de vehículos.
- Presentar una textura superficial adaptada a las velocidades previstas de circulación de los vehículos, por cuanto ella tiene una decisiva influencia en la seguridad vial. Además, debe de ser resistente al desgaste producido por el efecto abrasivo de las llantas de los vehículos.
- Debe presentar una regularidad superficial, tanto transversal como longitudinal, que permitan una adecuada comodidad a los usuarios en función de las longitudes de onda de las deformaciones y de la velocidad de circulación.
- Debe ser durable e impermeable
- Presentar condiciones adecuadas respecto al drenaje.
- El ruido de rodadura, en el interior de los vehículos, que afectan al usuario, así como en el exterior, que influye en el entorno, debe ser adecuadamente moderado.
- Debe ser económico, funcional y debe cumplir con la calidad, comodidad y seguridad.
- Debe poseer el color adecuado para evitar reflejos y deslumbramientos, y ofrecer una adecuada seguridad al tránsito.

4.2 PAVIMENTOS FLEXIBLES

4.2.1 DEFINICIÓN Y FUNCIONES

Los pavimentos flexibles son la estructura formada por una carpeta asfáltica apoyada sobre las capas de base, sub-base y suelo de cimentación o terraplén, compuestas de materiales seleccionados, las cuales son capaces de soportar los efectos del tránsito y del intemperismo durante un periodo dado, brindando comodidad y seguridad al usuario.

En el siguiente esquema se muestra un corte de un pavimento flexible.

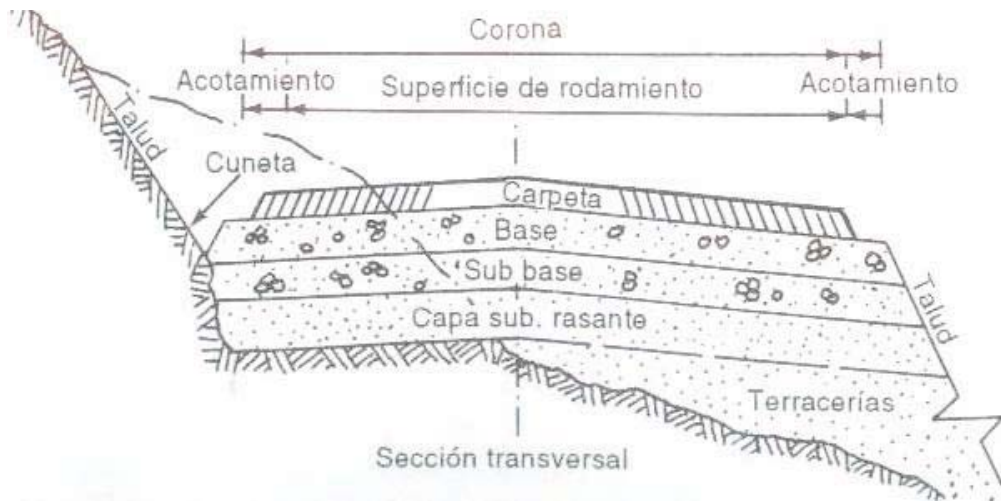


Figura 4.1 Sección transversal de un pavimento flexible

Funciones de las capas de un Pavimento flexible.

La sub-base granular

- **Función económica.** Una de las principales funciones de esta capa es netamente económica; en efecto, el espesor total que se requiere para que el nivel de esfuerzos en la sub-rasante sea igual o menor que su propia resistencia, puede ser construido con materiales de alta calidad; sin embargo es preferible distribuir las capas más calificadas en la parte superior y colocar en la parte inferior del pavimento la capa de menor calidad, la cual es frecuentemente la más barata. Esta solución puede traer consigo un aumento en el espesor total del pavimento y no obstante, resultar más económica.



- **Capa de transición.** La sub-base bien diseñada impide la penetración de los materiales que constituyen la base con los de la sub-rasante y por otra parte, actúa como filtro de la base impidiendo que los finos de la sub-rasante la contaminen menoscabando su calidad.



- **Disminución de las deformaciones.** Algunos cambios volumétricos de la capa sub-rasante, generalmente asociados a cambios en su contenido de agua (expansiones), o a cambios extremos de temperatura (heladas), pueden absorberse con la capa sub-base, impidiendo que dichas deformaciones se reflejen en la superficie de rodamiento.

- **Resistencia.** La sub-base debe soportar los esfuerzos transmitidos por las cargas de los vehículos a través de las capas superiores y transmitidas a un nivel adecuado a la sub-rasante.

- **Drenaje.** En muchos casos la sub-base debe drenar el agua, que se introduzca a través de la carpeta o por las bermas, así como impedir la ascensión capilar.

La base granular

- **Resistencia.** La función fundamental de la base granular de un pavimento consiste en proporcionar un elemento resistente que transmita a la sub-base y a la sub-rasante los esfuerzos producidos por el tránsito en una intensidad apropiada.
- **Función económica.** Respecto a la carpeta asfáltica, la base tiene una función económica análoga a la que tiene la sub-base respecto a la base.



Carpeta



- **Superficie de rodamiento.** La carpeta debe proporcionar una superficie uniforme y estable al tránsito, de textura y color conveniente y resistir los efectos abrasivos del tránsito.

- **Impermeabilidad.** Hasta donde sea posible, debe impedir el paso del agua al interior del pavimento.

- **Resistencia.** Su resistencia a la tensión complementa la capacidad estructural del pavimento.



4.2.2 MODELOS DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS Y DEFLEXIONES

4.2.2.1 MODELO DE BOUSSINESQ (MODELO MONOCAPA)

Los esfuerzos generados bajo el centro de una carga circular uniforme, en un elemento infinitesimal, tomado dentro de una masa elástica, homogénea, isotrópica, con espesor finito pero de dimensiones horizontalmente infinitas, determinados según la Ecuación de Boussinesq están dados por las ecuaciones 4.1 y 4.2

$$\sigma = p \left(1 - \frac{1}{\left(\frac{a^2}{z^2} + 1\right)^{\frac{3}{2}}} \right) \quad \text{ECUACIÓN 4.1}$$

$$\sigma_1 = \frac{p}{2} \left(1 + 2\mu - \frac{2(1+\mu)Z}{\left(\frac{a^2}{z^2}\right)^{\frac{1}{2}}} + \frac{Z^3}{\left(\frac{a^2}{z^2}\right)^{\frac{3}{2}}} \right) \quad \text{ECUACIÓN 4.2}$$

Dónde:

P : Carga aplicada en un área circular.

p : Presión de inflado.

a : Radio de la placa circular.

Z : Profundidad para la cual se están calculando los esfuerzos.

σ_2 : Esfuerzo vertical a la profundidad Z .

σ_1 : Esfuerzo horizontal radial a la profundidad Z .

μ : Modulo de Poisson.

Según la Ecuación 4.1, la transmisión de esfuerzos a través de una masa elástica de suelo puede representarse gráficamente, como aparece en la figura 4.2 siguiente.

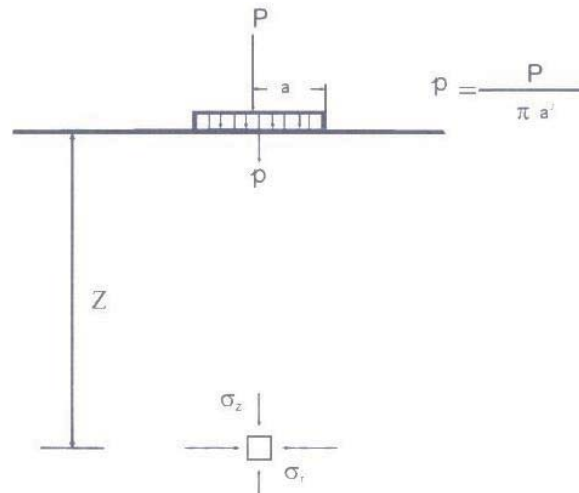


Figura 4.2 Modelo de Boussinesq para los esfuerzos actuantes sobre un elemento

En la Ecuación 4.1 se observa que σ_z es proporcional a la carga aplicada y para una carga constante los esfuerzos son función de la profundidad (Z) y del radio de aplicación de la carga (a). Un nivel de esfuerzos deseado se obtendrá mediante la combinación de una profundidad y un área de aplicación de carga particulares. En la superficie de contacto entre la carga y la masa de suelo ($Z=0$) se observa que, mientras más alta sea la presión ejercida, y por ende los esfuerzos, mejor debe ser la calidad del material para soportar dicha sollicitación. En los pavimentos esto implica que mayores presiones de inflado exigen materiales de mejor calidad.

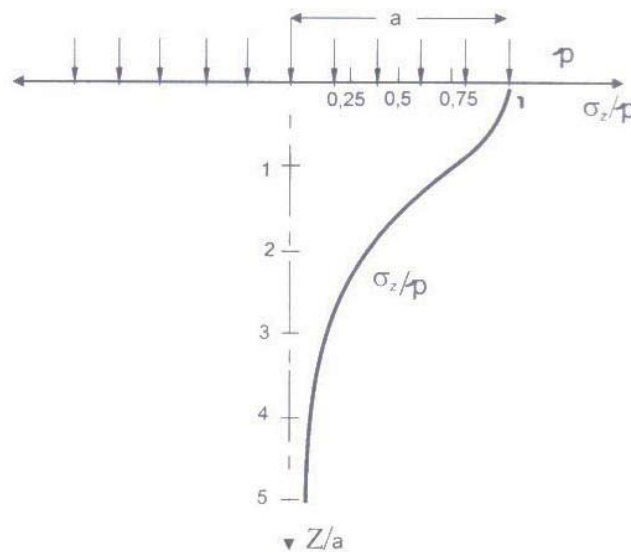


Figura 4.3 Transmisión de esfuerzos a través de una masa según la teoría de Boussinesq



La deformación unitaria (δ) bajo el centro de la carga a una profundidad Z, está dada por:

$$\delta = \frac{1}{E} (\sigma_z - 2\mu\sigma_1) \quad \text{ECUACIÓN 4.3}$$

Donde E es el módulo de elasticidad del material de la masa.

Sustituyendo en la Ecuación 4.3 los valores de la Ecuación 4.2 y para $\mu=0.5$, se obtiene:

$$\delta = \frac{1.5 pa^2}{E} \frac{Z}{(a^2+z^2)^{\frac{3}{2}}} \quad \text{ECUACIÓN 4.4}$$

La deflexión Δ bajo el centro de la carga se obtiene integrando la deformación entre $Z=0$ y $Z=a$ así:

$$\Delta = \frac{1.5 pa}{E} \frac{a}{(a^2+z^2)^{\frac{1}{2}}} \quad \text{ECUACIÓN 4.5}$$

Las deformaciones bajo el centro de la placa se expresan mediante las siguientes ecuaciones:

- Deformación bajo el centro de la placa a una profundidad Z (ϵ_z).

$$\epsilon_z = \frac{(1-\mu)p}{E} \left(1 - 2\mu + \frac{2\mu Z}{(a^2+z^2)^{\frac{1}{2}}} - \frac{Z^3}{(a^2+z^2)^{\frac{3}{2}}} \right) \quad \text{ECUACIÓN 4.6}$$

Donde E es el módulo de elasticidad del material de la masa.

- Deformación horizontal radial a la profundidad Z (ϵ_r).

$$\epsilon_r = \frac{(1+\mu)p}{2E} \left(1 - 2\mu + \frac{2(1-\mu)Z}{(a^2+\mu^2)^{\frac{1}{2}}} - \frac{Z^3}{(a^2+\mu^2)^{\frac{3}{2}}} \right) \quad \text{ECUACIÓN 4.7}$$

La deflexión bajo el centro de la carga se obtiene de la expresión siguiente:

$$\delta = \frac{(1+\mu)pa}{E} \left(\frac{a}{(a^2+z^2)^{\frac{1}{2}}} + \frac{(1+2\mu)}{a} (a^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} \right) \quad \text{ECUACIÓN 4.8}$$

La deflexión en la superficie se logra si hacemos $Z=0$ en la ecuación 4.8, obteniendo:

$$\Delta = \frac{2(1-\mu^2)pa}{E} \quad \text{ECUACIÓN 4.9}$$



En la superficie ($Z=0$), la deflexión aumenta a medida que lo hacen la presión y el radio de aplicación, pero disminuye con el módulo de elasticidad del material.

Dado que un pavimento está compuesto por capas de materiales cuyos módulos de elasticidad disminuyen con la profundidad, fue necesario desarrollar modelos matemáticos, en los que se involucran capas con diferentes propiedades físicas, dando origen a los modelos multicapa.

4.2.2.2 MODELO BICAPA

El modelo multicapa más simple es el Bicapa, en el cual es necesario fijar las siguientes restricciones:

1. El material de las capas que conforman el sistema es homogéneo, isotrópico y elástico y la superficie de las capas es infinita horizontalmente.
2. El espesor de la capa superficial es finito, el de la inferior infinito.
3. El contacto entre ambas capas es continuo y permanente.

Burmister (1943) desarrollo una Ecuación con la cual es posible calcular el espesor necesario de la capa superficial para que el asentamiento del conjunto bicapa, bajo la acción de un esfuerzo, sea igual o menor a uno previamente seleccionado.

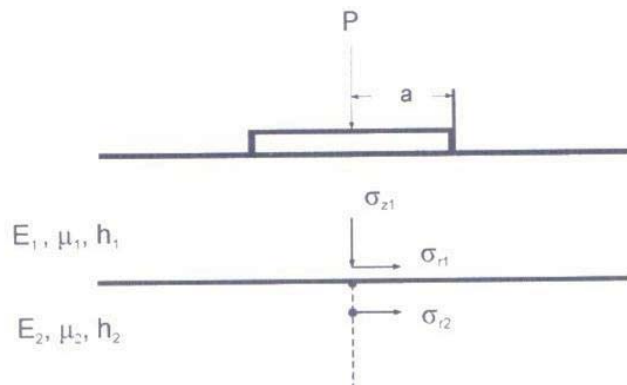


Figura 4.4 Representación de un modelo bicapa

La Ecuación de Burmister semejante a la de Boussinesq (Ecuación 4.5) es:

$$\Delta = C \frac{pa}{E_2} F_2 \quad \text{ECUACIÓN 4.10}$$

En donde:

Δ : Deflexión vertical en la superficie bajo el centro de la carga.

C: Constante que toma los valores de:

1.5: Cuando la placa circular, análoga al área cargada uniformemente, se supone flexible como en el caso de las llantas neumáticas.

1.18: Cuando la placa circular cargada uniformemente se supone rígida, como en el caso del ensayo de placa.

E_2 : Módulo de elasticidad de la capa inferior.

F_2 : Factor adimensional que depende de la relación entre los módulos de elasticidad de los materiales de ambas capas. El valor se obtiene de la Figura siguiente.

La aplicación de esta teoría en el diseño de pavimentos flexibles consiste en fijar un valor del asentamiento que asegure que la deformación de los elementos de la estructura no genere la falla en la capa superior.

La principal imprecisión de la teoría de Burmister radica en la suposición de que los materiales son elásticos, lo cual en la práctica, no es cierto. Aun con esta suposición, la teoría describe bastante bien lo que sucede cerca al punto de aplicación de las cargas.

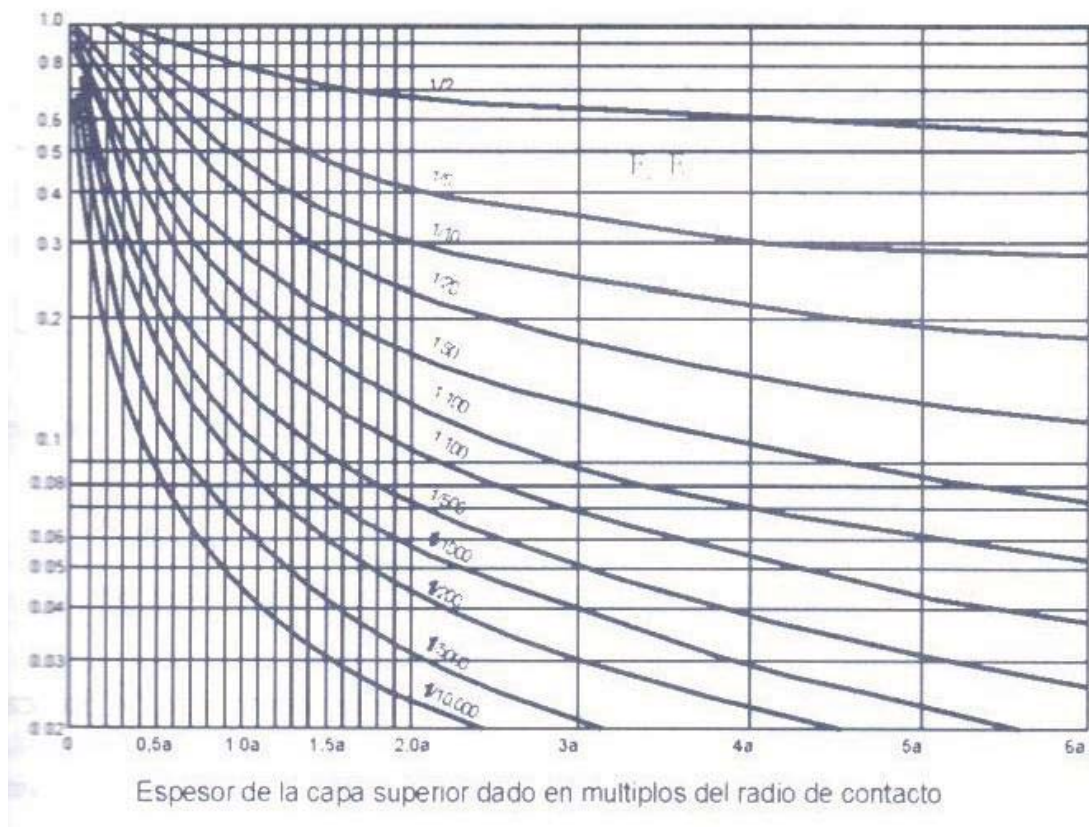


Figura 4.5 Factor de deflexión F_2 para la teoría bicapa

En la figura 4.6 siguiente se muestra la distribución de esfuerzos verticalmente bajo el centro de la placa circular cargada para un sistema bicapa, en ella se observa que la transmisión de esfuerzos depende de la relación entre los módulos de elasticidad de las capas. A una profundidad con un valor Z/a mayor que 3, los esfuerzos en la segunda capa son prácticamente independientes de la relación entre los módulos de elasticidad.

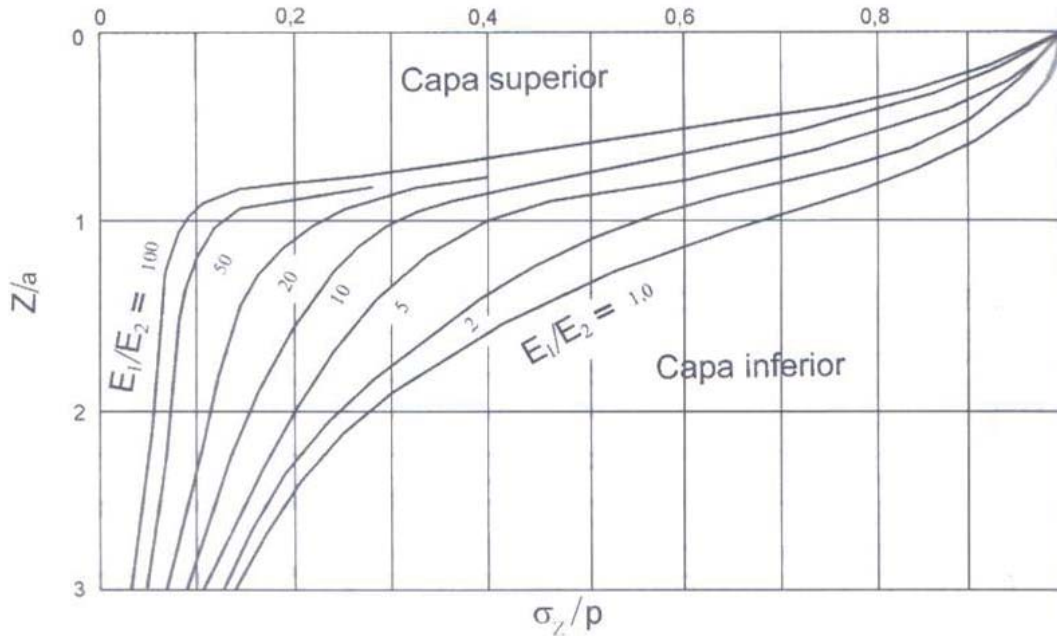


Figura 4.6 Distribución de esfuerzos en un sistema bicapa según Burmister

La deflexión vertical en la interfaz (Huang) es:

$$\Delta_i = \frac{pa}{E_2} F \quad \text{ECUACIÓN 4.11}$$

Δ_i = Deflexión vertical en la interfaz.

F = Factor de deflexión en la interfaz: $F(E_1/E_2, h_i/a)$.

Los pavimentos son estructuras que normalmente tienen más de dos capas; por ello la teoría ha evolucionado hacia los modelos tricapa, pues con ellas es posible solucionar casi cualquier problema que se presente aun en pavimentos con más de tres capas.

4.2.2.3 MODELO TRICAPA

Un sistema tricapa puede representarse esquemáticamente como se indica en la Figura 4.7 siguiente y las limitaciones y suposiciones para su desarrollo son las mismas que para el bicapa.

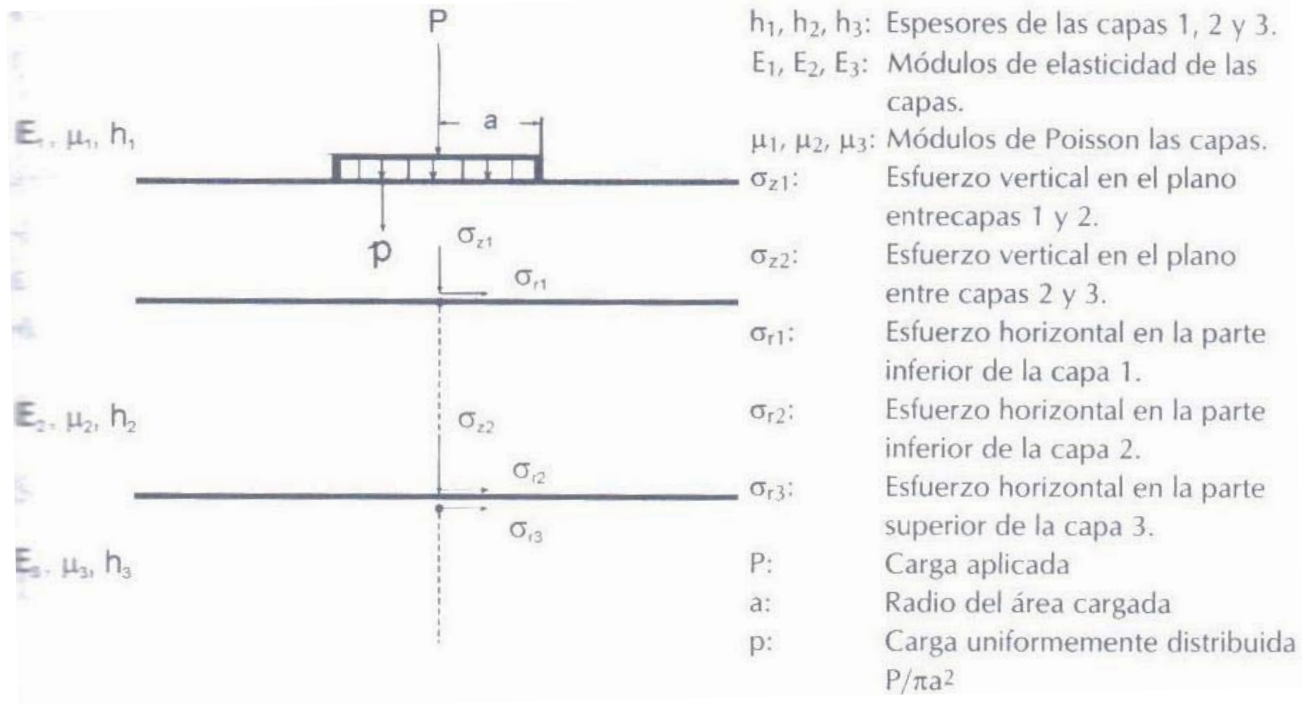


Figura 4.7 Representación del modelo tricapa

Para la obtención de los esfuerzos bajo el centro del área cargada, con las figuras y tablas mencionadas es necesario tener en cuenta que se han hecho las suposiciones siguientes:

- Todas las capas tienen el mismo módulo de Poisson $\mu = 0.5$
- Los esfuerzos son simétricos, por eso $\sigma_r = \sigma_t$
- Los parámetros involucrados son:

$$K_1 = E_1/E_2 \quad K_2 = E_2/E_3$$

$$A_1 = a/h_2 \quad H = h_1/h_2$$



Los esfuerzos para una combinación de valores K_1 , K_2 , A y H dados, se obtienen de la siguiente manera:

1. Los esfuerzos verticales σ_{z1} y σ_{z2} se obtienen directamente, de la figura 4.7 y son una función de $ZZ1$ y $ZZ2$ multiplicados por la carga uniformemente distribuida p .

$$\sigma_{z1} = p (ZZ1) \qquad \text{ECUACIÓN 4.12}$$

$$\sigma_{z2} = p (ZZ2) \qquad \text{ECUACIÓN 4.13}$$

2. Los esfuerzos horizontales σ_{r1} , σ_{r2} y σ_{r3} se obtienen con ayuda de los factores de esfuerzo de una de las tablas y con los verticales hallados previamente según el paso 1 así:

$$\sigma_{z1} - \sigma_{r1} = p (ZZ1-RR1) \qquad \text{ECUACIÓN 4.14}$$

$$\sigma_{z2} - \sigma_{r2} = p (ZZ2-RR2) \qquad \text{ECUACIÓN 4.15}$$

$$\sigma_{z3} - \sigma_{r3} = p (ZZ3-RR3) \qquad \text{ECUACIÓN 4.16}$$

Las deformaciones horizontales en el fondo de la capa i se pueden calcular una vez conocidos los esfuerzos verticales y horizontales debidos a la simetría del problema aplicando la Ecuación 4.17:

$$\epsilon_{ri} = \frac{\sigma_{ri}}{E_i} - \frac{\mu_i \sigma_{ti}}{E_i} - \frac{\mu_i \sigma_{zi}}{E_i} \qquad \text{ECUACIÓN 4.17}$$

Con la suposición $\mu_i = 0.5$ y $\sigma_{ti} = \sigma_{zi}$, La ecuación 4.17 se convierte en:

$$\epsilon_{ri} = \frac{1}{2E_i} (\sigma_{ri} - \sigma_{zi}) \qquad \text{ECUACIÓN 4.18}$$

Con este procedimiento se pueden calcular los esfuerzos y deformaciones mediante la interpolación de los datos obtenidos con el proceso descrito en los pasos 1 y 2; pero la extrapolación no se puede realizar.

La utilización del método tricapa en el diseño de pavimentos consiste en verificar que el espesor o la calidad de la estructura sea tal que los esfuerzos transmitidos a la sub-rasante σ_{z2} no superen los límites permitidos por esta, y que la deformación o tracción en la parte inferior de la capa superior ϵ_{r1} no sea excedida por los esfuerzos inducidos por la circulación de los vehículos.



4.2.2.4 SISTEMA MULTICAPAS

Estos modelos son los más utilizados para el estudio teórico de los pavimentos, en especial para los flexibles y semirrígidos. Se basan en las hipótesis de Burmister, que en resumen son las siguientes:

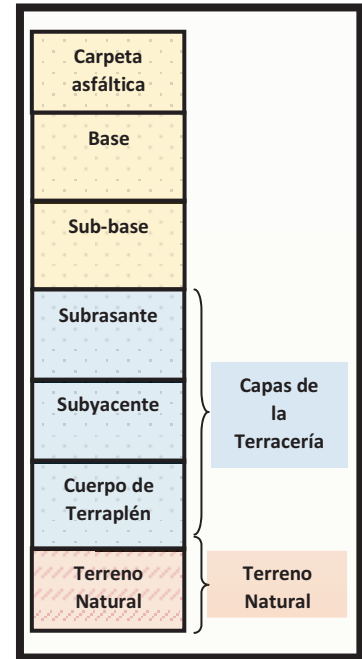
- a) El pavimento se desliza geoméricamente como una estructura constituida por una serie de capas horizontales paralelas, infinitas en su plano y de espesor finito, apoyadas en un espacio seminfinito de Boussinesq.
- b) Cada capa se comporta como un medio elástico lineal, homogéneo, isótropo, continuo e indefinido horizontalmente y se caracteriza mecánicamente por su módulo de elasticidad (E) y su coeficiente de Poisson (μ).
- c) La carga superficial puede representarse mediante una presión vertical distribuida uniformemente sobre un área circular o elíptica.
- d) Cada capa se apoya sobre la subyacente de forma continua; el contacto entre capas puede representarse mediante condiciones de adherencia total (se impone la igualdad de deformaciones horizontales) o nula.
- e) Pueden despreciarse las fuerzas de inercia y los efectos térmicos.
- f) Las deformaciones que se producen en sistema son pequeñas.
- g) Son prácticamente despreciables los esfuerzos cortantes que se producen en las zonas de contacto entre las cargas y la superficie del pavimento.

4.2.3 ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO Y TERRACERIAS.

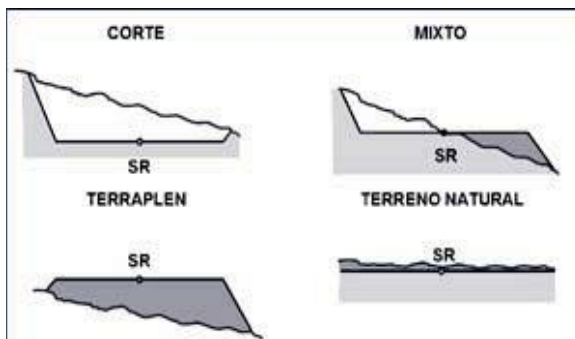
4.2.3.1 CAPAS DE TERRACERIAS

Las terracerías como parte estructural de un camino, están compuestas por el cuerpo del terraplén, capa subyacente y la capa de sub-rasante. En el caso que la estructura del pavimento se construya en una sección en corte, el terreno natural puede servir de capa de sub-rasante, siempre y cuando el material del T.N. cumpla con las características de calidad requeridas para una capa sub-rasante, y si sobre el eje del trazo del camino, se requiere la construcción del cuerpo terraplén, capa subyacente y capa de sub-rasante, se definirá en el diseño del pavimento el espesor de cada una de estas capas, con la finalidad de dar la altura necesaria para satisfacer principalmente las especificaciones geométricas, sobre todo en lo relativo a pendiente longitudinal, la de resistir las cargas del tránsito transferidas y distribuir los esfuerzos a través de su espesor; para transmitirlos en forma adecuada al terreno natural.

La construcción de terracerías deberá llevarse a cabo de acuerdo a lo especificado en la Norma N.CTR-CAR-1-01. Terracerías, así mismo los materiales pétreos empleados deben cumplir con las características de calidad establecidas en la Norma N-CMT-1. Materiales para Terracerías.



CUERPO DE TERRAPLÉN:



El cuerpo del terraplén puede construirse empleando volúmenes de materiales que se extraen de los cortes realizados sobre el eje del camino o de bancos de materiales ya localizados y estudiados. Si el volumen de material extraído de los cortes sobre el eje del camino se usa en la construcción de los terraplenes, se tienen terracerías compensadas; el volumen de material de corte que no se usa, se denomina desperdicio.

Si el volumen que se extrae de los cortes sobre el eje del camino, no es suficiente para construir los terraplenes o los rellenos, es necesario extraer material fuera de la zona de construcción del camino o sea en zonas de préstamos; si estas zonas están retiradas o cercanas a la obra, del orden de los 10 a los 100 m a partir del pie del talud del terraplén o en su caso de la orilla de la corona del camino, se llaman préstamos laterales; si estas zonas se encuentran a más de 100 m son préstamos de banco.

Los materiales que se utilicen para la formación de terraplenes cumplirán con los requisitos de calidad que se establecen en la tabla siguiente por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.



TABLA 4.1 Requisitos de calidad de materiales para terraplén

Características	Valor
Limite líquido, %, máximo	50
Valor Soporte de California (CBR) ¹ ; %, mínimo	5
Expansión; %, máxima	5
Grado de compactación ² ; AASHTO Estándar, %	90±2

La construcción de terraplenes, se realizara de acuerdo a lo especificado en la norma N-CTR-CAR-1-01-009/11, Terraplenes, hasta el nivel de desplante de la capa subyacente, o en su caso hasta el nivel de desplante de la capa sub-rasante y los materiales pétreos empleados, deben ser compactables y deberán cumplir con los requisitos de calidad establecidos en la Norma N-CMT-1-01/02. Materiales para terraplén, ambas normas de la Normativa S.C.T.

CAPA SUBYACENTE:

Esta capa, se requiere construir sobre el cuerpo del terraplén cuando el Tránsito Diario Promedio Anual que va a operar sobre el camino equivalga a una intensidad del tránsito sea de 10,000 a un (1) millón ejes equivalentes de 8.2 toneladas, acumulados durante la vida útil del pavimento (ΣL); esta capa de subyacente se construirá con material compactable y con un espesor mínimo de 30 cm. los materiales pétreos empleados, deberán cumplir con los requisitos de calidad especificados en la Norma N-CMT-1 -02/02. Materiales para Subyacente, de la Normativa S.C.T.



Los materiales que se utilicen para la formación de esta capa cumplirá con los requisitos de calidad que se establecen en la tabla siguiente por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

TABLA 4.2 Requisitos de calidad de materiales para capa subyacente

Características	Valor
Tamaño máximo y granulometría	Que sea compactible
Limite líquido, %, máximo	50
Valor Soporte de California (CBR); %, mínimo	10
Expansión; %, máxima	3
Grado de compactación ; AASHTO Estándar, %	95±2

CAPA SUBRASANTE:



Es la capa superior de las terracerías y es la capa de cimentación que debe soportar la carga de la estructura del pavimento, así como las cargas aplicadas por el tránsito que circula sobre el pavimento, y las transmite en forma adecuada a las capas inferiores de las terracerías. En algunos casos, esta capa estará formada solo por la superficie natural del terreno y se construyen con un espesor que estará en función del número de ejes equivalentes de 8.2 ton, (20, 30, o más cm.). Los materiales pétreos empleados, deberán ser compactables y cumplir con los requisitos de calidad especificados en la Norma N-CMT-1-03/02. Materiales para Subrasante, de la Normativa S.C.T.

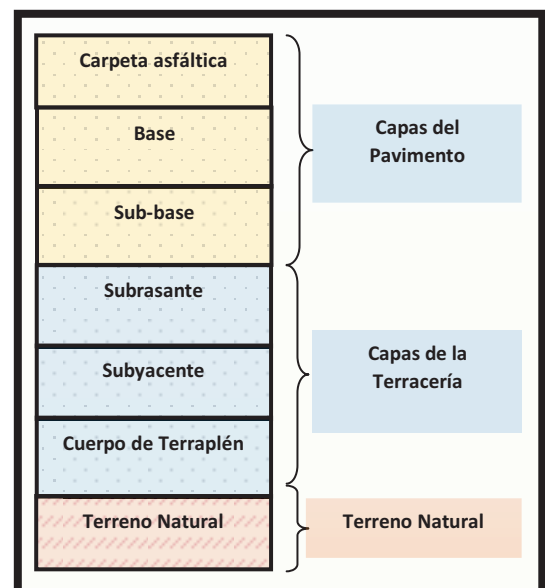
Los materiales que se utilicen para la formación de esta capa cumplirán con los requisitos de calidad que se establecen en la tabla siguiente por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

TABLA 4.3 Requisitos de calidad de materiales para capa subrasante

Características	Valor
Tamaño máximo; mm	76
Limite líquido, %, máximo	40
Índice plástico; %, máximo	12
Valor Soporte de California (CBR) ¹ ; %, mínimo	20
Expansión; %, máxima	2
Grado de compactación ² ; AASHTO Estándar, %	100±2

4.2.3.2 CAPAS DE PAVIMENTOS.

El elemento principal de la estructura de una obra vial, es el pavimento, el cual está conformado por una capa de sub-base (no siempre se usa), una base, una carpeta asfáltica y en su caso de una capa de rodadura y como cimentación de ésta estructura se tienen las terracerías. Cada una de las capas del pavimento, se construyen con diferentes materiales pétreos que varían en su composición granulométrica, características físicas y que se tienden y compactan en etapas y operaciones de construcción independientes.





SUB-BASE

En muchos pavimentos de alta resistencia, es frecuente que se coloque una capa de sub-base entre la base y la terracería, empleando material pétreo seleccionado. Su principal propósito es el de distribuir o "repartir" los esfuerzos creados por las cargas de la base, la carpeta asfáltica y de las aplicadas por el tránsito que actúan sobre la superficie de rodamiento; para que los esfuerzos transmitidos a la sub-rasante no sean tan grandes que den por resultado una excesiva deformación o desplazamiento de las terracerías de cimentación.

Los materiales que se utilicen para la formación de esta capa cumplirán con los requisitos de calidad especificados en la Norma N-CMT-4-02-001/11. Materiales para Sub-bases, de la Normativa S.C.T.

TABLA 4.4 Requisitos de calidad de materiales para sub-bases

Características	Valor	
	$\Sigma L \leq 10^8$	$\Sigma L \geq 10^8$
Limite líquido, %, máximo	30	25
Índice plástico; %, máximo	10	6
Valor Soporte de California (CBR) , %, mínimo	50	60
Equivalente de arena, mínimo	30	40
Desgaste de los Ángeles, máximo	50	40
Grado de compactación; AASHTO Modificada, mínimo	100	100

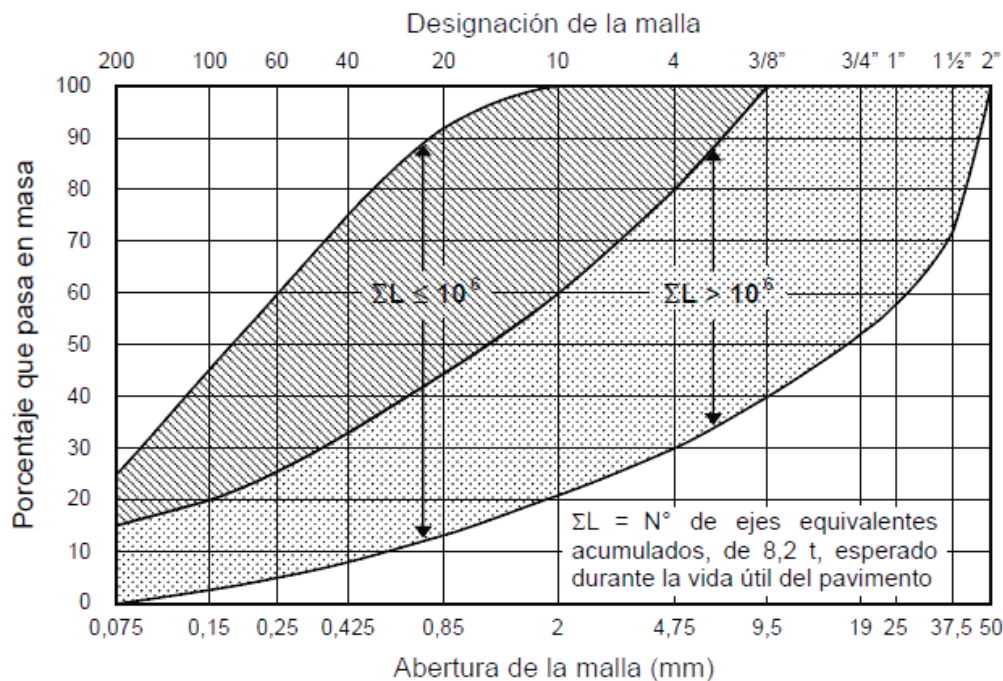


FIGURA. 4.8 Zonas granulométricas recomendables de los materiales para sub-bases



BASE

La base es una capa de alta estabilidad y densidad. Su principal función es proporcionar un apoyo uniforme a la carpeta de concreto asfáltico y capa asfáltica de rodadura. Además de distribuir o "repartir" los esfuerzos creados por las cargas de la carpeta asfáltica y de las aplicadas por el tránsito que actúan sobre la superficie de rodamiento; para que los esfuerzos transmitidos a la sub-base, no sean tan grandes que den por resultado una excesiva deformación o desplazamiento de las terracerías de cimentación. La base debe ser también de tales características para que no sea dañada por el agua capilar ni por la acción de las heladas, ya sea que actúen por separado o en forma conjunta.

Los materiales que se utilicen para la formación de esta capa cumplirán con los requisitos de calidad especificados en la Norma N-CMT-4-02-002/11. Materiales para Bases Hidraulicas, de la Normativa S.C.T.

TABLA 4.5 Requisitos de calidad de materiales para capa base

Características	Valor %	
	$\Sigma L \leq 10^8$	$\Sigma L \geq 10^8$
Limite líquido, %, máximo	25	25
Índice plástico; %, máximo	6	6
Equivalente de arena, mínimo	40	50
Valor Soporte de California (CBR); %, mínimo	80	100
Desgaste de los Ángeles, máximo	35	30
Partículas alargadas y lajeadas, máximo	40	35
Grado de compactación ; AASHTO Modificada %, mínimo	100	100

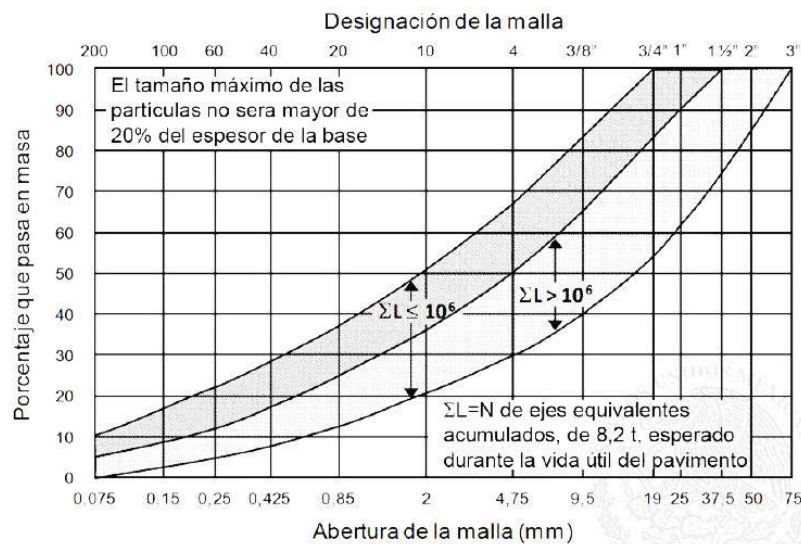


FIGURA. 4.9 Zonas granulométricas recomendables de los materiales para base de pavimentos con solamente un tratamiento asfáltico superficial

CARPETA ASFALTICA

La carpeta asfáltica o capa de rodamiento debe tener en su superficie la capacidad para resistir el desgaste y los efectos abrasivos de los vehículos en movimiento y poseer suficiente estabilidad para evitar daños por el impulso y las rodadas bajo la carga de tránsito. Además, debe ser casi impermeable para impedir la entrada de cantidades excesivas del agua superficial a la base y las terracerías directamente desde arriba.



Las capas superficiales pueden variar en un espesor menor de 1 pulgada (2.54 cm) en el caso del tratamiento bituminoso superficial, usado por su bajo costo en caminos de tránsito ligero; de hasta 4 cm. en el caso de capas de rodamiento y hasta 6 pulgadas (15.24 cm.) o más, en carpetas de concreto asfáltico, empleadas cuando se trata de caminos de tránsito intenso y pesado.

Los materiales que se utilicen para la formación de esta capa cumplirán con los requisitos de calidad especificados en la Norma N-CMT-4-05-003/08. Materiales para Mezclas Asfálticas, de la Normativa S.C.T.

TABLA 4.6 Requisitos de calidad para mezclas asfálticas en caliente de granulometría densa diseñadas por medio de la Prueba Marshall.

Características	Numero de ejes equivalentes de diseño ΣL	
	$\Sigma L \leq 10^8$	$10^8 \leq \Sigma L \leq 10^7$
Compactación; número de golpes en cada cara de la probeta	50	75
Estabilidad; N (lb), mínimo	5,340 (1,200)	8,000 (1,800)
Flujo; mm (10^{-2} in)	2-4 (8-18)	2-3.5 (8-14)
Vacíos en la mezcla de asfalto (VMC); %	3-5	3-5
Vacíos ocupados por el asfalto (VFA); %	65-78	65-75

Otro factor importante a considerar es el Grado PG, que se define como el rango de temperaturas máxima a mínima entre las que un cemento asfáltico se desempeña satisfactoriamente. El Grado PG permite seleccionar el cemento asfáltico más adecuado para una determinada obra, en función del clima dominante y de la magnitud del tránsito a que estará sujeta durante su vida útil. Estos rangos se encuentran en la Norma N-CMT-4-05-004/05. Calidad de Materiales Asfálticos Grado PG de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes.

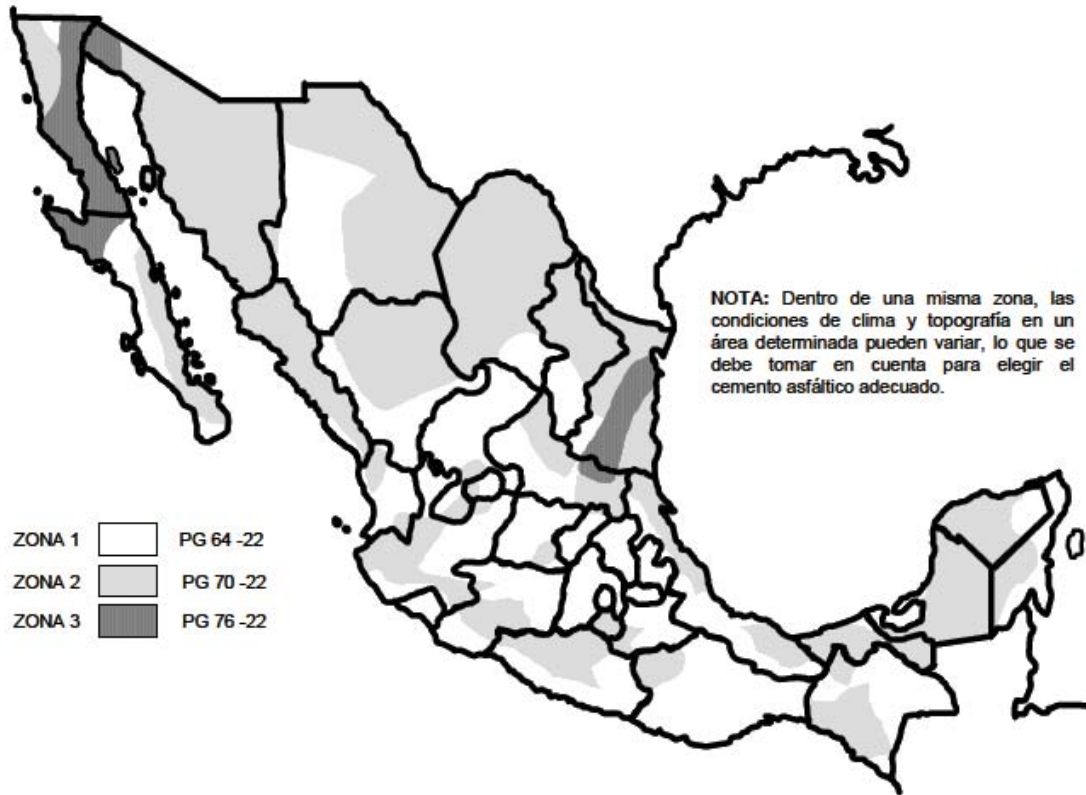


FIGURA. 4.10 Regiones geográficas para la utilización recomendable de cementos asfálticos Grado PG

TABLA 4.7 Ajustes del Grado PG seleccionado por clima de acuerdo con la intensidad del tránsito esperada y con la velocidad de operación

Intensidad del tránsito (ΣL_{10})	Grado PG seleccionado por clima	Ajuste por intensidad del tránsito	Ajuste por velocidad lenta (Entre 10 y 30 km/h)	Ajuste por tránsito detenido (Cruceros)
$\Sigma L_{10} \leq 10^6$	PG 64	PG 64	PG 70	PG 76
	PG 70	PG 70	PG 76	PG 82
	PG 76	PG 76	PG 82	PG 88
$10^6 \leq \Sigma L_{10} \leq 10^7$	PG 64	PG 70	PG 76	PG 88
	PG 70	PG 76	PG 82	PG 88
	PG 76	PG 82	PG 88	PG 88
$\Sigma L_{10} \geq 10^7$	PG 64	PG 76	PG 82	PG 88
	PG 70	PG 82	PG 88	PG 88
	PG 76	PG 88	PG 88	PG 88

4.2.4 ASFALTOS.

4.2.4.1 DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN DE ASFALTOS

Los asfaltos son componentes naturales del petróleo en los cuales se encuentran disueltos en distintas proporciones. Se obtiene por medio de la refinación del petróleo crudo dando como residuo el asfalto, además de otros productos tales como la gasolina, diesel, etc., o de forma natural a través de grietas en la superficie por donde sube el petróleo y por efecto del calor del sol y la acción del viento, se separan los gases y líquidos volátiles, quedando solamente el asfalto acompañado de un mínimo porcentaje de arcillas producto de su ascenso a la superficie. Está compuesto básicamente de grandes moléculas de hidrocarburos con composición química variable. La estructura coloidal del asfalto depende de la naturaleza química y del porcentaje de hidrocarburos, así como la relación entre estas; así las variadas propiedades químicas y físicas del asfalto se deben, esencialmente, a las variaciones en las fuentes del crudo y en los métodos de refinación. Las propiedades del cemento asfáltico podrían afectar el comportamiento del residuo asfáltico en el lugar.

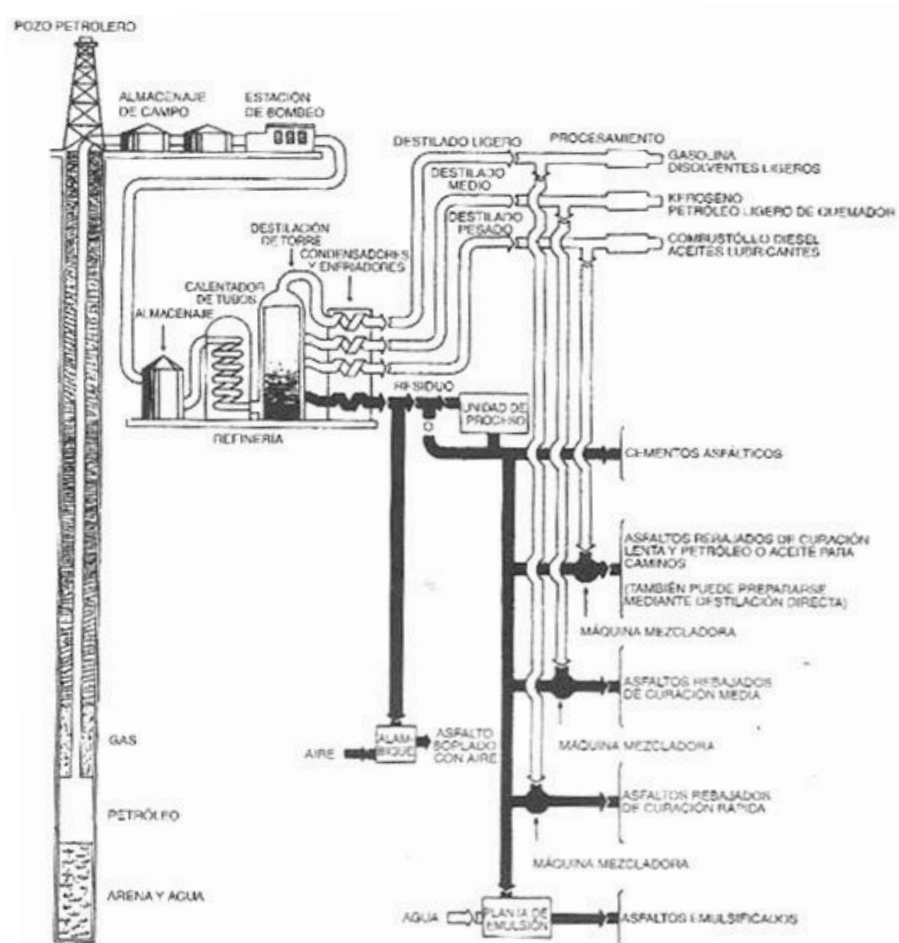
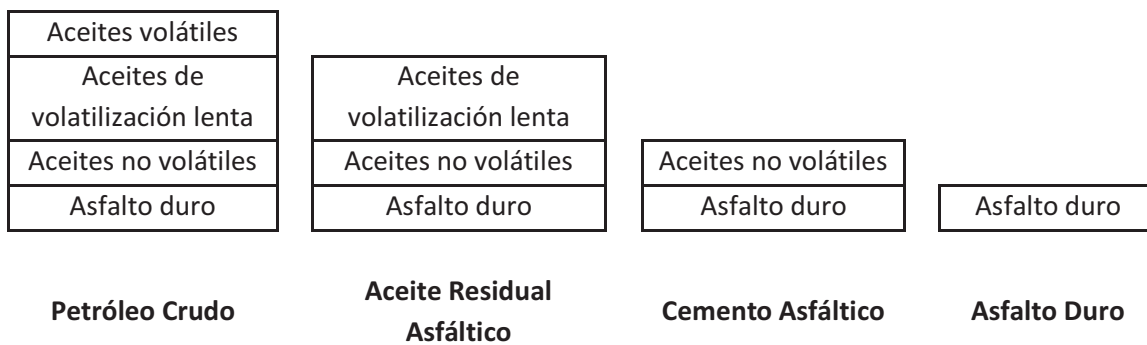


Figura 4.11 Diagrama de flujo del asfalto derivado del petróleo.



La mayor parte del asfalto que se emplea hoy en día en América proviene de la refinación del petróleo. El asfalto refinado se produce en una gran variedad de tipos desde sólidos, duros y quebradizos hasta los fluidos casi tan líquidos como el agua. La forma semisólida conocida como cemento asfáltico es el material básico y puede considerarse como una combinación de asfalto duro y aceites no volátiles del petróleo. En la figura siguiente se presentan algunos tipos de los productos obtenidos por destilación directa del petróleo crudo, ya que la destilación es el proceso principal que se emplea para obtener el asfalto del petróleo.

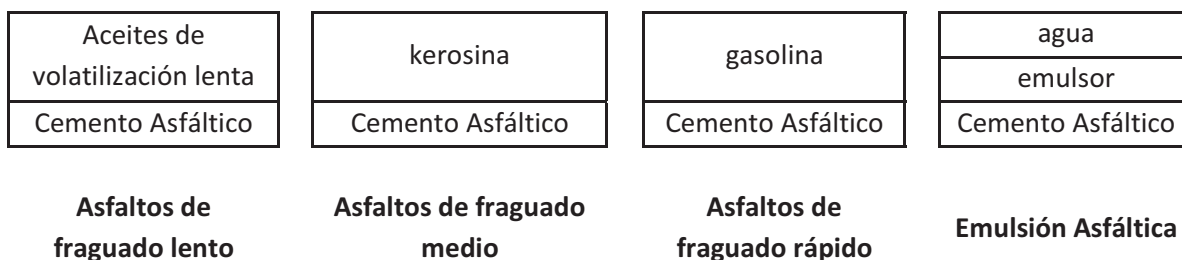
Tipos de productos asfálticos obtenidos por destilación directa del petróleo crudo.



Disolviendo el cemento asfáltico (CA) en diferentes destilados volátiles del petróleo, o emulsificándolo con agua, se obtienen los productos asfálticos los cuales muy pronto adquieren un alto valor cementante al usarse.

A continuación se muestran los tipos de productos asfálticos líquidos que actualmente son más empleados en los pavimentos flexibles.

Tipos de productos asfálticos líquidos.



Además de los productos asfálticos anteriores, llamados los tres primeros asfaltos rebajados, hay otros asfaltos diferentes y que a continuación se citan.

Asfalto natural

Es un asfalto que se obtiene por el proceso natural de evaporación o destilación, y se forma cuando el petróleo crudo sube hasta la superficie de la tierra a través de grietas. Ya en la superficie, la acción conjunta del sol, y el aire separa los aceites ligeros y los gases dejando un residuo que es el asfalto, el cual generalmente está impregnado con un cierto porcentaje de arcilla o arena muy fina que se adhiere al petróleo crudo durante el trayecto ascendente por las grietas a la superficie.



Asfalto de lago

Es un asfalto natural que se encuentra en depósitos superficiales en las depresiones de la Tierra.

Roca asfáltica

Es una roca porosa que se encuentra en la naturaleza con cierto grado de impregnación asfáltica.



Gilsonita

Es un asfalto natural duro y quebradizo que se encuentra en las hendiduras de las rocas, o en vetas de donde se extrae.

Asfalto refinado con vapor

Es el asfalto que se refina en presencia de vapor durante el proceso de destilación.

Asfalto refinado

Es cualquier asfalto sometido a un proceso de refinación.





Asfalto oxidado o soplado

Es aquel asfalto al cual se le ha modificado alguna de sus características naturales, debido a que se le ha inyectado aire a temperatura elevada durante su destilación. Este asfalto tiene un punto de fusión más alto que el asfalto de la misma consistencia elaborado por simple destilación o evaporización.

Cemento asfáltico

Es un asfalto refinado por destilación al vapor de los residuos más pesados del proceso de fraccionamiento, continuándose la destilación hasta obtener la penetración deseada.



Asfalto pulverizado

Es el asfalto duro el cual ha sido molido hasta reducirlo a polvo.

Mastique asfáltico

Es una mezcla de cemento asfáltico y material mineral en proporciones tales que al calentarse se vuelve una masa espesa, de lenta fluidez que puede vaciarse y compactarse con cuchara de albañil hasta obtener una superficie lisa.



4.2.4.2 EMULSIONES ASFÁLTICAS

Introducción

Cuando el asfalto es separado en partículas microscópicas, llamadas micelas y dispersadas en agua con un agente químico emulsor se convierten en una emulsión asfáltica donde las moléculas del agente emulsor rodean a las micelas. Cuando se emplean las emulsiones, el agua se evapora quedando el agente emulsor retenido en el asfalto. A continuación se mencionan algunas características de las emulsiones asfálticas:

- Las emulsiones asfálticas no requieren el empleo de un solvente de petróleo para hacerlas líquidas, ya que las emulsiones mismas son líquidas.
- Se pueden emplear sin necesidad de calentamiento alguno.
- Las emulsiones asfálticas contribuyen al ahorro de energía.
- Las emulsiones asfálticas eliminan el agua y el poco porcentaje de sustancias hidrocarbonadas.
- Tienen la capacidad de cubrir la superficie de los agregados húmedos, lo cual elimina la necesidad de calentar y secar los agregados.
- Tienen la amplia ventaja de utilizar los materiales en frío en lugares alejados.
- La posibilidad de emplear las emulsiones en la conservación o mantenimiento preventivo de los pavimentos ligeramente deteriorados.
- La conservación de la energía y la contaminación atmosférica han impulsado el uso de emulsiones asfálticas.

Composición y clasificación de las emulsiones asfálticas



Una emulsión asfáltica está formada por tres ingredientes: asfalto, agua y un emulsor, aunque en algunos casos puede contener otros aditivos, como estabilizantes, mejoradores de adherencia o controladores de rotura.

Como es bien conocido el agua y el aceite no se mezclan excepto en condiciones bien controladas empleando equipos especializados y aditivos químicos para lograr la dispersión estable del cemento asfáltico en el agua, muy estable para que pueda ser bombeada, almacenada durante tiempo prolongado y mezclada; más aun, la emulsión deberá “romper” rápidamente al entrar en contacto con el agregado en un mezclador o al ser distribuido sobre la cancha. Se denomina “rotura” a la separación del agua del asfalto. Al curar el residuo asfáltico conserva toda la capacidad adherente, la durabilidad y la resistencia al agua propia del cemento asfáltico con el que fue elaborado.

Las emulsiones asfálticas se clasifican en tres categorías: aniónicas, catiónicas y no iónicas. Las dos primeras son las comúnmente usadas en la construcción y mantenimiento de pavimentos flexibles.

Las denominadas aniónicas y catiónicas se refieren a las cargas eléctricas que rodean a las micelas del asfalto y que se basa en la ley de electricidad que dice: las cargas iguales se repelen y las opuestas se atraen.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO IV



Las emulsiones no iónicas ganaran importancia a medida que la tecnología de las emulsiones avance.

Cuando una corriente eléctrica circula a través de un líquido en el que están sumergidos dos polos (un ánodo y un cátodo), el ánodo se carga positivamente y el cátodo se carga negativamente.

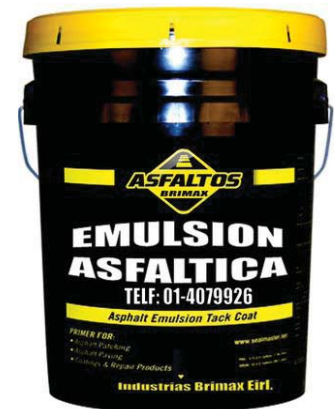
Si una corriente eléctrica pasa a través de una emulsión que contiene partículas de asfalto cargadas negativamente, estas migran al ánodo; de ahí el nombre de emulsiones anionicas. En el caso de emulsiones con partículas de asfalto cargadas positivamente, dichas partículas migran hacia el cátodo, entonces se trata de una emulsión catiónica.

En el caso de emulsiones no iónicas, las partículas de asfalto son eléctricamente neutras y no migran a polo alguno.

Una segunda clasificación de las emulsiones se basa en la velocidad con que las micelas coalescen, es decir, se juntan restaurando el volumen de cemento asfáltico.

Las siglas RR (Rotura Rápida), RM (Rotura Media), RL (Rotura Lenta), RR-QS (Rotura Rápida QS) se han adoptado para simplificar y normalizar esta clasificación.

La tendencia a coalescer está íntimamente relacionada con la rapidez con que la emulsión se vuelve inestable y rompe al entrar en contacto con el agregado pétreo.



Por último, las emulsiones se identifican con una serie de números y letras que se refieren a la viscosidad de las mismas y a la consistencia de la base del cemento asfáltico.

La letra C encabeza el tipo de emulsión catiónica. La ausencia de la letra C identifica a las anionicas según las especificaciones ASTM y AASHTO. Así una RR-1 es una emulsión aniónica y CRR-1 es una catiónica.

Los números en la clasificación indican la viscosidad relativa de la emulsión. Así, como ejemplo, una emulsión RM-2 es mas viscosa que una RM-1.

La h incluida en algunos grados significa que la base asfáltica es más dura. La s significa que la base asfáltica es más suave.

Las emulsiones de rotura rápida han sido desarrolladas por morteros asfálticos.

Las emulsiones catiónicas (CRRQS) son ampliamente utilizadas por su versatilidad con un vasto rango de agregados y por sus características de rotura rápida.

Para micro-agregados se emplea a menudo una emulsión denominada CRL-1h-p. Se especifica un contenido del 3 % en peso del asfalto en la emulsión; dicha incorporación mejora el comportamiento del asfalto a altas temperaturas y permite la aplicación de micro-agregados en ahuellamientos y otras áreas donde se necesitan múltiples capas de agregados.



Variables que afectan la calidad y el comportamiento de las emulsiones asfálticas.

Existen diversos factores que afectan tanto la producción, el almacenamiento, el uso y el comportamiento de las emulsiones asfálticas. Entre dichos factores, se tienen, como los más importantes los siguientes:

- a) Dureza y porcentaje de base de cemento asfáltico.
- b) Tamaño de las micelas de asfalto en la emulsión.
- c) Tipo y concentración del emulsor empleado.
- d) Condiciones de temperatura, presión y esfuerzo para separar las partículas de asfalto durante la elaboración de la emulsión.
- e) Capa iónica en las micelas de la emulsión.
- f) Propiedades del agente emulsor.
- g) El agregado de polímeros no modificadores químicos.
- h) Dureza del agua empleada en la elaboración de la emulsión.

Componentes de la emulsión.

Para comprender el por qué las emulsiones asfálticas funcionan tal como las conocemos, es necesario examinar el papel de los tres principales constituyentes de las mismas: asfalto, agua y emulsor.

Asfalto



El cemento asfáltico es el elemento básico de una emulsión asfáltica ya que, en la mayoría de los casos, forma entre el 50 % y el 75 % de la emulsión.

Algunas propiedades del cemento asfáltico afectan la emulsión final elaborada. Sin embargo, no hay correlación exacta entre las propiedades del asfalto y la facilidad con que el asfalto puede ser emulsionado. La mayoría de las emulsiones son hechas con asfaltos de 60 ° a 250 ° de penetración ya que las condiciones climáticas pueden requerir una base asfáltica más dura o más blanda; sin embargo, la compatibilidad química entre el agente emulsor y el cemento asfáltico es esencial para producir una emulsión estable



Agua

La contribución del agua, segundo componente de una emulsión, en las propiedades deseadas en el producto final no puede ser minimizada, ya que puede contener minerales u otros elementos que afectan la producción de emulsiones asfálticas estables.

El agua potable puede no ser adecuada para elaborar emulsiones asfálticas; así mismo, el agua encontrada en la naturaleza puede ser inadecuada debido a sus impurezas ya sean en solución o en suspensión coloidal. Las aguas que contengan partículas no deben emplearse en la elaboración de emulsiones catiónicas, ya que, esas partículas están cargadas negativamente y absorben rápidamente los agentes emulsores desestabilizando la emulsión.



Agentes emulsores.



Las características de las emulsiones asfálticas descansan, en gran parte, de los agentes químicos utilizados como emulsor que son agentes tenso-activos que mantienen a las micelas de asfalto en suspensión estable, controlan el tiempo de ruptura y clasifican a las emulsiones como aniónicas, catiónicas o no iónicas.

En el inicio de la elaboración de las emulsiones se empleaban como emulsores la sangre de buey, arcillas y jabones, pero al crecer la demanda de emulsiones, se encontraron también nuevos y más eficaces emulsores, mismos que están ahora disponibles comercialmente.

Los agentes emulsores aniónicos más comunes son los ácidos grasos que son productos derivados de la madera, como aceites (resinas, ligninas, etc.). los emulsores aniónicos son saponificados (convertidos en jabones) al reaccionar con hidróxido de sodio o hidróxido de potasio.

Los agentes emulsores catiónicos, en su mayoría, son aminas grasas, como diaminas, imidazolininas y amidoaminas.

Las aminas se convierten en jabón al reaccionar con un ácido, usualmente el ácido clorhídrico.

Otro tipo de agentes emulsores son las sales grasas cuaternarias de amonio, que se emplean para producir emulsiones catiónicas, son sales solubles en agua y no requieren el agregarle el ácido.

Como definiciones generales, se puede decir que los emulsores, o agentes químicos tenso-activos son sustancias solubles en agua cuya presencia en la solución cambia marcadamente las propiedades del solvente y de las superficies con las que entra en contacto.

4.2.4.3 PRODUCTOS BITUMINOSOS

El campo de aplicación de los productos bituminosos es muy amplio y engloban a los cementos asfálticos, los cementos asfálticos modificados con polimeros, emulsiones cationicas de rotura media, emulsiones cationicas de rotura lenta, emulsiones asfálticas modificadas.

Los cementos asfálticos modificados con polímeros se definen como aquellos ligantes hidrocarbonados resultantes de la interacción física y/o química de polímeros con un cemento asfáltico.

a) Riego de imprimación.

Consiste en la aplicación de un ligante asfáltico sobre una superficie no bituminosa, con el objeto de prepararla para recibir cualquier otro tratamiento asfáltico.



b) Riego de liga

Se define como la aplicación de un ligante asfáltico sobre una capa bituminosa, previamente a la extensión sobre esta, de otra capa bituminosa. Su objetivo es lograr una unión lo mas perfecta posible entre ambas capas para evitar que trabajen en forma independiente y se presenten desplazamientos de la capa superior sobre la inferior.

c) Riego en negro

Se define como la aplicación de un ligante asfáltico sobre antiguos pavimentos asfálticos, cunetas, taludes, etc.

Su objetivo en el primer caso es el de impermeabilizar y rejuvenecer pavimentos deteriorados, en el caso de revestimiento de cunetas se trata de evitar la degradación o erosión de la misma y en la protección de taludes favorecer el crecimiento rápido de la vegetación.

d) Riego antipolvo

Se define como la aplicación de un ligante asfáltico sobre una superficie no tratada.

Su objetivo es la eliminación del polvo originado por la circulación de vehículos y la protección de la superficie del afirmado.



e) Riego de curado

Se define como la aplicación de un ligante asfáltico sobre una mezcla de tipo grava-cemento, o suelo-cemento, de las empleadas como capas de base de carreteras. Su objetivo es impedir o retardar la evaporación del agua de la mezcla en las primeras horas, facilitando el fraguado de la misma en condiciones apropiadas de humedad, impidiendo la formación de fisuras.

f) Riego de sellado

Se define como la aplicación de un ligante asfáltico sobre una superficie de rodadura, seguida de la extensión y compactación de una capa de arena, agregado fino o polvo de trituración.

Su objetivo es el de sellar o impermeabilizar dichas capas de rodadura, protegiendo las inferiores contra el agua de lluvia, también impide la salida de agregados superficiales por la acción del tránsito.



g) Tratamiento de penetración

Se define como la doble aplicación de un ligante bituminoso sobre una capa compactada de agregado grueso, de granulometría relativamente uniforme, cuyos vacíos superficiales se rellenan con agregado fino antes de la segunda aplicación de ligante.

Su objetivo es disponer de capas gruesas de rodadura, tratadas con ligante asfáltico.

h) Tratamientos superficiales

Se define como la aplicación de una película continua de ligante asfáltico sobre la superficie de una carretera, seguida de la extensión y compactación de una sola capa del agregado.

i) Mezclas abiertas en frío

Se denomina así a la combinación de un agregado que predominantemente es grueso y de granulometría uniforme y emulsión catiónica de rompimiento medio (CMR), ambos componentes en frío.

j) Mezclas densas en frío

Se definen como la combinación de un ligante bituminoso con agregados minerales bien graduados granulométricamente.

k) Lechadas asfálticas (Slurry y Seal)

Se define como la mezcla de emulsión asfáltica y agregado fino bien graduado granulométricamente.

4.2.5 CLASIFICACIÓN DE LAS CARPETAS ASFÁLTICAS.

Las carpetas asfálticas empleadas en los pavimentos flexibles se clasifican así:

- a) **Tratamientos superficiales**
 - Simple o de un riego.
 - Doble o de dos riegos.
 - Triple o de tres riegos.
- b) **Macadam asfáltico**
- c) **Mezcla en el lugar**
 - Elaborado con motoconformadora.
 - Elaborada con mezcladora ambulante.
- d) **Mezcla en planta**
 - Dosificada por volumen.
- e) **Concreto asfáltico.**
 - Dosificado por peso en planta,
 - y empleando cemento asfáltico y
 - agregados calientes.

Para construir cualquiera de las anteriores carpetas, es necesario contar con una base debidamente conformada, compactada, impregnada y seca.

El riego de impregnación consiste en tener la base seca, barrida y sin exceso de material suelto y polvo en la superficie, para inmediatamente dar un riego de producto asfáltico de fraguado medio, dejándolo un par de días para que penetre y seque.

Tratamiento Superficial Simple



Sobre la base de pavimento ya conformada, compacta, impregnada y seca se da un riego de producto asfáltico, e inmediatamente se cubre con material pétreo, se rastrea para uniformar la superficie y se plancha livianamente, pudiendo abrirse al tránsito unos días después, debiendo barrerse de la superficie el material pétreo sobrante para evitar que forme ondulaciones en la carpeta. Esta carpeta asfáltica es aconsejable para tránsito inferior a 200 vehículos por día.



Tratamiento Superficial Doble

Sobre la base de pavimento ya conformada, impregnada y seca se da un riego de producto asfáltico, después se cubre con material pétreo, se rastrea y se plancha con aplanadora liviana. Dos o tres días después se barre y se le da un nuevo riego de producto asfáltico y se cubre inmediatamente con material pétreo, se rastrea para uniformar la superficie y se plancha con aplanadora pequeña. Tres días después puede abrirse al tránsito. Posteriormente debe retirarse el material pétreo sobrante. Este tipo de carpeta asfáltica es aconsejable para un tránsito inferior a 600 vehículos por día.

Tratamiento Superficial Triple

Sobre la base de pavimento conformada, compactada, impregnada y seca se da un riego de producto asfáltico, después se cubre con material pétreo, se rastrea y se plancha con aplanadora pequeña. Dos o tres días después se barre el material petreo sobrante y se coloca una carpeta de dos riegos sobre esta, quedando así terminada la carpeta de tres riegos. Esta carpeta asfáltica admite sin problema los 1,000 vehículos por día.

Macadam asfáltico

El macadam asfáltico o de penetración es una carpeta asfáltica que consiste de capas sucesivas de piedras progresivamente más pequeñas de abajo hacia arriba, limpias y angulosas. Cada capa se extiende y se acuña mediante compactación por vibración después de lo cual se baña con producto asfáltico.

Es necesario contar con una buena base ya que siendo el macadam asfáltico una carpeta que presenta gran porcentaje de vacíos, principalmente en la parte inferior de la capa, si la base se reblandece, el paso constante de los vehículos obligara a que la base se incruste en la carpeta provocándole una deformación perjudicial.

Mezcla en el lugar

La mezcla asfáltica en el lugar o en el camino se lleva a cabo revolviendo los agregados pétreos con el producto asfáltico mediante el uso de motoconformadoras o empleando mezcladoras ambulantes.

Mezcla en planta con dosificación por volumen

Se llevan a cabo generalmente calentando el asfalto y muchas veces calentando también el agregado pétreo. Como la dosificación de los agregados se hace por volumen, no resulta una mezcla de alta calidad a no ser que su control sea extremadamente riguroso. Debido a la incertidumbre en la dosificación, estas mezclas resultan casi iguales a las elaboradas en el camino con mezcladoras ambulantes, por lo que su uso no se ha generalizado.

Concretos asfálticos

Los concretos asfálticos son mezclas elaboradas por peso en plantas estacionarias, calentando los agregados y empleando en su elaboración cementos asfálticos. Los concretos asfálticos, debido a la precisión de su dosificación resultan de alta calidad.

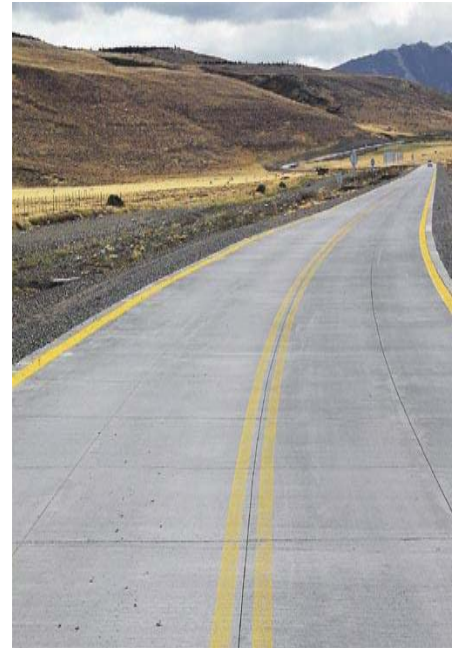




4.3 PAVIMENTOS RÍGIDOS

4.3.1 DEFINICIÓN

Son aquellos pavimentos que están constituidos por una losa relativamente delgada apoyada sobre una sub-base, y en ocasiones directamente sobre la capa subrasante, especialmente cuando esta es de muy buena calidad y el tránsito no es muy intenso. Debido a que el módulo de elasticidad del concreto es mucho mayor que el correspondiente a los materiales que le sirven de apoyo, la mayor parte de la capacidad de carga del pavimento procede de la propia losa, efecto que es conocido como acción de viga. Las losas de concreto hidráulico deben resistir, además de los esfuerzos provocados por el tránsito, los producidos por los cambios de temperatura y humedad, así como por cambios volumétricos de los materiales que le sirven de apoyo. Las acciones anteriores tienden a deformar las losas produciendo esfuerzos de intensidad muy variable. En resumen las características estructurales de las losas dependen fundamentalmente de su espesor y de la calidad del concreto empleado, interviniendo en esta última y en forma primordial la resistencia a la tensión, aun cuando la resistencia al desgaste superficial juega también un papel importante.



Otro factor que merece atención son las juntas o fronteras que dividen las losas, ya que de su apropiado diseño y construcción depende no solo la adecuada transmisión de cargas entre las losas sino también, la calidad de rodamiento y su desempeño futuro.

A continuación se mencionan los determinados atributos funcionales que el pavimento debe satisfacer:

- Resistencia al derrapamiento, obtenida mediante una adecuada textura superficial.
- Regularidad superficial tanto longitudinal como transversal.
- Eliminación rápida del agua en la superficie del pavimento.
- Bajo nivel de ruido tanto para usuarios como en el entorno.
- Bajo nivel de desgaste de las llantas de los vehículos.
- Condiciones adecuadas de durabilidad de los aspectos anteriores, que inciden en el nivel de mantenimiento requerido.
- Adecuadas propiedades de reflexión luminosa.
- Resistencia el efecto de derrame de aceites y combustibles.
- Posibilidad de pintar marcas viales y buena apariencia.

4.3.2 MODELOS DE DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS Y DEFLEXIONES

4.3.2.1 ECUACIÓN PARA LA DEFLEXIÓN DE UNA LOSA

Las losas de concreto al ser solicitadas por las llantas de un vehículo actúan estructuralmente sufriendo deformaciones pequeñas en comparación con su espesor.

En general los modelos para el diseño de pavimentos de concreto tienen su origen en el análisis de la deflexión de una losa como viga sobre una fundación elástica sometida a cargas verticales. En dicha teoría es necesario suponer que:

1. La viga está compuesta por un material homogéneo y cumple la ley de Hooke.
2. Se supone que cada sección transversal al eje de la viga, originalmente plana, permanece plana y normal a las fibras longitudinales de la viga, durante el tiempo que dure la sollicitación.
3. Los esfuerzos normales en la dirección transversal al eje de la viga se consideran insignificantes.
4. Las losas están apoyadas simétricamente y el soporte en el sentido transversal es constante para cada sección.

Las tres primeras suposiciones permiten expresar la magnitud de los esfuerzos en función de la deflexión y la última permite analizar la losa como si fuera una viga de ancho unitario.

En la figura 4.8 siguiente se observa una viga (losa de ancho unitario) apoyada sobre una fundación elástica, sometida a cargas verticales, en donde se ha supuesto que la fuerza de reacción p es proporcional al peso de la losa; esto implica que el apoyo cumple con la ley de Hooke. La constante k es conocida como Módulo de Reacción.

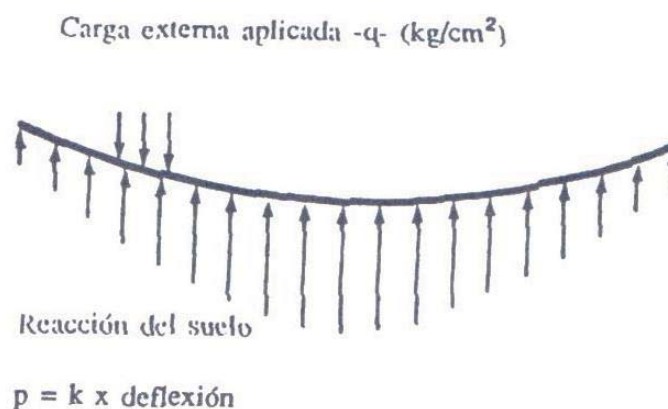


Figura 4.12 Deflexión de una viga sobre una fundación elástica

Si se toma un elemento infinitesimal entre dos secciones transversales de la losa y se fijan las condiciones de equilibrio se tiene (ver la figura 4.9 siguiente).

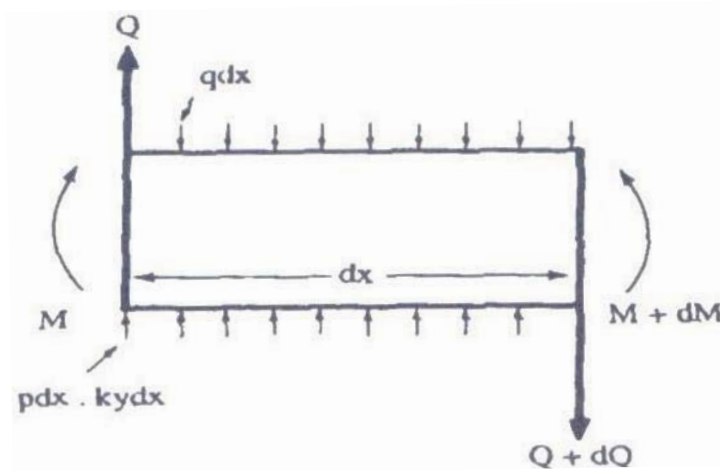


Figura 4.13 Cargas actuando en un elemento infinitesimal

Dónde:

$$Q - (Q + dQ) + kydx - qdx = 0 \quad \text{ECUACIÓN 4.19}$$

Luego de simplificar y utilizando la relación $Q = dM/dx$ se puede escribir:

$$\frac{d^2M}{dx^2} = ky - q \quad \text{ECUACIÓN 4.20}$$

Utilizando la Ecuación diferencial de la elasticidad para una viga sometida a flexión.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{El} \quad \text{ECUACIÓN 4.21}$$

Y derivando dos veces se obtiene:

$$El \frac{d^4y}{dx^4} = \frac{d^2M}{dx^2} \quad \text{ECUACIÓN 4.22}$$

Utilizando la ecuación 4.20 se encuentra:

$$El = \frac{d^4y}{dx^4} - ky + q \quad \text{ECUACIÓN 4.23}$$

Que es la ecuación diferencial para la deflexión de una losa apoyada sobre una fundación elástica.



4.3.2.2 MODELO DE WESTERGAARD

El primer modelo completo desarrollado para describir el comportamiento de los pavimentos de concreto fue el de Westergaard, elaborado en 1920 en el que se supone que:

1. Las losas de concreto están en equilibrio y se comportan como un sólido homogéneo elástico.
2. La reacción del suelo es vertical y proporcional a la deflexión de la losa.
3. La reacción del suelo por unidad de área y en cualquier punto es igual al producto de la constante k (Modulo de Reacción de la Subrasante) por la deflexión de la losa en dicho punto.
4. El espesor de la losa es uniforme.
5. Cuando se está estudiando el caso de una carga aplicada en una esquina de la losa se considera una distribución circular, tangencial a los bordes de la losa que conforman la esquina. Cuando la carga esta aplicada en un borde, se toma como área de contacto un semicírculo cuyo diámetro coincide con el borde de la losa.

El resultado de los estudios de Westergaard se resume en tres casos:

1. El esfuerzo máximo de tracción en la cara inferior de la losa generado por una carga colocada en su interior (centro) está dado, para $\mu=0.15$ por:

$$\sigma_t = 0.31625 \frac{P}{H^2} \left(4 \log_{10} \frac{L}{b} + 1.0693 \right) \quad \text{ECUACIÓN 4.24}$$

En donde:

σ_t = Esfuerzo de tracción generado por la carga (kg/cm²).

H= Espesor de la losa (cm²).

P = Carga total aplicada (kg).

L= Rigidez relativa definida por Westergaard como:

$$L = \left(\frac{E * H^3}{12(1-\mu^2)k} \right)^{\frac{1}{2}} \quad \text{ECUACIÓN 4.25}$$

En donde:

μ = Modulo de Poisson del concreto.

b= Radio equivalente de distribución de presiones en el fondo de la losa; se obtiene así:

k= Modulo de reacción de la subrasante.

$$b=1.6*a^2+H^2-0.675 H \quad \text{ECUACIÓN 4.26}$$

En donde:

a= Radio del área de aplicación de la carga (cm).



2. El esfuerzo máximo de tracción en la carga inferior de la losa generado por una carga de borde, en dirección paralela a esta es:

$$\sigma_t = 0.57185 \frac{P}{2H^2} \left(4 \log_{10} \frac{L}{b} + 0.3593 \right) \quad \text{ECUACIÓN 4.27}$$

En donde las variables tienen el mismo significado que la ecuación 4.24.

3. El esfuerzo máximo de tracción paralelo a la bisectriz del ángulo de la esquina, cerca del área cargada, en la cara superior de la losa, está dado por:

$$\sigma_t = \frac{3P}{H^2} \left(1 - \left(\frac{1.414a}{L} \right)^{0.60} \right) \quad \text{ECUACIÓN 4.28}$$

En los estudios realizados durante los años 30 sobre los pavimentos construidos en el Campo Experimental de Arlington y en la Estación Experimental de Ingeniería de Iowa, se encontró una buena correlación entre los esfuerzos medidos y los calculados con las ecuaciones de Westergaard, excepto para la carga de la esquina (Ecuación 4.28) en la que los esfuerzos medidos estaban por encima de los pronosticados, debido quizás a que la losa tiende a levantar las puntas perdiéndose la condición de contacto permanente de la losa con la subrasante. Por esto se desarrollaron otras ecuaciones para el cálculo del esfuerzo en las esquinas como las presentadas por R.D.Bradbury, E.F.Kelly y M.G.Spangler.

Kelly propuso reemplazar el exponente 0.6 de la ecuación 4.28 por 1.2.

En 1938 Hogg y D.L.Holl independientemente solucionaron el problema de una losa delgada apoyada sobre un sólido elástico seminfinito.

4.3.2.3 MODELO DE HOGG

En este modelo se plantean las mismas suposiciones del número 4.3.2.1.

Hogg considero que el desplazamiento vertical de la fibra neutra de la losa se puede determinar con base a la ecuación desarrollada por Lagrange en 1811.

$$\Delta^2 * W = \frac{p}{D} \quad \text{ECUACIÓN 4.29}$$

Con:

$$D = \frac{E_1 * H^3}{12(1 - \mu_1^2)}$$

En donde:

W = Desplazamiento vertical de la fibra neutra.

p = Resultante de la presión vertical, $p = \sigma_z \cdot q_0$.

H = Espesor de la losa.

E_1, μ_1 =Modulo de elasticidad y Poisson del Concreto.

D = Rigidez característica de la losa.

Δ^2 = Doble laplaciano en coordenadas polares.

$$\Delta^2 * W = \left(\frac{d^2 W}{dr^2} + \frac{1}{r} * \frac{dW}{dr} \right)^2 \quad \text{ECUACIÓN 4.30}$$

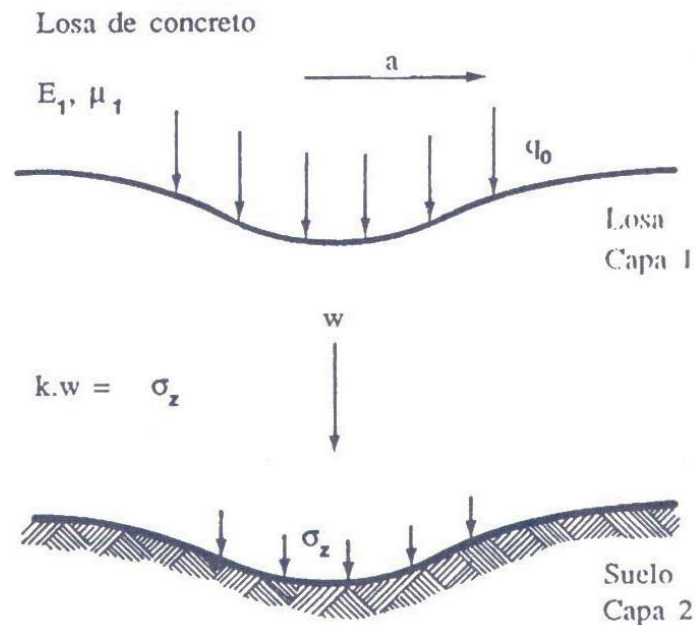


Figura 4.14 Modelo de Hogg.

La ecuación 4.29 involucra dos incógnitas que son el desplazamiento vertical W y el esfuerzo vertical σ_z sobre el suelo, por lo que es necesario utilizar el modelo de Boussinesq para resolver la indeterminación planteada. El esfuerzo de tracción σ_t se deduce a partir del desplazamiento vertical, utilizando las formulas tradicionales para el análisis de losas. Suponiendo que existen contacto permanente entre la losa y la masa de suelo (capas 1 y 2), Hogg encontró que la expresión de esfuerzo σ_z en el fondo de la losa para $\mu_1 = \mu_2 = \mu$ está dada por:

$$\sigma_t = \frac{1+\mu}{2} * q_0 * \frac{H}{a} * \frac{E_1}{E_2} \int_0^\infty \frac{x J_1(x) dx}{1 + \frac{H^3 E_1 x^3}{6a^3 E_2}} \quad \text{ECUACIÓN 4.31}$$



En donde:

$J(x)$ = Representa la función Bessel de primera clase.

H = Espesor de la losa.

μ = Modulo de Poisson.

a = Radio del área cargada.

q_0 = Carga uniformemente distribuida.

E_1, E_2 = Módulos de elasticidad de la losa y del suelo respectivamente.

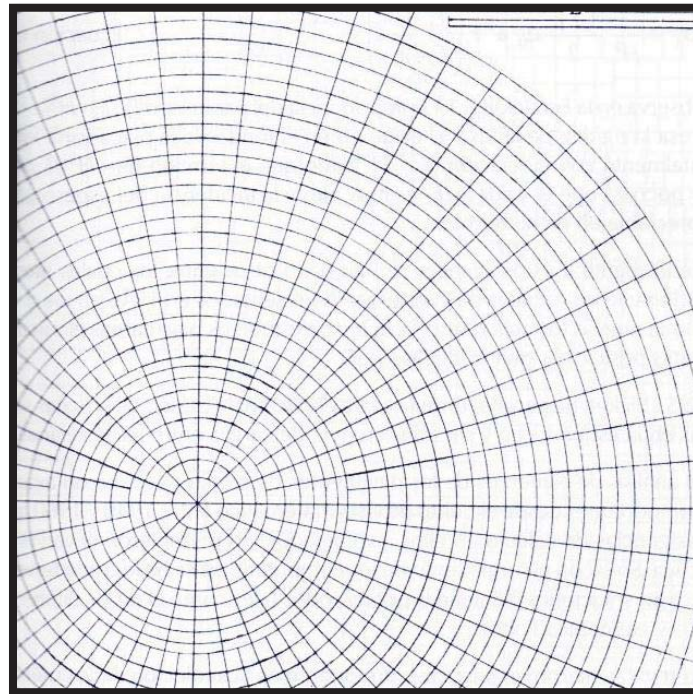


Figura 4.15 Carta de influencia para deflexión de una losa de concreto

La ecuación se puede describir así:

$$\sigma_t = \frac{1}{H^2} * \frac{1+\mu}{2} * q_0 * a^2 * F * \left(\frac{E_1}{E_2} * \frac{H^3}{a^3} \right) \quad \text{ECUACIÓN 4.32}$$

Se observa en la Ecuación 4.32 la importancia del parámetro $E_1/E_2 * H^3/a^3$ que expresa la rigidez de la losa. El esfuerzo en el fondo de la placa varia fundamentalmente con la relación $q a^2/H^2$ dado que el termino $(E_1 * H^3)/ E_2$ varia muy poco ya que el valor E_1/E_2 es muy alto y la incidencia del espesor H es despreciable en dicho termino.

Posteriormente a estos avances se han dado otros entre los cuales merecen mencionarse el trabajo de Westergaard presentados en 1948 en los cuales proponen nuevas fórmulas para el cálculo de esfuerzos bajo cargas elípticas en distintas posiciones dentro de las losas.



En 1951 Pickett desarrollo fórmulas para el cálculo de esfuerzos en losas solicitadas en la esquina con y sin transferencia de cargas entre losas vecinas.

En el análisis de esfuerzos de los pavimentos de concreto se dieron avances muy importantes desde el punto de vista matemático entre 1940 y 1960, pero la exigencia de cálculo en ellos involucrados, no permitieron llevarlos al práctica. Solo con el surgimiento de los computadores se ha logrado tener acceso a las soluciones planteadas por métodos tales como el de las diferencias finitas y elementos finitos.

Pickett y Ray dieron un paso muy importante en la evolución de los métodos de diseño de pavimentos de concreto cuando desarrollaron sus conocidas cartas de influencia para el cálculo de las ecuaciones generales.

4.3.2.4 CARTAS DE INFLUENCIA DE PICKETT Y RAY

La utilidad de las cartas de influencia figura (4.11, 4.12, 4.13 y 4.14) radica en que con ellas es posible determinar la deflexión y los momentos generados en losas de espesor uniforme, bajo cualquier combinación de cargas.

Son ampliamente utilizadas en el diseño de pavimentos para aeropuertos y demás casos especiales, tales como puentes, patios de cargas, etc.

Las cartas se utilizan de la siguiente manera:

1. Se asigna a la escala grafica que aparece en la carta la magnitud del módulo de rigidez relativo L cuando de acuerdo con la ecuación 4.33.

$$L = \left(\frac{E * H^3}{12(1 - \mu^2) * k} \right)^{0.25} \quad \text{ECUACIÓN 4.33}$$

2. Se dibujan las huellas de las llantas del vehículo para el cual se quiere hacer el estudio, en un papel transparente con la escala determinada por el valor L.
3. Se coloca el dibujo, realizado según las consideraciones previas en una posición que depende de la localización de la carga respecto al punto para el cual se desea determinar la deflexión.
4. Se determina el número de celdas N de la carta de influencia que han quedado cubiertas por el dibujo de las huellas de las llantas.
5. Se calcula la deflexión Δ y el momento M con base a las siguientes ecuaciones:

$$\Delta = \frac{0.0005 p * L^4 * N}{D} \quad \text{ECUACIÓN 4.34}$$

$$M = \frac{p * L^2 * N}{10,000} \quad \text{ECUACIÓN 4.35}$$



Dónde:

$$D = \frac{E \cdot H^3}{12(1 - \mu^2)} = kL^4$$

ECUACIÓN 4.36

p= Carga unitaria (presión de inflado) (kg/cm²).

N= Numero de celdas.

k= Modulo de reacción de la subrasante (kg/cm³).

6. El esfuerzo σ se puede calcular así:

$$\sigma = \frac{6M}{H^2}$$

ECUACIÓN 4.37

Utilizando la figura correspondiente se puede calcular la deflexión para el origen.

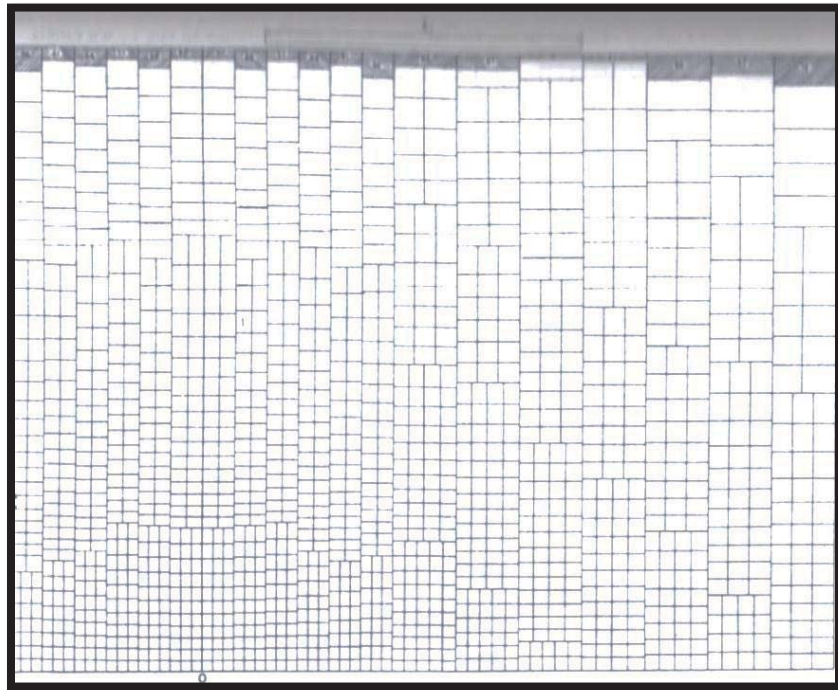


Figura 4.16 Carta de influencia para deflexión en el borde (punto O) de una losa de concreto debido a una carga de borde.

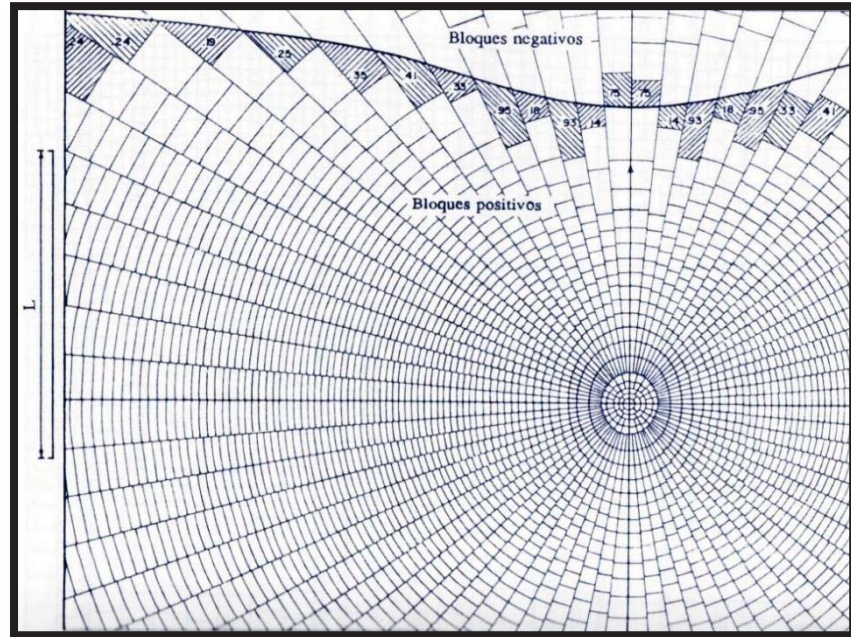


Figura 4.17 Carta de influencia para el momento de una losa de concreto debido a carga interior.

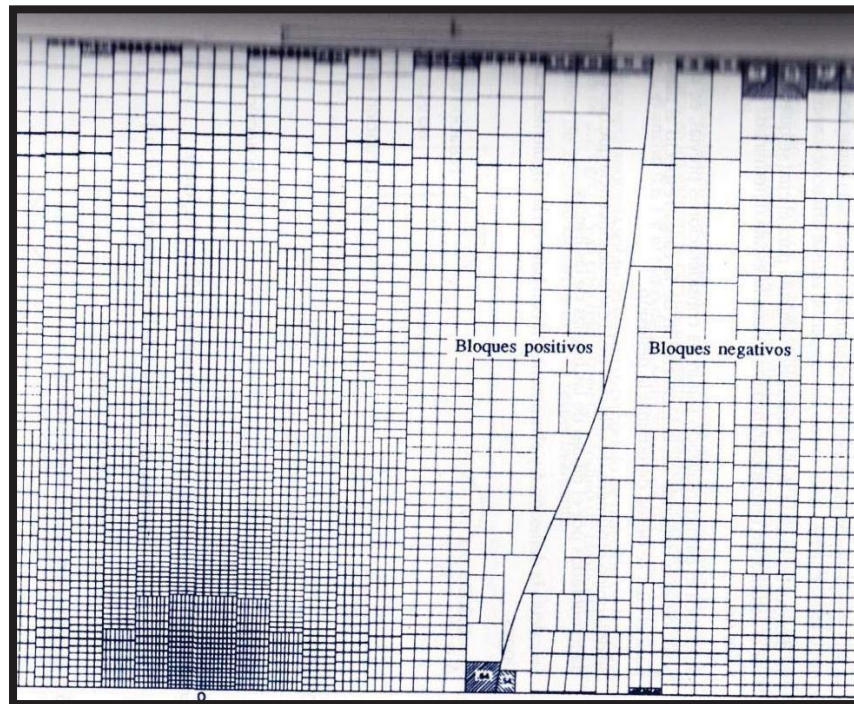


Figura 4.18 Carta de influencia para el momento en el borde (punto O) de una losa de concreto debido a una carga de borde.

4.3.3 ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO.

Las principales funciones de los elementos que constituyen un pavimento rígido se describen a continuación.

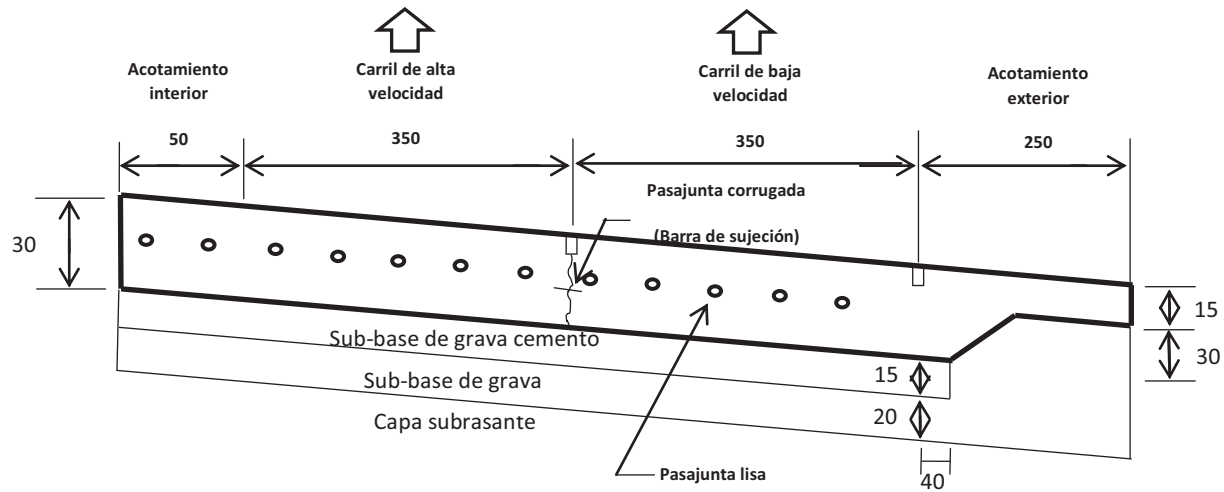


Figura 4.19 Sección transversal típica de un pavimento rígido para carreteras.

Losas de concreto hidráulico

Constituyen la parte fundamental del pavimento rígido, debiendo estar capacitadas para resistir los esfuerzos producidos por el tránsito y los efectos de la intemperie, y proporcionar una superficie de rodamiento segura, cómoda y de características permanentes bajo el efecto combinado del tránsito y de los factores ambientales durante su vida útil, de manera que solo deban ser necesarias algunas actuaciones locales y esporádicas de conservación, de poca importancia y costo.



Los materiales que se utilicen para la formación de esta capa cumplirán con los requisitos de calidad especificados en las Normas siguientes de la SCT:

- ✓ N-CMT-2-02-001 Calidad del Cemento Portland
- ✓ N-CMT-2-02-002 Calidad de Agregados Pétreos para Concreto Hidráulico
- ✓ N-CMT-2-02-003 Calidad del Agua para Concreto Hidráulico
- ✓ N-CMT-2-02-004 Calidad de Aditivos Químicos para Concreto Hidráulico

- ✓ N-CMT-2-02-005/04 Calidad del Concreto Hidráulico
- ✓ N-CMT-2-02-053 Características del Concreto con Inclusor de Aire
- ✓ N-CMT-2-02-055 Muestreo de Concreto Hidráulico
- ✓ N-CMT-2-02-056 Revenimiento del Concreto Fresco
- ✓ N-CMT-2-02-058 Resistencia a la Compresión Simple de Cilindros de Concreto
- ✓ N-CMT-2-02-059 Resistencia a la Tensión de Cilindros de Concreto
- ✓ N-CMT-2-02-061 Índice de Rebote del Concreto mediante Esclerómetros

Sub-base



Tiene como funciones principales controlar los cambios volumétricos de la subrasante e incrementar su módulo de reacción. Constituye una plataforma estable de trabajo durante la construcción del pavimento y en ocasiones puede constituir una capa drenante. Se trata de un elemento importante para garantizar la uniformidad del soporte de las losas, y se construye por lo general con materiales granulares no cementados, los cuales, cuando el tránsito llega a ser muy pesado e intenso, se hace necesario estabilizar, generalmente con cemento portland, para evitar que bajo su acción sufran erosiones indeseables, recurriéndose a sub-bases de grava-cemento y aun de concreto pobre.

Por otra parte, cuando el tránsito es ligero y el material de la capa subrasante es de buena calidad, se puede suprimir la sub-base, apoyando las losas directamente sobre la subrasante. Otro aspecto importante que debe cumplirse en la sub-base es evitar la eyección de material fino a través de juntas y grietas, al paso del tránsito pesado. Por consiguiente, esta capa no cubre funciones de tipo estructural. Debe mencionarse que eventualmente a esta capa se le denomina base, por su posición inmediata bajo la losa. Sin embargo, se le designa como sub-base debido a que en general los requerimientos de calidad de los materiales no son tan estrictos como los de una base en un pavimento flexible, teniendo en cuenta que la losa de concreto reduce los esfuerzos impuestos a esta capa por medio de las cargas aplicadas por los vehículos.



Los materiales que se utilicen para la formación de esta capa cumplirán con los requisitos de calidad especificados en la Norma N-CMT-4-02-002/04. Materiales para Sub-bases, de la Normativa S.C.T.

TABLA 4.8 Requisitos de calidad de materiales para sub-bases

Características	Valor %
Límite líquido, %, máximo	25
Índice plástico; %, máximo	6
Valor Soporte de California (CBR) ¹ ; %, mínimo	80
Equivalente de arena, mínimo	40
Desgaste de los Ángeles, máximo	35
Partículas alargadas y lajeadas, maximo	40
Grado de compactación ; AASHTO Modificada, mínimo	100

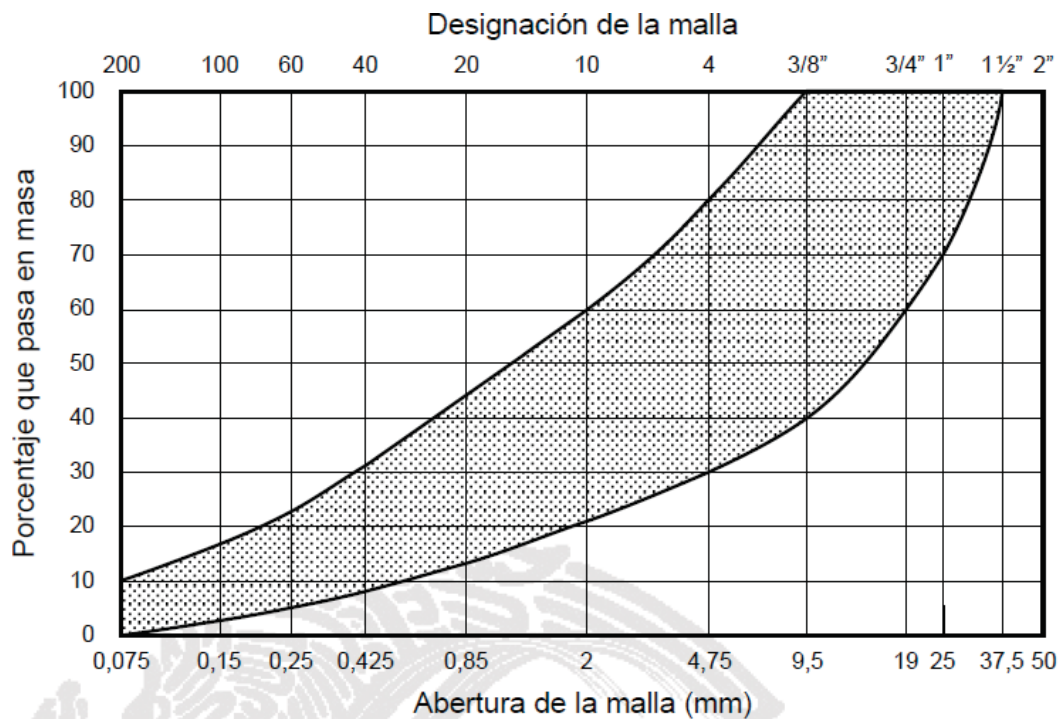


FIGURA 4.20 Zona granulométrica recomendada de los materiales para bases de pavimento con carpetas de concreto hidráulico

Capa Subrasante

Constituye la capa superior de la terracería y puede estar formada por el propio terreno natural adecuadamente compactado y perfilado, o por material seleccionado procedente de un banco, si el material natural es inadecuado. Constituye el elemento de apoyo del pavimento, por lo que debe resistir adecuadamente los esfuerzos que le son transmitidos, aun en condiciones severas de humedad.

Los materiales pétreos empleados, deberán ser compactables y cumplir con los requisitos de calidad especificados en la Norma N-CMT-1-03/02. Materiales para Subrasante, de la Normativa S.C.T, como se mencionó en el apartado de pavimentos flexibles.



Acotamientos

Son elementos que cubren funciones muy importantes para la seguridad del usuario y para protección del pavimento, principalmente. Por razones operativas pueden tener un pavimento similar al de la calzada o bien con una estructura menor, adaptada a un tránsito más ligero.



4.3.4 CONCRETO HIDRÁULICO.

4.3.4.1 DEFINICIÓN Y COMPONENTES



El concreto hidráulico es la mezcla en distintas proporciones de agregados pétreos (arena y grava), agua, cemento y aditivos (si estos lo requieren), para obtener un elemento rígido y resistente que soporte los diferentes esfuerzos generados en su estructura y factores ambientales a los que será expuesto en su vida útil.

El concreto hidráulico utilizado para trabajos de pavimentación debe satisfacer ciertas características muy particulares, que marcan diferencias con respecto a los concretos utilizados en otros tipos de obras, por lo que puede clasificarse como un concreto de alto comportamiento. A continuación se indica las características, que son

fundamentales para el diseño, producción y correcto desempeño del concreto hidráulico en los pavimentos.

Cemento portland

Se fabrican varios tipos de cemento portland que pueden ser empleados en trabajos de pavimentación. Los cementos más utilizados para pavimentos son de los tipos CPO y CPC. Las especificación de estos cementos se hallan en la Norma NMX C 414-2004 ONNCCE

- CPO

El cemento portland ordinario tiene los mismos empleos que los de otros tipos de cemento, con las salvedades y matices de cada caso. Por ejemplo, en condiciones comparables de resistencia mecánica el CPO desprende un mayor calor de hidratación y es más sensible a los ataques químicos por medios ácidos y salinos (en particular por sulfatos). No obstante, este cemento puede ostentar las características especiales de bajo calor de hidratación y de resistencia a los sulfatos.

Es utilizable con ventaja en el caso de concreto pretensado que implique una gran responsabilidad, siempre que se tenga en cuenta la posibilidad de fisuración por retracción (sobre todo térmica).

- CPC

Los Cementos Portland Compuestos, en general pertenecen a una misma clase resistente, son equivalentes, desde el punto de vista de utilización practica a efectos estructurales. Entre el empleo de unos y otros cementos pueden existir algunas ligeras diferencias en función de las consistencias o de las relaciones agua-cemento en los concretos.

A efectos de durabilidad, resistencia química (excepto corrosión de armaduras), calor de hidratación, retracción y fisuración o tratamientos hidrotérmicos y a igualdad de todos los demás, en principio será preferible Cemento Portland Compuesto a Cemento Portland Ordinario, a no ser que estos tengan alguna de las características especiales tales como bajo calor de hidratación y/o resistente a los sulfatos.

Agregados pétreos

Los agregados tanto gruesos como finos constituyen en conjunto cerca del 75% del volumen de la mezcla de concreto, por lo que su calidad influye grandemente en sus características, principalmente de trabajabilidad, resistencia, durabilidad y economía.



❖ Agregado grueso:



El agregado grueso corresponde a la fracción cuyas partículas son mayores de 4.76 mm (Malla No. 4); tiene un tamaño máximo hasta de 63.5mm (2½"). Es importante, para prevenir la segregación de tamaños en su manipulación, previamente a la elaboración del concreto, fraccionar el agregado grueso en dos porciones como mínimo separada por la malla de 19 mm (3/4")

Los agregados deben tener como principales características el ser duros, sanos, resistentes al intemperismo e inertes a la reacción química con los álcalis del cemento. Los agregados con partículas blandas, disgregables o laminares son inconvenientes y deben por lo tanto evitarse en la construcción de pavimentos.

Con objeto de obtener concreto de altas calidad, facilitar su construcción, evitar riesgos de segregación y lograr un mejor acabado superficial, el tamaño máximo recomendado generalmente para el concreto es de 4 cm; no debe ser mayor que la tercera parte del espesor de la capa en que se pretende utilizar. Debe también mencionarse que, a mayor tamaño máximo, se requiere menor cantidad de pasta de cemento y, por lo tanto, menor consumo de cemento para alcanzar la resistencia requerida, debiendo vigilarse que la granulometría de los agregados sea la adecuada.

La forma de la partícula es importante tanto en los agregados finos como en los gruesos. Cuando existan partículas planas y alargadas o de forma angulosa, se requerirá mayor contenido de cemento para producir un concreto trabajable que cuando el agregado es redondeado o de forma relativamente equidimensional, como suele ser el caso de los materiales naturales. El agregado producto de trituración de roca o de fragmentos puede reunir características muy satisfactorias cuando la forma de sus partículas no se aparta apreciablemente de la forma cubica. A este respecto, debe mencionarse la influencia que ejerce la naturaleza del material y el tipo de trituradora en la forma resultante de las partículas. Las trituradoras giratorias o de cono con placas de



rompimiento curvo suelen producir el menor porcentaje de particulares alargadas y laminares. Para los tamaños menores de los agregados, las trituradoras de rodillo corrugado producen los mejores resultados. Algunas rocas se rompen predominantemente en forma de laja con alto porcentaje de partículas alargadas y planas, independientemente del tipo de trituradora utilizada; estos materiales no deben emplearse en la elaboración de mezclas para la elaboración de concreto a menos que la experiencia local indique lo contrario. La granulometría del agregado grueso para un tamaño máximo dado puede variar considerablemente sin afectar apreciablemente el contenido de cemento, siempre y cuando el contenido de arena se mantenga próximo al óptimo para lograr una buena trabajabilidad; sin embargo, la curva granulométrica deberá quedar en todo momento dentro de los límites especificados, salvo que se encuentre con la experiencia local de buen comportamiento de mezclas efectuadas con curvas granulométricas fuera de dichos límites.

❖ Agregado fino:

Constituye menos del 50 % del volumen total de los agregados, está compuesto por partículas menores de 4.76 mm (malla No. 4). El contenido de agregado fino tiene influencias sobre la dosificación, aspereza de la mezcla, propensión al sangrado y costo, entre los aspectos más importantes, siendo fundamental controlar su granulometría, módulo de finura y pérdida por lavado, contenido de sustancias perjudiciales, resistencia al intemperismo y contenido de materiales que reaccione perjudicialmente con los álcalis del cemento, entre otros.



Las arenas naturales son por lo general de partículas redondeadas; en cambio las arenas producto de la trituración resultan ser más angulosas. Sin embargo, si la forma de estas últimas no se aparta apreciablemente del modelo cúbico y no llegan a producirse porcentajes apreciables de partículas planas y puntiagudas, se puede lograr concretos satisfactorios, con contenidos de cementos ligeramente mayores que con arenas naturales.

La granulometría o distribución de las partículas de los agregados es importante debido a su efecto en el costo, trabajabilidad, segregación, densidad, contracción y durabilidad del concreto. Cuando los agregados disponen de una sucesión gradual de tamaños, es decir, no existen excesos ni deficiencias de determinados tamaños, se obtienen los mejores resultados. Las arenas muy finas resultan ser anti económicas y las muy gruesas producen mezclas ásperas poco trabajables, por lo que ambas deben evitarse en lo posible, la trabajabilidad de una mezcla es particularmente sensible a la cantidad de material que pasa las mallas 50 y 100. Una deficiencia en estos tamaños puede conducir a una excesiva concentración de agua o sangrado indeseable y suele recomendarse vigilar que no menos de 15 a 18 % de agregado fino pase por la malla No. 50, y de 3 a 5 % por la malla No. 100, para producir superficies de buena apariencia y mezclas de compactación favorables, debiendo vigilarse que se obtenga un módulo de finura comprendido entre 2.3 y 3.1. Sin embargo, se hace hincapié en que la experiencia local debe ser tomada en cuenta.



Por otra parte, investigaciones recientes relativas a las condiciones adecuadas de microtextura han demostrado que es muy importante la dureza de las partículas con tamaños entre 0.1 y 1 mm, por lo que se recomienda la presencia de 30% de partículas silicias, cumpliendo con la especificación ASTM D 3042.

Agua



Es importante para el desarrollo para la hidratación del cemento, como lubricante, etc.; y no debe contener impurezas que puedan intervenir en la hidratación del cemento, retardando el fraguado y reduciendo la resistencia del concreto, principalmente.

Aire incluido

La presencia de aire incluido en el concreto proporciona mayor durabilidad a los factores ambientales extremos (congelamiento y deshielo) debe estar presente en una proporción no mayor del 6 %, aunque también se relaciona con el tamaño máximo del agregado.



Aditivos

Los aditivos son sustancias que se pueden agregar al concreto con el fin de modificar algunas de sus propiedades, o para inducirle algunas características adicionales: trabajabilidad, reducción de agua de mezclado, incorporación de aire, modificación de los tiempos de fraguado, proporcionar diferentes grados de impermeabilidad.

No obstante que prácticamente en todos los concretos es posible utilizar aditivos; existen tres criterios básicos que deberán tomarse en cuenta:

- La adición de aditivo a la mezcla deberá lograr el objetivo buscado sin alterar su proporcionamiento básico.
- Su empleo estará justificado desde el punto de vista económico.
- Se investigara que el producto no tenga efectos nocivos en la mezcla tanto de forma inmediata como a largo plazo.

Entre los aditivos más comunes existen algunos que combinan dos efectos a la vez, plastificante – retardantes o plastificante – inductor de aire. En la tabla siguiente se clasifica la tipología de los aditivos, sus dosificaciones, las propiedades que confieren al concreto, sus usos recomendados y sus aplicaciones.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO IV



Clasificación, características y aplicaciones de aditivos

Aditivo y dosificación usual	Propiedades logradas en el concreto	Aplicaciones recomendadas	Limitaciones
Incluser de aire 0.03% al 0.05% del peso del cemento.	Incorpora microporos al concreto, lo cual induce: <ul style="list-style-type: none"> ❖ Resistencia a ciclos de hielo y deshielo. ❖ Mayor trabajabilidad. ❖ Menor permeabilidad. ❖ Menor exudación (eventual). 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Protección contra cambios. ❖ En casos extremos ciclos de hielo y deshielo. ❖ Pavimentaciones. ❖ Protección contra agentes químicos. 	Menor resistencia mecánica.
Plasticantes o reductores de agua 0.1% a 0.4% del peso del cemento.	Mejora la lubricación entre partículas, con lo que se obtiene: <ul style="list-style-type: none"> ❖ Mejor trabajabilidad para relaciones constantes de agua/cemento. ❖ Mayor facilidad de colocación y compactación. 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Concretos bombeables y del tipo premezclado. ❖ Concretos en zonas estrechas y/o prefabricadas. ❖ Concretos de alta resistencia. 	
Fluidificantes. Para aumentar la trabajabilidad. (0.4% a 1.0%). Para reducir el agua (1.0% a 3.0% del peso del cemento).	Aumenta de manera importante la trabajabilidad, permitiendo: <ul style="list-style-type: none"> ❖ Reducir el agua de mezclado para trabajabilidad constante, con alto incremento de resistencia. 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Colocación de concreto en zonas estrechas de difícil acceso. ❖ Concreto de alta resistencia. ❖ Concreto para elementos prefabricados. ❖ En reparaciones. 	El efecto se disipa relativamente pronto.
Acelerantes de fraguado en concreto no armado: 1.2 a 15 (aditivo: agua) en concreto armado: 1.6 Max. (Aditivo: agua) medidas en peso.	Aumenta las resistencias iniciales	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Colocación de concretos en climas fríos. ❖ Lo indicado en proyecto. Concreto para prefabricados. ❖ Reducción del lapso de descimbrado. ❖ Reparaciones. 	Estos productos generalmente contienen productos corrosivos por lo que en concretos armados se extremaran precauciones.
Retardantes de fraguado 0.3 % a 4.0 % del peso del cemento	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Retrasan el inicio de fraguado, manteniendo la trabajabilidad más tiempo. ❖ Reducen el riesgo de figuración al permitir la disipación del calor de hidratación durante más tiempo. 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Concretos en climas calurosos. ❖ Concretos premezclados. ❖ Concretos masivos. ❖ Transportes a distancias considerables. ❖ Evitar juntas frías al colocar concreto en capas. ❖ Concretos bombeados. 	Una sobredosificación puede originar una demora excesiva.
Impermeabilizantes 0.5% a 4.0% del peso del cemento.	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Disminuye la absorción de humedad. ❖ Aumenta la permeabilidad. 	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Concretos subterráneos. ❖ Losas de cubierta. ❖ Estanques de concreto. ❖ Pisos impermeables empastados exteriores. 	El empleo de impermeabilizantes se debe completar con una buena dosificación, compactación y curado de las mezclas.
Expensares 2 a 3 gr por saco de cemento	Producen una ligera expansión de la masa del concreto, contrarrestando las contracciones de este.	<ul style="list-style-type: none"> ❖ Rellenos de cavidades y grietas. ❖ Anclajes de pernos y estructuras. ❖ "Grouting" o Lechadeado. 	



4.3.4.2 RESISTENCIA Y CARACTERISTICAS

Constituye uno de los factores más importantes que debe considerarse en el diseño de los pavimentos rígidos. Debido a que las losas de concreto se flexionan bajo el efecto de las cargas impuestas por el tránsito, se producen en ellas esfuerzos de tensión y compresión, siendo los primeros más importantes debido a que la resistencia del concreto a la flexión es apenas del orden del 10 % de su resistencia a la compresión. Por esta razón, es que para efectos de diseño, se deben considerar los esfuerzos y resistencia del concreto a la tensión, determinándose esta última por medio del módulo de ruptura a la tensión por flexión, M_r , obtenido al ensayar vigas en la prueba de carga en los tercios del claro. Estas pruebas se realizan en especímenes cuyas edades corresponden a 7, 14, 28 y 90 días utilizándose las dos primeras para control de obra y para definir la apertura al tránsito.



La resistencia a 28 días se utiliza para el diseño de pavimentos urbanos y de carreteras y las correspondientes a 90 días, generalmente para el diseño de pavimentos de aeropuertos.

Con relación a los valores de los módulos comúnmente específicos para el diseño de pavimentos, estos varían por lo común de 3.5 a 5.0 MPa (35 a 50 kg/cm²). En general, se recomienda utilizar los módulos superiores a 4.0 MPa (40 kg/cm²) para pavimentos de autopistas y carreteras para tránsito pesado.

Revenimiento

El concreto utilizado en pavimentación debe evitar tener agua en demasía que produzca un sangrado excesivo durante su colocación y grietas de contracción al endurecer, aunque sin afectar la trabajabilidad y compactación del concreto. Por esta razón es que en general se especifican revenimientos bajos en este tipo de concreto como se indica en la siguiente tabla.

Revenimientos recomendados en el concreto

Tipo de construcción	Revenimiento recomendado , cm
Con cimbra deslizante	1.0 – 6.0
Con cimbra fija	7.0 – 10.0
Colocación manual	10.0 Máximo

Con objeto de modificar favorablemente la trabajabilidad de este tipo de concreto se emplea aditivos tales como inclusores de aire y fluidificante y en ocasiones se utilizan retardantes para aumentar el lapso en que la mezcla se conserva trabajable.

Los factores que afectan el revenimiento son, entre otros, los siguientes: contenido de agua, granulometría y relación de agregado grueso a fino, forma y textura del agregado, uso de aditivos y temperatura.



Relación agua – cemento

Con objeto de controlar el contenido de agua, así como alcanzar las resistencias de proyecto y la durabilidad deseada del concreto, se limita la relación agua cemento, debiendo tenerse en cuenta que, en general, la relación agua cemento adoptada debe ser la menor posible, ubicándose entre 0.46 y 0.54.

Contenido de cemento

Para obtener concretos de gran durabilidad resistentes a la acción del tránsito y de los factores ambientales, se recomienda que, como mínimo, el contenido de cemento sea de 300 kg/m^3 .



4.3.5 CLASIFICACIÓN DE LOS PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO.

En los pavimentos rígidos la losa de concreto hidráulico constituye el elemento de mayor responsabilidad estructural y funcional, teniendo las capas inferiores, como la sub-base y la capa sub-rasante, la función de asegurar un apoyo uniforme y estable al pavimento, entre otras más. Normalmente, el espesor de la losa puede partir de unos 15 cm, para tránsito muy ligero, hasta llegar a ser del orden de 40 cm en el caso de autopistas y carreteras con alto nivel de tránsito pesado, requiriendo además concretos homogéneos y de alta calidad, con resistencias a la tensión no inferiores a 3.5 MPa (35 kg/cm²), y muy comúnmente de 4 MPa (40 kg/cm²) o más.

Los pavimentos de concreto hidráulico se dividen usualmente en los siguientes tipos:

- De concreto simple.
- De concreto reforzado.
- De concreto presforzado.
- De concreto con fibras.
- De concreto compactado con rodillo.
- Sobrelosas de concreto hidráulico.

Losas de concreto simple.



Son los pavimentos más comúnmente empleados y están constituidos por concreto hidráulico vibrado en masa, divididos mediante juntas longitudinales y transversales para formar elementos generalmente cuadrados o con relación largo/ancho de 1 a 1.4, salvo en superficies de ancho variable, en donde se apartan de dicha forma pero adoptando en todo caso formas regulares, sin ángulos agudos.

La separación entre juntas normalmente varía entre 3 y 4.5 metros, y para favorecer el efecto de transferencia de cargas entre losas contiguas o para asegurar el efecto de transferencia de carga entre ellas, las juntas se construyen con forma longitudinal o bien aserradas para debilitar el espesor de la losa y provocar una fractura controlada, generándose la transferencia de cargas por el efecto de fricción y trabazón mecánica entre sus caras. Además, para asegurar el efecto de transferencia de carga entre ellas, especialmente bajo la acción de los ejes de vehículos pesados, se disponen pasajuntas metálicas, de varillas lisas en el caso de juntas transversales, y de varillas corrugadas llamadas barras de sujeción en las juntas longitudinales.

En algunos diseños se omiten estos elementos, pero a cambio de ello, se construyen sub-bases rígidas y no erosionables (estables) como concreto pobre, grava-cemento, etc., y se restringe la longitud de las losas a unos 4.5 metros.

Losas de concreto reforzado.

Estas losas cuentan con un refuerzo metálico a base de malla de alambre electrosoldado o de varilla corrugada, colocada preferentemente en el tercio superior del espesor de la losa, con la finalidad de mantener unidas las fisuras transversales que inevitablemente aparecen en las losas largas; de esta manera se incrementa la separación entre juntas reduciendo en consecuencia su número, lo cual es ventajoso por reducir los problemas que las juntas traen consigo. La cantidad de acero de refuerzo es proporcional a la longitud de las losas, siendo en general de 2 a 3 kg/m² para losas de 8 a 15 m de largo y no es suficiente para reducir el espesor de las losas. Este tipo de losas ha caído relativamente en desuso a causa de su costo, y solamente se utiliza en casos y zonas especiales, generándose más bien el uso de losas con refuerzo continuo, en las cuales suelen suprimirse las juntas transversales a costa de aumentar la cantidad de acero de refuerzo de alto límite elástico, siendo la cuantía de acero del orden de 0.5 %. Si bien el concreto puede presentar fisuras con abertura inferior a medio milímetro a cortas distancias de separación, estas son impredecibles al usuario y no progresan bajo el efecto del tránsito.



Aun cuando su costo es muy elevado, estos pavimentos se utilizan ampliamente en autopistas con tránsito muy pesado, en las cuales se desea una conservación prácticamente nula. La supresión de las juntas transversales mejora además sustancialmente la calidad de rodamiento. Debe mencionarse que el refuerzo proporcionado en este caso puede reducir ligeramente el espesor del pavimento.

Losas de concreto presforzada y potenzado.



Se han ensayado varios sistemas de presfuerzo y potenzado con el fin de llegar a soluciones de pavimentos de espesor reducido, gran elasticidad y capacidad de soporte, y reducción de juntas. Gracias al sistema de presfuerzo se han podido construir losas de más de 120 m de longitud, con una reducción de 50 % del espesor de la losa. Sin embargo, pese a los esfuerzos realizados para desarrollar esa técnica, en carreteras se han presentado más dificultades que ventajas. Ha tenido en cambio más aplicación en aeropuertos, en los cuales ha habido casos de un comportamiento excelente, tanto en pistas como en plataformas.

Losas de concreto con fibras.

En estas losas el armado consiste en fibra de acero, de productos plásticos, o de fibra de vidrio, distribuidos aleatoriamente, gracias a lo cual se obtiene ventajas tales como el aumento de resistencia a la tensión y a la fatiga, fisuración controlada, resistencia al impacto, durabilidad, etc. Con una dosificación de fibras de acero de unos 40 kg/m³ de concreto, es posible reducir el espesor de las losas y aumentar el espaciamiento entre juntas, por lo que puede resultar atractivo su uso, en ciertos casos, a pesar de su costo.



Losas de concreto compactado con rodillo.



Se trata de un concreto hidráulico con bajo contenido de agua, aunque con un contenido de cemento similar al de concreto convencional. En este caso, la mezcla puede colocarse con extendedora de concreto asfáltico y a continuación debe compactarse enérgicamente con rodillos vibratorios y neumáticos. Actualmente se han desarrollado máquinas extendedoras especiales que producen una elevada precompactación del concreto, reduciendo la participación del equipo de compactación. Una vez compactado el concreto, el pavimento puede abrirse al tránsito en un tiempo más reducido. En el caso de carreteras principales, se recomienda formar juntas transversales a intervalos de 6 a 7 m. sin embargo, como la superficie presenta irregularidades, no resulta apropiado funcionalmente para carreteras de altas especificaciones, por lo que se requiere una capa de concreto asfáltico como protección y mejora del índice de perfil de la superficie de rodamiento, la cual puede eventualmente experimentar la reflexión de grietas, que se genere en el concreto y que conviene impedir o minimizar.

Sobrelosas de concreto hidráulico.

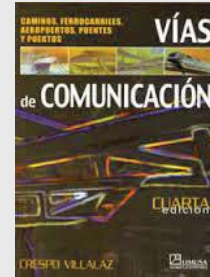
Constituyen una aplicación en la rehabilitación de pavimentos, como una forma de prolongar su vida de servicio, actuando como un elemento de refuerzo estructural y proporcionando una adecuada superficie de rodamiento. Pueden presentarse los casos siguientes:

- Sobrelosas de concreto hidráulico, construidas directamente sobre un pavimento rígido existente, trabajando monolíticamente.
- Sobrelosas de concreto hidráulico construidas sobre un pavimento rígido existente, con una capa separadora intermedia.
- Sobrelosas de concreto hidráulico construidas sobre un pavimento flexible existente, pudiendo requerir una capa reniveladora en su interfaz (whitetopping).



REFERENCIAS

- VÍAS DE COMUNICACIÓN CUARTA EDICIÓN
CAMINOS, FERROCARRILES, AEROPUERTOS, PUENTES Y
PUERTOS
CRESPO VILLALAZ
LIMUSA 2011



- INGENIERÍA DE PAVIMENTOS 3ERA EDICIÓN TOMO 1
FUNDAMENTOS, ESTUDIO BASICO Y DISEÑO
ALFONSO MONTEJO FONSECA
UNIVERSIDAD CATOLICA DE COLOMBIA 2010



- INGENIERÍA DE PAVIMENTOS 3ERA EDICIÓN TOMO 2
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL, OBRAS DE MEJORAMIENTO Y
NUEVAS TECNOLOGÍAS
ALFONSO MONTEJO FONSECA
UNIVERSIDAD CATOLICA DE COLOMBIA 2010



- PAVIMENTOS DE CONCRETOS PARA CARRETERAS
VOLUMEN 1 PROYECTO CONSTRUCCION
IMCYC 2002



- LA INGENIERÍA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES
VOLUMEN 1 CARRETERAS, FERROCARRILES Y AEROPISTAS
RICO-DEL CASTILLO
LIMUSA 2013





Normativas de la Secretaria de Comunicaciones y Transporte:

- Norma N-CMT-1-01/02. Materiales para terraplén
- Norma N-CMT-1-02/02. Materiales para Subyacente
- Norma N-CMT-1-03/02. Materiales para Subrasante
- Norma N-CMT-4-02-001/11. Materiales para Sub-bases
- Norma N-CMT-4-02-002/11. Materiales para Bases Hidráulicas
- Norma N-CMT-4-05-003/08. Materiales para Mezclas Asfálticas
- Norma N-CMT-4-05-004/05. Calidad de Materiales Asfálticos Grado PG
- Norma N-CMT-2-02-001 Calidad del Cemento Portland
- Norma N-CMT-2-02-002 Calidad de Agregados Pétreos para Concreto Hidráulico
- Norma N-CMT-2-02-003 Calidad del Agua para Concreto Hidráulico
- Norma N-CMT-2-02-004 Calidad de Aditivos Químicos para Concreto Hidráulico
- Norma N-CMT-2-02-005/04 Calidad del Concreto Hidráulico
- Norma N-CMT-2-02-053 Características del Concreto con Inclusor de Aire
- Norma N-CMT-2-02-055 Muestreo de Concreto Hidráulico
- Norma N-CMT-2-02-056 Revenimiento del Concreto Fresco
- Norma N-CMT-2-02-058 Resistencia a la Compresión Simple de Cilindros de Concreto
- Norma N-CMT-2-02-059 Resistencia a la Tensión de Cilindros de Concreto
- Norma N-CMT-2-02-061 Índice de Rebote del Concreto mediante Esclerómetros



CAPITULO V

MÉTODOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS



5. DISEÑO DE PAVIMENTOS

5.1 PAVIMENTOS FLEXIBLES

Introducción

El proyecto de un pavimento tiene, como último objetivo, la definición de las características y propiedades de los distintos elementos estructurales o capas del pavimento, sus espesores, así como de los correspondientes procedimientos constructivos, para poder garantizar que la estructura va a prestar adecuadamente el servicio para el que se proyecta y construye durante un determinado periodo de diseño o vida útil. Además, como en otras estructuras, hay que tener en cuenta, especialmente en ese proceso, las características del terreno de cimentación (capa subrasante), las cargas procedentes de los vehículos y los efectos del clima.

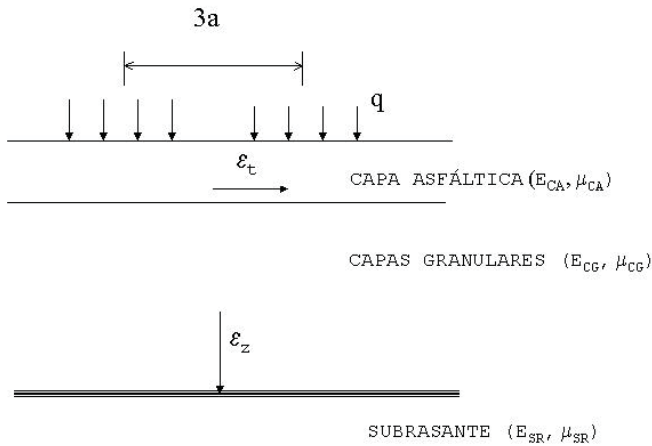
La definición del tipo de pavimento condiciona al proyecto de construcción, que debe comprender las características de los materiales y procedimientos constructivos, así como las especificaciones técnicas particulares.

El proyecto del pavimento debe apoyarse en criterios técnicos y económicos. Los primeros se refieren a las características estructurales, a las características funcionales o superficiales, al proceso constructivo y a la evolución del comportamiento del pavimento después de su construcción y puesta en servicio. Los aspectos económicos deben incluir no solo los costos de construcción, sino también los de conservación y los de operación.





5.1.1 ASPECTOS TEÓRICOS Y FUNDAMENTOS DE DISEÑO



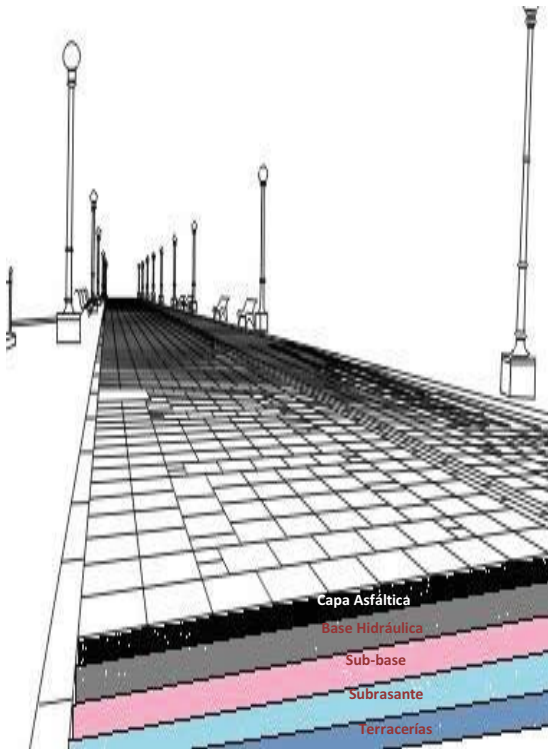
Los métodos de diseño de pavimentos, tanto rígidos como flexibles, han sufrido importantes transformaciones a lo largo del tiempo. Desde aquellos primeros métodos de tipo empírico a principios del siglo pasado, que se basaban en un sistema de clasificación de suelos o se apoyaban en pruebas de resistencia igualmente empíricas, hasta la época actual, estos sistemas se han visto fuertemente enriquecidos por las aportaciones de importantes investigaciones, como las realizadas en tramos experimentales, entre los que destacan el llevado a cabo bajo la dirección de la AASHTO, en EUA, y cuyos

primeros resultados se incorporaron en 1962 a la tecnología de los pavimentos. Conceptos como el de equivalencia de cargas respecto a un eje, simple patrón en función de su efecto destructivo, el índice de espesor o número estructural para la equivalencia en la capacidad resistente de los diferentes materiales del pavimento y del índice de servicio para evaluar el comportamiento de los mismos, son aportaciones importantes del tramo de la prueba AASHTO. Actualmente, con la introducción de las computadoras, la utilización de sofisticados instrumentos, equipos de ensaye y medición, y procedimientos de análisis como el elemento finito, se han desarrollado métodos de diseño más avanzados, como los denominados mecanísticos-empíricos, los cuales tienen un componente empírico, basados en resultados de laboratorio y observaciones de campo, con los cuales se configuran un modelo de comportamiento.

En la tabla 5.1 se presenta un breve resumen de alguno de los diferentes métodos de diseño utilizados a través del tiempo.

Tabla 5.1 Principales métodos de diseño

Métodos basados en pruebas de resistencia (CBR), 1925
Métodos basados en pruebas elaboradas de placas y triaxiales, 1945
Métodos basados en análisis estructural de sistemas multicapa, Método Shell, 1950
Métodos basados en evaluación estadística de comportamiento de los pavimentos, Método AASHTO, 1961
Métodos de catálogo, basados en el análisis mecanicista y matizados con información experimental, presentados en forma práctica mediante secciones estructurales típicas, Método Español (MOPU), 1989.

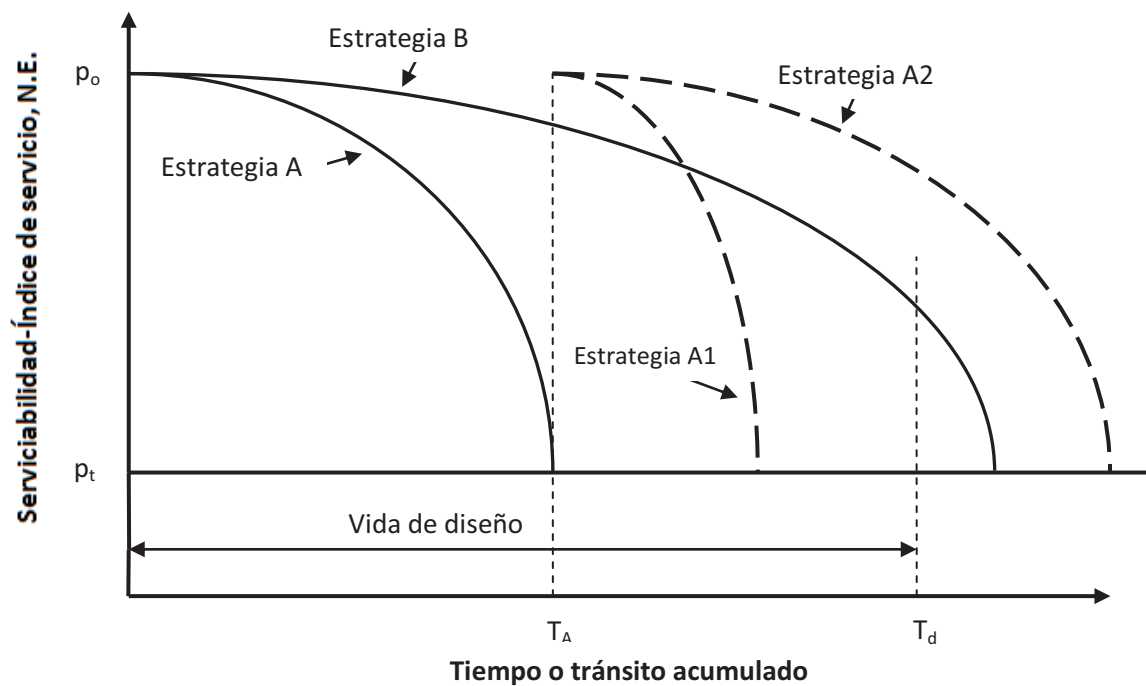


Los modelos estructurales de la parte mecanicista están más avanzados que los modelos de comportamiento de la parte empírica. Los primeros generalmente se basan en una teoría mecánica, como la de elasticidad, por ejemplo, mientras que los segundos son productos de ecuaciones de regresión, que pueden dar lugar a dispersiones importantes, por lo que requieren de cuidadosas calibraciones y revisiones que aseguren una concordancia satisfactoria entre la predicción y la realidad, aspecto importante para el desarrollo confiable del método. Los modelos así desarrollados permiten evaluar la influencia de la variación de los espesores de las capas de las cargas aplicadas, de la introducción de nuevos materiales, la influencia del medio, la aplicación de medidas de rehabilitación, la predicción del comportamiento del pavimento a través del tiempo, así como su remanente, y permite, entre otros beneficios, obtener un mayor nivel de confianza en el diseño. Estos métodos hoy en día parecen ser los procedimientos de análisis más promisorios para el diseño y evaluación de pavimentos.

El estado tecnológico actual permite calcular los estados de esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones, al aplicar las leyes físicas disponibles, a partir de una respuesta mecánica: elástica, viscoelástica, etc. Por lo que toca a los modos de falla, cabe apuntar que los métodos de diseño generalmente están calibrados para considerar la ocurrencia de algunos de ellos, principalmente los que se relacionan con el fenómeno de fatiga y deformación permanente, aunque no todos, ya que por ejemplo las fallas por desintegración o por reducción de resistencia al derrapamiento, son generalmente cubiertos con los diseños de las mezclas y especificaciones de materiales y de construcción. Por otra parte, los valores críticos, límite o terminales que definen una condición de falla, son establecidas en el diseño y toman en cuenta aspectos tanto estructurales como funcionales. Un ejemplo es el que corresponde a la serviciabilidad, la cual está estrechamente ligada a la rugosidad de la superficie del pavimento (figura 5.1). La curva de degradación correspondiente a este parámetro indica la forma en que disminuye la calidad de rodamiento a través del tiempo, hasta alcanzar los valores límites seleccionados, para indicar que el pavimento se encuentra en condiciones inadecuadas de servicio, mismo que depende de la categoría del pavimento o de la carretera.

Se ha implementado un sistema de análisis que comprende la evaluación económica de las diferentes alternativas de estructuras de pavimentos propuestas para cada caso, con sus correspondientes estrategias de conservación dentro de un determinado periodo de análisis. De esta manera se desarrolla el concepto de análisis del costo del ciclo de vida, que se utilizan como factor fundamental para la toma de decisiones. En este concepto interviene el comportamiento de cada una de las alternativas planteadas en el ciclo de vida analizado y se consideran los efectos de su conservación, las características del tránsito en el mismo ciclo y finalmente los costos generados en dicho lapso, como costos iniciales de construcción, costos de conservación y de rehabilitación, así como los inherentes al usuario, siendo estos últimos determinantes en muchos casos para seleccionar la mejor alternativa que, a fin de cuentas, será aquella en la cual la combinación de materiales y fondos genere la situación económica más ventajosa. Este análisis conduce a los denominados sistemas de administración de pavimentos, en los cuales es fundamental contar con tres modelos adecuados: estructural, de predicción de comportamiento y económico.

Fig. 5.1 Vida de diseño de varias estrategias.



Estos sistemas, entre otras cosas, han puesto en evidencia aspectos en los que el estado de conocimiento es menor, por lo que se han impulsado el estudio e investigación para el desarrollo de un mejor conocimiento de ellos, como el comportamiento y su evolución, los costos de operación, en función del estado superficial del pavimento, la influencia de las acciones de rehabilitación, etc.



5.1.2 MÉTODOS DE DISEÑO

Los métodos actuales de diseño de pavimentos se inclinan hacia el concepto mecanístico-empírico, que involucra la aplicación de modelos estructurales para calcular las respuestas de los pavimentos, así como el desarrollo de modelos de deterioro para predecir el comportamiento del pavimento a partir de las respuestas estructurales. Los esquemas de predicción de comportamiento son posteriormente calibrados a partir de evaluaciones y observaciones del comportamiento de pavimentos en servicio. En la concepción de los modelos estructurales intervienen los aspectos teóricos que involucran esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones, así como la temperatura y el tiempo, con apoyo de herramientas modernas como el método del elemento finito y los programas de computación, que consideran sistemas elásticos multicapa. Esto ha simplificado notablemente el procedimiento de análisis teórico.

En la tabla 5.2 se presentan algunos de los programas de computación más utilizados.

Tabla 5.2 Programas de Computadora que consideran sistemas elásticos multicapa

Programa	Numero de capas (máximo)	Numero de cargas	Condición de continuidad en la interfase	Consideraciones Probabilísticas	Fuente del programa
WESLEA	10	10	total sin fricción	no	Cuerpo de Ingenieros, Estados Unidos.
BISAR	10	10	total sin fricción	no	Compañía Shell, Inglaterra
CHEV	5	2	total	no	Compañía Chevron
ELSYM 5	5	10	total sin fricción	no	Universidad de California, Berkeley
PDMAP	5	2	total	si	National Cooperative Highway Research Program (Proyecto 1-10B)
VESYS	5	2	total	si	FHWA-US-DOT
CHEVIT	5	12	total	si	Cuerpo de Ingenieros, Estados Unidos.
CIRCLY	5	10	total sin fricción	no	Sistemas MINCAB, Australia



5.1.2.1 MÉTODO AASHTO

A partir de los resultados de la investigación efectuada en el tramo de la prueba AASHTO, a finales de la década de los años 50, se desarrolló la guía provisional de la AASHTO para el diseño de estructuras de pavimentos rígidos (AASHTO Interim Guide for the Design of Rigid Pavement Structures), que fue publicada en 1962, en forma semejante a la guía provisional de la AASHTO para el diseño de estructuras de pavimentos flexibles publicada en 1961. A principios de la década de los años 70, el organismo denominó su publicación "AASHTO", y para el año de 1972 ambas publicaciones fueron actualizadas y presentadas en un solo documento, "Guía provisional de la AASHTO para el diseño de pavimentos" (AASHTO Interim Guide for the Design of Rigid Pavement Structures), que fue publicada posteriormente con algunas modificaciones en 1981, apareciendo en 1986 después



de ser nuevamente revisada con el título de guía de la AASHTO para el diseño de estructuras de pavimento, versión que incluyó muchos cambios así como nuevos conceptos, tales como los de nivel de confianza, análisis de costo en el ciclo de vida y administración de pavimentos. Finalmente, la versión editada en 1993 corrige y aclara algunos conceptos relativos al proyecto de capas de refuerzo de los pavimentos, y es la versión que se utiliza en este capítulo para describir el método de diseño propuesto por la AASHTO.

Este método se clasifica dentro de los procedimientos de diseño basados en ecuaciones de regresión desarrolladas a partir de los resultados de tramos de prueba, sin embargo, en la actualidad se están adquiriendo un carácter mecánico, al introducirse en el procedimiento conceptos tales como los módulos de resiliencia y elásticos de los materiales.

El diseño parte de determinar el número estructural, SN, necesario para que el pavimento pueda soportar las cargas consideradas.

La ecuación original de regresión obtenida a partir de los resultados de la prueba AASHTO ha sido modificada, principalmente en los valores de las constantes de regresión, como base en la teoría y la experiencia. La ecuación para pavimentos flexibles presentada en 1993 es la siguiente:

$$\log_{10} W_{18} = Z_r * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} * M_R - 8.07$$



Dónde:

- W = Número admisible de ejes equivalentes de 18000 lb
 Z_r = Desviación normal estándar
 S_o = Desviación estándar integral
SN = Número estructural del pavimento ($SN = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3$)
 ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal ($p_o - p_t$)
 p_o = Índice de servicio inicial
 p_t = Índice de servicio terminal
 M_R = Modulo de resiliencia, lb/pulg²
 m_2, m_3 = Coeficientes de drenaje para las capas de base y subbase.
 a_1, a_2, a_3 = Coeficientes de capas representativos de la carpeta, base y subbase.
 D_1, D_2, D_3 = Espesores de las capas de carpeta, base y sub-base, pulg

Factores de diseño

Debido a lo anteriormente comentado, se observa que en los inicios de los pavimentos en cuanto a su uso y construcción en México, los diseños teóricos en comparación con los resultados empíricos nos trajo como resultado la necesidad de realizar factores de corrección con el fin de evitar una gran diferencia entre el diseño y el comportamiento de su vida útil, así como optimizar gastos al ocupar de la manera más eficiente los espesores y finalmente evitar un sobredimensionamiento.



Los factores utilizados para el diseño de Pavimentos son los siguientes:

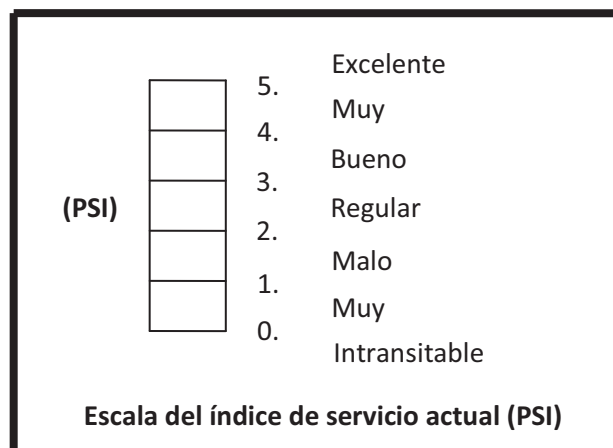
- Índice de Servicio o Serviciabilidad
- Tránsito, W-18
- Tipología de Vehículos
- Periodo o Ciclo de Proyecto
- Volumen de Transito y Tasa de Crecimiento
- Coeficiente de Drenaje (m_i)
- Confiabilidad (R, Z_r, S_o)
- Módulo de Resiliencia (M_R)
- Coeficiente de Capa (a_i)



Índice de Servicio o Serviciabilidad

De acuerdo con la AASHTO, la serviciabilidad de un pavimento puede definirse como “su habilidad para proporcionar un servicio adecuado al tipo de tránsito (automóviles y camiones) que lo usan”. En el tramo de prueba se desarrolló una escala con valores cuyos rangos van del 0 al 5, que representan los diferentes niveles de calidad de servicio, en función al grado de deterioro superficial del pavimento, manifestado principalmente por la rugosidad de su superficie. Estos niveles definen el concepto de índice de servicio actual (PSI, Present Serviceability Index). Debe señalarse que los niveles 0 y 5 en raras ocasiones se alcanzan.

El índice de servicio inicial, p_o , representa la condición del pavimento inmediatamente después de su construcción o rehabilitación. Con las técnicas modernas de construcción, control y supervisión, en los pavimentos de alta calidad se han alcanzado valores iniciales de 4.7 y a 4.8, por lo que se recomienda tomar un valor de 4.5 para efectos de diseño, cuando no se tenga mejor información.



El índice de servicio terminal, p_t , corresponde al nivel de servicio en el cual el pavimento requiere de algún tipo de rehabilitación para iniciar un nuevo ciclo de vida. El valor del índice de servicio terminal está relacionado con la importancia de la carretera o elemento. En la tabla 5.3 se muestran los valores típicos recomendados para diferentes tipos de utilización, si bien el proyectista podrá adoptar el que considere conveniente para un caso en particular.



TABLA 5.3 VALORES TÍPICOS PARA EL ÍNDICE DE SERVICIO TERMINAL, p_t

pt	CLASIFICACIÓN
3.00	Autopistas
2.50	Carreteras principales, arterias urbanas
2.25	Carreteras secundarias importantes, calles comerciales e industriales
2.00	Carreteras secundaria, calles residenciales y estacionamientos

Con base a lo anterior, el parámetro que indica la diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal se expresan de la siguiente manera:

$$\Delta PSI = p_o - p_t$$

Por lo tanto es recomendable que el índice p_o alcance el mayor valor posible con el objeto de incrementar el ciclo de vida del pavimento, lo cual depende de la aplicación correcta de técnicas de construcción, control y supervisión.

Por otra parte, se reconoce que el tránsito no es el único factor que reduce con el tiempo el índice de servicio. Existen algunos otros como el tipo de suelo del terreno natural o las condiciones del drenaje entre otros, cuyo efecto debe tomarse en cuenta para determinar el espesor de pavimento necesario para soportar el efecto combinado del tránsito y de los elementos para definir el valor de la reducción producida por factores ambientales, ΔPSI_{SW-FH} , puede esperarse que tal valor se encuentre entre 0.0 y 0.7, empleándose la siguiente expresión para evaluar la pérdida de índice de servicio total que es igual a $\Delta PSI = \Delta PSI_{TR} + \Delta PSI_{SW-FH}$

En donde:

ΔPSI_{TR} = Pérdida del índice de servicio debido al efecto del tránsito

ΔPSI = Pérdida del índice de servicio total en el ciclo de vida considerado ($p_o - p_t$)

ΔPSI_{SW-FH} = Pérdida del índice de servicio debido a factores ambientales.

Un aspecto importante que debe estar en el diseño del pavimento, es tratar de reducir al máximo o modificar la pérdida del índice de servicio debido a factores ambientales, lo cual debe obligar al proyectista a reducir el posible efecto adverso a los factores ambientales.



Tránsito W-18

La aplicación del método AASHTO requiere la transformación a ejes sencillos de 82 kN (18,000 lb) de los ejes de diferentes pesos y configuraciones que circulan sobre el pavimento a lo largo del ciclo de proyecto. Para ello se han incluido una serie de tablas de conversión, que dependen de diferentes factores, como tipos de ejes (sencillos, tándem, tridem), magnitud de la carga en el eje, índice de servicio final. Para este caso se presentan nueve tablas, en las que combinan cada una de los tres tipos de ejes, con los tres valores de índice final; 2.0, 2.5 y 3.0, tabla 5.4 a 5.12.

Factores de equivalencia para cargas por ejes sencillos, tandem y tridem

$$\text{Log} \left(\frac{W_{tx}}{W_t} \right) = 4.79 \log(L_1 + L_2) - 4.79 \log(L_{1x} + L_{2x}) + 4.33 \log(L_{2x}) + \frac{\log[0.3704(4.2 - pt)]}{0.40 + \frac{0.081(L_{1x} + L_{2x})^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} L_{2x}^{3.23}}} - \frac{\log[0.3704(4.2 - pt)]}{0.40 + \frac{0.081(L_1 + L_2)^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} L_2^{3.23}}}$$

Donde:

ESAL_{Req} = Ejes estándar equivalentes requeridos por el tránsito

ESAL_{Adm} = Ejes estándar equivalentes admisibles por la estructura

SN_{req} = Número requerido por el tránsito

SN_{Adm} = Número admisibles por la estructura

Wt / Wtx = Factor equivalente por eje de carga

Wt = Número de cargas normal del eje (generalmente 18k cargas por eje) al final del tiempo t.

Wtx = Número de cargas por ejes que se desea convertir al final del tiempo t.

L1 = Número de ejes en Eje Equivalente estándar de carga en Kips (generalmente 18)

L2 = Número de ejes en Eje Equivalente estándar de carga en Kips (generalmente 1)

L1x = Peso por eje de carga a convertir en Kips

L2x = Número de ejes en cargar para convertir (generalmente en eje sencillo = 1, tandem=2, tridem=3)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.4 Factores de equivalencia para cargas por ejes sencillos y $p_t 2.0$

Carga por eje (kips)	Numero estructural					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
6	0.009	0.012	0.011	0.010	0.009	0.009
8	0.030	0.035	0.036	0.033	0.031	0.029
10	0.075	0.085	0.090	0.085	0.079	0.076
12	0.165	0.177	0.189	0.183	0.174	0.168
14	0.325	0.338	.354	0.350	0.338	0.331
16	0.589	0.598	0.613	0.612	0.603	0.596
18	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
20	1.61	1.59	1.56	1.55	1.57	1.59
22	2.49	2.44	2.350	2.31	2.35	2.41
24	3.71	3.62	3.430	3.33	3.40	3.51
26	5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
28	7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
30	10.4	10.0	9.2	8.6	8.7	9.2
32	14.0	13.5	12.4	11.5	11.5	12.1
34	18.5	17.9	16.3	15.0	14.9	15.6
36	24.2	23.3	21.2	19.3	19.0	19.0
38	31.1	29.9	27.1	24.6	24.0	25.1
40	39.6	38.0	34.3	30.9	30.0	31.4
42	49.7	47.7	43.0	38.6	37.2	.38.5
44	61.8	59.3	53.4	47.6	45.7	47.1
46	76.1	73.0	65.6	58.3	55.7	57.0
48	92.9	89.1	80.0	70.9	67.3	68.6
50	103.0	108.0	97.0	86.0	81.0	82.0



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.5 Factores de equivalencia de carga para ejes tandem, $p_t=2.0$

Carga por eje (kips)	Numero estructural					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002
6	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
8	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.002
10	0.007	0.008	0.008	0.007	0.006	0.006
12	0.013	0.019	0.016	0.014	0.013	0.012
14	0.024	0.029	0.029	0.026	0.024	0.023
16	0.410	0.480	0.050	0.046	0.042	0.040
18	0.066	0.077	0.081	0.075	0.069	0.066
20	0.103	0.117	0.124	0.117	0.109	0.105
22	0.156	0.171	0.183	0.174	0.164	0.158
24	0.227	0.244	0.260	0.252	0.239	0.231
26	0.322	0.340	0.360	0.353	0.338	0.329
28	0.447	0.465	0.487	0.481	0.466	0.455
30	0.607	0.6230	0.646	0.643	0.627	0.617
32	0.810	0.823	0.943	0.842	0.829	0.819
34	1.060	1.070	1.080	1.080	1.080	1.070
36	1.380	1.380	1.380	1.380	1.380	1.380
38	1.760	1.750	1.730	1.720	1.730	1.740
40	2.220	2.190	2.150	2.130	2.160	2.180
42	2.770	2.730	2.640	2.620	2.660	2.700
44	3.420	3.360	3.230	3.180	3.240	3.310
46	4.200	4.110	3.920	3.830	3.910	4.020
48	5.100	4.980	4.720	4.580	4.680	4.830
50	6.150	5.990	5.640	5.440	5.560	5.770
52	7.370	7.160	6.710	6.430	6.560	6.830
54	8.770	8.510	7.930	7.550	7.690	8.030
56	10.400	10.100	9.300	8.800	9.000	9.400
58	12.200	11.800	10.900	10.300	10.400	10.900
60	14.300	13.800	12.700	11.900	12.000	12.600
62	16.600	16.000	14.700	13.700	13.800	14.500
64	19.300	18.600	17.000	15.800	15.800	16.600
66	22.200	21.400	19.600	18.000	18.000	18.900
68	25.500	24.600	22.400	20.600	20.500	21.500
70	29.200	28.100	25.600	23.400	23.200	24.300
72	33.300	32.000	39.100	26.500	26.200	27.400
74	37.800	36.400	33.000	30.000	39.000	30.800
76	42.800	41.200	37.300	33.800	31.100	34.500
78	48.400	46.500	42.000	38.000	37.000	38.600
80	54.400	52.300	47.200	52.500	51.300	53.000
82	61.100	58.700	52.900	47.600	46.000	47.800
84	68.400	65.700	59.200	53.000	51.200	53.000
86	76.300	73.300	66.000	59.000	56.800	58.600
88	85.000	81.600	73.400	65.500	62.800	64.700
90	94.400	90.600	81.500	72.600	69.400	71.300



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.6 Factores de equivalencia de carga para ejes triples, $p_i=2.0$

Carga por eje (kips)	Numero estructural					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
6	0.0004	0.0004	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
8	0.0009	0.0010	0.0009	0.0008	0.0007	0.0007
10	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001
12	0.004	0.004	0.004	0.003	0.003	0.003
14	0.006	0.007	0.007	0.006	0.006	0.005
16	0.010	.012	0.012	0.010	0.009	0.009
18	0.016	0.019	0.019	0.017	0.015	0.015
20	0.024	0.029	0.029	0.026	0.024	0.023
22	0.034	0.042	0.042	0.038	0.035	0.034
24	0.049	0.058	0.060	0.055	0.051	0.048
26	0.068	0.080	0.083	0.077	0.071	0.068
28	0.093	0.107	0.113	0.105	0.098	0.094
30	0.125	0.140	0.149	0.140	0.131	0.126
32	0.164	0.182	0.194	1.940	0.173	1.770
34	0.213	0.233	0.248	0.238	0.225	0.217
36	0.273	0.294	0.313	0.303	0.288	0.279
38	0.346	0.368	0.390	0.381	0.364	0.353
40	0.434	0.456	0.491	0.473	0.454	0.443
42	0.538	0.560	0.587	0.580	0.561	0.548
44	0.662	0.682	0.710	0.706	0.686	0.673
46	0.907	0.825	0.852	0.849	0.831	0.818
48	0.976	0.992	1.015	1.014	0.999	0.997
50	1.170	1.180	1.200	1.200	1.190	1.180
52	1.400	1.400	1.420	1.420	1.410	1.400
54	1.660	1.660	1.660	1.660	1.660	1.660
56	1.950	1.950	1.930	1.930	1.940	1.940
58	2.290	2.270	2.240	2.230	2.250	2.270
60	2.670	2.640	2.590	2.570	2.600	2.630
62	3.100	3.060	2.980	2.950	2.990	3.040
64	3.590	3.530	3.410	3.370	3.420	3.490
66	4.130	4.050	3.890	3.830	3.900	3.990
68	4.730	4.630	4.430	4.340	4.420	4.540
70	5.400	5.280	5.030	4.900	5.000	5.150
72	6.150	6.000	5.680	5.520	5.630	5.820
74	6.970	6.790	6.410	6.200	6.330	6.560
76	7.880	7.670	7.210	6.940	7.080	7.360
78	8.880	8.630	8.090	7.750	7.900	8.130
80	9.980	9.690	9.050	8.630	8.790	9.180
82	11.200	10.900	10.100	9.600	9.800	10.200
84	12.500	12.100	11.200	10.600	10.800	11.300
86	13.900	13.500	12.500	11.800	11.900	12.500
88	15.500	15.000	13.800	13.000	13.200	13.800
90	17.200	16.600	15.300	14.300	14.500	15.200



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.7 Factores de equivalencia para cargas por ejes sencillos y $p_t 2.5$

Carga por eje (kips)	Numero estructural					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0004	0.0004	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.003	0.004	0.004	0.003	0.002	0.002
6	0.011	0.017	0.017	0.013	0.010	0.009
8	0.032	0.047	0.051	0.041	0.034	0.031
10	0.078	0.102	0.118	0.102	0.088	0.080
12	0.168	0.198	0.229	0.213	0.189	0.176
14	0.328	0.358	0.399	0.388	0.360	0.342
16	0.591	0.613	0.646	0.645	0.623	0.606
18	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
20	1.61	1.57	1.49	1.47	1.51	1.55
22	2.48	2.38	2.17	2.09	2.18	2.30
24	3.69	3.49	3.09	2.89	3.03	3.27
26	5.33	4.99	4.31	3.91	4.09	4.48
28	7.49	6.98	5.90	5.21	5.39	5.98
30	10.3	9.5	7.9	6.8	7	7.8
32	13.9	12.8	10.5	8.8	8.9	10.0
34	18.4	16.9	13.7	11.3	11.2	12.5
36	24.0	22.0	17.7	14.4	13.9	15.5
38	30.9	28.3	22.6	18.1	17.2	19.0
40	39.3	35.9	28.5	22.5	21.1	23.0
42	49.3	45.0	35.6	27.8	25.6	27.7
44	61.3	55.9	44.0	34.0	31.0	33.1
46	75.5	68.8	54.0	41.4	37.2	39.3
48	92.2	83.9	65.7	50.1	44.5	46.5
50	112.0	102.0	79.0	60.0	53.0	55.0



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.8 Factores de equivalencia de carga para ejes tandem, $p_t=2.5$

Carga por eje (kips)	Numero estructural					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	.0000	0.0000
4	0.0005	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003	0.0002
6	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001
8	0.004	0.006	0.005	0.004	0.003	0.003
10	0.008	0.013	0.011	0.009	0.007	0.006
12	0.015	0.024	0.023	0.018	0.014	0.013
14	0.026	0.041	0.042	0.033	0.27	0.024
16	0.044	0.065	0.070	0.57	0.047	0.043
18	0.070	0.097	0.109	0.092	0.077	0.070
20	0.107	0.141	0.162	0.141	0.121	0.110
22	0.160	0.198	0.229	0.207	0.180	0.166
24	0.231	0.273	0.315	0.292	0.270	0.242
26	0.327	0.370	0.420	0.401	0.364	0.342
28	0.451	0.493	0.548	0.534	0.495	0.470
30	0.611	0.648	0.703	0.695	0.658	0.633
32	0.813	0.843	0.889	0.887	0.857	0.834
34	1.06	1.08	1.11	1.11	1.09	1.08
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.75	1.73	1.69	1.68	1.70	1.73
40	2.21	2.16	2.06	2.03	2.08	2.14
42	2.76	2.67	2.49	2.43	2.51	2.61
44	3.41	3.27	2.99	2.88	3.00	3.16
46	4.18	3.98	3.58	3.40	3.55	3.79
48	5.08	4.80	4.25	3.98	4.17	4.49
50	6.12	5.76	5.03	4.64	4.86	5.28
52	7.33	6.87	5.93	5.38	5.63	6.17
54	8.72	8.14	6.95	6.22	6.47	7.15
56	10.3	9.6	8.1	7.2	7.4	8.2
58	12.1	11.3	9.4	8.2	8.4	9.4
60	14.2	13.1	10.9	9.4	9.6	10.7
62	16.5	15.3	12.6	10.7	10.8	12.1
64	19.1	17.6	14.5	12.2	12.2	13.7
66	22.1	20.3	16.6	13.8	13.7	15.4
68	25.3	23.3	18.9	15.6	15.4	17.2
70	29.0	26.6	21.5	17.6	17.2	19.2
72	33.0	30.3	24.4	19.8	19.2	21.3
74	37.5	34.4	27.6	22.2	21.3	23.6
76	42.5	38.9	31.1	24.8	23.7	26.1
78	48.0	43.9	35.0	27.8	26.2	28.8
80	54.0	49.4	39.2	30.9	29.0	31.7
82	60.6	55.4	43.9	34.4	32.0	34.8
84	67.8	61.9	49.0	38.2	35.3	38.1
86	75.7	69.1	54.5	42.3	38.8	41.7
88	84.3	76.9	60.6	46.8	42.6	45.6
90	93.7	85.4	67.1	51.7	46.8	49.7



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.9 Factores de equivalencia de carga para ejes triples, $p_i=2.5$

Carga por eje (kips)	Numero estructural					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0002	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001
6	0.0006	0.0007	0.0005	0.0004	0.0003	0.0003
8	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
10	0.003	0.004	0.003	0.002	0.002	0.002
12	0.005	0.007	0.006	0.004	0.003	0.003
14	0.008	0.012	0.010	0.008	0.006	0.006
16	0.012	0.019	0.018	0.013	0.011	0.010
18	0.018	0.029	0.028	0.021	0.017	0.016
20	0.027	0.042	0.042	0.032	0.027	0.024
22	0.038	0.058	0.060	.048	.040	0.036
24	0.053	0.078	0.084	0.078	0.057	0.051
26	0.072	0.103	0.114	0.095	0.080	0.072
28	0.098	0.133	0.151	0.128	0.109	0.099
30	0.129	0.169	0.195	0.170	0.145	.0133
32	0.179	0.213	0.247	0.220	0.191	0.175
34	0.219	0.266	0.308	0.281	0.246	0.228
36	0.279	0.329	0.379	0.352	0.313	0.292
38	0.352	0.403	0.461	0.436	0.393	0.368
40	0.439	0.491	0.554	.533	0.487	0.459
42	0.543	0.594	0.661	0.644	0.597	0.597
44	0.666	0.714	0.781	0.769	0.723	0.692
46	0.811	0.854	0.918	0.911	0.868	0.838
48	0.979	1.015	1.072	1.079	1.033	1.005
50	1.17	1.20	1.24	1.25	1.22	1.20
52	1.4	1.41	1.44	1.44	1.43	1.41
54	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	1.95	1.93	1.9	1.9	1.91	1.93
58	2.29	2.25	2.17	2.16	2.20	2.24
60	2.67	2.60	2.48	2.44	2.51	2.58
62	3.09	3.0	2.82	2.76	2.85	2.95
64	3.57	3.44	3.19	3.10	3.22	3.36
66	4.11	3.94	3.61	3.47	3.62	3.81
68	4.71	4.49	4.06	3.88	4.05	4.30
70	5.38	5.11	4.57	4.32	4.52	4.94
72	6.12	5.79	5.13	4.8	5.03	5.41
74	6.93	6.54	5.74	5.32	5.57	6.04
76	7.94	7.37	6.41	5.88	6.15	6.71
78	8.83	8.28	7.14	6.49	6.78	7.43
80	9.92	9.28	7.95	7.15	7.45	8.21
82	11.1	10.4	8.8	7.9	8.2	9.0
84	12.4	11.6	9.8	8.6	8.9	9.9
86	13.8	12.9	10.8	9.5	9.8	10.9
88	15.4	14.3	11.9	10.4	10.6	11.9
90	17.1	15.8	13.2	11.3	11.6	12.9



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.10 Factores de equivalencia para cargas por ejes sencillos y p_i 3.0

Carga por eje (kips)	Numero estructural					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0008	0.0009	0.0006	0.0003	0.0002	0.0002
4	0.004	0.008	0.006	0.004	0.002	0.002
6	0.014	0.030	0.28	0.018	0.012	0.010
8	0.035	0.070	0.080	0.055	0.040	0.034
10	0.082	0.132	0.168	0.132	0.101	0.086
12	0.173	0.231	0.296	0.260	0.212	0.187
14	0.332	0.388	0.468	0.447	0.391	0.358
16	0.594	0.633	0.695	0.693	0.651	0.622
18	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
20	1.60	1.53	1.41	1.38	1.44	1.51
22	2.47	2.29	1.96	1.83	1.97	2.16
24	3.67	3.33	2.69	2.39	2.60	2.96
26	5.29	4.72	3.65	3.08	3.33	3.91
28	7.43	6.56	4.88	3.93	4.17	5.00
30	10.2	8.9	6.5	5.0	5.1	6.3
32	13.8	12.0	8.4	6.2	6.3	7.7
34	18.2	15.7	10.9	7.8	7.6	9.3
36	23.8	20.4	14.0	9.7	9.1	11.0
38	30.6	26.2	17.7	11.9	11.0	13.0
40	38.8	33.2	22.2	14.6	13.1	15.3
42	48.8	41.6	27.6	17.8	15.5	17.8
44	60.6	51.6	34.0	21.6	18.4	20.6
46	74.7	63.4	41.5	26.1	21.6	23.8
48	91.2	77.3	50.3	51.3	25.4	27.4
50	110.0	94.0	61.0	37	30	32



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.11 Factores de equivalencia de carga para ejes tandem, $p_t=3.0$

Carga por eje (kips)	Numero estructural					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000
4	0.001	0.001	0.001	0.0000	0.0000	0.0000
6	0.003	0.004	0.003	0.002	0.001	0.001
8	0.006	0.011	0.009	0.005	0.003	0.003
10	0.011	0.024	0.020	0.012	0.008	0.007
12	0.019	0.042	0.039	0.024	0.017	0.014
14	0.031	0.066	0.068	0.045	0.032	0.026
16	0.049	0.096	0.109	0.076	0.055	0.046
18	0.075	0.134	0.164	0.121	0.090	0.076
20	0.103	0.181	0.232	0.182	0.139	0.119
22	0.166	0.241	0.313	0.260	0.205	0.178
24	0.238	0.317	0.407	0.358	0.292	0.257
26	0.333	0.413	0.517	0.476	0.402	0.360
28	0.417	0.534	0.643	0.614	0.538	0.492
30	0.616	0.684	0.788	0.773	0.702	0.656
32	0.817	0.870	0.956	0.953	0.896	0.855
34	1.07	1.10	1.15	1.15	1.12	1.09
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.75	1.71	1.64	1.62	1.66	1.70
40	2.21	2.11	1.94	1.89	1.98	2.08
42	2.75	2.59	2.29	2.19	2.33	2.50
44	3.39	3.15	2.70	2.52	2.71	2.97
46	4.15	3.81	3.16	2.89	3.13	3.50
48	5.04	4.58	3.70	3.29	3.57	4.07
50	6.08	5.47	4.31	3.74	4.05	4.70
52	7.27	6.49	5.01	4.24	4.57	5.37
54	8.65	7.77	5.81	4.79	5.13	6.10
56	10.2	9.	6.7	5.4	5.7	6.9
58	12	10.6	7.7	6.1	6.4	7.7
60	14.1	12.3	8.9	6.8	7.1	8.6
62	16.3	14.2	10.2	7.7	7.8	9.5
64	18.9	16.4	11.6	8.6	8.6	10.5
66	21.8	18.9	13.2	9.6	9.5	11.6
68	25.1	21.7	15.0	10.7	10.5	12.7
70	28.7	24.7	17.0	12.0	11.5	13.9
72	32.7	28.1	19.2	13.3	12.6	15.2
74	37.2	31.9	21.6	14.8	13.8	16.5
76	42.1	36.0	24.3	16.4	15.1	17.9
78	47.5	40.6	27.3	18.2	16.5	19.4
80	53.4	45.7	30.5	20.1	18.0	21.0
82	60	51.2	34	22.2	19.6	22.7
84	67.1	57.2	37.9	24.6	21.3	24.5
86	74.9	63.8	42.1	27.1	23.2	26.4
88	83.4	71	46.7	29.8	25.2	28.4
90	92.7	78.8	51.7	32.7	27.4	30.5



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.12 Factores de equivalencia de carga para ejes triples, $p_t=3.0$

Carga por eje (kips)	Numero estructural					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0005	0.0004	0.0003	0.0002	0.0001	0.0001
6	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000
8	0.003	0.004	0.002	0.001	0.001	0.001
10	0.005	0.008	0.005	0.003	0.002	0.002
12	0.007	0.014	0.010	0.06	0.04	0.03
14	0.011	0.023	0.018	0.011	0.07	0.06
16	0.016	0.035	0.030	.018	0.013	0.010
18	0.022	0.050	0.0474	0.029	0.020	0.017
20	0.031	0.069	0.069	0.044	0.031	0.026
22	0.043	0.090	0.097	0.065	0.046	0.039
24	0.059	0.116	0.132	0.092	0.066	0.056
26	0.079	0.145	0.174	0.126	0.096	0.078
28	0.104	0.179	0.223	0.168	0.126	0.106
30	0.136	0.218	0.279	0.219	0.167	0.143
32	0.176	0.265	0.342	0.279	0.218	0.188
34	0.226	0.319	0.413	0.350	0.279	0.243
36	0.286	0.382	0.491	0.432	0.352	0.310
38	0.359	0.456	0.577	0.524	0.437	0.389
40	0.447	0.543	0.671	0.626	0.536	0.483
42	0.550	0.643	0.775	0.740	0.649	0.593
44	0.673	0.760	0.889	0.865	0.777	0.720
46	0.817	0.894	1.014	1.001	0.920	0.865
48	0.994	1.048	1.152	1.148	1.080	1.030
50	1.180	1.23	1.3	1.31	1.26	1.22
52	1.4	1.43	1.47	1.48	1.45	1.43
54	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
56	1.95	1.92	1.86	1.85	1.88	1.91
58	2.28	2.21	2.09	2.06	2.13	2.20
60	2.66	2.54	2.34	2.28	2.39	2.50
62	3.08	2.92	2.61	2.52	2.66	2.84
64	3.56	3.33	2.92	2.77	2.96	3.19
66	4.09	3.79	3.25	3.04	3.27	3.58
68	4.68	4.31	3.62	3.33	3.60	4.00
70	5.34	4.88	4.02	3.64	3.94	4.44
72	6.08	5.51	4.46	3.97	4.31	4.91
74	6.89	6.21	4.94	4.32	4.69	5.40
76	7.78	6.98	5.47	4.70	5.09	5.93
78	8.76	7.83	6.04	5.11	5.51	6.48
80	9.84	8.75	6.67	5.54	5.96	7.06
82	11.	9.8	7.4	6.	6.4	7.7
84	12.3	10.9	8.1	6.5	6.9	8.3
86	13.7	12.1	8.6	7.0	7.4	9.0
88	15.3	13.4	9.8	7.6	8.0	9.6
90	16.90	14.8	10.7	8.2	8.5	10.4



Para determinar el número de ejes acumulados equivalentes de 82 kN (18,000 lb) (E-18, ESAL), el proyectista debe conocer las características del tránsito que circularán sobre el pavimento en el ciclo de vida; esto es número y tipos de vehículos clasificados de acuerdo a una tipología determinada, las cargas correspondientes a cada tipo de eje, tasa de crecimiento prevista, periodo o ciclo de proyecto y número de carriles. El método aconseja utilizar la siguiente expresión para determinar el transito equivalente:

$$W_{18} = D_D * D_L * w_{18}$$

Dónde:

W_{18} = Es el transito acumulado en el primer año, en ejes acumulados sencillos de 82 kN (18,000 lb) en el carril de diseño

D_D = Es el factor de distribución direccional, 50% general

w_{18} = Son los ejes acumulados equivalentes en ambas direcciones

D_L = Es el factor de distribución por carril.

Por otro lado debe tomarse en cuenta la distribución del tránsito de manera transversal, considerando el número de carriles de la vialidad a partir de lo indicado en la tabla siguiente:

Tabla 5.13 Factor de distribución por carril

Número de carriles en cada dirección	Porcentaje del número de ejes equivalentes en el carril de diseño
1	100
2	80-100
3	60-80
4	50-75

Una vez calculados los ejes equivalentes acumulados en el primer año se deberá calcular el número de ejes equivalentes acumulados para el periodo de diseño con base en la tasa de crecimiento anual.



Tipología de vehículos

En la tabla 5.14 se indican los diferentes tipos de vehículos autorizados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para circular por las vialidades nacionales.

Tabla 5.14 Tipología de vehículos autorizados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para circular por las carreteras nacionales

Vehículo	Designación	Peso por eje, t				
		1	2	3	4	5
Automóvil	A2	1.0	1.0			
Camión ligero con capacidad de carga hasta de 3 t	A'2	1.7	3.8			
Autobús de dos ejes	B2	5.5	10.0			
Autobús de tres ejes	B3	5.5	14.0-D			
Autobús de cuatro ejes	B4	7.0 D	14.0-D			
Camión de dos ejes	C2	5.5	10.0			
Camión de tres ejes	C3	5.5	18.0-D			
Camión de cuatro ejes	C4	5.5	22.5-T			
Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje	T2-S1	5.5	10.0	10.0		
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes	T2-S2	5.5	10.0	18.0-D		
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes	T3-S2	5.5	18.0-D	18.0-D		
Tractor de tres ejes con semirremolque de tres ejes	T3-S3	5.5	18.0-D	22.5-Tr		
Camión de dos ejes con remolque de dos ejes	C2-R2	5.5	10.0	10.0	10.0	
Camión de tres ejes con remolque de dos ejes	C3-R2	5.5	18.0-D	10.0	10.0	
Camión de tres ejes con remolque de tres ejes	C3-R3	5.5	18.0-D	10.0	18.0-D	
Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje y un remolque de dos ejes	T2-S1-R2	5.5	10.0	10.0	10.0	
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y un remolque de dos ejes	T2-S2-R2	5.5	10.0	18.0-D	10.0	10.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de un eje y un remolque de dos ejes	T3-S1-R2	5.5	18.0-D	10.0	10.0	10.0
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y un remolque de dos ejes	T3-S2-R2	5.5	18.0-D	18.0-D	10.0	10.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y un remolque de tres ejes	T3-S2-R3	5.5	18.0	18.0	10.0	18.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y un remolque de cuatro ejes	T3-S2-R4	5.5	18.0	18.0	18.0	18.0

D= Eje doble o tándem

T_r=Eje triple o tridem

C= Camión

S=Semirremolque

A= Automóvil

B= Autobús

T=Tractor

R=Remolque



Periodo o ciclo de proyecto

Es importante definir la magnitud del ciclo de proyecto, ya que el número de ejes equivalentes deberá acumularse en dicho ciclo. Por lo general se consideran periodos de diseño de 10 a 20 años, lapso en el cual se espera que el pavimento alcance el índice de servicio terminal elegido. Dicho periodo puede ser asignado por el organismo que requiere el proyecto o bien propuesto por el proyectista, en función de su experiencia, tipo de carretera, etc., pudiendo utilizar como guía los periodos presentados a continuación:

TABLA 5.15 PERIODOS O CICLOS DE PROYECTO DE ACUERDO CON EL TIPO DE CARRETERA

TIPO DE CARRETERA	PERIODO DE PROYECTO, AÑOS
URBANA, CON ELEVADO NIVEL DE TRÁNSITO	30-50
PRINCIPAL, CON ELEVADO NIVEL DE TRÁNSITO	20-50
SECUNDARIA, CON BAJO NIVEL DE TRÁNSITO	15-25

Volumen de tránsito y tasa de crecimiento

Generalmente el número inicial de vehículos que operan en el pavimento es proporcionado por el organismo que requiere el proyecto, así como la respectiva tasa de crecimiento que deberá considerarse aplicada en el periodo de análisis. El proyectista puede, en caso dado, recurrir a la información obtenida a partir del estudio de tránsito para vialidades semejantes al objeto de estudio, además de la información estadística.

En relación con la forma de tomar en cuenta el aspecto del incremento en el volumen de tránsito, se presentan lineamientos útiles para tal objeto.

Ahí se plantea recurrir a factores de incremento de tránsito para diferentes tasas de incremento desde 0 a 10 y periodo de análisis de 35 años. Los factores propuestos multiplicados por el volumen del tránsito inicial, proporcionaran el volumen total de tránsito esperado en el periodo de diseño.

Confiabilidad (R , Z_R , S_0)

La confiabilidad puede definirse como la probabilidad estadística de que el pavimento cumpla con la vida del diseño. Generalmente, el comportamiento de un pavimento a lo largo del tiempo se representa mediante una curva, que manifiesta la forma en que el pavimento pierde progresivamente alguna de sus calidades, por ejemplo su servicialidad. La ecuación del diseño propuesta por AASHTO define la forma de la curva de comportamiento del pavimento atendiendo el concepto de serviciabilidad, con un nivel de confianza (R) de 50%. El nivel de confianza para un proyecto en especial debe seleccionarse de acuerdo con el tipo de importancia de la carretera o vialidad, teniendo en cuenta lo recomendado en la tabla 5.16. Debe notarse que los valores mayores de recomiendan para vialidades sujetas a un uso intenso y con mayores exigencias de un mantenimiento mínimo.



Tabla 5.16 Niveles de confianza sugeridos para diferentes tipos de vialidades y carreteras

Tipo de vialidad	Nivel de confianza	
	Vialidades Urbanas	Carreteras
Autopistas y carreteras de primer orden	85-99.99	80-99.99
Carreteras y vialidades principales	80-99	75-95
Carreteras y vialidades secundarias	80-95	75-95
Vialidades de acceso y calles en general	50-80	50-80

Los niveles de confianza propuestos indican el porcentaje del área comprendida en la curva de distribución normal de servicialidad, a la derecha del nivel de confianza elegido. La distancia entre el valor medio, equivalente a un nivel de confianza $R= 50 \%$ y el correspondiente al nivel de confianza elegido para un caso en particular, es igual al producto de $Z_R * S_0$, en donde:

S_0 = Es la desviación estándar total, que considera el monto del error estadístico incluido en la ecuación, como resultado de la variabilidad inherente a los materiales y a la construcción.

Z_R = Es la desviación normal estándar para la distribución normal, para un nivel de confianza determinado.

Determinar el valor de S_0 es difícil, pues requiere reconocer la desviación estándar para cada parámetro involucrado, teniendo en cuenta, las condiciones locales, razón por la cual se ha considerado a S_0 dentro de un rango entre 0.3 y 0.4, recomendándose un valor de 0.45, para tomar en cuenta, además, el error relativo a la predicción del tránsito.

Por lo que respecta el parámetro Z_R su valor depende del nivel de confianza elegido y puede determinarse en las tablas de tipo estadísticos. Para efectos de su aplicación práctica la tabla 5.17 presenta los valores de Z_R para los niveles de confianza recomendados a la tabla 5.16.

Tabla 5.17 Relación entre el nivel de confianza y la desviación normal estándar, Z_R

Nivel de confianza R	Desviación normal estándar Z_R	$Z_R S_0$
50	0.00	0.00
75	-0.674	-0.236
80	-0.841	-0.294
85	-1.037	-0.363
90	-1.282	-0.449
95	-1.645	-0.576
99.99	-3.090	-1.082



Módulo de Resiliencia (M_R)

La característica básica que se requiere para el diseño de pavimentos es el módulo de resiliencia que ha sustituido al valor de CBR Y al valor de R o módulo de reacción de estabilómetro de Hveem, aunque se establecen correlaciones al respecto y se obtiene de acuerdo con la especificación AASHTO T-274 con una medida de las propiedades elásticas del suelo.

Las razones principales para las que se adopta esta característica son las siguientes:

- Indica la propiedad básica del material que puede utilizarse en el análisis mecanístico del sistema multicapa para predecir la rugosidad, agrietamiento, roderas, deterioros, etc.
- Es una característica reconocida internacionalmente, como dato para la evaluación y diseño de pavimentos.
- Se emplea una técnica de pruebas no destructivas que permite estimar el M_R de varios materiales directamente en el lugar.

Sin embargo se ha establecido correlaciones razonables con el CBR o valor relativo de soporte y el valor de R que están dadas por la siguiente expresión:

$$M_R \text{ (psi)} = 1500 * \text{CBR}^7$$

$$M_R \text{ (psi)} = 1000 + 555 * R$$

Estas expresiones son válidas, básicamente, para suelos finos o granulares, que cubren una amplia gama de materiales del terreno natural o terracerías, de soporte para pavimento.

En aquellos casos especiales de suelos finos arcillosos y expansivos de muy bajo CBR, habrá que tomar las precauciones del caso y hacer un análisis más detallado para determinar el M_R , con las debidas reservas en la aplicación de las expresiones anteriores.

Por otra parte, el diseñador debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Asegurar que la compactación o densidad relativa del suelo de soporte se cumpla, ya que de ello depende el M_R , en caso de no lograrse la compactación deseada, ajustar el valor de M_R
2. Suelos muy expansivos o resilientes deberán recibir especial atención, manteniendo el contenido de humedad bajo límites razonables que no afecten sustancialmente su comportamiento. Para ello se analizaran cuestiones de drenaje y sub-drenaje; o bien, procedimientos de estabilización con algún aditivo o cementante (cemento o cal); así mismo el uso de geotextiles puede ayudar en la solución de un buen diseño.
3. Problemas de suelos de alto contenido de materia orgánica, extremadamente compresibles, requieren de soluciones especiales, como sustitución de materiales adecuados, técnicas de pre-consolidación, geotextiles, etc.



4. Atención a suelos de características variables, con tratamientos de escarificación, re-compactación, mezclado, como es el caso de zonas de cortes y terraplenes, y tratar de manera adecuada las zonas de transición
5. A pesar de que en el diseño del pavimento no se involucran consideraciones de drenaje, debe ponerse especial atención en aquellas zonas de alta precipitación pluvial, donde los escurrimientos (superficiales y subterráneos) son considerables en épocas de lluvia. Al respecto, el diseñador debe considerar soluciones especiales de obras complementarias de sub-drenaje, capas drenantes, filtros, tuberías de drenaje adicionales y canales, entre otros. Sobre todo donde existan suelos susceptibles a los cambios de humedad que afecten su capacidad de soporte.
6. En suelos donde se dificulte la construcción, como son los suelos cohesivos que retienen mucho tiempo la humedad y no se pueden compactar adecuadamente, habría que adoptar soluciones especiales, como mezclado con materiales granulares, con arena o material seco que aceleren el secado; o bien colocar una capa sub-rasante sobre dicho suelo con material adecuado para trabajar sobre ella y que sirva de desplante al pavimento.

Se hacen énfasis en el criterio de elegir el módulo resiliente adecuado, pues son muchos los factores asociados a él; no se deben limitar a contar con pocos valores de M_R , debiendo siempre obtener los suficientes para un valor adecuado de confiabilidad.

Deberá obtenerse un “módulo de resiliencia efectivo” que es equivalente al efecto combinado de todos los valores de módulos estacionales.

Para la obtención del módulo estacional o variaciones del M_R a lo largo de todas las estaciones del año, se ofrecen dos procedimientos: que se obtenga a partir de relación en el laboratorio entre el módulo de resiliencia y el contenido de humedad de diferentes muestras en diferentes estaciones del año o bien, utilizando algún equipo para medición de deflexiones sobre carreteras en servicio durante diferentes estaciones del año.

Para el diseño de pavimentos flexibles, se recomienda convertir los datos estacionales en módulo de resiliencia efectivo de la capa sub-rasante, con el auxilio de la figura siguiente que proporciona un valor ponderado en función de “daño equivalente anual” obteniendo para cada estación en particular. También puede utilizarse la siguiente ecuación:

$$U_f = 1.18 * 108 * M_R^{-2.32}$$

Dónde: U_f = Daño relativo en cada estación (por mes o quincenal)

M_R = Modulo de resiliencia de la capa sub-rasante, obtenidas en laboratorio o con deflexiones cada quincena o cada mes.

$$U_f = \text{Promedio de daño relativo} = \sum U_f / n$$

Por lo que el M_R efectivo será el que corresponda al U_f promedio.

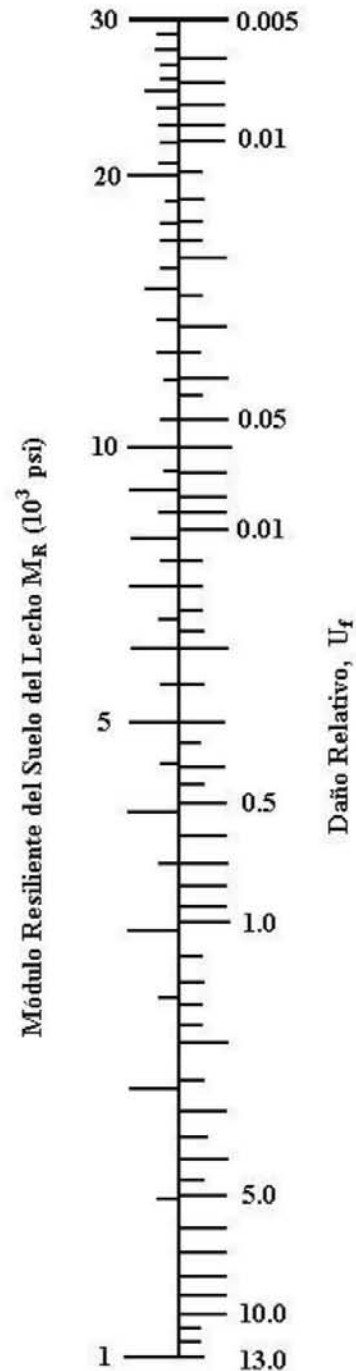


Fig. 5.2 Formato para calcular el módulo de resiliencia efectivo de la subrasante en pavimento flexible.

Mes	Módulo Resiliente Suelo M_R (psi)	Daño Relativo U_f
Enero		
Febrero		
Marzo		
Abril		
Mayo		
Junio		
Julio		
Agosto		
Septiembre		
Octubre		
Noviembre		
Diciembre		
Sumatoria:	$\Sigma U_f =$	

Promedio: $\bar{U}_f = \frac{\Sigma U_f}{n} = \text{-----}$

Ecuación: $U_f = 1.18 \cdot 10^3 \cdot M_R^{-2.32}$





En cuanto a los materiales de sub-base y base, el método reconoce la dificultad actual de determinar el M_R de estos materiales en el laboratorio y recomienda el uso de correlaciones con pruebas más accesibles, como el CBR, presentando graficas en las que se correlaciona dichos parámetros para materiales granulares y estabilizados, incluyendo, además, correlaciones con otros parámetros.

Coefficiente de capa (a_i)

El coeficiente de capa es la relación empírica entre el número estructural (SN) y el espesor; es una medida de la habilidad relativa para funcionar como un componente estructural del pavimento. La siguiente ecuación general, para el cálculo del número estructural, refleja el impacto relativo del coeficiente de capa (a_i) y el espesor (D_i):

$$SN = \sum_{i=1} a_i * D_i$$

El método proporciona gráficas en las que pueden obtenerse los coeficientes de capa aplicables a los diferentes materiales de las capas consideradas de la estructura del pavimento, en función del M_R correspondiente. Las figuras 5.3 a 5.7 presentan los coeficientes de capa para concreto asfáltico, base, sub-base granular y base estabilizada con cemento portland o asfáltico.

Fig. 5.3 Gráfica para determinar el coeficiente estructural de capa " a_1 " en función del módulo elástico del concreto asfáltico.

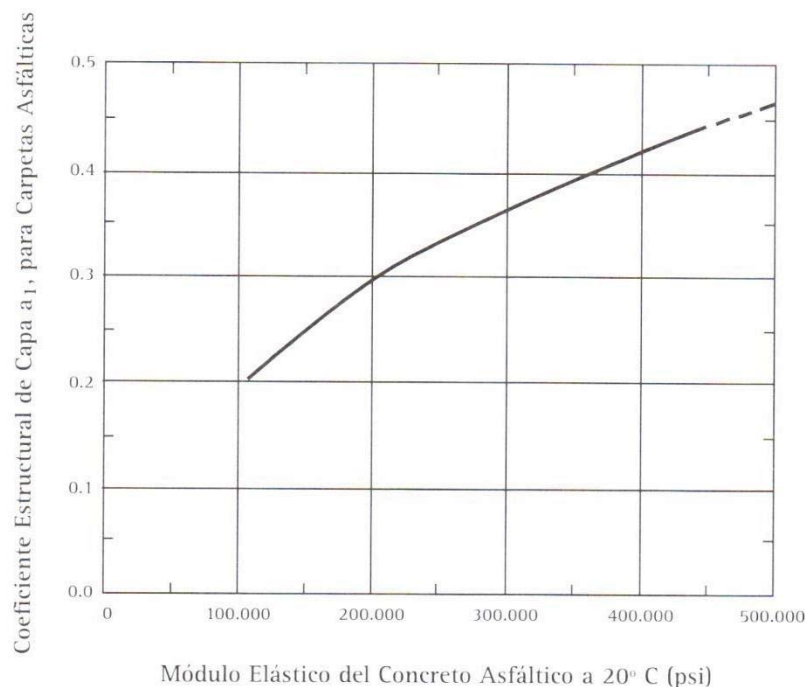
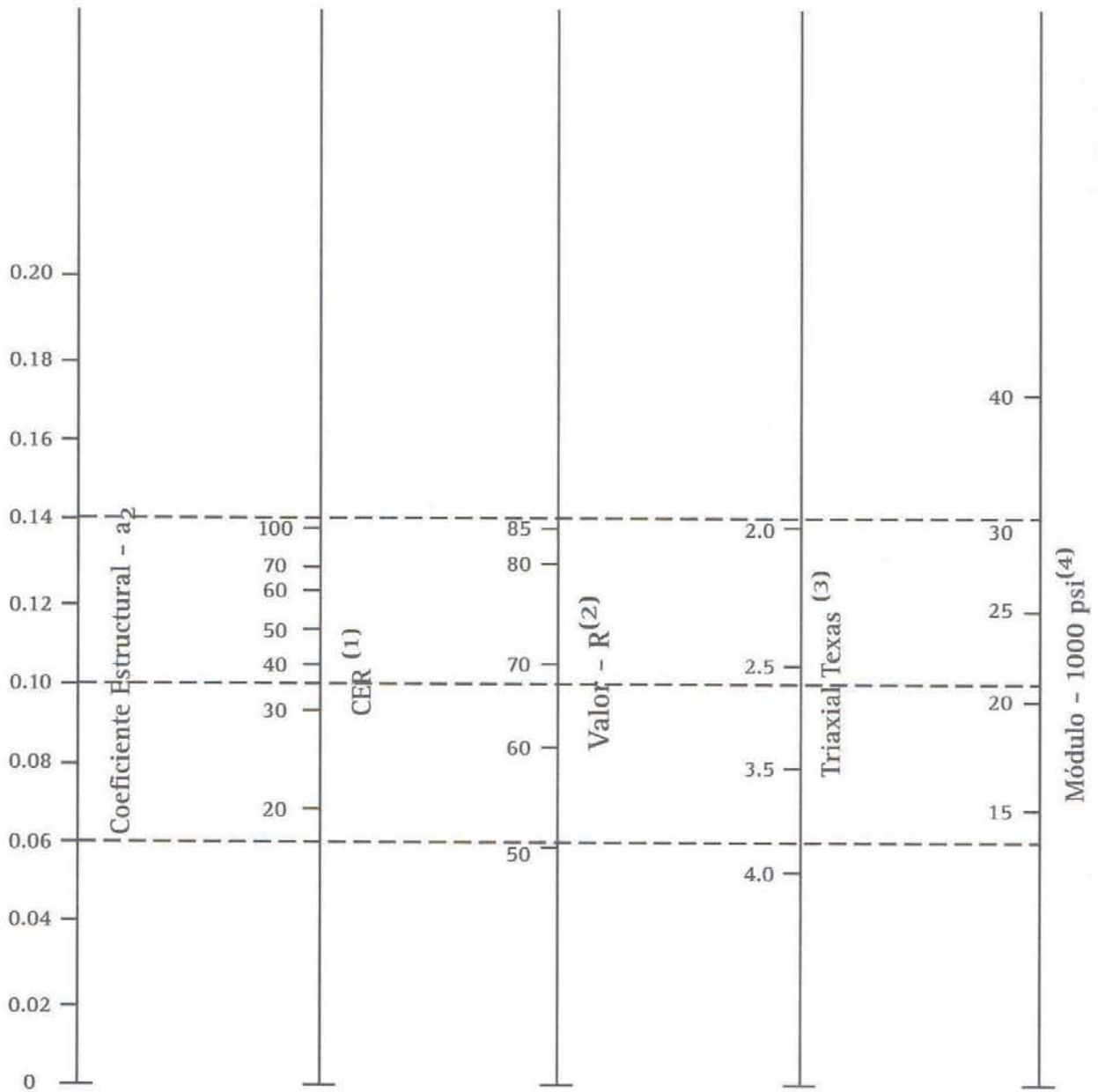




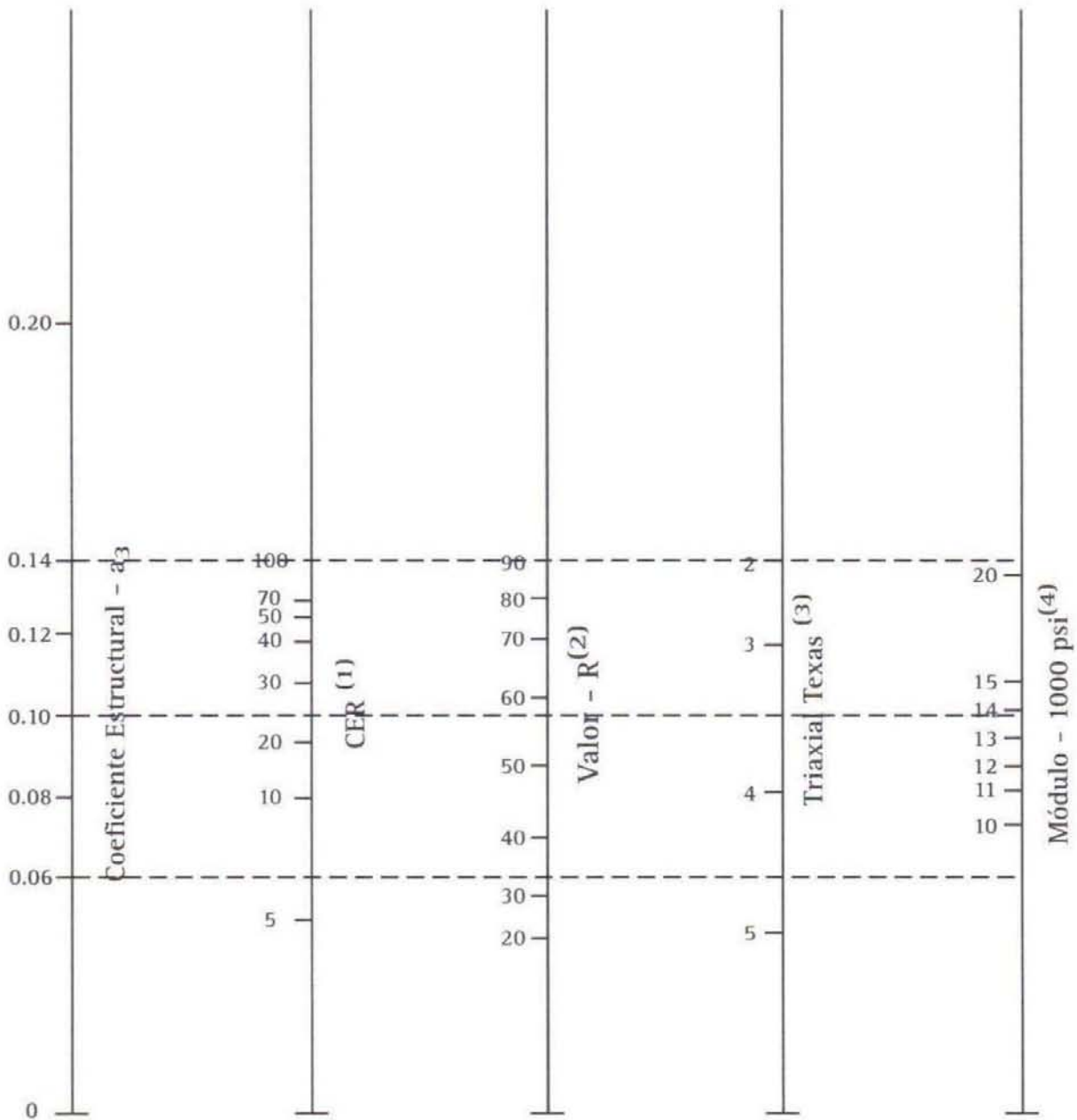
Fig. 5.4 Variación de los coeficientes de capa "a₂", en bases granulares



- (1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois.
- (2) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.



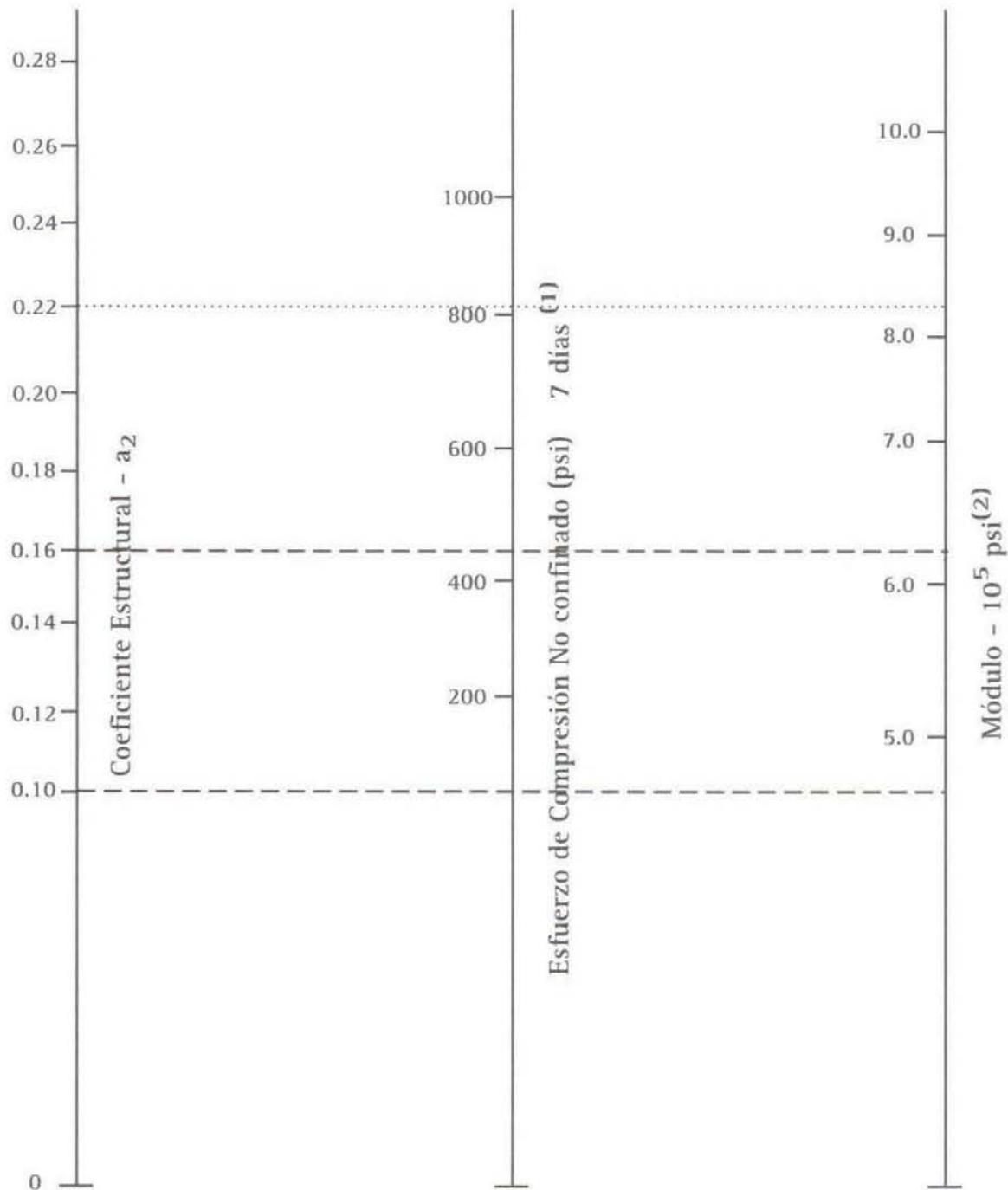
Fig. 5.5 Variación de los coeficientes de capa "a₃", en sub-bases granulares



- (1) Escala derivada por correlaciones de Illinois.
- (2) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas del Instituto del Asfalto, California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada por correlaciones obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.



Fig. 5.6 Variación de los coeficientes de capa "a₂", en bases estabilizadas con cemento portland

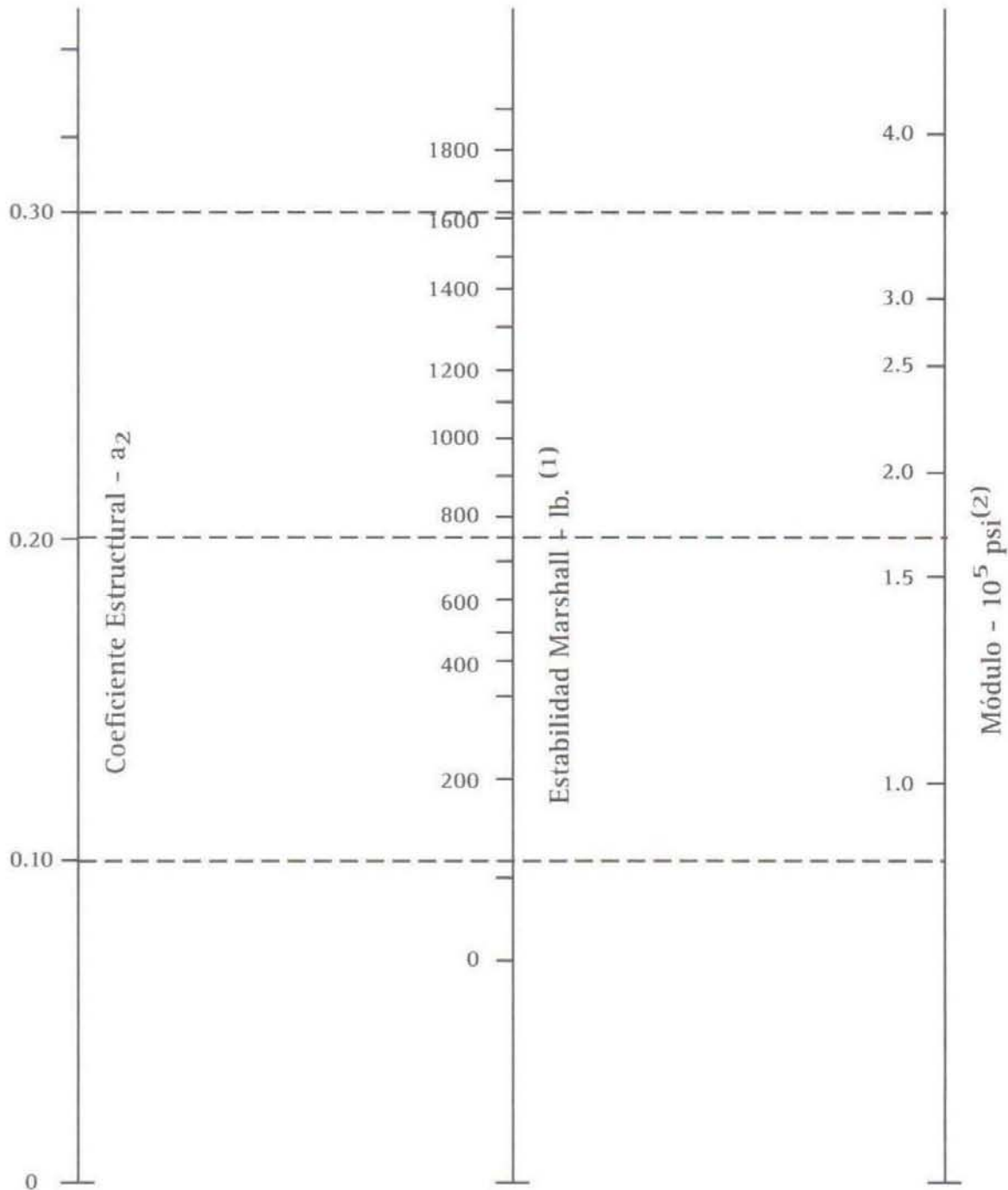


(1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois, Louisiana y Texas.

(2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.



Fig. 5.7 Variación de los coeficientes de capa "a₂", en bases estabilizadas con asfalto



(1) Escala derivada por correlación obtenida de Illinois.

(2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.



Coefficiente de drenaje (m_i)

Es ampliamente conocido que la presencia de agua es uno de los factores que mayormente contribuye al deterioro de los pavimentos, bien sea por la saturación y reducción de la resistencia de los materiales de las capas subrasantes y de sub-base, o por favorecer el fenómeno de bombeo con expulsión de las partículas finas de las bases granulares a través de grietas y juntas, lo que conduce a una degradación de la capacidad de soporte inicial, oxidación y envejecimiento de la carpeta asfáltica, e inestabilidad y agrietamiento por cambios volumétricos debido a cambios de humedad. En climas fríos ocurre el fenómeno de congelamiento-deshielo.

El coeficiente de drenaje se ha integrado para el cálculo del número estructural, así como el coeficiente de capa y el espesor en la ecuación general de la siguiente forma:

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3$$

Para seleccionar el valor m_i (coeficiente que pretende tomar en cuenta los efectos de buenas o malas condiciones del drenaje en el diseño del pavimento), se debe considerar las condiciones de saturación a que están expuestas las capas de sub-base y capas de subrasante, debiendo consultarse la tabla 5.18, para determinar el valor del coeficiente en cada caso particular.

Tabla 5.18 Valores recomendados del coeficiente de drenaje

Condición de drenaje	Porcentaje del tiempo en que la estructura del pavimento se encuentra expuesta a niveles de humedad cercanas a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Buena	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Mala	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy mala	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Condición del drenaje	Lapso transcurrido para que el suelo sea drenado hasta alcanzar el 50% de saturación
Excelente	2 horas
Buena	1 día
Regular	7 días
Mala	1 mes
Muy mala	infinito



Para mejorar las condiciones de drenaje se sugiere el empleo de drenaje y capa de sub-base permeable, para prevenir el bombeo prematuro y los deterioros asociados en el pavimento.

En el caso de $m_f=1$, se estima que las condiciones del drenaje no causan ningún impacto en el espesor del pavimento; si es menor que la unidad, el espesor se incrementa y para valores superiores a la unidad el espesor decrecerá.

Procedimiento de diseño

1. Se utiliza el nomograma propuesto por el método asignando valores convenientes al nivel de confianza R , y a la desviación estándar, S_o . (Fig. 5.8).

El nivel de confianza se elige de acuerdo con el tipo considerado de vialidad (tabla 5.16), y el valor de S_o debe determinarse experimentalmente en función de la variabilidad observada en los materiales y en la calidad de la construcción, lo cual requiere de un seguimiento constante; por eso, en caso de no contar con la experiencia local, puede tomarse un valor de 0.45.

2. A continuación se deberá aplicar el tránsito equivalente acumulado, determinado para el carril de diseño. Es conveniente señalar que la capacidad de la escala es de 50 millones de ejes acumulados equivalentes, siendo necesario en caso de rebasar este valor, reconsiderar la distribución del tránsito, por ejemplo aumentando el número de carriles, etc. Para elegir los factores de equivalencia, deberá considerarse el valor terminal del índice de servicio considerado, P_t y partir de un número estructural adecuado, en función del espesor esperado de pavimento, o considerando un valor de 5 si no se puede estimar y repetir el proceso si el número estructural obtenido implica una diferencia en espesor de 2.5 cm en relación con el valor estimado.
3. Enseguida se utilizara el módulo de resiliencia de la capa de apoyo del pavimento para determinar el valor de SN , considerando, el decremento en la servicialidad y teniendo en cuenta el valor terminal de diseño y un valor inicial, que dependerá de la calidad de la construcción. Es conveniente que este valor inicial sea el mayor posible, para cumplir satisfactoriamente con la vida de diseño. La figura 5.9 presenta, en forma gráfica, el procedimiento recomendado.
4. Finalmente se procederá a determinar los espesores de las capas restantes considerando los coeficientes de cada capa y los números estructurales a diferentes niveles como se indica en la figura 5.9



Fig. 5.8 Gráfica de diseño para estructuras de pavimento flexible

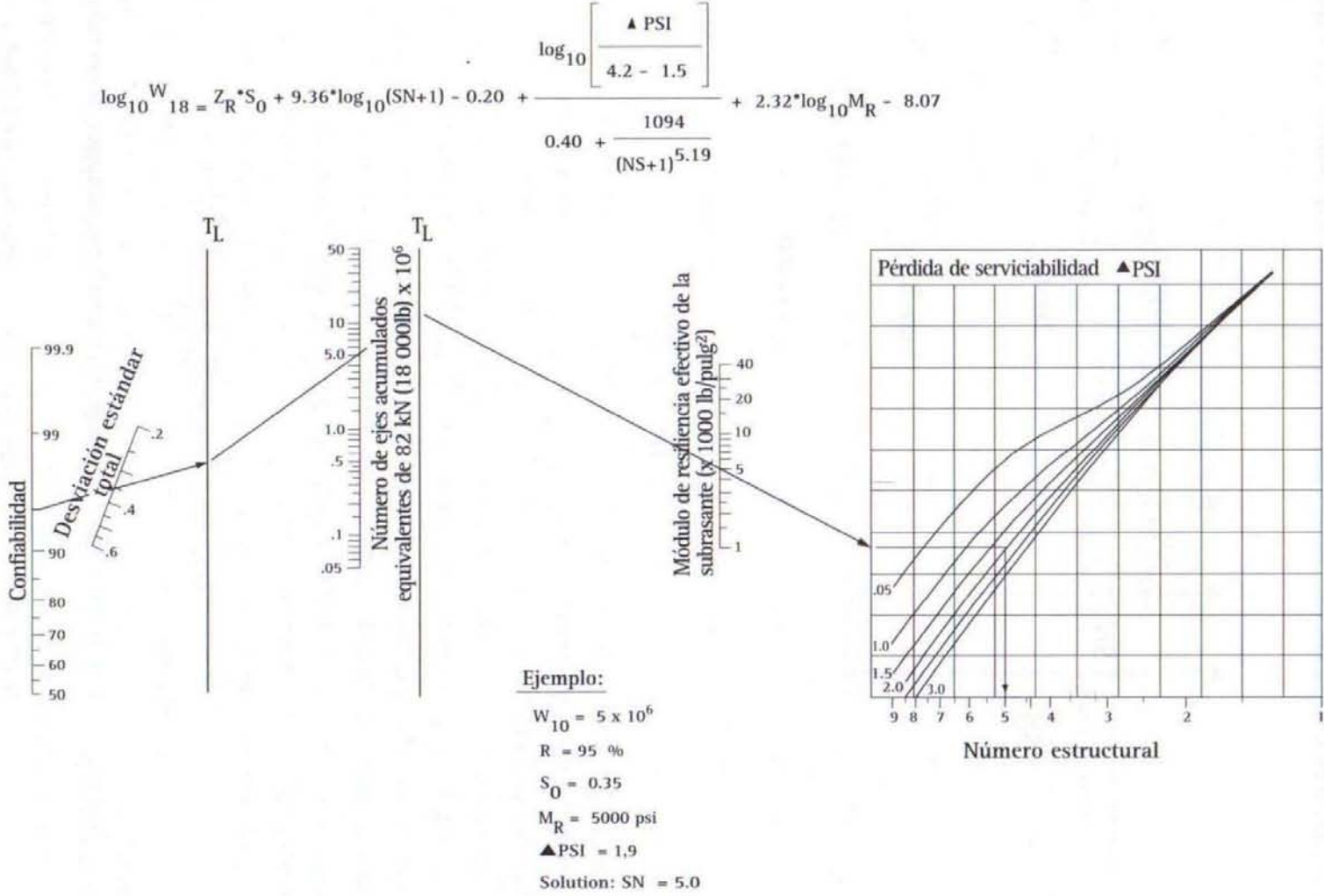
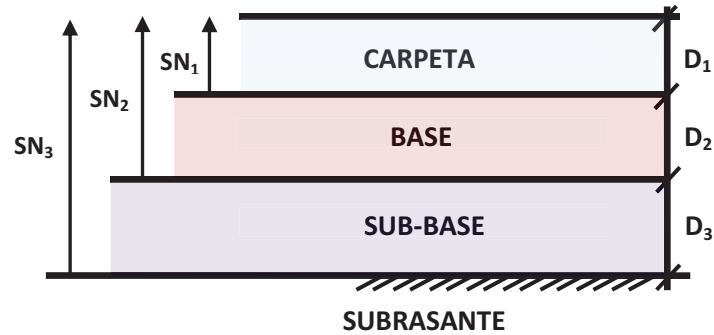


Fig. 5.9 Procedimiento para determinar el espesor de las capas.



$$D^*_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN^*_1 = a_1 D^*_1 \geq SN_1$$

$$D^*_2 \geq \frac{SN_2 - SN^*_1}{a_2 m_2}$$

$$SN^*_1 + SN^*_2 \geq SN_2$$

$$D^*_3 \geq \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3 m_3}$$

NOTAS: 1) a , D , m y SN Corresponden a valores mínimos requeridos.

2) D^* y SN^* representan los valores finales de diseño.

También habrá que tomar en cuenta los valores mínimos de espesor recomendados en la tabla 5.19

Tabla 5.19 Espesor mínimo, cm

Tránsito acumulado equivalente	Concreto asfáltico	Base granular
< 50,000	2.5	10
50,001 – 150, 000	5.0	10
150,001 – 500,000	6.5	10
500,001 – 2,000,000	7.5	15
2,000,001 – 7,000,000	9.0	15
> 7,000,000	10.0	15



Selección de espesores

El diseño del número estructural (SN) para una estructura de pavimento inicial es determinado para identificar el conjunto de espesores de las diversas capas que lo componen. La siguiente ecuación proporciona las bases para convertir el SN en espesores de la carpeta asfáltica, base y sub-base.

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3$$

Dónde:

a_1, a_2, a_3 = Coeficiente de capa (Fig. 5.3 a 5.7)

D_1, D_2, D_3 = Espesores de las capas de carpeta, base y sub-base, pulg (Tabla 5.19)

m_2, m_3 = Coeficiente de drenaje (Tabla 5.18)

Debe hacerse notar que los módulos de resiliencia M_R , y los respectivos coeficientes estructurales a_i , que intervienen como factores de diseño, corresponden a los diferentes materiales disponibles, los cuales deberán satisfacer adicionalmente las especificaciones de calidad establecidas por el organismo (SCT, IMT, AASHTO, etc.). Por otra parte, es conveniente plantear y analizar varias alternativas y definir sus correspondientes curvas de degradación y, por consiguiente, sus ciclos de vida, y tomar en cuenta los trabajos de conservación y rehabilitación de cada una de las alternativas, para efectuar un análisis beneficio-costos, mediante el cual pueda determinarse la alternativa más económica o que corresponda a la utilización más conveniente de los recursos dentro de un presupuesto definido.

Para mayor información recurrir a la guía AASHTO, Guide for Design of Pavement Structures 1993.



5.1.2.2 MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM

A partir de 1962, la Secretaría de Obras Públicas patrocinó un programa de investigación sobre diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras, que desarrolla el Instituto de Ingeniería, UNAM. Su propósito fundamental es obtener mejores métodos de diseño en la construcción y reconstrucción de carreteras de bajo volumen de tránsito, considerando las condiciones particulares del país en cuanto a materiales, características del tránsito, clima, condiciones regionales, conservación, especificaciones, procedimientos de construcción, factores de seguridad y programa de inversiones.

La investigación realizada dio como resultado el diseño estructural de pavimentos flexibles por medio de gráficas, calculadoras programables y asistidas por computadora (DISPAV).

Para fines de esta tesis solo se mencionara el método gráfico y el asistido por computadora, dejando excluida, pero sin menospreciar, el diseño utilizando calculadoras programables.



Ing. Santiago Corro Caballero

Diseño gráfico

Para el diseño estructural de pavimentos flexibles se deben considerar las siguientes variables:

- 1) Coeficientes de daño estructural por eje o por vehículo, ya sean cargados o descargados. Para la asignación de coeficientes de daño a vehículos típicos, se tomaron en cuenta estudios de origen y destino realizado por la SOP (Fig. 5.10 y 5.11)



Fig. 5.10 Gráfica para estimar coeficientes de daño por tránsito, con relación al eje sencillo equivalente de 8.2 ton.

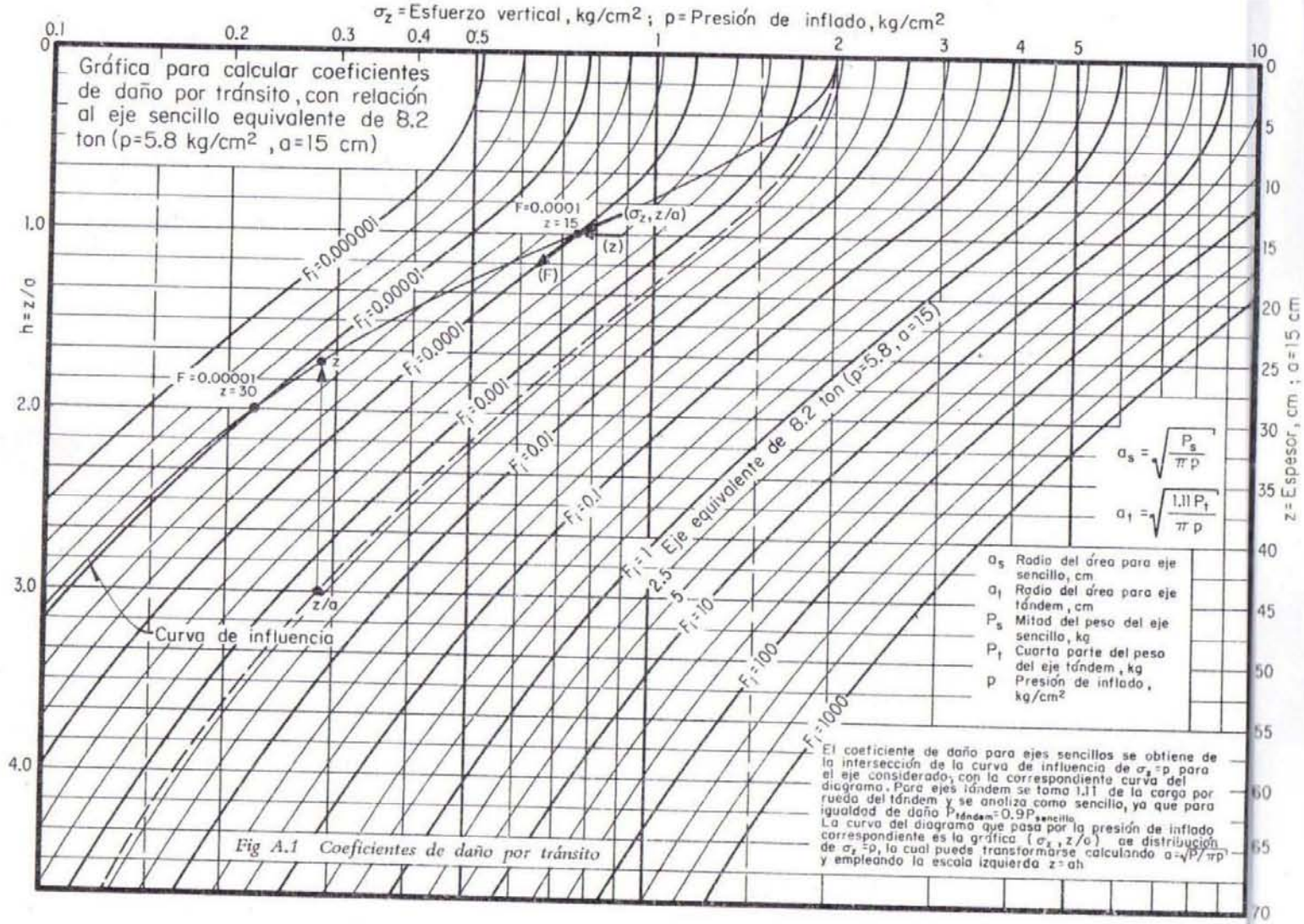
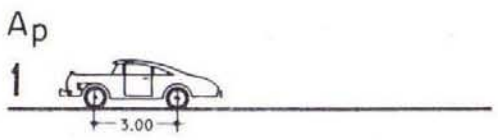




Fig. 5.11 Coeficientes de daño por tránsito para vehículos típicos.

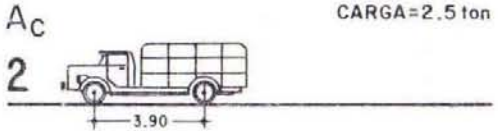
NOTA
 K_v = Coeficiente de equivalencia para el vehículo vacío
 K_c = Coeficiente de equivalencia para el vehículo cargado



Eje	Características		
	Peso, ton		p, kg/cm ²
	Cargado	Vacío	
1	1.0	0.8	2.0
2	1.0	0.8	2.0
3			
Σ	2.0	1.6	-

Coeficientes de daño			
Cargado, F.			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0046	0.000	0.000	0.000

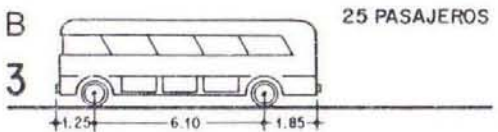
Coeficientes de daño			
Vacío, F'			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0023	0.000	0.000	0.000
0.0046	0.000	0.000	0.000



Eje	Características		
	Peso, ton		p, kg/cm ²
	Cargado	Vacío	
1	1.6	1.2	4.2
2	3.3	1.2	4.2
3			
Σ	4.9	2.4	-

Coeficientes de daño			
Cargado, F.			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
0.17	0.002	0.001	0.000
0.17	0.040	0.010	0.010
0.34	0.042	0.011	0.010

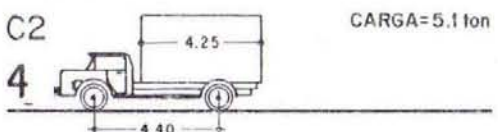
Coeficientes de daño			
Vacío, F'			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
0.17	0.001	0.000	0.000
0.17	0.000	0.000	0.000
0.34	0.001	0.000	0.000



Eje	Características		
	Peso, ton		p, kg/cm ²
	Cargado	Vacío	
1	4.2	3.0	5.8
2	8.3	7.0	5.8
3			
Σ	12.5	10.0	-

Coeficientes de daño			
Cargado, F.			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
1.0	0.150	0.080	0.050
1.0	1.000	1.020	1.050
2.0	1.150	1.100	1.100

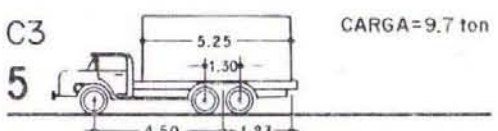
Coeficientes de daño			
Vacío, F'			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
1.0	0.040	0.015	0.007
1.0	0.600	0.500	0.500
2.0	0.640	0.515	0.507



Eje	Características		
	Peso, ton		p, kg/cm ²
	Cargado	Vacío	
1	2.5	1.5	5.0
2	6.8	2.7	5.0
3			
Σ	9.3	4.2	-

Coeficientes de daño			
Cargado, F.			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
0.44	0.025	0.008	0.002
0.44	0.440	0.440	0.440
0.88	0.465	0.448	0.442

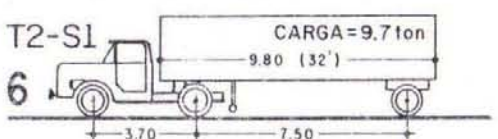
Coeficientes de daño			
Vacío, F'			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
0.44	0.002	0.000	0.000
0.44	0.025	0.008	0.003
0.88	0.027	0.008	0.003



Eje	Características		
	Peso, ton		p, kg/cm ²
	Cargado	Vacío	
1	2.6	1.7	5.0
2	14.0	5.2	5.0
3			
Σ	16.6	6.9	-

Coeficientes de daño			
Cargado, F.			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
0.44	0.025	0.008	0.003
0.44	0.650	0.650	0.650
0.88	0.675	0.658	0.653

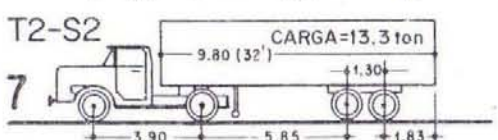
Coeficientes de daño			
Vacío, F'			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
0.44	0.004	0.001	0.000
0.44	0.040	0.010	0.006
0.88	0.044	0.011	0.006



Eje	Características		
	Peso, ton		p, kg/cm ²
	Cargado	Vacío	
1	3.0	2.5	5.8
2	8.0	3.6	5.8
3	7.8	3.0	5.8
Σ	18.8	9.1	-

Coeficientes de daño			
Cargado, F.			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
1.0	0.040	0.015	0.007
1.0	0.900	0.900	0.900
1.0	0.800	0.800	0.800
3.0	1.740	1.715	1.707

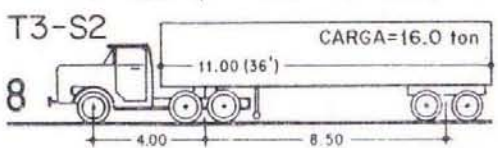
Coeficientes de daño			
Vacío, F'			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
1.0	0.020	0.006	0.002
1.0	0.080	0.030	0.020
1.0	0.040	0.015	0.007
3.0	0.140	0.051	0.029



Eje	Características		
	Peso, ton		p, kg/cm ²
	Cargado	Vacío	
1	4.0	3.5	5.8
2	8.5	4.0	5.8
3	12.1	3.8	5.8
Σ	24.6	11.3	-

Coeficientes de daño			
Cargado, F.			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
1.0	0.120	0.060	0.030
1.0	1.000	1.020	1.050
2.0	0.450	0.400	0.400
4.0	1.570	1.480	1.480

Coeficientes de daño			
Vacío, F'			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
1.0	0.080	0.030	0.020
1.0	0.120	0.060	0.030
2.0	0.010	0.002	0.001
4.0	0.210	0.092	0.051



Eje	Características		
	Peso, ton		p, kg/cm ²
	Cargado	Vacío	
1	3.9	3.5	5.8
2	13.0	5.4	5.8
3	13.0	5.0	5.8
Σ	29.9	13.9	-

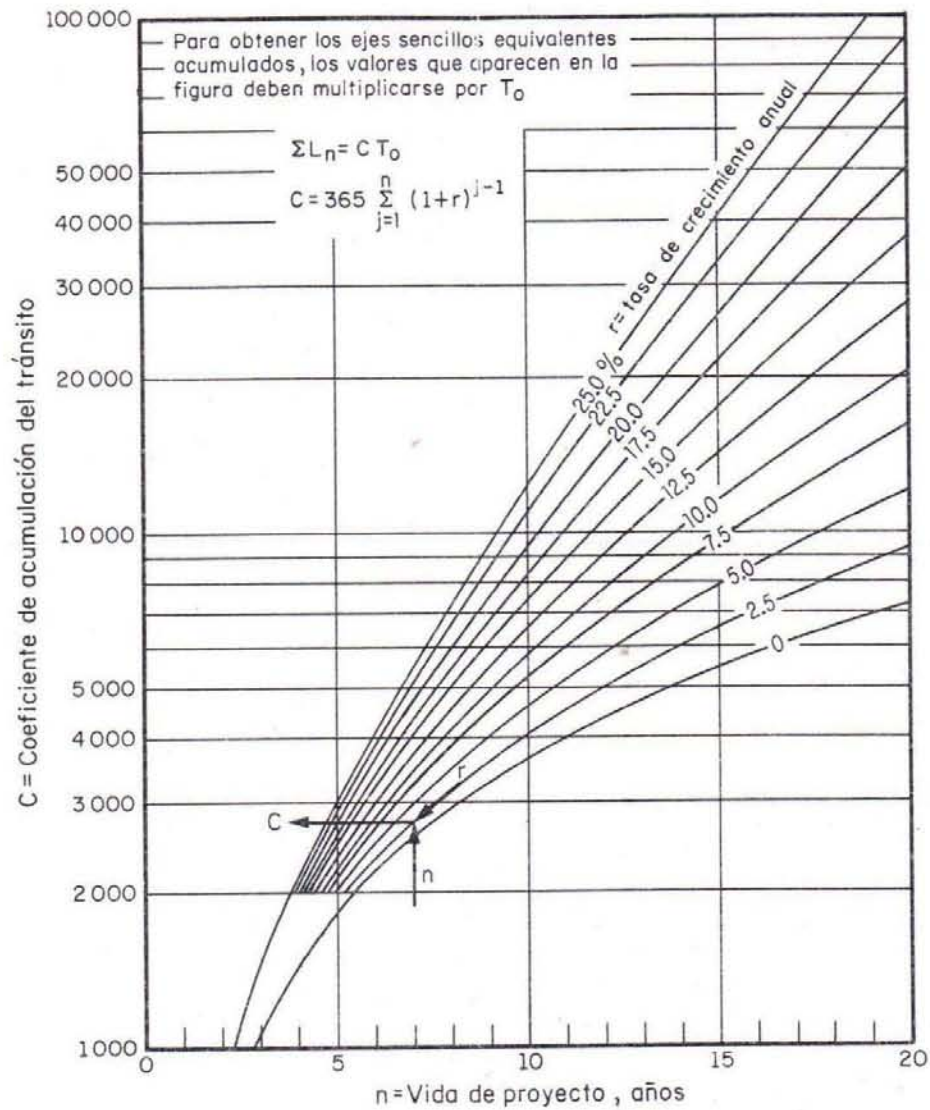
Coeficientes de daño			
Cargado, F.			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
1.0	0.100	0.050	0.025
2.0	0.600	0.500	0.500
2.0	0.600	0.500	0.500
5.0	1.300	1.050	1.025

Coeficientes de daño			
Vacío, F'			
z=0	z=15	z=22.5	z=30
1.0	0.080	0.030	0.020
2.0	0.040	0.015	0.007
2.0	0.030	0.010	0.005
5.0	0.150	0.055	0.032



2) Composición del tránsito, tomando en cuenta tipo y peso de vehículos (Fig. 5.12 y 5.13).

Fig. 5.12 Gráfica para estimar el tránsito equivalente acumulado.



ΣL_n tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes equivalentes de 8.2 ton

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

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

$$T_0 = \sum N_i F_i + \sum N_i^d F_i^d$$

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

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



Fig. 5.13 Tabla para cálculo del tránsito acumulado en función de ejes sencillos equivalentes de 8.2 Ton.

Carretera _____ Tramo _____ Fecha _____

Notas _____

TIPO DE VEHICULO	Número de vehículos en ambas direcciones	Coeficiente de distribución	Número de vehículos en el carril de proyecto	Coeficiente de vehículos cargados o vacíos	Número de vehículos cargados o vacíos por carril N_i, N_j	Coeficientes de daño por tránsito, F_i, F_j		Número de ejes equivalentes de 8.2 ton, $N_i F_i, N_j F_j$									
						z=0 cm	z=15 cm	z=0 cm	z=15 cm								
A _p 				C=		0.005	0										
				V=		0.005	0										
A _c 				C=		0.34	0.042										
				V=		0.34	0.001										
B 				C=		2.0	1.150										
				V=		2.0	0.640										
C2 				C=		0.88	0.465										
				V=		0.88	0.027										
C3 				C=		0.88	0.675										
				V=		0.88	0.044										
T2-S1 				C=		3.0	1.740										
				V=		3.0	0.140										
T2-S2 				C=		4.0	1.570										
				V=		4.0	0.210										
T3-S2 				C=		5.0	1.300										
				V=		5.0	0.150										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">NUMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES</td> <td style="width: 50%;">COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">50</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">40-50</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">6 o más</td> <td style="text-align: center;">30-40</td> </tr> </table>		NUMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %	2	50	4	40-50	6 o más	30-40	Total							
NUMERO DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION PARA EL CARRIL DE PROYECTO, %																
2	50																
4	40-50																
6 o más	30-40																

T_0, T_0' = Tránsito equivalente inicial

Años de servicio, $n =$ _____ Tasa de crecimiento anual, $r =$ _____ %

Coeficiente de acumulación del tránsito, $C =$ _____

Tránsito acumulado, $\sum L_n = C T_0 =$ _____ $\sum L_n' = C T_0' =$ _____



3) Vida de proyecto de la carretera (tabla 5.20)

TABLA 5.20 PERIODOS O CICLOS DE PROYECTO DE ACUERDO CON EL TIPO DE CARRETERA

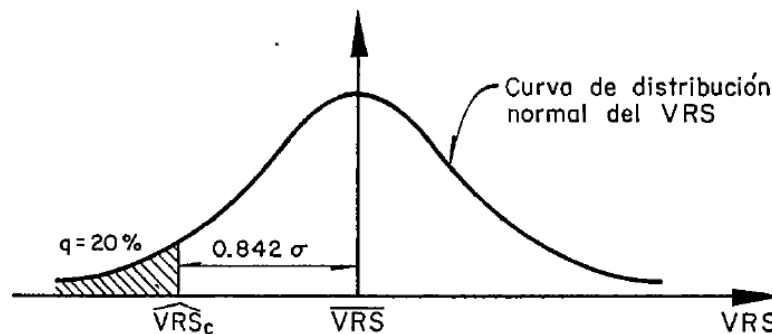
TIPO DE CARRETERA	PERIODO DE PROYECTO, AÑOS
URBANA, CON ELEVADO NIVEL DE TRANSITO	30-50
PRINCIPAL, CON ELEVADO NIVEL DE TRANSITO	20-50
SECUNDARIA, CON BAJO NIVEL DE TRANSITO	15-25

4) Tasa de crecimiento anual del transito

5) Factor de equivalencia estructural (a_1, a_2) para el caso de carpetas asfálticas y bases estabilizadas con asfalto u otros materiales como cal y cemento. La determinación experimental de estos factores está en proceso, pero provisionalmente podrían emplearse valores provenientes de la prueba AASHO (Fig. 5.3 a 5.7).

6) Coeficientes de variación del VRS en el campo para cada una de las diferentes capas (Fig. 5.14).

Fig. 5.14 Curva de distribución normal del VRS



$$\widehat{VRS}_{\text{crítico}} = \overline{VRS} (1 - 0.842 V)$$

donde V es el coeficiente de variación del VRS en el modelo.

7) Nivel de confianza establecido para el análisis del $VRS_{\text{CRÍTICO}}$, para cada una de las diferentes capas (Fig. 5.15).



Fig. 5.15 Cálculo del $VRS_{CRITICO}$

$$\widehat{VRS}_z = \overline{VRS} [1 - CV]$$

\widehat{VRS}_z = Estimación del valor relativo de soporte crítico esperado en el campo

\overline{VRS} = Valor relativo de soporte medio esperado en el campo

V = Coeficiente de variación del VRS en el campo

C = Factor que depende del nivel de confianza establecido

Nivel de confianza %	75	80	85	90	95	99
C	0.675	0.842	1.037	1.282	1.645	2.326

- 8) Dos graficas de diseño de espesores (Fig. 5.16 y 5.17) con diferentes coeficientes de seguridad a la falla funcional de la carretera.



Fig. 5.16 Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible.

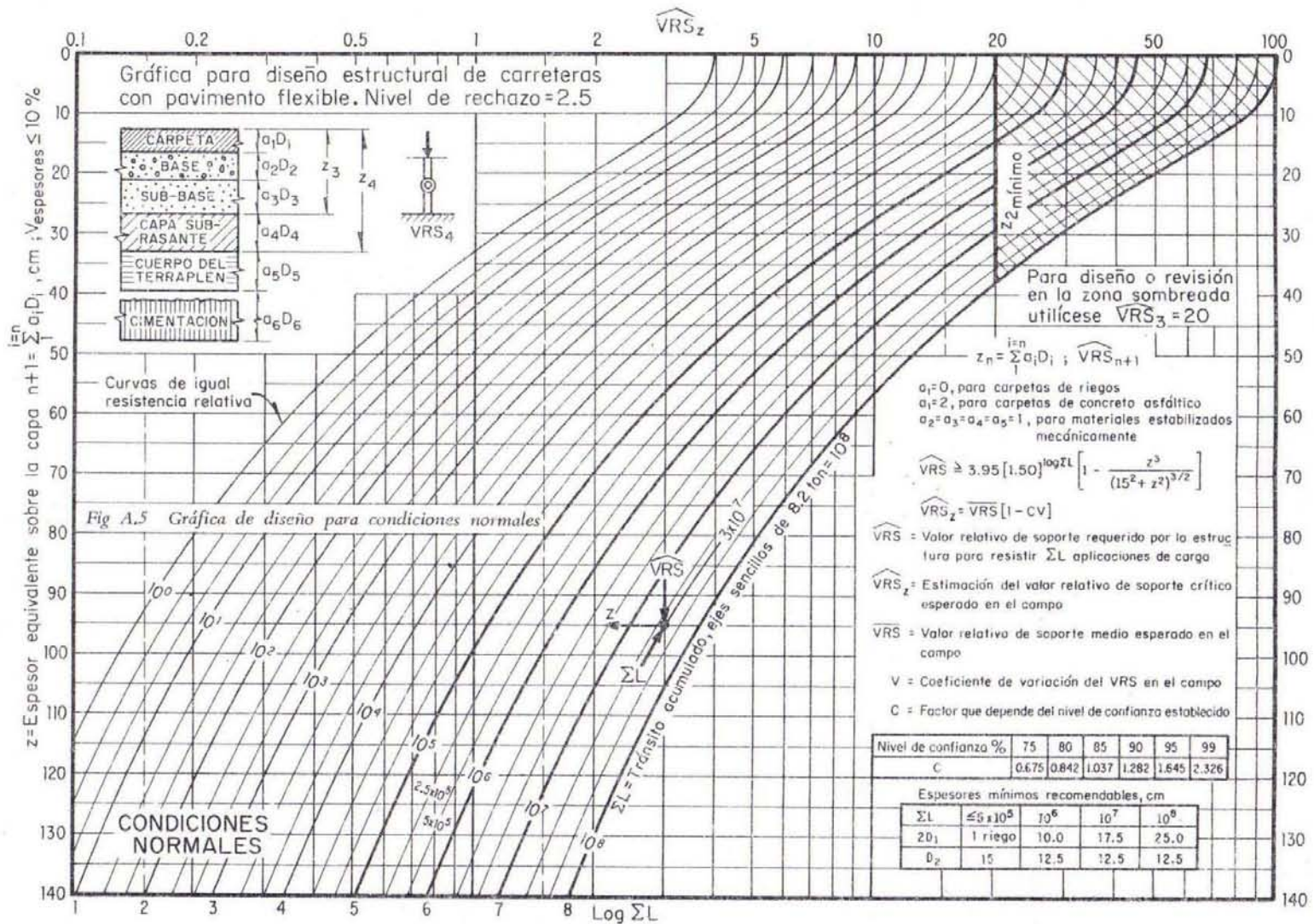
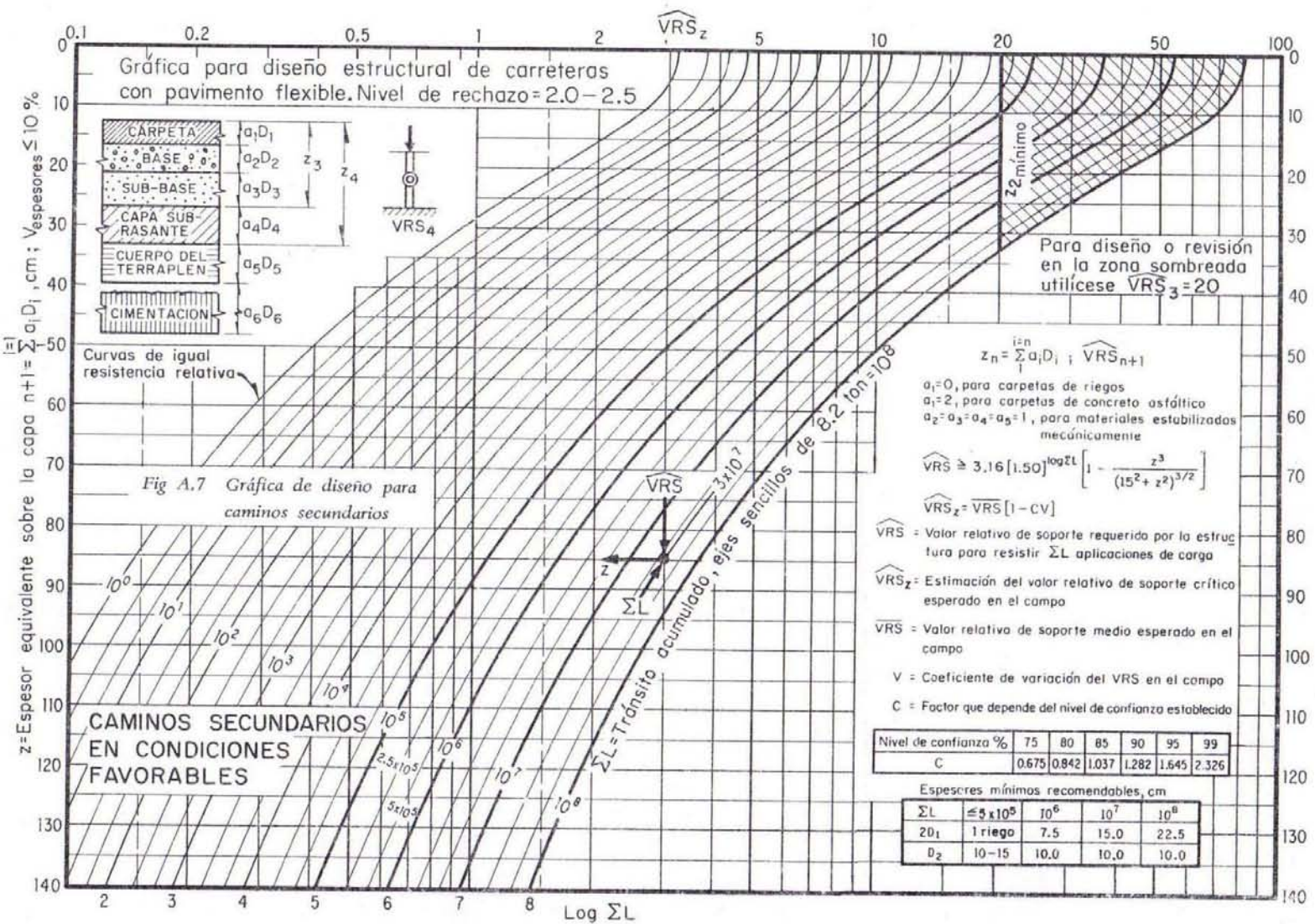




Fig. 5.17 Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible (caminos secundarios).





Asistido por computadora (DISPAV)

En la segunda mitad del 2010, Santiago Corro, como parte de su trabajo relativo a su año sabático, propuso la modernización del sistema de diseño de pavimentos de altas especificaciones: Dispav-5 versión 2.0; para ello, invitó a Gabriel Castillo como experto en el desarrollo de sistemas.

El Dispav-5 es un programa interactivo que utiliza conceptos teórico-empíricos para diseñar secciones estructurales de pavimentos flexibles de caminos normales y de grandes especificaciones. Como variables de entrada, el programa utiliza la información de tránsito del proyecto y las características de los materiales de cada una de las capas que conforman la estructura. Una vez concluida la entrada de información, el programa calcula los espesores requeridos para evitar la falla por deformación de las capas no estabilizadas con asfalto y por fatiga de las capas asfálticas. Adicionalmente, dicho programa permite revisar el desempeño por fatiga y deformación de secciones estructurales de pavimentos flexibles a partir de información de tránsito, geometría y características de materiales.



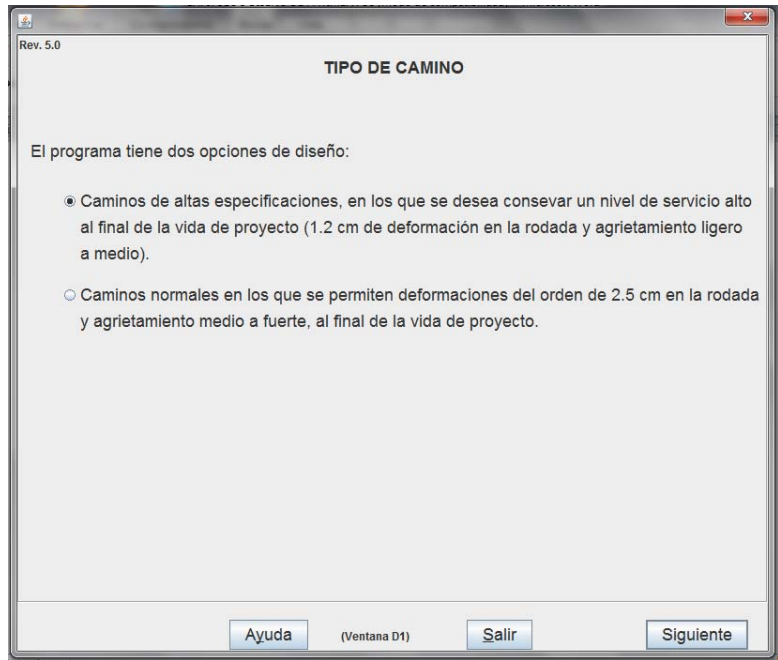
Para diseñar la estructura de un pavimento flexible utilizando el Dispav se requiere obtener previamente las características de resistencia de los materiales considerados en el proyecto: VRSz de suelos y módulo de rigidez de la capa asfáltica, así como los datos del tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto, la composición de dicho tránsito, la tasa de crecimiento anual del tránsito y el periodo de proyecto es de diez años.



Los pasos a seguir para realizar el cálculo de espesores son los siguientes:

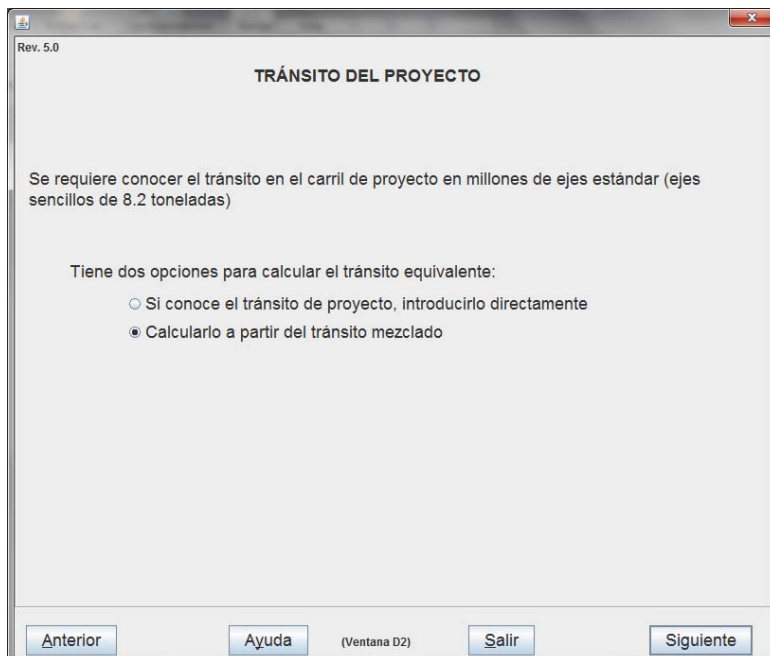
1. Tipo de diseño:

Se debe elegir el tipo de camino según la importancia e intensidad del tránsito que vaya a darse durante la vida del proyecto.



2. Tránsito de proyecto:

El programa permite introducir directamente el tránsito de proyecto, en ejes estándar de 8.2 toneladas métricas, en caso de ser conocido. También se puede calcular el tránsito de proyecto a partir de los datos del tránsito promedio diario anual, en el carril de proyecto, y de su composición por tipo de vehículo. En este ejemplo se calcula el tránsito de proyecto a partir de la composición del tránsito mezclado, por lo que se elige la segunda opción.





3. Datos del tránsito y Tipo de camino:

Se requiere del tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto considerando el coeficiente direccional y la distribución por carriles. Conviene subrayar que la tasa de crecimiento anual debe estimarse mediante un análisis estadístico. También se requiere el periodo de diseño del pavimento, en años.

Para efecto de las cargas máximas legales en los vehículos comerciales, se consideran especificaciones del camino de tipo A, B, C o D (utilizando la clasificación técnica oficial mencionada en el capítulo 2), según la clasificación SCT de la Norma de 1997.

Rev. 5.0

TRÁNSITO ACUMULADO EN VEHÍCULOS TDPA

Introduzca los siguientes datos :

TDPA en el carril del proyecto (en vehículos) :

Tasa de crecimiento anual del tránsito en % :

Periodo de proyecto, en años :

y el tipo de camino

Utilizar Norma del decreto publicado el 7 de enero de 1997

Actualizar pesos según la Norma NOM-012-SCT-2008

Elija uno...
Elija uno...
1. Tipo A o B
2. Tipo C
3. Tipo D

Anterior Ayuda (Ventana D3) Salir Siguiente

También tiene la posibilidad de actualizar los pesos, según la nueva norma de 2008, o seguir la de 1997. Sin embargo, conviene comentar que en la norma de 1997 los caminos tipo A y B, tienen los mismos pesos, mientras que en la norma de 2008 son distintos entre sí.

Rev. 5.0

COMPOSICIÓN DEL TRÁNSITO

Introduzca el porcentaje de cada tipo de vehículo.

Auto	Tractocamión articulado
A: <input type="text"/>	T2-S1: <input type="text"/>
Autobús	T2-S2: <input type="text"/>
B2: <input type="text"/>	T3-S2: <input type="text"/>
B3: <input type="text"/>	T3-S3: <input type="text"/>
B4: <input type="text"/>	
Camión	Tractocamión doblemente articulado
C2: <input type="text"/>	T2-S1-R2: <input type="text"/>
C3: <input type="text"/>	T3-S1-R2: <input type="text"/>
C2-R2: <input type="text"/>	T3-S2-R2: <input type="text"/>
C3-R2: <input type="text"/>	T3-S2-R3: <input type="text"/>
C2-R3: <input type="text"/>	T3-S2-R4: <input type="text"/>
C3-R3: <input type="text"/>	T3-S3-S2: <input type="text"/>

La suma debe ser igual a 100 %

Anterior (Ventana D4) Salir Siguiente

4. Composición del tránsito:

Se ingresaran los datos de la composición de tránsito vehicular (mencionado en el capítulo 2. y capítulo 5 tabla 5.14, Fig. 5.13)



5. Carga de los vehículos comerciales:

El programa permite considerar los diferentes porcentajes de vehículos cargados para cada uno de los tipos de vehículos considerados en la composición del tránsito, o emplear un porcentaje constante para todos los vehículos comerciales.

Dicho porcentaje de camiones cargados se puede obtener por medio de muestras en la carretera de interés, o empleando los resultados obtenidos en muestras tomadas en la red nacional.

Rev. 5.0

TASA DE CRECIMIENTO

Se requiere conocer el porcentaje de camiones cargados en el carril de proyecto.

Se tienen dos opciones:

- Emplear un porcentaje de vehículos cargados para cada tipo de vehículo.
- Emplear un porcentaje de vehículos cargados aplicable a todos los vehículos comerciales (un porcentaje promedio).

Se sugiere emplear una proporción de camiones cargados entre 60 y 80%
Introduzca una proporción de camiones cargados que juzgue correcta (en%):

Para los vehículos tipo A se supone que siempre están cargados. Los autobuses y vehículos de carga (tipos B,C y T) pueden circular vacíos en un cierto porcentaje de casos.

Anterior (Ventana D5) Salir Siguiente

Rev. 5.0

AUTOBÚS B2

Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Sencillo
Carga*	<input type="text" value="6.5"/>	<input type="text" value="11.0"/>
Presion**	<input type="text" value="6.0"/>	<input type="text" value="6.0"/>

*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
**Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.
Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

Anterior tipo de vehículo Siguiente tipo de vehículo

Anterior (Ventana D7) Salir Siguiente

6. El programa presenta la carga máxima legal en cada eje, para el tipo de camino de proyecto (A, B, C, ó D) por cada tipo de vehículo incluido. Se pide al proyectista que la modifique si tiene información al respecto, o que la ratifique, en caso contrario. Es decir, el proyectista tiene la opción de introducir el peso estimado para cada uno de los ejes de los vehículos comerciales considerados.



7. A continuación, el programa calcula y presenta los coeficientes de equivalencia (o de daño relativo) para cada vehículo.

Rev. 5.0

COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHÍCULO CARGADO
(O DE DAÑO RELATIVO)

AUTOBÚS B2

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	1.28	2.11	3.55	4.69	5.01	5.14
TOTAL	2.4	2.73	3.93	4.99	5.29	5.41

Anterior tipo de vehiculo Siguiente tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D8) Salir Siguiente

Rev. 5.0

Profundidad

Tránsito de proyecto en millones de ejes estandar para una profundidad de:

Z = 5 cm	Z = 15 cm	Z = 30 cm	Z = 60 cm	Z = 90 cm	Z = 120 cm
1.3	1.2	1.6	2.1	2.2	2.2

Seleccione un valor para daño superficial : 15cm

Seleccione un valor para daño profundo : 90cm

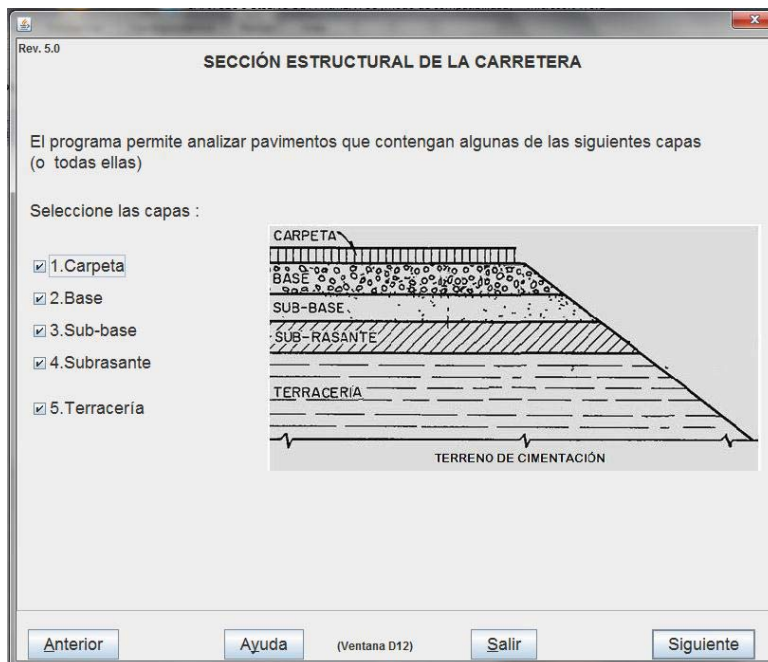
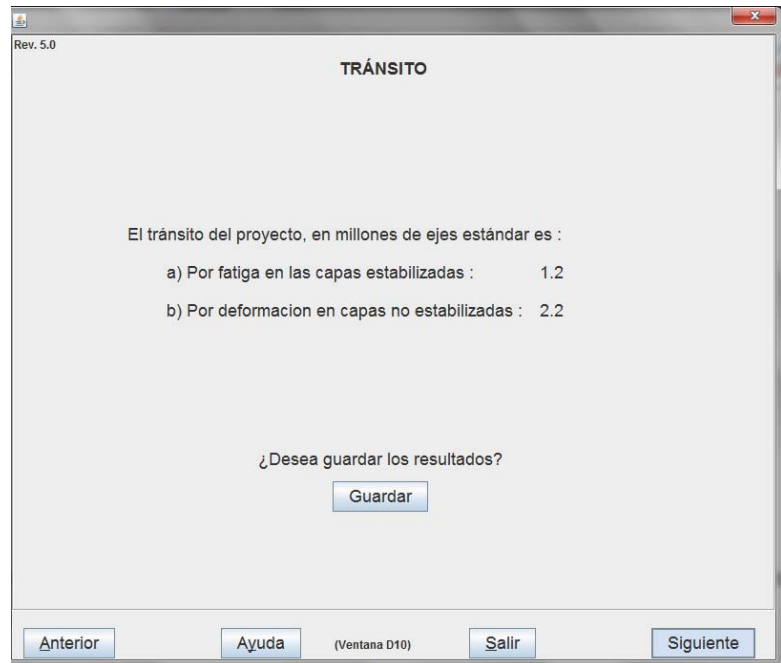
Se sugiere emplear el tránsito de proyecto determinado a 15 y 90 cm para diseño por fatiga y deformación permanente, respectivamente. Pero usted puede tomar la profundidad más adecuada a su proyecto.

Anterior (Ventana D9) Salir Siguiente

8. El programa calcula el tránsito acumulado de proyecto (N), a diferentes profundidades, tomando en cuenta los coeficientes de equivalencia de cada vehículo, el tránsito diario promedio, la distribución del tránsito, la tasa de crecimiento anual y el periodo de proyecto. Para el cálculo de la vida por agrietamiento de fatiga en las capas asfálticas, se recomienda tomar como tránsito acumulado de proyecto el determinado a una profundidad de 15 cm. Para calcular el espesor de la sección estructural del pavimento por deformación permanente ($\Delta 20$) se recomienda utilizar el obtenido a una profundidad de 90 cm. Sin embargo, el proyectista puede elegir el

tránsito acumulado de proyecto, de acuerdo con las características del camino, y aplicando su criterio, para cualquiera de las profundidades calculadas, tanto por fatiga como por deformación permanente.

9. Dando como resultado el tránsito de proyecto por fatiga y deformación del análisis anterior.



10. Propiedades de los materiales disponibles para el proyecto y valor relativo de soporte de los materiales no aglutinados:

El proyectista debe partir de un anteproyecto de la sección estructural del pavimento; es decir, de cuáles capas y qué tipo de materiales planea incluir. El programa considera un máximo de cinco capas, incluyendo la terracería, lo cual es conveniente para un diseño estructural adecuado y confiable.



11. El VRSz estimado se debe establecer considerando la compactación en la cual se van a colocar los materiales, así como las condiciones de humedad previsible durante la vida de servicio del camino.

También deben hacerse consideraciones estadísticas de manera que el valor medio obtenido se ajuste por un factor de seguridad. Se sugiere emplear: $VRSz = VRS (1 - CV)$.

En la expresión anterior, “C” es un factor que depende del nivel de confianza deseado. Para fines prácticos, puede considerarse una distribución normal en la resistencia. Por ejemplo, si se desea un nivel de confianza de 80 por ciento, entonces $C = 0.84$ (Fig. 5.14 y 5.15).

Capa	CBRz %
1. Carpeta	
2. Base granular (min. 80%)	<input type="text" value="100"/>
3. Sub-base (min. 25%)	<input type="text" value="40"/>
4. Subrasante (min. 15%)	<input type="text" value="20"/>
5. Terracería (min. 3%)	<input type="text" value="5"/>

El CBRz (VRSZ) de las capas, valor relativo de soporte de California a la profundidad de desplante de la capa (z) puede modificarse si así lo desea.

Anterior Ayuda (Ventana D13) Salir Siguiente

Por su parte “V” es el coeficiente de variación de la resistencia. Si no se cuenta con la suficiente información para estimarlo, se puede emplear un valor alrededor de 0.3, aceptable para una construcción de buena calidad.

Capa	CBRz %	CBRp %
1. Carpeta		
2. Base granular (min. 80%)	<input type="text" value="100"/>	100.0
3. Sub-base (min. 25%)	<input type="text" value="40"/>	30.0
4. Subrasante (min. 15%)	<input type="text" value="20"/>	20.0
5. Terracería (min. 3%)	<input type="text" value="5"/>	5.0

Por razones de estructuración, se establecen CBRp de proyecto (mínimos y máximos) en las capas no asfálticas.

Anterior Ayuda (Ventana D13) Salir Siguiente

12. En el ejemplo los valores propuestos están en el intervalo aceptable



13. Módulos de rigidez de los materiales:

Para el cálculo de esfuerzos, deformaciones unitarias, y desplazamientos verticales, se requieren los módulos de rigidez de todas las capas. En el caso de la carpeta asfáltica, si el proyectista no tiene información de laboratorio para establecer el módulo dinámico de rigidez del concreto asfáltico, puede emplear el programa MODULO para estimarlo aproximadamente a partir de relaciones volumétricas.

Los datos obtenidos generalmente tienen variaciones significativas y deben emplearse únicamente como una guía cualitativa.

Capa	CBRz %	CBRp %	Módulo de Rigidez (Kg/cm2)
1. Carpeta			30000
2. Base granular (min. 80%)	100	100.0	3265
3. Sub-base (min. 25%)	40	30.0	1719
4. Subrasante (min. 15%)	20	20.0	1058
5. Terracería (min. 3%)	5	5.0	401

Se sugieren los valores como módulos de rigidez de capas no estabilizadas. Esos valores se obtuvieron de $E = 130 \text{ CBRz}^{0.7}$.
Esta ecuación se obtiene para condiciones generales, pero puede requerir adecuaciones en casos particulares.

Se hace notar que la estimación del módulo de rigidez de proyecto es un problema difícil que requiere de un análisis amplio y del buen criterio del proyectista. En efecto, el módulo de rigidez cambia de manera significativa con varios factores, entre ellos, la temperatura y la velocidad de aplicación de las cargas de las ruedas de los vehículos. A esto debe agregarse el efecto dinámico vertical, que altera las cargas estáticas.

Por lo anterior, se recomienda dividir el período de diseño en etapas climáticas típicas, y realizar pruebas dinámicas de laboratorio para estimar los módulos de rigidez en diferentes condiciones. El módulo de rigidez de proyecto puede estimarse ponderando los daños producidos en diferentes etapas y aplicando la Ley de Miner.

En consecuencia, la estimación de los módulos de rigidez de los diferentes materiales debe considerarse con mucho cuidado, para evitar fallas debido a una apreciación inadecuada de las características mecánicas de los materiales.

Para el caso de los materiales no estabilizados con asfalto, las recomendaciones son similares. Por tanto, se insiste en realizar un buen control de laboratorio, tomando en cuenta que la compactación, el contenido de agua y los efectos climáticos, modifican de manera significativa el comportamiento de los materiales.

En caso de que el proyectista no pueda obtener los módulos de rigidez de los materiales no aglutinados en pruebas de laboratorio, o en el campo, el programa permite estimarlos de manera aproximada, con la expresión: $E = 130 \text{ VRSZ}^{0.7}$.



Rev. 5.0

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Capa	CBRz %	CBRp %	Módulo de Rigidez (Kg/cm2)	Poisson
1.Carpeta			30000	0.35
2.Base granular (min.80%)	100	100.0	3265	0.35
3.Sub-base (min.25%)	40	30.0	1719	0.45
4.Subrasante (min.15%)	20	20.0	1058	0.45
5.Terracería (min.3%)	5	5.0	401	0.45

Se proponen valores para las relaciones de Poisson de cada capa, puede modificarlas si así lo desea.

Anterior Ayuda (Ventana D13) Salir Siguiente

14. Relación de Poisson

El programa propone relaciones de Poisson para cada tipo de material, si el proyectista tiene información confiable que indique que el valor es diferente al anotado puede modificarlo.

15. Nivel de confianza

El programa permite elegir el nivel de confianza del proyecto, entre 50 y 99% Por omisión, siempre se sugiere un nivel de 85%.

Rev. 5.0

NIVELES DE CONFIANZA

El método permite elegir el nivel de confianza del proyecto.

Se sugiere emplear un nivel de confianza del 85% pero puede emplear otro nivel (entre 50% y 99%)

Puede cambiarlo si lo desea: %

Anterior Ayuda (Ventana D18) Salir Siguiente



Rev. 5.0

**ESPESORES DE PROYECTO PARA EL TRÁNSITO DE DISEÑO
EN MILLONES DE EJES ESTÁNDAR**

Diseño por deformación para un camino de altas especificaciones, con un nivel de confianza de:

85.0%

Para un tránsito de proyecto de 36.5 millones de ejes estándar.

Capa	Espesor Calculado cm	Espesor Proyecto cm
Carpeta	9.9	9.9
Base granular	25.2	25.2
Sub-base	11.6	15
Subrasante	61.1	57.6

Los espesores de capa calculados se ajustan a un espesor constructivo mínimo, el cual depende de la capa y el tránsito de proyecto. El diseño anterior previene contra la deformación excesiva.

El suelo de cimentación bajo la capa 5 es semi-infinito y puede coincidir con el valor de la capa de terracería.

Anterior Ayuda (Ventana D14) Salir Siguiente

16. Diseño por deformación

Una vez concluido el ingreso de información, el programa calcula los espesores requeridos para evitar la falla prematura por deformación de las capas no estabilizadas con asfalto.

17. Diseño por fatiga en las capas asfálticas:

La vida previsible por fatiga está basada en las deformaciones unitarias generadas en la parte inferior de la carpeta asfáltica de la estructura obtenida en el paso anterior. Se emplea el modelo de fatiga correspondiente al tipo de camino elegido.

El resultado de la revisión indica que la vida previsible es inferior al tránsito de proyecto por fatiga. Se requiere modificar el diseño para que la vida previsible coincida, aproximadamente, con el tránsito de proyecto. El programa proporciona cuatro opciones al usuario.

Rev. 5.0

RESULTADOS FINALES DEL PROYECTO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 85.0%

Para un tránsito de 36.5 millones de ejes estándar Vida Previsible

Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm2	Poisson	Def	Fatiga
Carpeta	9.9		30000	0.35		3.2
Base granular	25.2	100.0	3265	0.35	37.7	
Sub-base	15	40.0	1719	0.45	36.9	
Subrasante	57.6	20.0	1058	0.45	67.8	
Terracería	Semi-inf.	5.0	401	0.45	36.5	

	Vida Previsible	Transito Proyecto
Deformación	36.5	36.5
Fatiga	3.2	29.4

El diseño no es adecuado.

Tiene las siguientes opciones:

- Elija una opción
- Elija una opción
- Cambiar módulo de asfáltica y de carpeta
- Cambiar espesores
- Emplear base asfáltica

Anterior



En este ejemplo se presentan dos soluciones al diseño. En la primera se mantienen las capas consideradas actualmente (CA/BG/SB/SR), y se modifica el grueso de la carpeta hasta encontrar un espesor que proporcione una vida previsible igual al tránsito de proyecto por fatiga. En la segunda solución se considera incluir una base estabilizada con asfalto.

Rev. 5.0

RESUMEN DE DATOS PARA EL CÁLCULO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL BAJO CARGAS REPETIDAS

Carga: eje sencillo estándar de 8.2 ton.
Presión de contacto: 5.8 kg/cm²
Tránsito de proyecto: 29.4 millones de ejes estándar
Nivel de confianza: 85.0%

	Módulo	Espesor cm
Carpeta	30000	<input type="text" value="17"/>
Base granular	3265	<input type="text" value="20"/>
Sub-base	1719	<input type="text" value="15"/>
Subrasante	1058	<input type="text" value="50"/>
Terracería	401	Semi-inf.

(Ventana D15)

17.1. Cambiar espesores:

Se elige la opción 2 del menú: "Cambiar espesores", y se incrementa el espesor de la carpeta a 17 cm. Se pueden reducir o no, algunos espesores de las capas inferiores. En este caso, se disminuye el espesor de base granular a 20 cm y el de subrasante a 50 cm.

Se observa que todavía no se alcanza la vida de proyecto por fatiga, por lo que se incrementa el espesor de carpeta en 2 cm más.

Rev. 5.0

RESULTADOS FINALES DEL PROYECTO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 85.0%
Para un tránsito de 36.5 millones de ejes estándar **Vida Previsible**

Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm ²	Poisson	Def	Fatiga
Carpeta	17.0		30000	0.35		21
Base granular	20	100.0	3265	0.35	> 150	
Sub-base	15	40.0	1719	0.45	> 150	
Subrasante	50	20.0	1058	0.45	> 150	
Terracería	Semi-inf.	5.0	401	0.45	44.3	

	Vida Previsible	Transito Proyecto
Deformación	44.3	36.5
Fatiga	21	29.4

El diseño no es adecuado.

Tiene las siguientes opciones:

(Ventana D16)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Rev. 5.0

RESULTADOS FINALES DEL PROYECTO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 85.0%

Para un tránsito de 36.5 millones de ejes estándar **Vida Previsible**

Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm2	Poisson	Def	Fatiga
Carpeta	19.0		30000	0.35		33.9
Base granular	20	100.0	3265	0.35	> 150	
Sub-base	15	40.0	1719	0.45	> 150	
Subrasante	50	20.0	1058	0.45	> 150	
Terracería	Semi-inf.	5.0	401	0.45	64.8	

	Vida Previsible	Transito Proyecto
Deformación	64.8	36.5
Fatiga	33.9	29.4

La vida previsible es mayor que el tránsito de proyecto.
Tolerancia = Tránsito de proyecto +/- 10%.

Tiene las siguientes opciones:

(Ventana D16)

En este caso, la vida previsible es un poco mayor que el tránsito de proyecto, por lo que se puede disminuir ligeramente el espesor de la carpeta, utilizando una de 18 cm.

La vida previsible es ahora menor que el tránsito de proyecto; aunque la diferencia es menor que el 10% del tránsito de proyecto, lo que se considera tolerable. Queda a criterio del proyectista definir si el espesor de carpeta es de 18, 19, o 18.5 cm.

Rev. 5.0

RESULTADOS FINALES DEL PROYECTO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 85.0%

Para un tránsito de 36.5 millones de ejes estándar **Vida Previsible**

Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm2	Poisson	Def	Fatiga
Carpeta	18.0		30000	0.35		26.7
Base granular	20	100.0	3265	0.35	> 150	
Sub-base	15	40.0	1719	0.45	> 150	
Subrasante	50	20.0	1058	0.45	> 150	
Terracería	Semi-inf.	5.0	401	0.45	53.6	

	Vida Previsible	Transito Proyecto
Deformación	53.6	36.5
Fatiga	26.7	29.4

La vida previsible es cercana o mayor que la vida de proyecto.
El diseño parece adecuado. La tolerancia es +/- 10% del tránsito de proyecto crítico.

Tiene las siguientes opciones:

(Ventana D16)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Rev. 5.0

RESULTADOS FINALES DEL PROYECTO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 85.0%
 Para un tránsito de 36.5 millones de ejes estándar

Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm2	Poisson	Vida Previsible	
					Def	Fatiga
Carpeta	18.0		30000	0.35		26.7
Base granular	20	100.0	3265	0.35	> 150	
Sub-base	15	40.0	1719	0.45	> 150	
Subrasante	50	20.0	1058	0.45	> 150	
Terracería	Semi-inf.	5.0	401	0.45	53.6	

	Vida Previsible	Transito Proyecto
Deformación	53.6	36.5
Fatiga	26.7	29.4

La vida previsible es cercana o mayor que la vida de proyecto.
 El diseño parece adecuado. La tolerancia es +/- 10% del tránsito de proyecto crítico.

Tiene las siguientes opciones:

- Elija una opción
- Elija una opción
- Cambiar módulo de asfáltica y de carpeta
- Cambiar espesores
- Emplear base asfáltica

Anterior

17.2. Empleando base asfáltica:

Para incluir una base asfáltica en el diseño se debe seleccionar la opción número 3: "Emplear base asfáltica".

Se deben iniciar los cálculos con un espesor inicial para la nueva capa. Dicho valor se puede fijar por las consideraciones mínimas de espesor, tomando en cuenta el tamaño máximo de agregado, tránsito de proyecto, etc. También puede suponerse a partir de las características estructurales del proyecto, estimadas con los resultados anteriores.

Asimismo, es necesario proporcionar el módulo de rigidez de la nueva capa y la relación de Poisson, en donde se introdujeron, respectivamente, los valores de 20,000 y 0.35 para el módulo de rigidez y la relación de Poisson.

Rev. 5.0

Introducir los valores necesarios para la base asfáltica

Tome en cuenta un espesor mínimo de 10 cm. por motivos constructivos

Capa	H(cm)	CBR	E(kg/cm2)	Poisson
Carpeta	18		30000.0	0.35
Base asfáltica	<input type="text" value="10"/>		<input type="text" value="20000"/>	<input type="text" value="0.35"/>
Base granular	20	100.0	3265.5	0.35
Sub-base	15	40.0	1719.4	0.45
Subrasante	50	20.0	1058.4	0.45
Terracería	Semi-inf.	5.0	401.1	0.45

Por limitaciones del modelo el número de capas analizadas debe limitarse a un máximo de cinco, por tanto tiene que eliminar alguna de las capas. Seleccione la capa a eliminar:

(Ventana D17)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Rev. 5.0

RESUMEN DE DATOS PARA EL CÁLCULO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL BAJO CARGAS REPETIDAS

Carga: eje sencillo estándar de 8.2 ton.
 Presión de contacto: 5.8 kg/cm²
 Tránsito de proyecto: 29.4 millones de ejes estándar
 Nivel de confianza: 85.0%

	Módulo	Espesor cm
Carpeta	30000	18
Base Asfáltica	20000	10
Base granular	3265	20
Subrasante	1058	50
Terracería	401	Semi-inf.

Anterior (Ventana D15) Salir Siguiete

El máximo número de capas que se puede analizar es cinco. Si ese número se sobrepasa, como en este ejemplo, se debe eliminar una de ellas. Para decidir cuál capa debe ser eliminada, se deben considerar aspectos de la economía del proyecto y de la conveniencia estructural.

La vida previsible es ahora mayor que el tránsito de proyecto por lo que es necesario reducir los espesores de las demás capas.

Rev. 5.0

RESULTADOS FINALES DEL PROYECTO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 85.0%
 Para un tránsito de 36.5 millones de ejes estándar Vida Previsible

Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm ²	Poisson	Def	Fatiga
Carpeta	18.0		30000	0.35		> 150
Base Asfáltica	10		20000	0.35		117.5
Base granular	20	100.0	3265	0.35	> 150	
Subrasante	50	20.0	1058	0.45	> 150	
Terracería	Semi-inf.	5.0	401	0.45	72	

	Vida Previsible	Tránsito Proyecto
Deformación	72	36.5
Fatiga	117.5	29.4

La vida previsible es mayor que el tránsito de proyecto.
 Tolerancia = Tránsito de proyecto +/- 10%.

Tiene las siguientes opciones:

Guardar Resultados

Anterior (Ventana D16) Salir

Rev. 5.0

RESUMEN DE DATOS PARA EL CÁLCULO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL BAJO CARGAS REPETIDAS

Carga: eje sencillo estándar de 8.2 ton.
 Presión de contacto: 5.8 kg/cm²
 Tránsito de proyecto: 29.4 millones de ejes estándar
 Nivel de confianza: 85.0%

	Módulo	Espesor cm
Carpeta	30000	<input type="text" value="8"/>
Base Asfáltica	20000	<input type="text" value="15"/>
Base granular	3265	<input type="text" value="25"/>
Subrasante	1058	<input type="text" value="50"/>
Terracería	401	Semi-inf.

(Ventana D15) Salir Siguiete

Los espesores modificados son los siguientes



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Rev. 5.0

RESULTADOS FINALES DEL PROYECTO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 85.0%

Para un tránsito de 36.5 millones de ejes estándar

Vida Previsible

Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm2	Poisson	Def	Fatiga
Carpeta	8.0		30000	0.35		> 150
Base Asfáltica	15		20000	0.35		40.1
Base granular	25	100.0	3265	0.35	> 150	
Subrasante	50	20.0	1058	0.45	> 150	
Terracería	Semi-inf.	5.0	401	0.45	38.8	

	Vida Previsible	Transito Proyecto
Deformación	38.8	36.5
Fatiga	40.1	29.4

La vida previsible es cercana o mayor que la vida de proyecto.
 El diseño parece adecuado. La tolerancia es +/- 10% del tránsito de proyecto crítico.

Tiene las siguientes opciones:

(Ventana D16)

La vida previsible es mayor que la vida de proyecto. Siendo adecuado los espesores analizados.

Teniendo como resultado las siguientes alternativas, siendo el proyectista quien tome la decisión de cual estructura utilizar dependiendo de los materiales del lugar, costo, calidad, método constructivo, entre otras:

Capas	Espesor, cm (Propuesta 1)	Espesor, cm (Propuesta 2)
Carpeta	18	8.0
Base Asfáltica	20	15
Base granular	0	25
Sub-base	15	0
Subrasante	50	50
Terracería	Semi-inf.	Semi-inf.

Cabe hacer notar que en este caso solo se mencionaron dos alternativas de estructuras permisibles habiendo más opciones que no se mencionaran en el alcance de este libro, para mayor información recurrir a las publicaciones No.444. Instructivo para diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras, No.325. Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible, DISPAV-5-versión 3.0 actualización del sistema para el diseño estructural de pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones, CI-8. Diseño estructural de pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones, No.115. Diseño de pavimentos flexibles para carreteras, No. 240. Diseño de pavimentos flexibles comportamiento de los tramos experimentales, No. 598. Comportamiento de pavimentos de altas especificaciones en la pista circular del instituto de ingeniería UNAM.

5.1.2.3 MÉTODO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO

En el periodo de 1954 a 1969 el Instituto del Asfalto publicó ocho ediciones de su Manual Series (MS-1), para el diseño de pavimentos flexibles.

El método se basa principalmente en la aplicación de la teoría elástica en multicapas, que utiliza resultados de investigaciones recientes por parte de este organismo.

Se presentara un procedimiento de diseño para obtener los espesores de la sección estructural de pavimentos, mediante un programa de computadora como DAMA o un conjunto de gráficas que cubren tres niveles de temperatura, donde se utilizan cemento asfáltico y emulsiones asfálticas en toda la sección o en parte de ella. Se incluyen varias combinaciones de superficies de rodamiento con concreto asfáltico, carpetas elaboradas con emulsiones asfálticas, bases asfálticas y bases o sub-bases granulares naturales.



- ✓ Estimación del tránsito



El método actual distingue el “periodo de diseño” del “periodo de análisis”, considerando que un pavimento debe ser diseñado para soportar los efectos acumulados del tránsito para cualquier periodo de tiempo. El periodo, se define como “periodo de diseño”. Al término de este, se espera que el pavimento requiera alguna acción de rehabilitación mayor, como puede ser una sobrecarpeta de refuerzo para restaurar su condición original. La vida útil del pavimento

puede ser extendida indefinidamente a través de sobrecarpetas u otras acciones de rehabilitación, hasta que la carretera sea obsoleta por cambios significativos en pendientes, alineamiento geométrico y otros factores. En la versión reciente, el método considera periodos de diseño de unos 34 años, y tasas de crecimiento del tránsito del 2 al 10% anual. En la tabla 5.21 se presenta el factor de crecimiento anual para determinar el tránsito acumulado en diferentes periodos de diseño y tasa de crecimientos de 2 a 10% anual.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.21 Factor de crecimiento del tránsito

Periodo de diseño, años (n)	Factor de crecimiento anual						
	2	4	5	6	7	8	10
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	30.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

Para calcular el porcentaje de camiones en el flujo vehicular sobre el carril de diseño, el método recomienda los valores indicados en la tabla 5.22.

Tabla 5.22 Porcentaje de camiones en el carril de diseño

Número de carriles en ambas direcciones	% de camiones en el carril de diseño
2	50
4	45
6 o mas	40

Para el cálculo de los ejes equivalentes, el método recomienda utilizar la metodología de la AASHTO, en su versión 1993. Ahí el método proporciona, en la tabla 5.23, factores de equivalencia de la carga o coeficiente de daños para ejes sencillos, dobles o triples, incluyendo cargas sobre el eje desde 0.5 ton. (1,000 lb) hasta 41 ton (90,000 lb), lo que se estima cubre sobradamente cualquier condición de peso de vehículos de carga.

Después de obtener los coeficientes por cada eje o conjunto de ejes, para cada vehículo, la suma de ellos proporcionara el coeficiente total de equivalencia de los vehículos, factor camión. Si se utiliza el factor anual de crecimiento del tránsito señalado en la tabla 5.21 y se multiplica por los coeficientes totales de equivalencia y por el número de vehículos del aforo del tránsito promedio anual, se obtendrán los ejes equivalentes acumulados reales para el periodo de diseño considerado.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



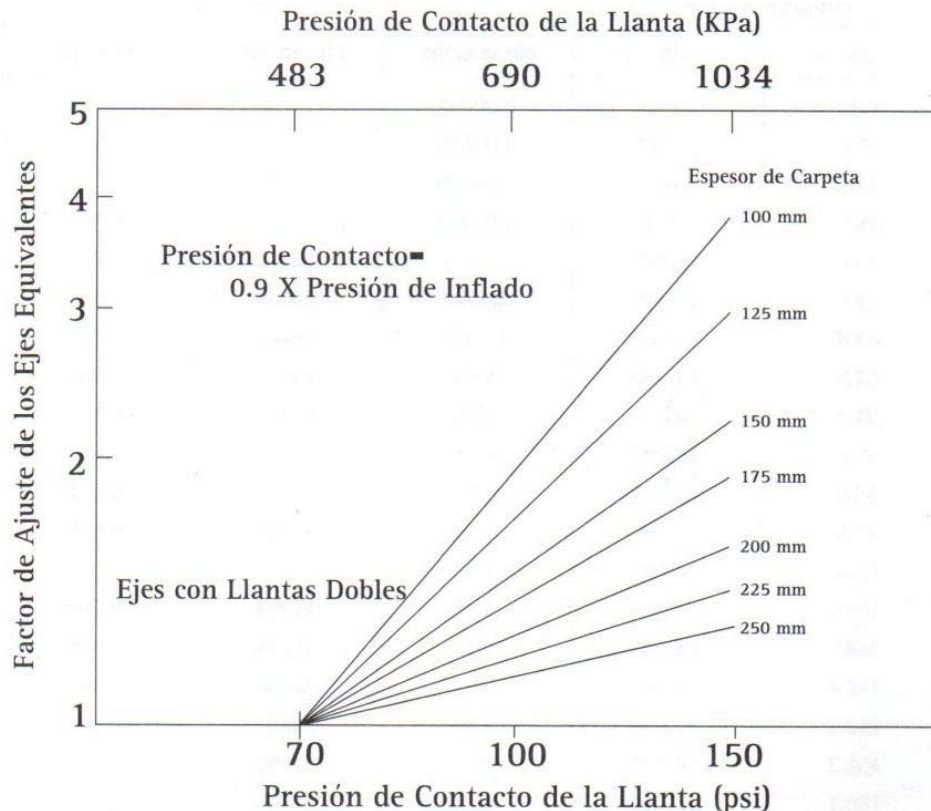
Tabla 5.23 Factores de equivalencia de carga

Carga total por eje o conjunto de ejes		Factores de equivalencia de carga		
KN	lb	Eje sencillo	Eje dobles	Eje triples
4.45	1.00	0.00002		
8.9	2.00	0.00018		
17.8	4.00	0.00209	0.0003	
26.7	6.00	0.01043	0.001	0.0003
35.6	8.00	0.0343	0.003	0.001
44.5	10.00	0.0877	0.007	0.002
53.4	12.00	0.189	0.014	0.003
62.3	14.00	0.360	0.027	0.006
71.2	16.00	0.623	0.047	0.011
80.0	18.00	1.000	0.077	0.017
89.0	20.00	1.51	0.121	0.027
97.9	22.00	2.18	0.180	0.040
106.8	24.00	3.03	0.260	0.057
115.6	26.00	4.09	0.364	0.080
124.5	28.00	5.39	0.495	0.109
133.4	30.00	6.97	0.658	0.145
142.3	32.00	8.88	0.857	0.191
151.2	34.00	11.18	1.095	0.246
160.1	36.00	13.93	1.38	0.313
169.0	38.00	17.20	1.70	0.393
178.0	40.00	21.08	2.08	0.487
187.0	42.00	25.64	2.51	0.597
195.7	44.00	31.00	3.00	0.723
204.5	46.00	37.24	3.55	0.868
213.5	48.00	44.50	4.17	1.033
222.4	50.00	52.88	4.86	1.22
231.3	52.00		5.63	1.43
240.2	54.00		6.47	1.66
249.0	56.00		7.41	1.91
258.0	58.00		8.45	2.20
267.0	60.00		9.59	2.51
275.8	62.00		10.84	2.85
284.5	64.00		12.22	3.22
293.5	66.00		13.73	3.62
302.5	68.00		15.38	4.05
311.5	70.00		17.19	4.52
320.0	72.00		19.16	5.03
329.0	74.00		21.32	5.57
338.0	76.00		23.66	6.15
347.0	78.00		26.22	6.78
356.0	80.00		29.00	7.45
364.7	82.00		32.00	8.2
373.6	84.00		35.30	8.9
382.5	86.00		38.80	9.8
391.4	88.00		42.60	10.6
400.3	90.00		46.80	11.6



El método incorpora factores de ajustes de los ejes equivalentes de diseño, para diferentes presiones de contacto de las llantas sobre el pavimento, en función de su presión de inflado y de los espesores de la carpeta asfáltica, donde contempla desde cuatro hasta diez pulgadas de espesor (10 y 25 cm respectivamente), ver figura 5.18

Figura 5.18 Factor de ajuste de los ejes equivalentes por presión de la llanta



✓ Evaluación de los materiales

Para el diseño de los espesores de una sección estructural de pavimento flexible, el método considera como parámetro fundamental, dentro de la evolución de los materiales, la obtención del módulo de resiliencia (M_R), con recomendaciones del método de prueba descrito en el Manual de Suelos MS-10 del propio Instituto. Sin embargo, se reconoce que no todos los organismos o dependencias tienen el equipo necesario para llevar a cabo tal prueba, por lo que han establecido factores de correlación entre M_R y la prueba de Valor Relativo de Soporte (CBR), AASHTO T.193 compactando las muestras según el método AASHTO T180, método B o D, señalan que los resultados son bastante aproximados; sin embargo, para un diseño preciso, se recomienda llevar a cabo la prueba del módulo de resiliencia para la capa de subrasante. Se establecen los siguientes factores de correlación entre el Módulo de Resiliencia y el CBR.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



$$M_R \text{ (MPa)} = 10.3 \text{ CBR}$$

$$M_R \text{ (psi)} = 10.3 \text{ CBR}$$

Cabe hacer notar que tales correlaciones solo se aplican a materiales de la capa subrasante, y no deben aplicarse a materiales granulares para capas de sub-base o de base.

Se recomienda, además, aplicar los métodos de prueba normalizados por AASHTO siguiente: límite líquido T89, límite plástico T90, índice plástico T90, granulometría T88, compactación T180, valor relativo soporte T193, valor R T190 y, para el módulo de resiliencia M_R , se recomienda utilizar el método descrito en el Manual de Suelos MS-10 del propio Instituto.

En función del tránsito esperado sobre el pavimento en estudio, el método recomienda los siguientes valores percentiles para definir el módulo de resiliencia de diseño de la capa subrasante.

Tabla 5.24 Valor de percentil para diseño de acuerdo al nivel del tránsito

Nivel del tránsito, EAL	Valor percentil, %
Menor de 10^4 ejes equivalentes	60
Entre 10^4 y 10^6 ejes equivalentes	75
Mayor de 10^6 ejes equivalentes	87.5

Con las muestras de materiales obtenidas en el campo y con los resultados obtenidos en el laboratorio para determinar los módulos de resiliencia, el diseñador deberá calcular el M_R de diseño de la capa subrasante, con los percentiles sugeridos en la tabla 5.24.

Para los requerimientos de compactación en las capas de base y sub-base, el método proporciona las siguientes recomendaciones:

Capas de base y sub-base formadas con materiales granulares sin tratamiento, esto es, no estabilizadas, deberán compactarse con un contenido de humedad óptimo más menos 1.5 puntos en porcentaje, para alcanzar una densidad mínima del 100% de la densidad máxima de laboratorio, sugiriendo se utilice el método AASHTO T180.

También recomienda los siguientes valores para las diferentes pruebas a realizarse con materiales de base y sub-base.

Tabla 5.25 Requisito de calidad para materiales de base y sub-bases

Prueba	Requisitos para sub-base	Requisitos para base
CBR, mínimo	20	80
Valor R, mínimo	55	78
Límite Líquido, máximo	25	25
Índice plástico, máximo	6	NP
Equivalente de arena, mínimo	25	35
Material que pasa la malla 200, máximo	12	7



El método contempla, factores de ambiente y varios tipos o clases de asfalto según las necesidades particulares de los usuarios. Esto es, tres diferentes temperaturas, según la región donde se pretenda construir el pavimento, climas fríos, templados y calientes, 7°C, 15.5°C y 24°C, respectivamente, empleando cementos asfálticos desde el AC-5 hasta el AC-40. Se recomienda la clasificación siguiente:

Tabla 5.26 Grados de asfaltos de acuerdo al tipo de clima

Clima	Temperatura	Grados de asfalto
Frío	≤ 7°C	AC-5, AC-10
Templado	Entre 7 y 24 °C	AC-10, AC-20
Caliente	≥ 24°C	AC-20, AC-40

Para mezclas asfálticas con emulsiones se pueden utilizar tanto emulsiones catiónicas (AASHTO M208) o aniónicas (AASHTO M140). El grado o tipo de asfalto dependerá principalmente de su habilidad para cubrir los agregados, además de factores como la disponibilidad de agua en el sitio de trabajo, clima durante la construcción, procedimiento de mezclado y curado del material.

En cuanto a requerimientos de espesores mínimos en función del nivel de tránsito en ejes equivalentes, el método recomienda los siguientes valores:

- a) Para superficies de concreto asfáltico construidas sobre bases estabilizadas con emulsiones.

Tabla 5.27 Espesores mínimos de carpetas asfálticas, de acuerdo al nivel de tránsito

Nivel de tránsito en ejes equivalentes	Espesor mínimo de carpeta asfáltica, cm (1)
10,000	5.0
100,000	5.0
1,000,000	7.5
10,000,000	10.0
Mayor de 10,000,000	13.0

(1) Podrá usarse concreto asfáltico o mezclas asfálticas con emulsiones tipo I, con un tratamiento superficial, sobre base asfálticas tipo II o tipo III.

Tipo I Mezclas elaboradas con agregados procesados, textura cerrada.

Tipo II Mezclas elaboradas con agregados semi-procesados.

Tipo III Mezclas elaboradas con arenas o arenas limosas.

- b) Para superficies de concreto asfáltico construida sobre bases granulares sin estabilizar.



Tabla 5.28 Espesor mínimo de carpetas asfálticas, cm

Nivel de tránsito en ejes equivalentes	Condición de tránsito	Espesor mínimo de carpetas asfáltica, cm.
Hasta 10,000	Ligero	7.2 (2)
Entre 10,000 y 1,000,000	Mediano	10.0
Mayor de 1,000,000	pesado	12.5 o mas

(2) Para pavimentos de una sola capa formada con concreto asfáltico (full-depth) o pavimentos con emulsiones asfálticas.

c) Cálculos de espesores de diseño.

Para el diseño de la sección estructural del pavimento flexible, el método proporciona 18 gráficos o cartas de diseño en sistema métrico más otras tantas en sistema inglés, las cubren las variables involucradas en los párrafos anteriores.

En el método se presentan gráficas con escalas logarítmicas para las tres condiciones climáticas consideradas, por el parámetro temperatura ambiente media anual (MAAT, por sus siglas en inglés), con el total de ejes equivalentes sencillos acumulados en el periodo de diseño, y el módulo de resiliencia de diseño de capa subrasante, para obtener los espesores finales de pavimentos de una sola capa formada con concreto asfáltico (full- depth), pavimentos elaborados con emulsiones asfálticas tipo I, II y III y bases granulares sin tratamiento con espesores de 15 a 30 cm. Las gráficas para 7°C deberán emplearse para temperaturas menores o iguales a 7°C; las gráficas para 24°C para temperaturas iguales o mayores a esta temperatura, y las gráficas para 15.5°C para temperatura intermedias.

Para fines prácticos se incluyen nueve cartas de diseño en sistema métrico, figura 5.19 a 5.27, con las cuales se puede obtener el espesor total de la estructura de concreto asfáltico, que podrá convertirse en una estructura multicapa, formada por la carpeta de rodamiento, base y sub-base, empleando los coeficientes estructurales recomendados por la AASHTO para esas capas o los coeficientes de equivalencia sugeridos por el mismo Instituto del Asfalto. Se sugiere también consultar para mayor detalle el método del Instituto del Asfalto en su Manual MS-1, o en su versión computarizada “HWY”, que incluye el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y el diseño de sobrecarpetas de refuerzo.

Figura 5.19 Carpeta asfáltica en una sola capa (Full-depth)

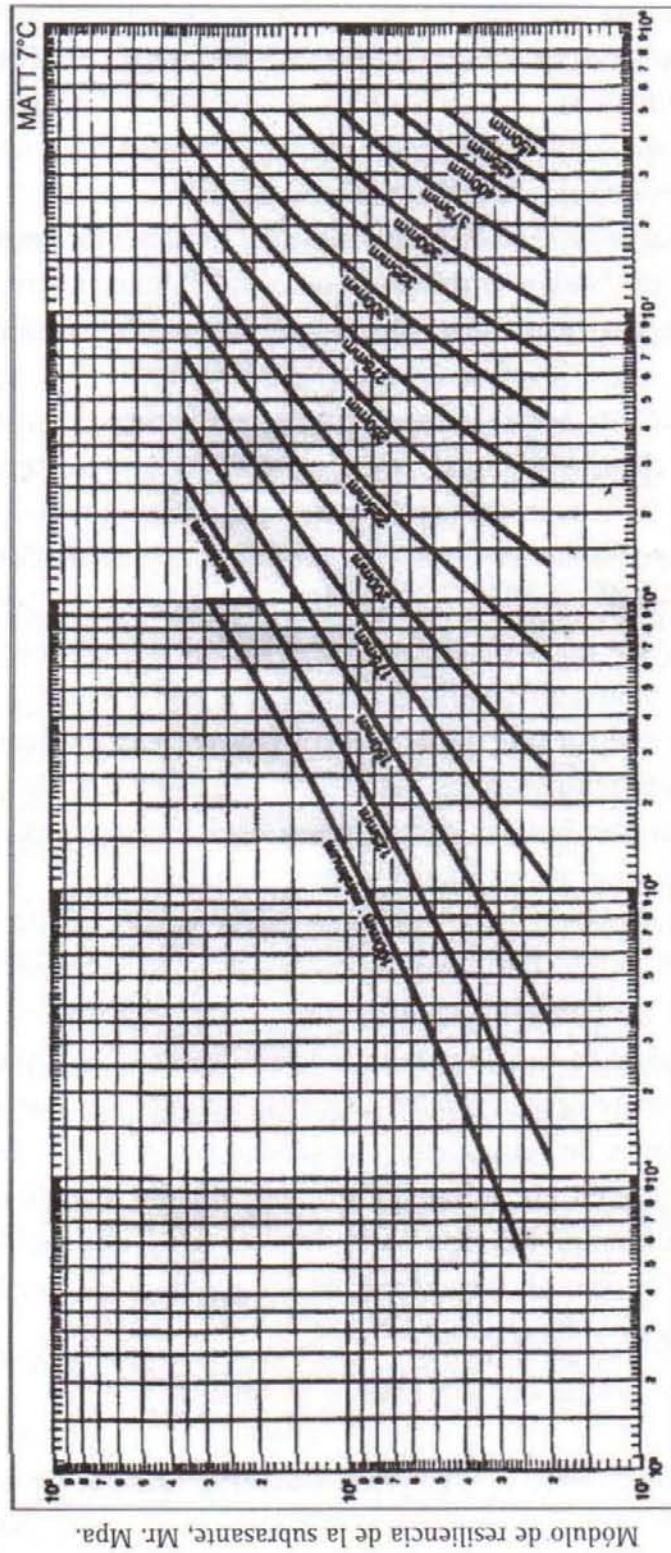


Figura 5.20 Carpeta asfáltica y base granular de 15 cm

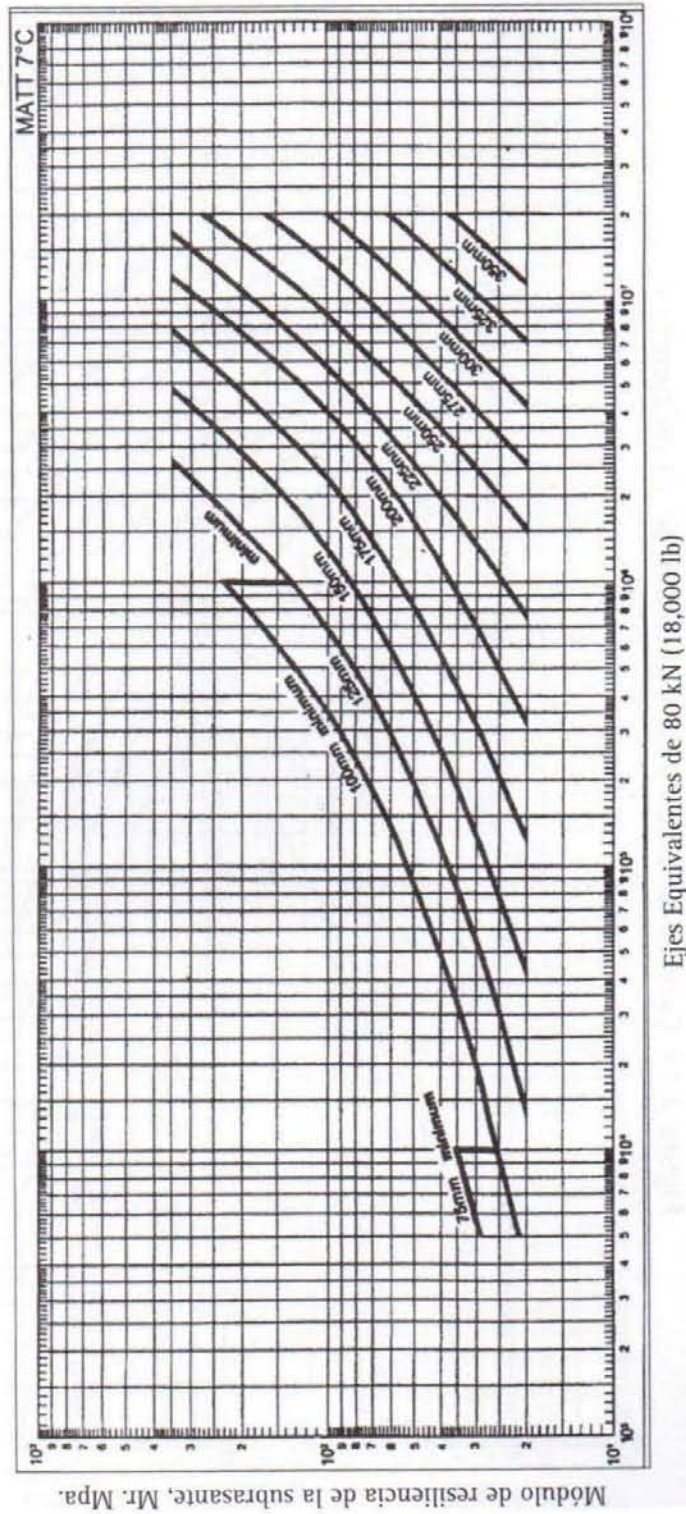


Figura 5.21 Carpeta asfáltica y base granular de 30 cm.

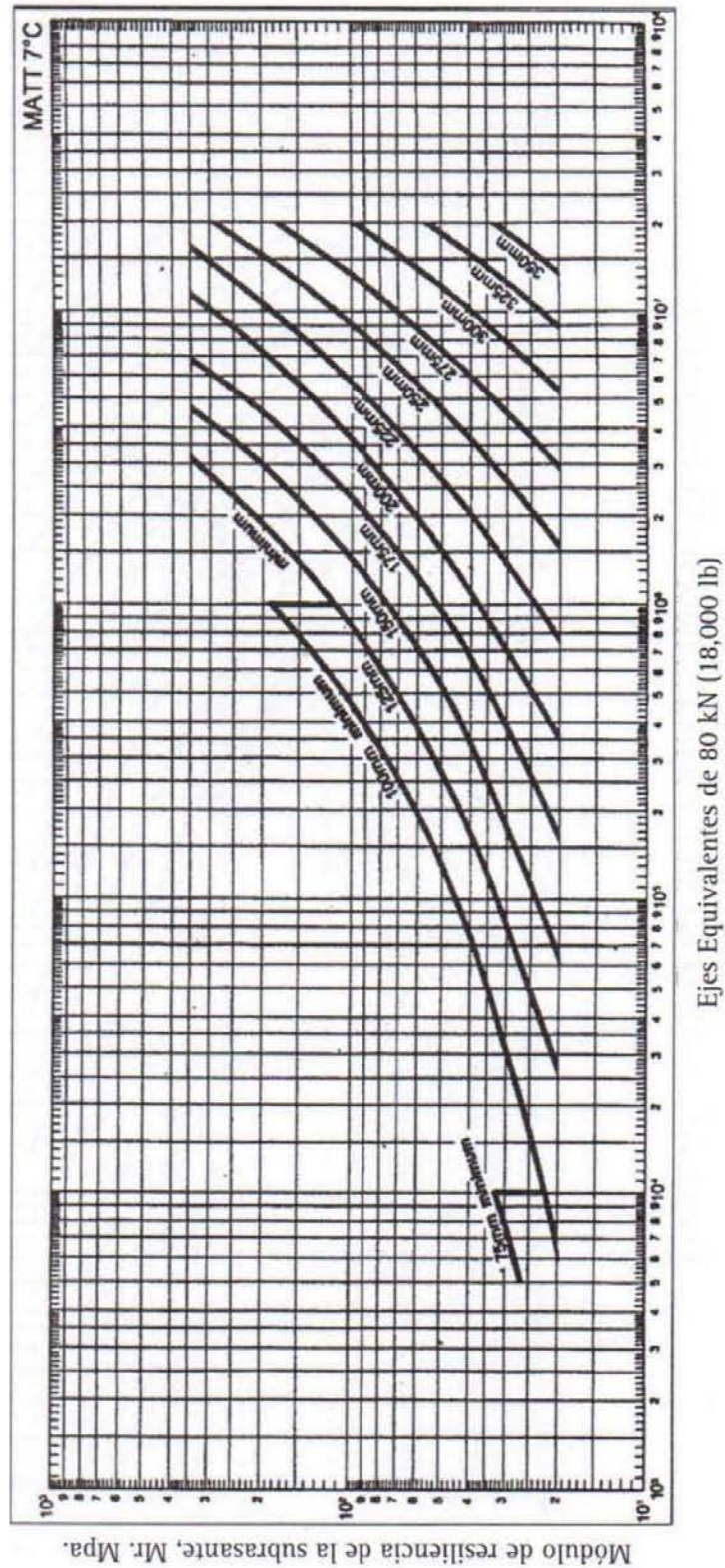


Figura 5.22 Carpeta asfáltica en una sola capa (Full-depth)

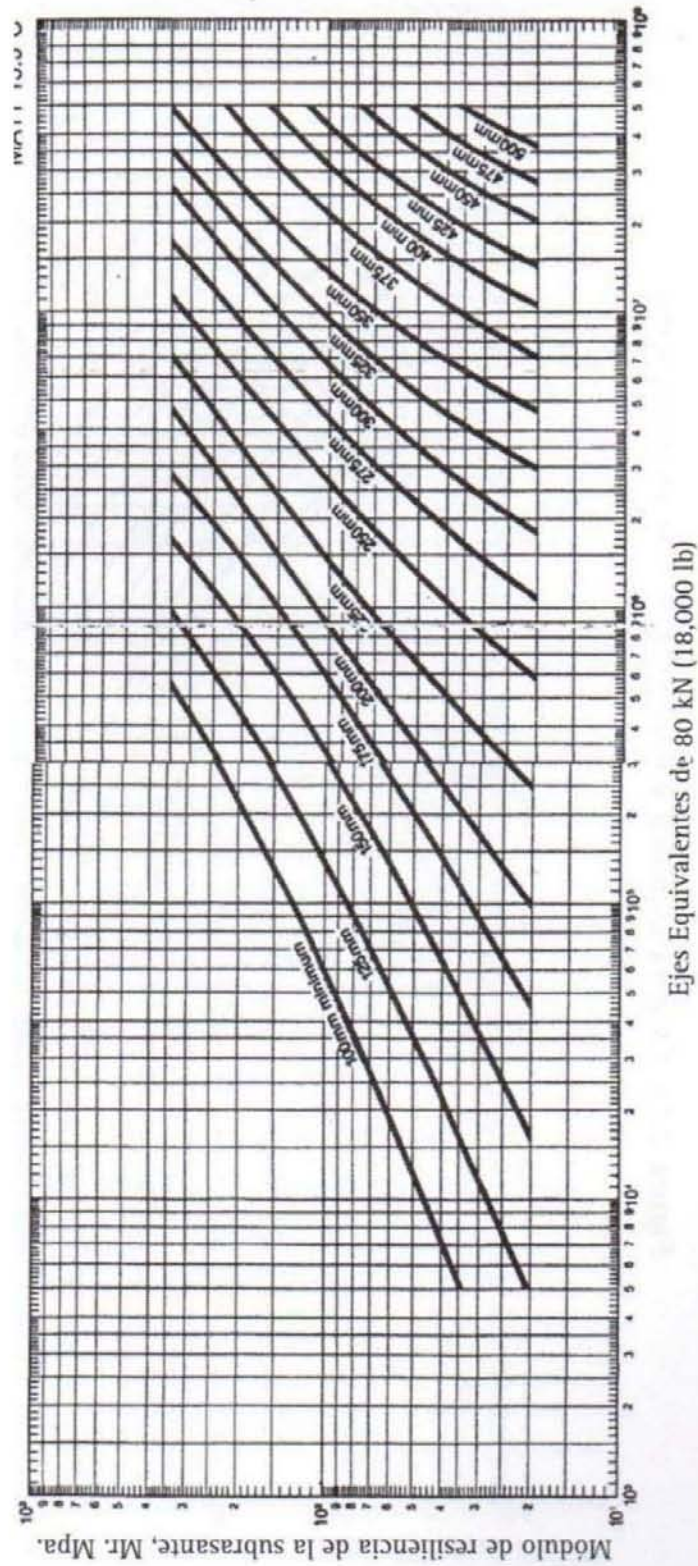


Figura 5.23 Carpeta asfáltica y base granular de 15 cm.

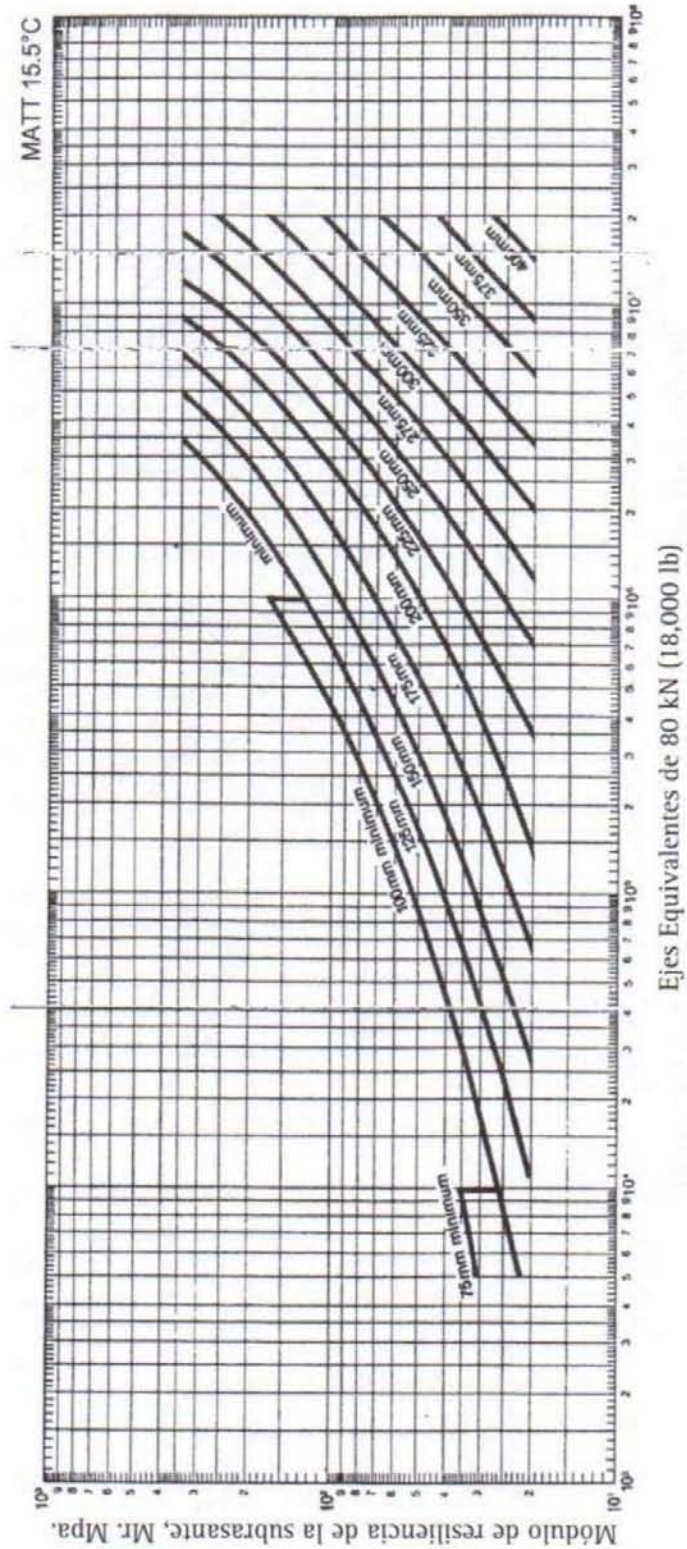


Figura 5.24 Carpeta asfáltica y base granular de 30 cm.

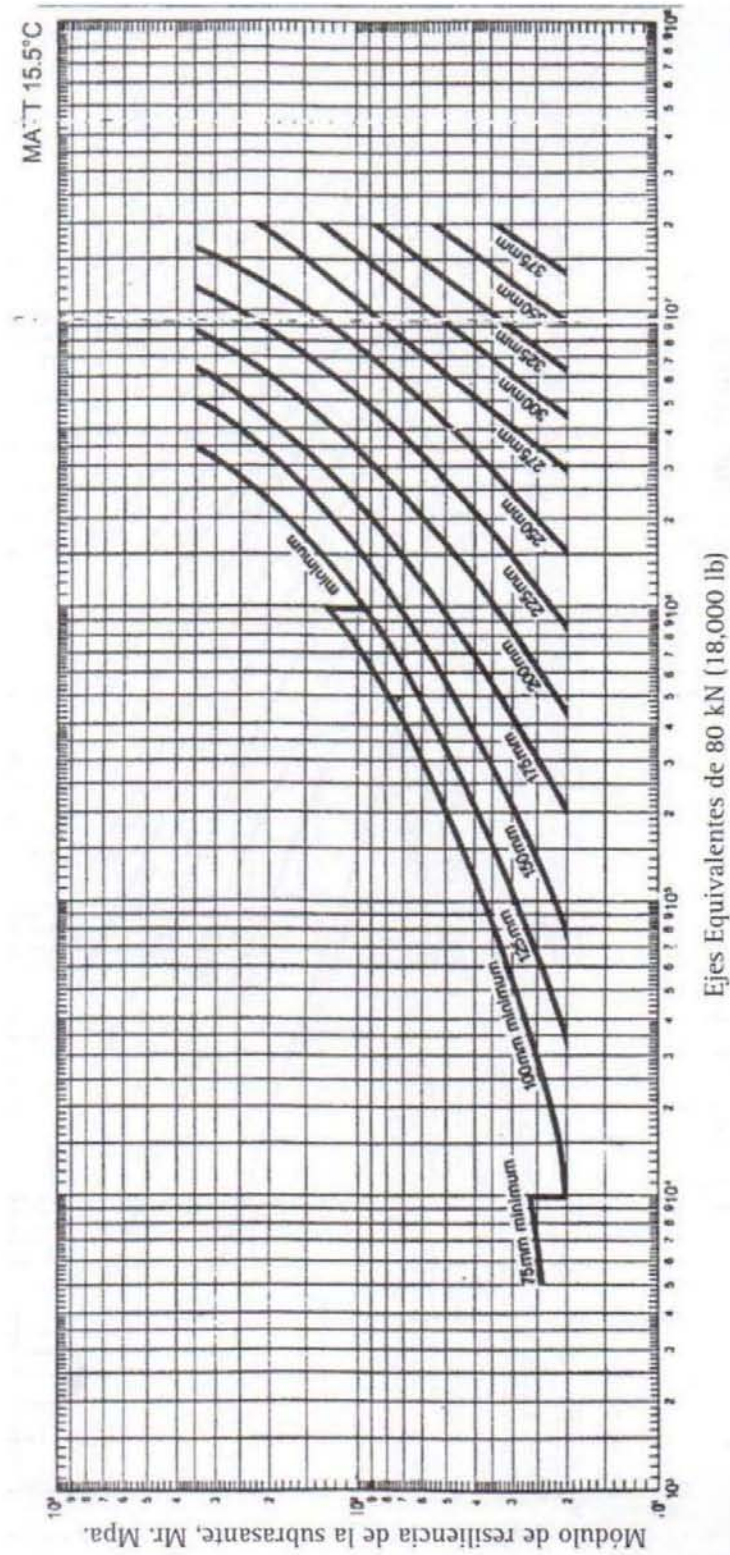


Figura 5.25 Carpeta asfáltica en una sola capa (Full-depth)

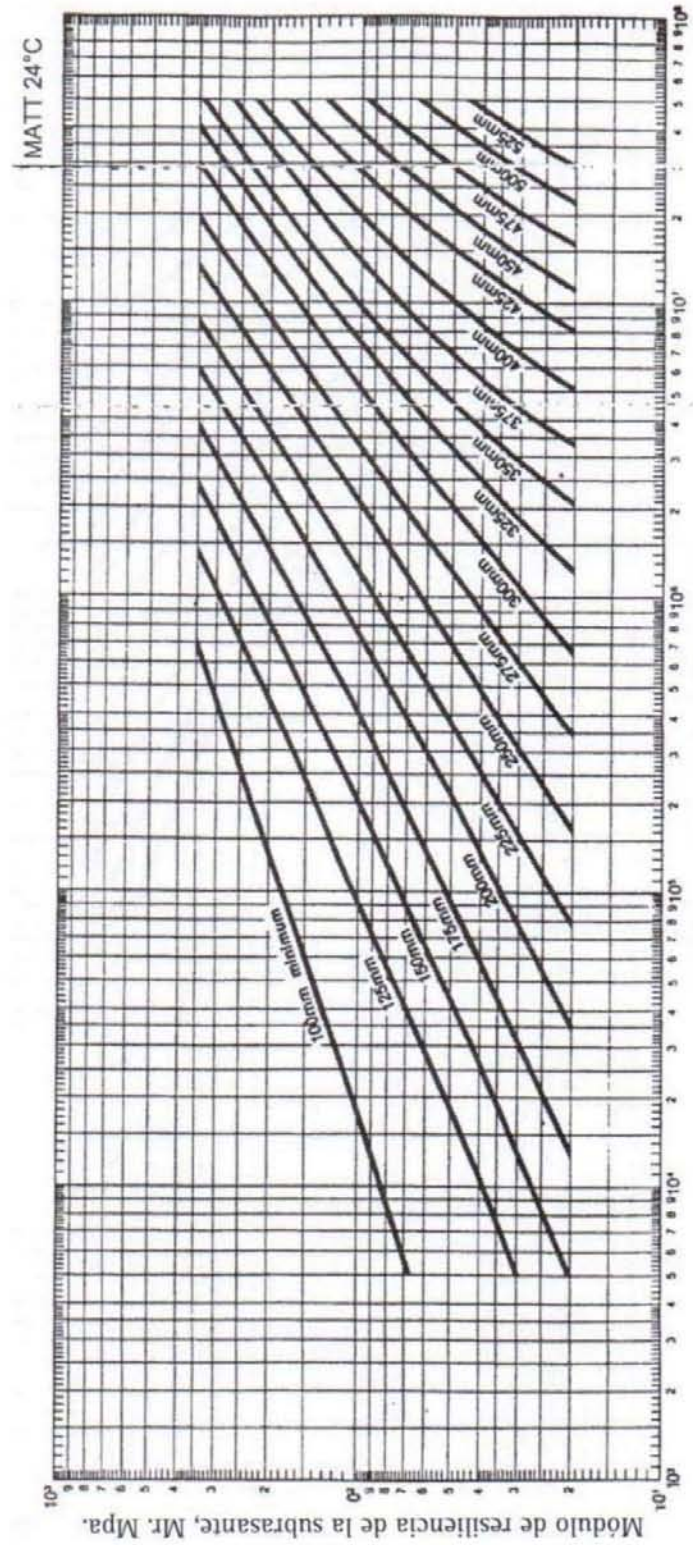


Figura 5.26 Carpeta asfáltica y base granular de 15 cm.

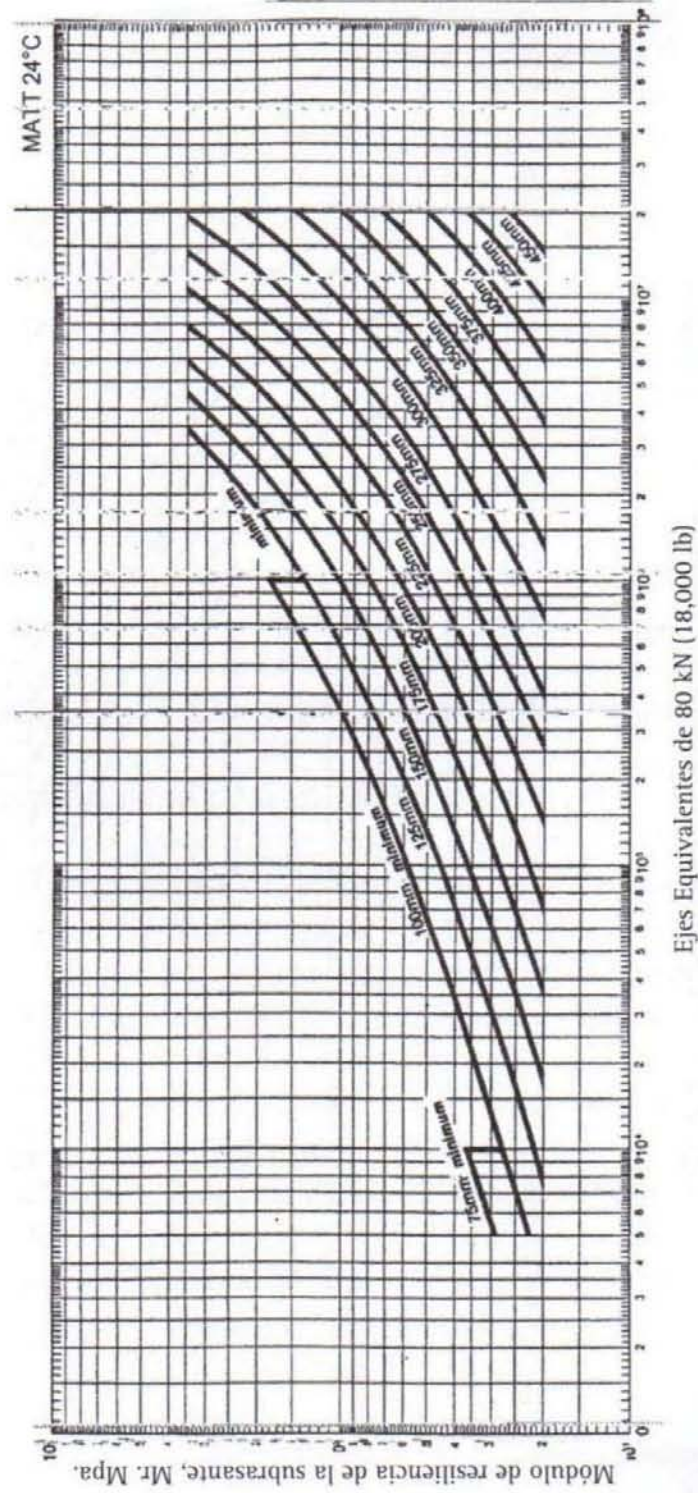
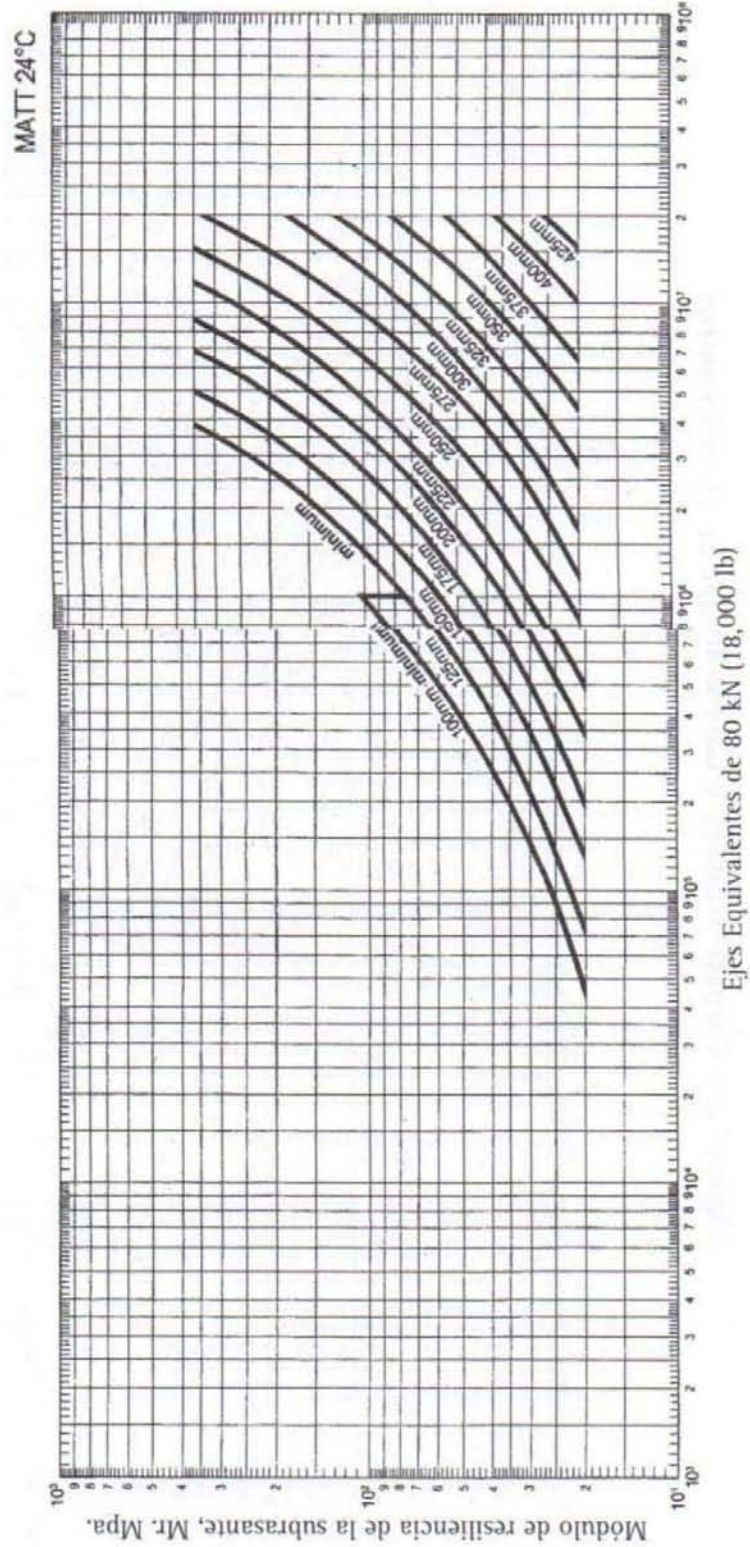


Figura 5.27 Carpeta asfáltica y base granular de 30 cm



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V





5.2 PAVIMENTOS RÍGIDOS

5.2.1 ASPECTOS TEÓRICOS Y FUNDAMENTOS DE DISEÑO

Los métodos de diseño de pavimentos, tanto rígidos como flexibles, han sufrido importantes transformaciones a lo largo del tiempo. Desde aquellos primeros métodos de diseño de tipo empírico de principio del presente siglo, basado en un sistema de clasificación de suelos o apoyados en pruebas de resistencias igualmente empíricas, hasta la época actual, los métodos de diseño se han visto fuertemente enriquecidos por la aportaciones de importantes investigaciones, tales como las realizadas en tramos experimentales, entre los que destacan el llevado a cabo bajo la dirección del entonces American Association of State Highway Officials (AASHO), en Estados Unidos, cuyos primeros resultados se incorporaron en 1962 a la tecnología de los pavimentos. A partir de este momento y con la introducción de las computadoras, la utilización de complicados instrumentos, equipos de ensaye y medición, y de procedimiento de análisis tales como el método del elemento finito, se han desarrollado métodos de diseños más avanzados, como los denominados mecanísticos-empíricos, los cuales tiene un componente teórico, basado en un modelo estructural y un componente empírico, basado en resultados de laboratorio y observaciones de comportamiento en campo, con los cuales se configura un modelo de comportamiento.



Los modelos estructurales de la parte mecanicista están más avanzados que los modelos de comportamiento de la parte empírica. Los primeros están basados en una teoría mecánica, como el de la elasticidad, por ejemplo, mientras que los segundos son producto de ecuaciones de regresión que pueden dar lugar a dispersiones importantes, por lo que requieren cuidadosas calibraciones y revisiones para asegurar una concordancia satisfactoria entre la predicción y la realidad, aspecto que es muy importante para el desarrollo confiable del método. Los modelos así desarrollados permiten evaluar la influencia de la variación de los espesores de las capas, de las cargas aplicadas, de la introducción de nuevos materiales, la influencia del medio ambiente, la aplicación de medidas de rehabilitación, la predicción del comportamiento del pavimento a lo largo del tiempo así como su vida remanente, que permiten obtener un mayor nivel de confianza en el diseño, etc. Estos métodos parecen ser los procedimientos de análisis más promisorios hoy día para el diseño y evaluación de pavimentos.



El sistema está caracterizado por las propiedades, los espesores y la disposición de los materiales utilizados, así por la calidad de la construcción. Al actuar sobre este las funciones de cargas aplicadas por los vehículos, el sistema genera respuestas mecánicas inmediatas, identificadas como estado de esfuerzos, de deformaciones unitarias y de deflexiones, a los cuales están determinados efectos conocidos como deterioros, que están en función del tiempo y que se caracterizan por ser acumulativos, progresivos, permanentes e interactuantes, identificados como agrietamientos, deformaciones, desintegración y reducción de la resistencia al derramamiento, además de bombeo y escalonamiento entre juntas. La presencia repetida de los estados de respuesta tiene un efecto progresivo en los deterioros, produciéndoles la degradación paulatina del pavimento hasta alcanzar determinados valores críticos, límite o terminales, que constituyen el estado de falla del pavimento, momento en el cual se considera que este ya no es capaz de cumplir con su función y ha llegado al final de su vida útil.

El nivel tecnológico actual permite calcular los estados de esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones, aplicando las leyes físicas disponibles, de acuerdo con alguna forma de respuesta mecánica: elástica, viscoelástica, etc. Por lo que respecta a los modos de falla, los métodos de diseño están calibrados para considerar la ocurrencia de algunos de ellos, aunque no todos, ya que, por ejemplo, la falla por desintegración o por reducción de resistencia al derrapamiento son generalmente cubiertas mediante los diseños de las mezclas y las especificaciones de materiales y de construcción. Por otra parte, los valores críticos, límites o terminales que definen una condición de falla, se establecen en el diseño, teniendo en cuenta aspectos tanto estructurales como funcionales; un ejemplo es el correspondiente a la calidad de servicio o “serviciabilidad”, la cual está estrechamente ligada con la rugosidad de la superficie del pavimento. La curva de degradación correspondiente a este parámetro indica la forma en que disminuye la calidad de rodamiento a través del tiempo, hasta alcanzar los valores límites seleccionados para indicar que el pavimento se encuentra en condiciones inadecuadas de servicio; dichos valores dependen de la categoría del pavimento o de la carretera.

Debido a esto se han establecido un sistema de análisis que comprende la evaluación económica de las diferentes opciones de estructuras de pavimentos propuestas para cada caso, con sus correspondientes estrategias de conservación, dentro de un determinado periodo de análisis, desarrollándose de esta manera el concepto de análisis del costo del ciclo de vida, utilizado como factor fundamental para la toma de decisiones. En este concepto interviene el comportamiento de cada una de las opciones planteadas en el ciclo de vida analizado teniendo en cuenta los efectos de su conservación, las características del tránsito en el mismo ciclo y finalmente, los costos generados en dicho lapso, tales como el costo inicial de construcción y los costos de conservación y de rehabilitación, así como los inherentes al usuario, siendo estos últimos determinantes en muchos casos para seleccionar la mejor opción, que al fin de cuenta será aquella en la cual la combinación de materiales y fondos respectiva genere la situación económica más ventajosa. Este análisis conduce a los denominados sistemas de alimentación de pavimentos, en los cuales es fundamental contar con tres modelos adecuados: estructural, de predicción, de comportamiento y económico. Este tipo de análisis generalmente favorece las estrategias que consideran pavimentos de tipo rígidos, principalmente cuando se trata de pavimentos que deban soportar elevados volúmenes de tránsito con importante número de vehículos pesados y requerimientos de una conservación mínima.



Aspectos relacionados con el diseño

Un pavimento rígido consta de una losa de concreto relativamente delgada apoyada sobre una capa de sub-base o directamente sobre la subrasante. Como la losa tiene un módulo elástico mucho mayor que la capa en la que se apoya, la mayor parte de la capacidad de carga del pavimento la proporciona la propia losa, efecto conocido como acción de viga. Los esfuerzos a que se ven sometida las losas de concreto son producido no solamente por la acción del tránsito, sino también por cambios cíclicos de temperatura y humedad así como por cambios volumétricos en los materiales de la capa de apoyo, todo lo cual tiende a deformar las losas produciendo esfuerzos de intensidad variable cuya magnitud se ve afectada a su vez con las condiciones de continuidad de soporte que ofrezcan las capas de apoyo.

Westergaard consideró, en 1927, tres posiciones de la carga sobre el pavimento, en una esquina, en el borde y en el interior de la losa, en las cuales los esfuerzos producidos alcanzaban niveles decrecientes en ese orden, razón por la cual debe recurrirse a elementos de transferencia de cargas en la junta, a sobrecanchos o acotamientos de concreto para que se presenten siempre condiciones equivalentes a cargas aplicadas en el interior de las losas. Las condiciones de carga en borde o esquina pueden ocurrir por la presencia de una grieta, cuando deja de haber trabazón mecánica en sus caras. Otra condición de esfuerzos muy importantes es la generada por esfuerzos de fricción desarrollados en la superficie de contacto entre la losa y la capa de apoyo, al expandirse y contraerse por variaciones de las temperaturas. Los esfuerzos así generados pueden alcanzar magnitudes tan importantes que fracturen la losas por tensión. Por esta razón deben construirse juntas de contracción a espaciamientos cortos y ponerse en práctica medidas para reducir la fricción entre las losas y superficie de apoyo, mediante superficie lisas e inclusive la colocación de capas separadoras.

Un aspecto importante que también se considera en el diseño es el relativo a la magnitud de las deflexiones producidas en las juntas transversales y en los bordes de las losas. En el primer caso, se les asocia con el fenómeno de erosión, ocasionado por la presencia de agua, suelos finos y el paso de cargas pesadas que producen el efecto de bombeo o inyección de suelo, con la consiguiente reducción del apoyo de las losas. En el segundo caso se les asocia con el fenómeno de fatiga, relacionado con el paso frecuente de cargas pesadas que producen el fracturamiento de las losas. Para salvar estas situaciones deben considerarse medidas tales como elementos eficaces para transferencia de cargas en las juntas, sobrecanchos o acotamientos de concreto, sub-bases rígidas y elementos permeables.

Con relación al valor de soporte de las capas de apoyo debe señalarse que un valor elevado de este concepto no es tan importante como su uniformidad y permanencia, independientemente de los efectos de tránsito y el medio ambiente. Por esta razón, se recurre a las carreteras de alta ocupación a la utilización de sub-bases tratada o de concreto pobre, para garantizar el apoyo continuo, uniforme y permanente de las losas. Además dichas capas proporcionan una excelente superficie de trabajo y para la operación de las pesadas máquinas pavimentadoras y otros equipos de construcción.



5.2.2 MÉTODOS DE DISEÑO

Los métodos actuales de pavimentos rígidos se inclinan hacia el concepto mecanístico-empírico que comprende la aplicación de modelos estructurales para calcular las respuestas de los pavimentos, así como el modelo de deterioro para predecir el comportamiento del pavimento a partir de las respuestas estructurales, los esquemas de predicción de comportamiento son posteriormente calibrados sobre la base de evaluaciones y observaciones del comportamiento de pavimentos en servicio. En la concepción de los modelos estructurales se hacen intervenir los aspectos teóricos en que participan esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones, con el apoyo de herramientas modernas como son el método de elementos finitos y los programas de computación lo cual ha simplificado notablemente el procedimiento de análisis teórico. Por lo que respecta al modelo de deterioro y de predicción de comportamiento, principalmente a lo que se refiere a la fatiga y al fenómeno de bombeo, estos se derivan de análisis de regresión, que frecuentemente presentan importantes dispersiones, siendo por lo tanto necesaria la permanente calibración del método de diseño.

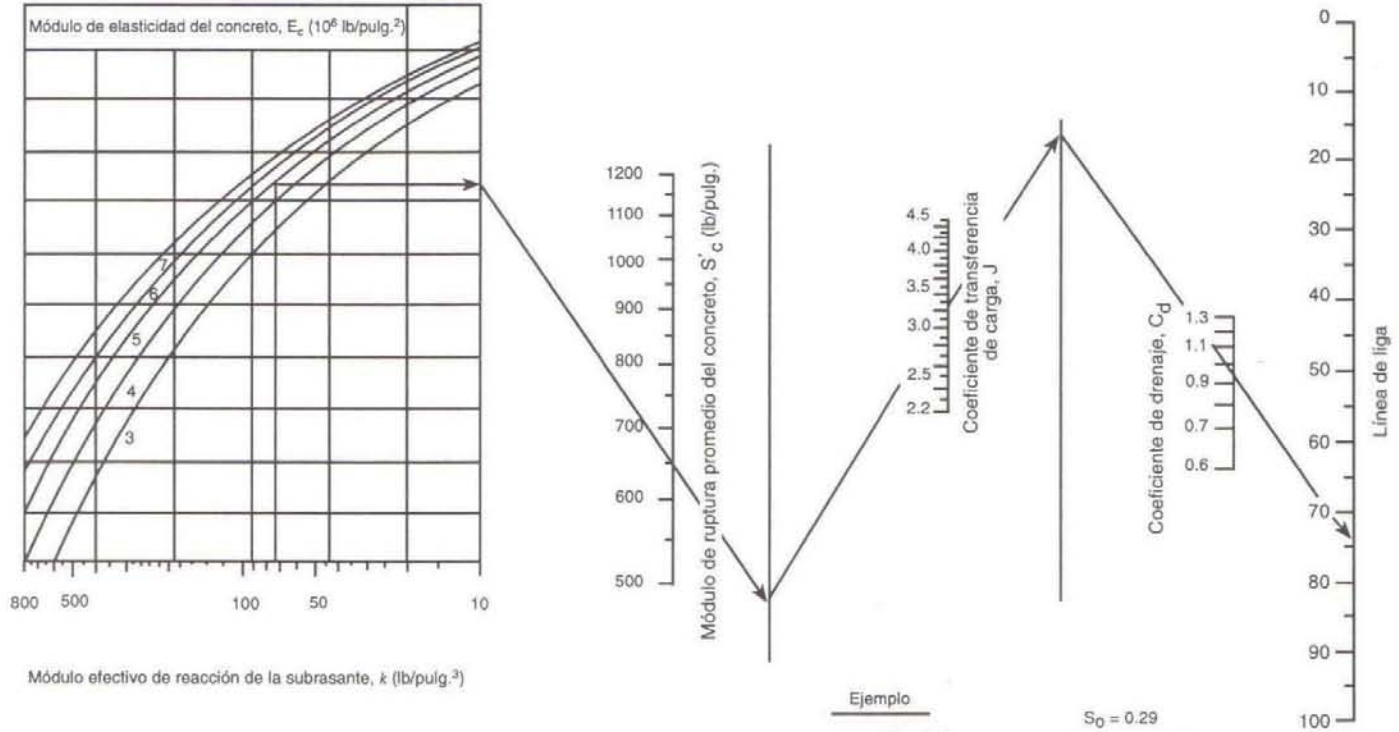
Los métodos de diseño han simplificado notablemente los procesos de aplicación y presentan al usuario tablas, nomogramas y elementos de cálculo relativamente sencillos, además de programas de computadora mediante los cuales se pueden efectuar rápidamente estudios de alternativas y análisis de sensibilidad, incluyendo sus costos, lo cual permite obtener un panorama completo del problema que proporciona la información necesaria para la toma correcta de decisiones.

Adicionalmente, hay que mencionar la existencia de algunas características que hay que tomar en cuenta, pues corresponde a las necesidades que se manifiesta actualmente con respecto a los requerimientos de los pavimentos. Estas características son:

- Mayores niveles de seguridad y comodidad para el usuario
- Materiales y superficie de rodamiento más durables y resistentes
- Requerimientos de mínima conservación
- Menor nivel de ruido en la carretera
- Mejor apariencia



$$\log (E-18) = Z_R \cdot S_0 + 7.35 \cdot \log (D + 1) - 0.06 + \frac{\log \left[\frac{\Delta \text{ PSI}}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 \cdot 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_t) \cdot \log \left[\frac{S'_c \cdot C_d \left[D^{0.75} - 1.132 \right]}{215.63 \cdot J \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}} \right]} \right]$$



Ejemplo

$k = 72$ lb/pulg.³
 $E_c = 5 \times 10^6$ lb/pulg.²
 $S'_c = 650$ lb/pulg.²
 $J = 3.2$
 $C_d = 1.0$

$S_0 = 0.29$
 Para un nivel de confianza
 $R = 95\%$ ($Z_R = -1.645$)
 $\Delta \text{ PSI} = 4.2 - 2.5 = 1.7$
 $E-18 = 5.1 \times 10^6$ (18 kips ESAL)

Solución: $D \geq 10.0$ pulg. (la media pulgar más cercana)

Figura 5.28 Nomograma para el diseño de pavimentos rígidos (parte 1)

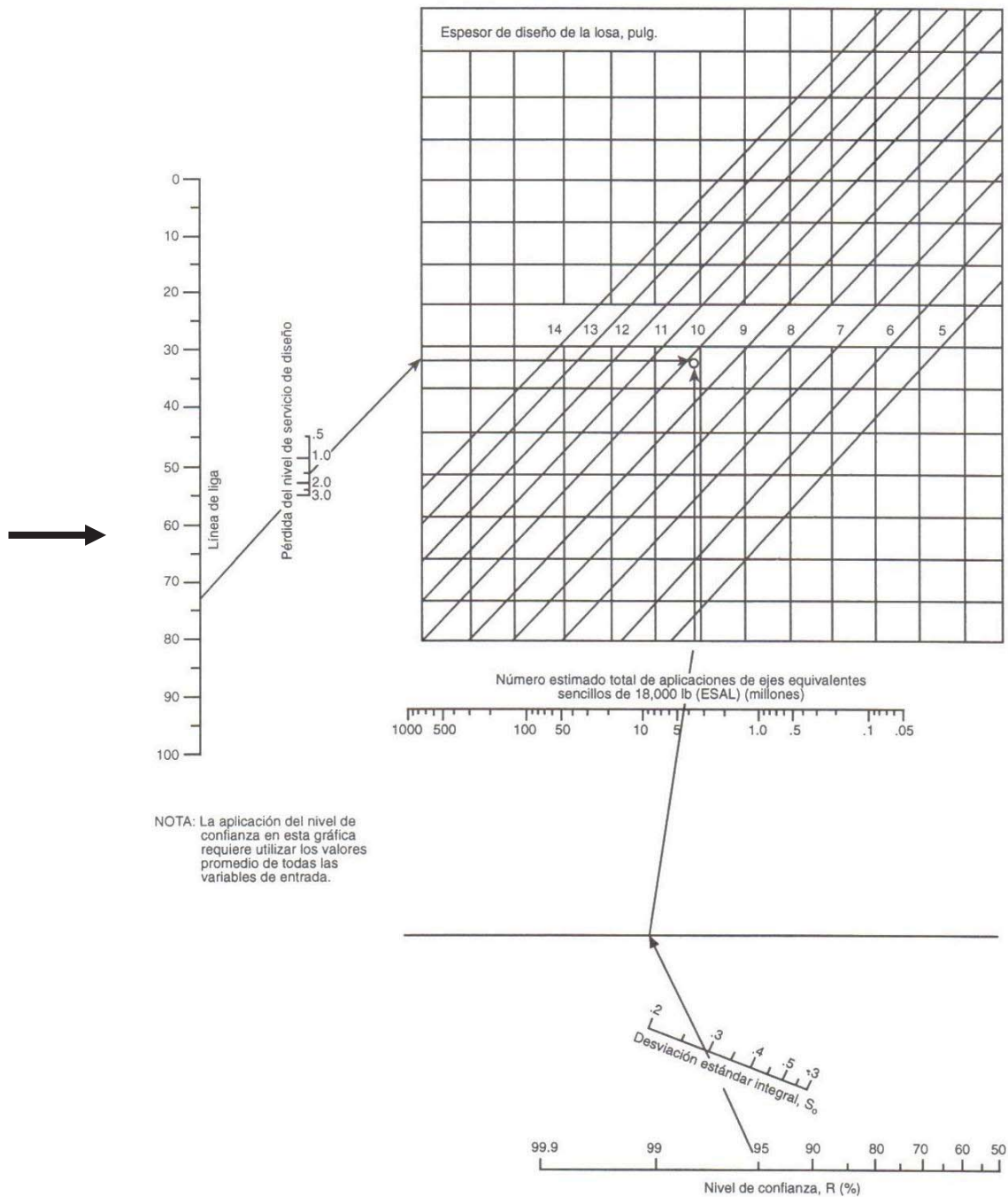


Figura 5.28 Nomograma para el diseño de pavimentos rígidos (parte 2)

A continuación se describen dos de los métodos más utilizados hoy en día para el diseño de pavimentos rígidos:

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)
- Portland Cement Association (PCA)



5.2.2.1 MÉTODO AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS)

A partir de los resultados de la investigación efectuada en el tramo de la prueba AASHO, a finales de la década de los años 50, se desarrolló la guía provisional de la AASHO para el diseño de estructuras de pavimentos rígidos (AASHO Interim Guide for the Design of Rigid Pavement Structures), que fue publicada en 1962, en forma semejante a la guía provisional de la AASHO para el diseño de estructuras de pavimentos flexibles publicada en 1961. A principios de la década de los años 70, el organismo denominó su publicación a la AASHTO, y para el año de 1972 ambas publicaciones fueron actualizadas y presentadas en un solo documento, “Guía provisional de la AASHTO para el diseño de pavimentos” (AASHTO Interim Guide for the Design of Rigid Pavement Structures), que fue publicada posteriormente con algunas modificaciones en 1981, apareciendo en 1986 después de ser nuevamente revisada con el título de guía de la AASHTO para el diseño de estructuras de pavimento, versión que incluyó muchos cambios así como nuevos conceptos, tales como los de nivel de confianza, análisis de costo en el ciclo de vida y administración de pavimentos. Finalmente, la versión editada en 1993 corrige y aclara algunos conceptos relativos al concepto de capas de refuerzo de los pavimentos, y es la versión que se utiliza en este capítulo para describir el método de diseño propuesto por la AASHTO.

Este método se clasifica dentro de los procedimientos de diseño basados en ecuaciones de regresión desarrolladas a partir de los resultados de tramo de prueba, sin embargo, en la actualidad se está adquiriendo un carácter mecanístico, al introducirse en el procedimiento conceptos tales como los módulos de resiliencia y elásticos de los materiales.

La ecuación original de regresión obtenida a partir de los resultados de la prueba AASHTO ha sido modificada, principalmente en los valores de la constante de regresión, como base en la teoría y en la experiencia. La ecuación para pavimentos rígidos presentada en 1993 es la siguiente

$$\log(E - 18) = Z_r * S_o + 7.35 * \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}\right)}{1 + \frac{1.624 * 10^7}{(D + 1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 * pt) * \log\left(\frac{S'_c * C_d(D^{0.75} - 1.132)}{215.63 * J \left(D^{0.75} - \frac{18.42}{\left(\frac{E_c}{k}\right)^{0.25}}\right)}\right)$$

Dónde:

E-18 = Número de aplicación de cargas en ejes equivalentes de 18000 lb (ESAL, por sus siglas en ingles)

Z_r = Desviación normal estándar

S_o = Desviación estándar integral

D = Espesor de la losa de pavimento (pulgadas)

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal ($p_o - p_t$)

p_o = Índice de servicio inicial

p_t = Índice de servicio terminal

S'_c = Módulo de ruptura del concreto

C_d = Coeficiente de drenaje

J = Coeficiente de transferencia de carga

E_c = Módulo de elasticidad del concreto, lb/pulg²

k = Módulo de reacción de la subrasante, lb/pulg³



Calidad de Servicio o Serviciabilidad

De acuerdo con la AASHTO, la calidad de servicio o serviciabilidad de un pavimento es “su habilidad para proporcionar un servicio adecuado al tipo de tránsito (automóviles y camiones) que lo usan”. En el tramo de prueba se desarrolló una escala con valores cuyos rangos van de 0 a 5, para representar diferentes niveles de calidad de servicio, en función del grado de deterioro superficial del pavimento, manifestado principalmente por la rugosidad de su superficie, definiendo el concepto de Índice de Servicio Actual (PSI, Present Serviciability Index). Debe señalarse que los niveles 0 y 5 en raramente se alcanzan.

El índice de servicio inicial, p_o , representa la condición del pavimento inmediatamente después de su construcción o rehabilitación. Con las técnicas modernas de construcción, control y supervisión, en los pavimentos de concreto de alta calidad se han alcanzado valores iniciales de 4.7 y a 4.8, por lo que se recomienda tomar un valor de 4.5 para efectos de diseño, cuando no se tenga mejor información.

El índice de servicio terminal, p_t , corresponde al nivel de servicio en el cual el pavimento requiere de algún tipo de rehabilitación para iniciar un nuevo ciclo de vida. El valor del índice de servicio terminal está relacionado con la importancia de la carretera o elemento. En la tabla 5.29 se muestran los valores típicos recomendados para diferentes tipos de utilización, si bien el proyectista podrá adoptar el que considere conveniente para un caso en particular.

Tabla 5.29 VALORES TÍPICOS PARA EL ÍNDICE DE SERVICIO TERMINAL, p_t

pt	CLASIFICACIÓN
3.00	Autopistas
2.50	Carreteras principales, arterias urbanas
2.25	Carreteras secundarias importantes, calles comerciales e industriales
2.00	Carreteras secundaria, calles residenciales y estacionamientos

De acuerdo con lo anterior, el parámetro que indica la diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal se expresan de la siguiente manera:

$$\Delta PSI = p_o - p_t$$

Por lo tanto es recomendable que el índice p_o alcance el mayor valor posible con el objeto de incrementar el ciclo de vida del pavimento, lo cual depende de la aplicación correcta de técnicas de construcción, control y supervisión.



Por otra parte, se reconoce que el tránsito no es el único factor que reduce con el tiempo el índice de servicio. Existen algunos otros como el tipo de suelo del terreno natural o las condiciones del drenaje entre otros, cuyo efecto debe tomarse en cuenta para determinar el espesor de pavimento necesario para soportar el efecto combinado del tránsito y de los elementos para definir el valor de la reducción producida por factores ambientales, ΔPSI_{SW-FH} , puede esperarse que tal valor se encuentre entre 0.0 y 0.7, empleándose la siguiente expresión para evaluar la pérdida de índice de servicio total:

$$\Delta PSI = \Delta PSI_{TR} + \Delta PSI_{SW-FH}$$

En dónde:

ΔPSI_{TR} = Pérdida del índice de servicio debido al efecto del tránsito

ΔPSI = Pérdida del índice de servicio total en el ciclo de vida considerado ($p_o - p_t$)

ΔPSI_{SW-FH} = Pérdida del índice de servicio debido a factores ambientales.

Un aspecto importante que debe tenerse en cuenta en el diseño del pavimento, es el de tratar de reducir al máximo o nulificar la pérdida del índice de servicio debido a factores ambientales, lo cual debe ser motivo de medidas que tome el proyectista al respecto.

Tránsito, E-18

La aplicación del método AASHTO, requiere la transformación a ejes sencillos equivalentes de 82 kN o 18,000 lb (8.2 t) de los ejes de diferentes pesos y configuraciones (sencillos, tándem y tridem) que circularan sobre el pavimento a lo largo del ciclo de proyecto. Para ello, en la guía AASHTO se ha incluido una serie de tablas con los factores de equivalencia que dependen de diferentes aspectos como son de tipos de pavimentos (flexibles o rígidos), tipos de ejes (sencillo, tándem, tridem), magnitud de la carga en el eje, índice de servicio final y en el caso de pavimento rígido, espesor de la losa del pavimento. Para este caso en la guía se presentan nueve tablas, combinando cada uno de los tres tipos de ejes con tres valores de índice de servicio final (2.0, 2.5 y 3.0); como ejemplo se presentan tres tablas para un nivel de servicio final de 2.5. (Tablas 5.30, 5.31 y 5.32)

Para determinar el número de ejes sencillos acumulados equivalentes de 82 kN o 18,000 lb (E-18, ESAL), el proyectista debe conocer las características del tránsito que circulará sobre el pavimento en el ciclo de proyecto, esto es, número, y tipos de vehículos clasificados de acuerdo con una tipología determinada, cargas correspondientes a cada tipo de eje, tasa de crecimiento prevista, periodo o ciclo de proyecto y número de carriles.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.30 Factores de equivalencia de carga para pavimentos rígidos, ejes sencillos, $p_t=2.5$

Carga por eje (kips)	Espesor de losa D, pulg.								
	6	7	8	9	10	11	12	13	14
2	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
6	0.012	0.011	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
8	0.039	0.035	0.033	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032
10	0.097	0.089	0.084	0.082	0.081	0.080	0.080	0.080	0.080
12	0.203	0.189	0.181	0.176	0.175	0.174	0.174	0.173	0.173
14	0.376	0.360	0.347	0.341	0.338	0.337	0.336	0.336	0.336
16	0.634	0.623	0.610	0.604	0.601	0.599	0.599	0.599	0.598
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.51	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59
22	2.21	2.20	2.28	2.34	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41
24	3.16	3.10	3.22	3.36	3.45	3.50	3.53	3.54	3.55
26	4.41	4.26	4.42	4.67	4.85	4.95	5.01	5.04	5.05
28	6.05	5.76	5.92	6.29	6.61	6.81	6.92	6.98	7.01
30	8.16	7.67	7.79	8.28	8.79	9.14	9.35	9.46	9.52
32	10.8	10.1	10.1	10.7	11.4	12.0	12.3	12.6	12.7
34	14.1	13.0	12.9	13.6	14.6	15.4	16.0	16.4	16.5
36	18.2	16.7	16.4	17.1	18.3	19.5	20.4	21.0	21.3
38	23.1	21.1	20.6	21.3	22.7	24.3	25.6	26.4	27.0
40	29.1	26.5	25.7	26.3	27.9	29.9	31.6	32.9	33.7
42	36.2	32.9	31.7	32.2	34.0	36.3	38.7	40.4	41.6
44	44.6	40.4	38.8	39.2	41.0	43.8	46.7	49.1	50.8
46	54.5	49.3	47.1	47.3	49.2	52.3	55.9	59.0	61.4
48	66.1	59.7	56.9	56.8	58.7	62.1	66.3	70.3	73.4
50	79.4	71.7	68.2	67.8	69.6	73.3	78.1	83.0	87.1

P_t = Índice de servicio terminal



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.31 Factores de equivalencia de carga para pavimentos rígidos, ejes tándem (dobles), $p_t=2.5$

Carga por eje (kips)	Espesor de losa D, pulg.								
	6	7	8	9	10	11	12	13	14
2	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
4	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
6	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
8	0.007	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
10	0.015	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012
12	0.031	0.028	0.026	0.026	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
14	0.057	0.052	0.049	0.048	0.047	0.047	0.047	0.047	0.047
16	0.097	0.089	0.084	0.082	0.081	0.081	0.080	0.080	0.080
18	0.155	0.143	0.136	0.133	0.132	0.131	0.131	0.131	0.131
20	0.234	0.220	0.211	0.206	0.204	0.203	0.203	0.203	0.203
22	0.340	0.325	0.313	0.308	0.305	0.30	0.303	0.303	0.303
24	0.475	0.462	0.450	0.444	0.441	0.440	0.439	0.439	0.439
26	0.644	0.637	0.627	0.622	0.620	0.619	0.618	0.618	0.618
28	0.855	0.854	0.852	0.850	0.850	0.850	0.849	0.849	0.849
30	1.11	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	1.43	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51
34	1.82	1.82	1.87	1.92	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97
36	2.29	2.27	2.35	2.4	2.5	2.5	2.52	2.52	2.53
38	2.85	2.80	2.91	3.03	3.12	3.16	3.18	3.20	3.20
40	3.52	3.42	3.55	3.74	3.87	3.94	3.98	4.00	4.01
42	4.32	4.16	4.30	4.55	4.74	4.86	4.91	4.95	4.96
44	5.26	5.01	5.16	5.48	5.75	5.92	6.01	6.06	6.09
46	6.36	6.01	6.14	6.53	6.90	7.14	7.28	7.36	7.40
48	7.64	7.16	7.27	7.73	8.21	8.55	8.75	8.86	8.92
50	9.11	8.5	8.55	9.07	9.68	10.14	10.42	10.58	10.66
52	10.8	10.00	10.00	10.60	11.30	11.90	12.3	12.5	12.7
54	12.8	11.8	11.70	12.30	13.20	13.90	14.5	14.8	14.9
56	15.0	13.8	13.60	14.20	15.20	16.20	16.8	17.3	17.5
58	17.5	16.0	15.70	16.30	17.50	18.60	19.5	20.1	20.4
60	20.3	18.5	18.10	18.70	20.00	21.40	22.5	23.2	23.6
62	23.5	21.4	20.80	21.40	22.80	24.40	25.7	26.7	27.3
64	27.0	24.6	23.80	24.40	25.80	27.70	29.3	30.5	31.3
66	31	28.1	27.10	27.60	29.20	31.30	33.2	34.7	35.7
68	35.4	32.1	30.90	31.30	32.90	35.20	37.5	39.3	40.5
70	40.3	36.5	35.00	35.30	37.00	39.50	42.1	44.3	45.9
72	45.7	41.4	39.60	39.80	41.50	44.20	47.2	49.8	51.7
74	51.7	46.7	44.60	44.70	46.40	49.30	52.7	55.7	58.0
76	58.3	52.6	50.20	50.10	51.80	54.90	58.6	62.1	64.8
78	65.5	59.1	56.30	56.10	57.70	60.90	65.0	69.0	72.3
80	73.4	66.2	62.90	62.50	64.20	67.50	71.9	76.4	80.2
82	82.0	73.9	70.20	69.60	71.20	74.70	79.4	84.4	88.8
84	91.4	82.4	78.10	77.30	78.90	82.40	87.4	93.0	98.1
86	102.0	92.0	87.00	86.00	87.00	91.00	96.0	102.0	108.0
88	113.0	102.0	96.00	95.00	96.00	100.00	105.0	112.0	119.0
90	125.0	112.0	106.0	105.0	106.0	110.0	115.0	123.0	130.0



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.32 Factores de equivalencia de carga para pavimentos rígidos, ejes triples, pt=2.5

Carga por eje (kips)	Espesor de losa D, pulg.								
	6	7	8	9	10	11	12	13	14
2	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003
6	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
8	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
10	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
12	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
14	0.020	0.018	0.017	0.017	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016
16	0.033	0.030	0.029	0.028	0.027	0.027	0.027	0.027	0.027
18	0.053	0.048	0.045	0.044	0.044	0.043	0.043	0.043	0.043
20	0.080	0.073	0.069	0.067	0.066	0.066	0.066	0.066	0.066
22	0.116	0.107	0.101	0.099	0.098	0.097	0.097	0.097	0.097
24	0.163	0.151	0.144	0.141	0.139	0.139	0.138	0.138	0.138
26	0.222	0.209	0.200	0.195	0.194	0.193	0.192	0.192	0.192
28	0.295	0.281	0.271	0.265	0.263	0.262	0.262	0.262	0.262
30	0.384	0.371	0.359	0.354	0.351	0.350	0.349	0.349	0.349
32	0.490	0.480	0.468	0.463	0.460	0.459	0.458	0.458	0.458
34	0.616	0.609	0.601	0.596	0.594	0.593	0.592	0.592	0.592
36	0.765	0.762	0.759	0.757	0.756	0.755	0.755	0.755	0.755
38	0.939	0.941	0.946	0.948	0.950	0.951	0.951	0.951	0.951
40	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
42	1.38	1.38	1.41	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46
44	1.65	1.65	1.70	1.74	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79
46	1.97	1.96	2.03	2.09	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16
48	2.34	2.31	2.40	2.49	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60
50	2.76	2.71	2.81	2.94	3.02	3.07	3.09	3.10	3.11
52	3.24	3.15	3.27	3.44	3.56	3.62	3.66	3.68	3.68
54	3.79	3.66	3.79	4.00	4.16	4.26	4.30	4.33	4.34
56	4.41	4.23	4.37	4.63	4.84	4.97	5.03	5.07	5.09
58	5.12	4.87	5.00	5.32	5.59	5.76	5.85	5.90	5.93
60	5.91	5.59	5.71	6.08	6.42	6.64	6.77	6.84	6.87
62	6.80	6.39	6.50	6.91	7.33	7.62	7.79	7.88	7.93
64	7.79	7.29	7.37	7.82	8.33	8.70	8.92	9.04	9.11
66	8.90	8.28	8.33	8.83	9.42	9.88	10.17	10.33	10.42
68	10.1	9.40	9.40	9.90	10.60	11.20	11.5	11.7	11.9
70	11.5	10.6	10.60	11.10	11.90	12.60	13.0	13.3	13.5
72	13.0	12.0	11.80	12.40	13.30	14.10	14.7	15.0	15.2
74	14.6	13.5	13.20	13.80	14.80	15.80	16.5	16.9	17.1
76	16.5	15.1	14.80	15.40	16.50	17.60	18.4	18.9	19.2
78	18.5	16.9	16.50	17.10	18.20	19.50	20.5	21.1	21.5
80	20.6	18.8	18.30	18.90	20.20	21.60	22.7	23.5	24.0
82	23.0	21	20.30	20.90	22.20	23.80	25.2	26.1	26.7
84	25.6	23.3	22.50	23.10	24.50	26.20	27.8	28.9	29.6
86	28.4	25.8	24.90	25.40	26.90	28.80	30.5	31.9	32.8
88	31.5	28.6	27.50	27.90	29.40	31.50	33.5	35.1	36.1
90	34.8	31.5	30.3	30.7	32.2	34.4	36.7	38.5	39.8



Tipología de vehículos

En la tabla 5.33 se indican los diferentes tipos de vehículos autorizados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para circular por las Carreteras Nacionales.

Tabla 5.33 Tipología de vehículos autorizados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para circular por las Carreteras Nacionales

Vehículo	Designación	Peso por eje, t				
		1	2	3	4	5
Automóvil	A2	1.0	1.0			
Camión ligero con capacidad de carga hasta de 3 t	A'2	1.7	3.8			
Autobús de dos ejes	B2	5.5	10.0			
Autobús de tres ejes	B3	5.5	14.0-D			
Autobús de cuatro ejes	B4	7.0 D	14.0-D			
Camión de dos ejes	C2	5.5	10.0			
Camión de tres ejes	C3	5.5	18.0-D			
Camión de cuatro ejes	C4	5.5	22.5-T			
Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje	T2-S1	5.5	10.0	10.0		
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes	T2-S2	5.5	10.0	18.0-D		
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes	T3-S2	5.5	18.0-D	18.0-D		
Tractor de tres ejes con semirremolque de tres ejes	T3-S3	5.5	18.0-D	22.5-Tr		
Camión de dos ejes con remolque de dos ejes	C2-R2	5.5	10.0	10.0	10.0	
Camión de tres ejes con remolque de dos ejes	C3-R2	5.5	18.0-D	10.0	10.0	
Camión de tres ejes con remolque de tres ejes	C3-R3	5.5	18.0-D	10.0	18.0-D	
Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje y un remolque de dos ejes	T2-S1-R2	5.5	10.0	10.0	10.0	
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y un remolque de dos ejes	T2-S2-R2	5.5	10.0	18.0-D	10.0	10.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de un eje y un remolque de dos ejes	T3-S1-R2	5.5	18.0-D	10.0	10.0	10.0
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y un remolque de dos ejes	T3-S2-R2	5.5	18.0-D	18.0-D	10.0	10.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y un remolque de tres ejes	T3-S2-R3	5.5	18.0	18.0	10.0	18.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y un remolque de cuatro ejes	T3-S2-R4	5.5	18.0	18.0	18.0	18.0

D= Eje doble o tándem

T_r=Eje triple o tridem

C= Camión

S=Semirremolque

A= Automóvil

B= Autobús

T=Tractor

R=Remolque



Periodo o ciclo de proyecto

Es importante definir la magnitud del ciclo de proyecto, ya que el número de ejes equivalentes deberá acumularse en dicho ciclo. Generalmente se consideran periodos de diseño de 30 a 50 años, lapso en el cual se espera que el pavimento alcance el índice de servicio terminal elegido. Dicho periodo puede ser asignado por el organismo que requiere el proyecto o bien puede ser propuesto por el proyectista, en función de su experiencia, tipo de carretera, etc., pudiendo utilizar como guía los periodos presentados en la tabla 5.34.

Tabla 5.34 PERIODOS O CICLOS DE PROYECTO DE ACUERDO CON EL TIPO DE CARRETERA

TIPO DE CARRETERA	PERIODO DE PROYECTO, AÑOS
URBANA, CON ELEVADO NIVEL DE TRÁNSITO	30-50
PRINCIPAL, CON ELEVADO NIVEL DE TRÁNSITO	20-50
SECUNDARIA, CON BAJO NIVEL DE TRÁNSITO	15-25

Volumen de tránsito y tasa de crecimiento

Por lo regular, el número inicial de vehículos que operará en el pavimento es proporcionado por el organismo que requiere el proyecto, al igual que la respectiva tasa de crecimiento, que deberá considerarse aplicada en el periodo de análisis. El proyectista puede en caso dado recurrir a la información que la SCT presenta en su publicación anual *datos viales*, en la cual se resume el resultado de aforos vehiculares realizados en las carreteras de todo el país.

Con relación a la forma de tomar en cuenta el aspecto del incremento de volumen de tránsito, en el apéndice D de la guía AASHTO de referencia, se presenta lineamientos útiles para tal objeto. En la tabla 5.35 a manera ilustrativa se presenta los factores de incremento de tránsito para diferentes tasas de incremento desde 0 hasta 10 y periodo de análisis de 1 a 35 años. Los factores propuestos multiplicados por el volumen de tránsito inicial proporcionaran el volumen inicial de tránsito esperado en el periodo de análisis.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.35 Factores de incremento de tránsito*

Periodo de diseño, años	Tasa de crecimiento anual, g, %							
	Sin crecimiento	2	4	5	6	7	8	10
1	1	1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5	5.20	5.42	5.53	6.64	5.75	5.87	6.11
6	6	6.31	6.63	6.8	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7	7.43	7.9	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8	8.58	9.21	9.55	9.90	10.26	10.64	11.44
9	9	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	33.58
10	10	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.44
11	11	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15	17.29	20.02	21.58	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16	18.64	21.82	23.66	27.68	27.89	30.32	35.95
17	17	20.01	23.7	25.84	28.21	30.84	37.35	40.55
18	18	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	19	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20	24.3	29.68	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	25	32.03	41.65	47.03	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

$$* \text{ Factor} = \frac{(1+g)^n - 1}{g}; g = \frac{\text{tasa}}{100}$$



Propiedades del concreto

La resistencia a la flexión del concreto utilizada corresponde a la resistencia determinada a los 28 días de edad, en especímenes en forma de viga, aplicando carga en los tercios del claro (AASHTO T 97 o ASTM C 78). Sin embargo, existe correlaciones de este valor de resistencia con los obtenidos efectuando otro tipo de ensaye, tales como la resistencia a la flexión en vigas con carga aplicada al centro del claro (AASHTO T 177, ASTM C 293) o las pruebas de resistencia a la compresión practicadas en el cilindro de concreto (AASHTO T 22, ASTM C 39), efectuadas en ambos casos a los 28 días de edad. Las ecuaciones de correlación son las siguientes:

$$S'_c \text{ (Cargas en los tercios del claro)} = 0.85 * S''_c \text{ (carga al centro)}$$

$$S'_c = C (f_c)^{0.5}$$

Dónde:

S'_c = Resistencia al flexión a los 28 días, aplicando carga en los tercios del claro, lb/pulg².

S''_c = (carga al centro) resistencia a la flexión a los 28 días, aplicando carga al centro del claro, lb/pulg².

C = Constante de correlación, con valores entre 7 y 10 para concretos utilizados en pavimentación.

F_c = Resistencia a la compresión a los 28 días en cilindros de concreto, lb/pulg².

Hay que mencionar al respecto, sin embargo, que se trata de correlaciones que deben ser calibradas en cada caso y cuyo uso no deja de tener cierto margen de error que puede llegar a ser importante.

Otro aspecto importante que debe tenerse en cuenta se refiere a que el valor S'_c de la resistencia del concreto debe considerarse un valor promedio, en el cual se debe tomar en cuenta:

1. Un determinado porcentaje admisible de pruebas de resistencia que produzca valores inferiores al nivel especificado.
2. La desviación estándar de las pruebas de resistencia, de tal manera que el valor S'_c puede calcularse por medio de la siguiente expresión:

$$S'_c = S_c + z (\sigma)$$

Dónde:

S_c = Resistencia mínima especificada, lb/pulg².

σ = Desviación estándar estimada de los resultados de prueba, lb/pulg²

z = Desviación normal estándar, correspondiente al porcentaje de valores admisibles menores que la resistencia especificada.



Los valores del σ dependen de la variabilidad del concreto en la zona o en la planta, principalmente, y se obtienen de los registros de control de producción. Si se desconoce este dato, se pueden obtener mediante correlaciones, ya que la información al respecto establece que para los concretos elaborados en camiones mezcladores, la desviación estándar varía entre 7 y 13 % de la resistencia promedio y para concreto elaborado en planta, este parámetro oscila entre 5 y 7 % de dicha resistencia.

Por lo que respecta a los valores de z estos se derivan de datos estadísticos y se presentan en la tabla 5.36:

Tabla 5.36 Valores de la desviación normal estándar (z) en relación con los porcentajes de especímenes con resistencia menor que la especificada

Porcentaje de especímenes con resistencia menor que la especificada	z
20	0.841
15	1.037
10	1.282
5	1.645
1	2.327

Módulo de elasticidad (E_c)

Es una propiedad del concreto que también está incluida en la ecuación de diseño AASHTO, si bien tiene un efecto menor en el espesor de las losas. Puede determinarse este parámetro siguiendo el método ASTM C 469, aunque en general se recurre a correlaciones, como las establecidas por el ACI:

$$E_c = 57,000*(f_c)^{0.5} \text{ o } E_c = 6,750*(S'_c)$$

Dónde:

f_c = Resistencia a la compresión a los 28 días de especímenes cilíndricos, lb/pulg².

S'_c = Módulo de ruptura a los 28 días aplicando carga a los tercios del claro lb/pulg².

Debe tenerse en presente el carácter estadístico de estas correlaciones, así como la existencia de un razonable margen de error. El rango en que típicamente varía E_c se encuentra entre 14,000 y 42,000 MPa (2 y 6*10⁶ lb/pulg²).



Coefficiente de transferencia de carga (J)

Dentro de los tres tipos básicos de concreto hidráulico se tienen diferencias en que se pretenden controlar el desarrollo natural de los agrietamientos, existiendo para cada caso diferentes niveles de transferencia de carga de uno a otro lado de una grieta o junta del pavimento.

Los tres tipos de pavimentos son los siguientes:

- Pavimento sin refuerzo ni pasa juntas en las juntas transversales, en los cuales la transferencia de carga depende únicamente de la fricción entre los agregados en las caras de las grietas, o bajo la grieta inducida por un corte en la losa para formar una junta cerrada. Este tipo de pavimentos se recomienda generalmente para casos en el que el volumen de tránsito es de tipo mediano o bajo (menos de 120 semitráiler por día); sin embargo, también se aplica a casos de carreteras importantes.
- Pavimentos con pasa juntas en las juntas transversales, que pueden incluir además la utilización de una malla de refuerzo.
- Pavimento con refuerzo continuo, en el cual no existe juntas, diseñándose el refuerzo para que las grietas se mantengan cerradas.

Otro aspecto que reviste gran importancia en el efecto de la transferencia de cargas lo constituye la presencia de guarniciones o cunetas integradas a las losas, acotamiento de concreto unido por pasa juntas a las losas, o bien losas con un ancho mayor a manera de acotamiento integrado, aspectos que aumentan el efecto de soporte en la orilla de las losas, incrementando a su vez la eficiencia de la junta, con la consecuente mejoría en el comportamiento de los pavimentos. En la siguiente tabla se presentan los valores de J recomendados para cada tipo de pavimento antes mencionados; se debe hacer notar que este parámetro también depende del tránsito esperado.

Tabla 5.37 Coeficientes de transferencia de carga (J)

Millones de ejes equivalente	Soporte lateral (1)						Tipo de pavimento
	Con pasajuntas		Juntas sin pasajuntas (fricción entre agregados)		Con refuerzo continuo		
	No (2)	Si (3)	No (2)	Si (3)	No (2)	Si (3)	
Hasta 0.3	3.2	2.7	3.2	2.8	----	----	Calles y carreteras secundarias
0.3-1	3.2	2.7	3.4	3.0	----	----	
1-3	3.2	2.7	3.6	3.1	----	----	
3-10	3.2	2.7	3.8	3.2	2.9	2.5	Carreteras, vialidades principales y autopistas
10-30	3.2	2.7	4.1	3.4	3.0	2.6	
Más de 30	3.2	2.7	4.3	3.6	3.1	2.6	



- (1) Las condiciones de soporte lateral incluyen carriles con ancho mayor de 4m, acotamiento de concreto unido con pasajuntas corrugadas así como cunetas o guarniciones integradas o unidas con pasajuntas corrugadas.
- (2) No existen elementos que contribuyen al efecto de soporte lateral.
- (3) Si existen elementos de soporte lateral.

Módulo de reacción (k) y módulo de reacción combinado (k_c)

Para el diseño de los pavimentos rígidos se requiere determinar la resistencia de la sub-rasante, expresada como módulo de reacción, k , obtenido mediante pruebas de placa (AASHTO T 222).

El módulo k , se expresa como el cociente entre la presión aplicada a la placa y la deflexión producida en esta. Así, la sub-rasante puede ser modelada como un conjunto de resortes ligados a una placa (cimentación de Winkler), por lo que el parámetro k es denominado “constante de resorte” en algunas ocasiones. Las pruebas de placa son relativamente costosas y complicadas en su realización, por lo que su utilización es limitada y normalmente el valor del módulo es estimado, puesto que en ocasiones no es posible disponer de antemano de la capa sub-rasante ni de la capa de sub-base. Por lo anterior, es usual recurrir a correlaciones del valor de este módulo con los correspondientes a pruebas más accesibles (CBR, valor R de Hveem, etc.), o tomar valores conservadores obtenidos en la siguiente tabla. Es importante señalar que alguna imprecisión en la determinación del valor de K tiene relativamente poca importancia en el cálculo del espesor de la losa aplicando la ecuación de diseño del método AASHTO, puesto que, por ejemplo, un error de 100 % en el valor de k , únicamente significa una diferencia de alrededor de un centímetro en el rango de espesores típicos de losas de pavimentos.

Cuando la capa sub-rasante no es lo suficientemente resistente, o se desea proteger al pavimento contra los efectos del bombeo y de la erosión en el material de dicha capa, y sobre todo para condiciones de tránsito intenso, se recurre a la construcción de una capa de sub-base, la cual influye en el valor del módulo de reacción. En estas condiciones, el modulo utilizado para el diseño es considerado como combinado, k_c , puesto que su valor dependerá del espesor y del tipo de material utilizado en la sub-base, pudiendo emplearse, por ejemplo, concreto pobre (econocreto), materiales estabilizados con cal, asfaltos y cemento portland, o simplemente materiales granulares de granulometría y plasticidad controlados. La segunda tabla siguiente presenta valores típicos de k_c para diferentes tipos de materiales de sub-base, teniendo en cuenta el espesor de la capa construida y el valor del módulo de reacción k de la sub-rasante.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.38 Relaciones entre el tipo de suelos y los valores de su resistencia

Tipo de suelo	Resistencia			
	Rango de resistencia de la subrasante	Módulo de reacción, k, lb/pulg. ³	Módulo de resiliencia, M _R , lb/pulg. ²	CBR, %
Limos y arcillas de alta compresibilidad, en estado natural	Muy baja	50-100	1000-1900	< 3
Limos y arcillas de baja compresibilidad	Baja	100-150	1900-2900	3-5.5
Arenas mal graduadas y suelos arenosos	Media	150-220	2900-4300	5.5-12
Suelos con grava, arenas bien graduadas y mezclas de grava y arena sin finos plásticos	alta	>220	4300-4850	>12

Tabla 5.39 Valor típico del módulo de reacción combinado, k_c, para diferentes tipos y espesores de sub-base

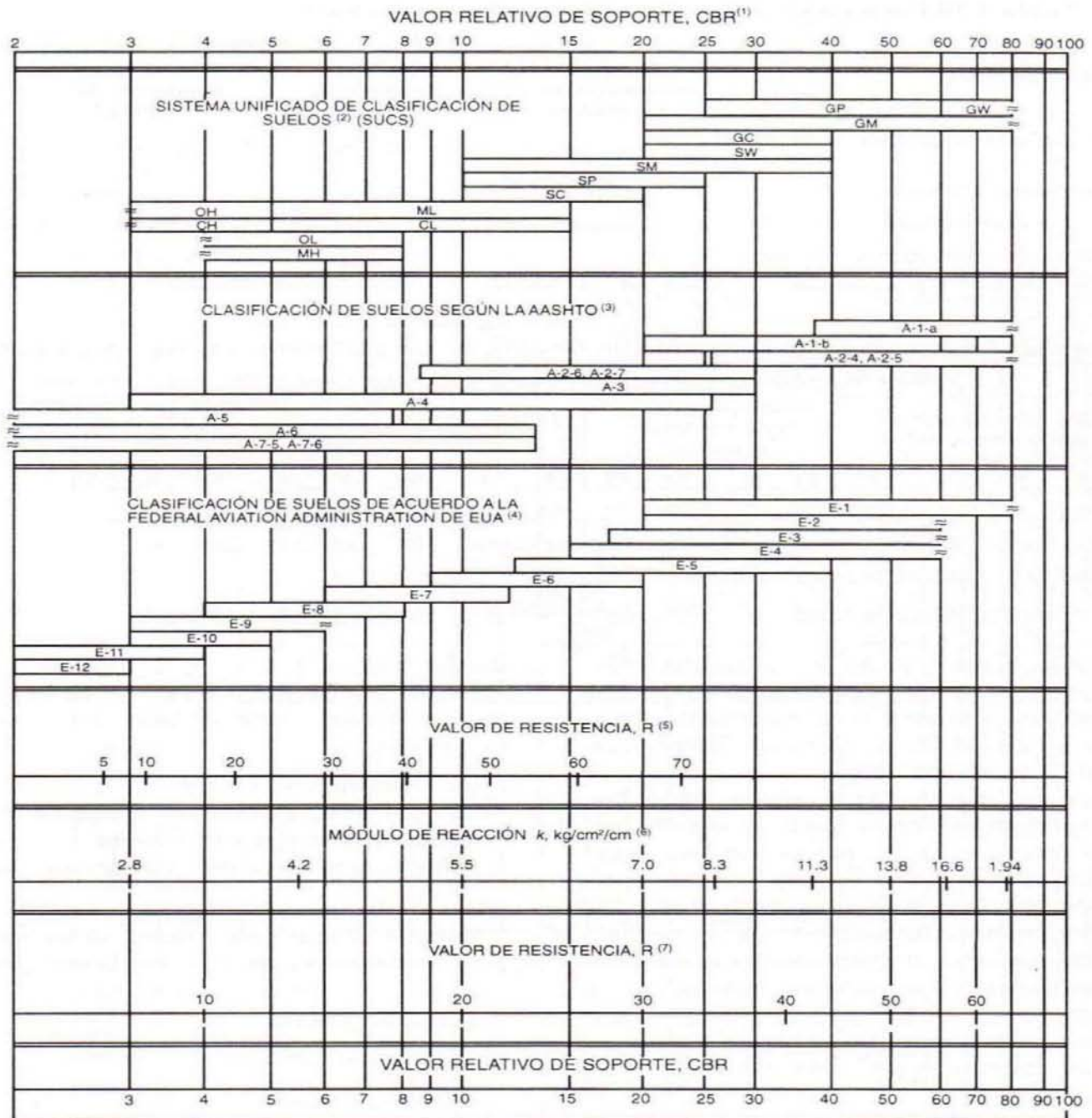
Módulo de reacción de la sub-rasante k, lb/pulg. ³	Módulo de reacción combinado k _c (lb/pulg. ³) para diferentes sub-bases y espesores, en pulg.																			
	Sub-base de grava y arena redondeadas				Sub-base de grava triturada bien graduada				Sub-base tratada con asfalto				Sub-base tratada con cemento				Econocreto			
	4	6	8	10	4	6	8	10	4	6	8	10	4	6	8	10	4	6	8	10
50	60	70	80	90	65	75	90	100	84	112	141	170	101	145	193	245	104	156	205	262
100	120	130	160	180	130	150	170	190	144	198	243	280	185	258	334	414	192	271	364	443
150	160	190	220	230	180	200	230	250	221	277	334	392	265	360	460	563	274	378	488	603
200	230	250	265	275	240	260	275	300	284	351	419	487	341	457	577	700	353	480	612	750



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Figura 5.29 Correlaciones aproximadas entre clasificaciones de suelos y valores de resistencia



(1) Para la idea fundamental, véase O.J. Porter, "Foundations for Flexible Pavements", Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 1942, vol. 22, páginas 100-136.
(2) ASTM Designation D 2487.
(3) "Classification of Highway Subgrade Materials", Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-fifth Annual Meeting*, 1945, vol. 25, páginas 376-392.
(4) *Airport Paving*, U.S. Department of Commerce, Federal Aviation Agency, May 1948, páginas 11-16. Estimación empleando valores dados en *FAA Design Manual for Airport Pavements*. (Formerly used FAA Classification; Unified Classification now used.)
(5) C. E. Warnes, "Correlation Between R Value and k Value," unpublished report, Portland Cement Association, Rocky Mountain-Northwest Region, October 1971 (best-fit correlation with correction for saturation).
(6) Véase T.A. Middlebrooks and G.E. Bertram, "Soil Tests for Design of Runway Pavements", Highway Research Board, *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 1942, vol. 22, página 152.
(7) Véase nota (6), página 184.



Pérdida de Soporte (LS)

En la versión del método ASSHTO emitidas en 1986 y 1993, se introduce un factor llamado de pérdida de soporte, mediante el cual se reduce el valor de los modulo k o k_c , cuando se espera una disminución en su valor durante la vida del pavimento, debido a la erosión de la sub-base, o bien asentamientos de la sub-base, fenómenos que pudieran generar oquedades bajo la losa. Este factor no aparece explícitamente en la ecuación del diseño, pero si interviene en forma indirecta al reducir el valor del módulo k . en la tabla siguiente se indican los valores de este factor, recomendados para diferentes tipos de materiales.

Tabla 5.40 Rangos típicos de factores de pérdidas de soporte, para varios tipos de materiales

Tipo de material	Módulo de elasticidad o resiliencia, lb/pulg ²	Factor de pérdida de soporte
Sub-base granular tratada con cemento portland	$1 \times 10^6 - 2 \times 10^6$	0-1
Suelos estabilizados con cemento portland	$0.5 \times 10^6 - 1 \times 10^6$	0-1
Sub-base tratada con asfalto	$0.35 \times 10^6 - 1 \times 10^6$	0-1
Suelos estabilizados con asfalto	$4 \times 10^4 - 30 \times 10^4$	0-1
Suelos estabilizados con cal	$2 \times 10^4 - 7 \times 10^4$	1-3
Materiales granulares	$1.5 \times 10^4 - 4.5 \times 10^4$	1-3
Subrasante natural o suelos finos	$0.3 \times 10^4 - 4 \times 10^4$	2-3

Para determinar el valor del módulo de reacción de diseño, k o k_c , el método propone una secuencia de cálculo que toma en cuenta la variación de este parámetro a lo largo del año, considerando la influencia de factores tales como la variación de la humedad en los materiales de sub-rasante y sub-base, en el valor del módulo de resiliencia o elástico.

La secuencia de cálculos es la siguiente:

- a) Dividir el año en intervalos mensuales o quincenales, de acuerdo con la variabilidad del contenido de agua a lo largo del año y definir los módulos de la capa sub-rasante y de la sub-base para cada intervalo. El análisis podrá ejecutarse para diferentes tipos de sub-base, para efectos de análisis de costo.
- b) Utilizando el nomograma de las figuras siguientes en el cual interviene como variables de entrada el módulo de resiliencia de la capa sub-rasante, el espesor de la sub-base y su módulo de elasticidad correspondiente, se determinara el módulo de reacción compuesto k_{∞} , relativo a una capa sub-rasante de espesor seminfinito.



Figura 5.30 Gráfica para estimar el módulo de reacción compuesto de la subrasante, k_{∞} suponiendo una subrasante de espesor semiinfinito, o sea mayor de 3m bajo la superficie de la subrasante.

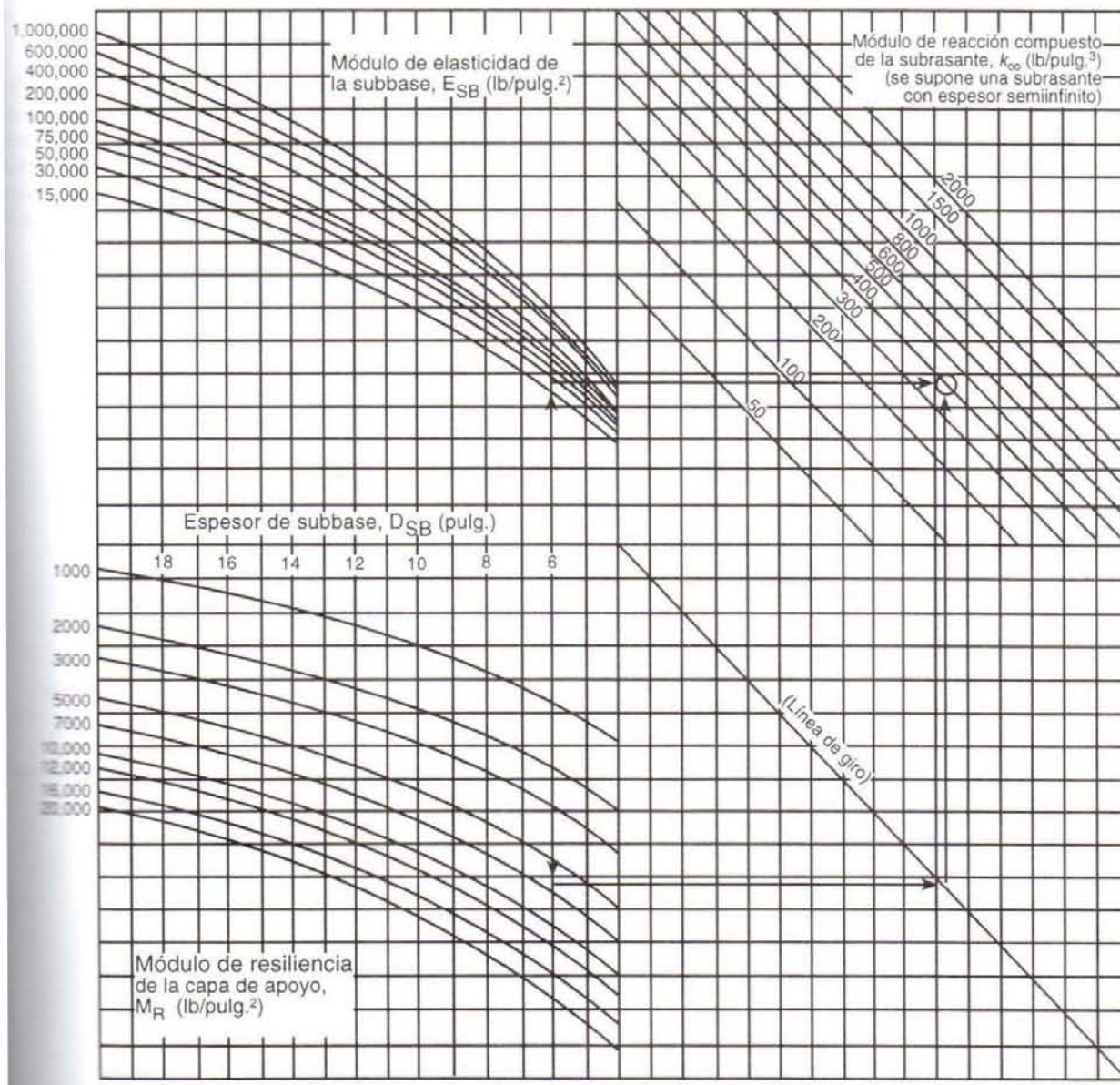
Ejemplo:

$$D_{SB} = 6 \text{ pulg.}$$

$$E_{SB} = 20,000 \text{ lb/pulg.}^2$$

$$M_R = 7000 \text{ lb/pulg.}^2$$

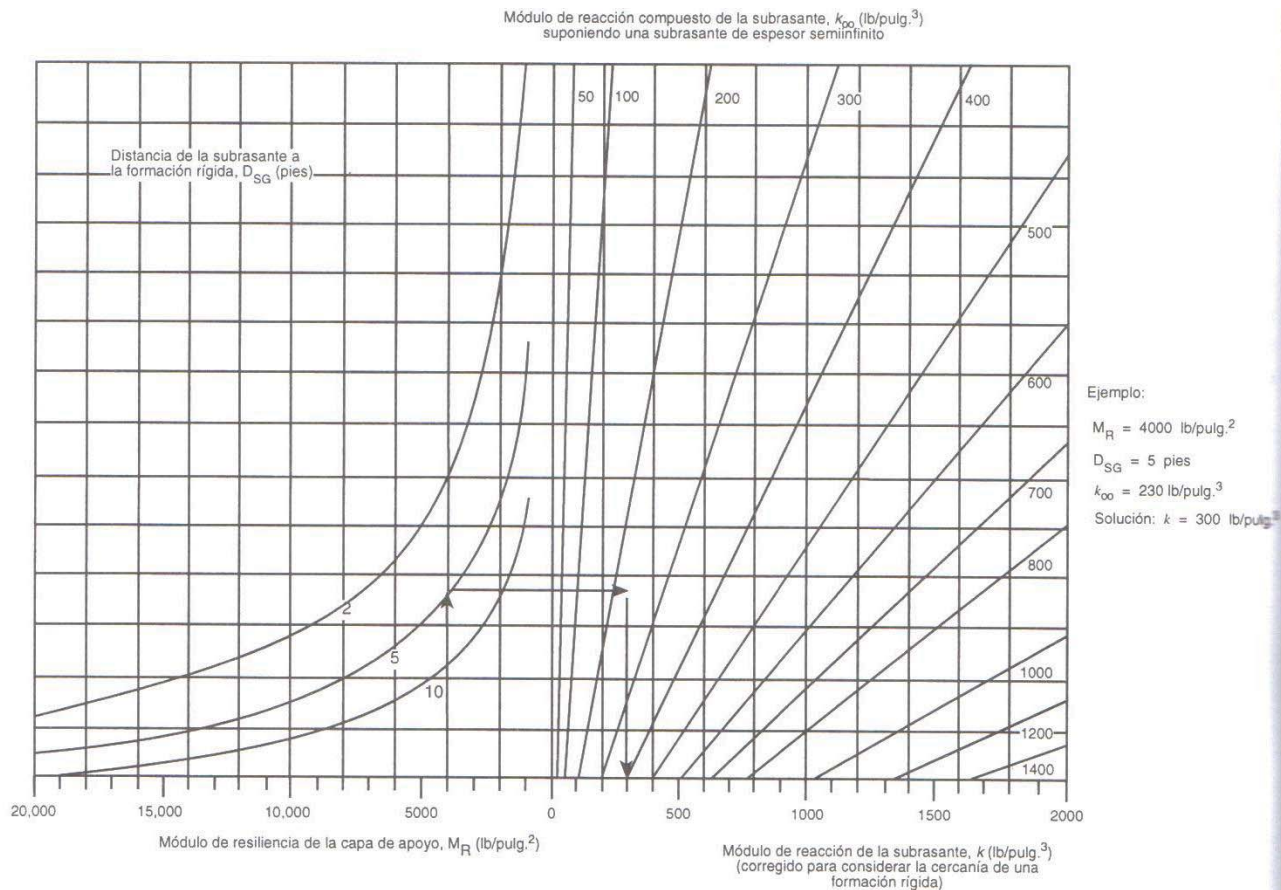
$$\text{Solución: } k_{\infty} = 400 \text{ lb/pulg.}^3$$





- c) En el caso de que bajo el pavimento se encuentre un manto rocoso (cimentación rígida), a una profundidad menor de 3 metros, deberá utilizarse el nomograma siguiente para corregir el modulo compuesto, k_{∞} , determinado en el punto anterior y así obtener el módulo de reacción efectivo k para proyecto.

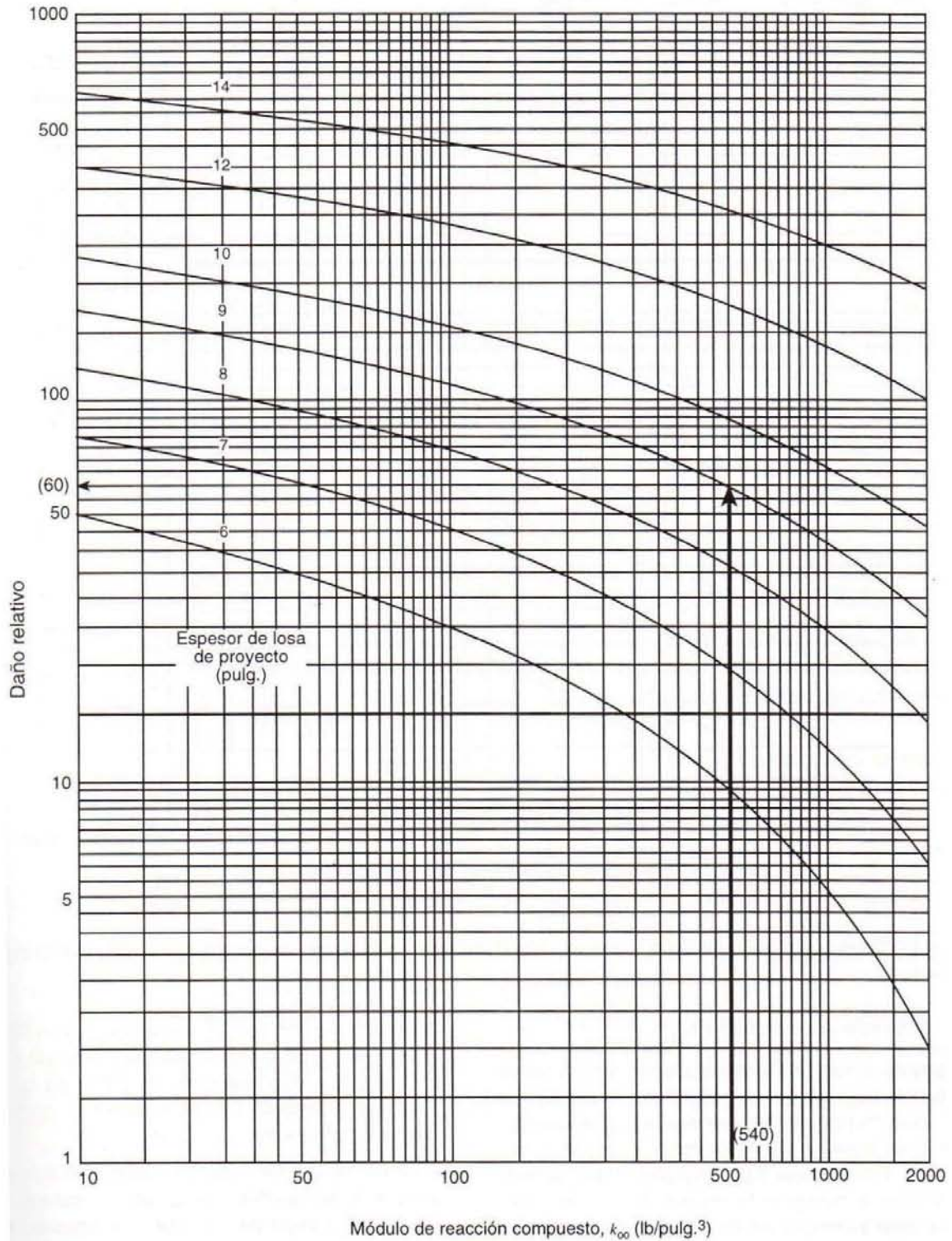
Figura 5.31 Gráfica para corregir el módulo de reacción de la subrasante, al considerar los efectos de una formación rígida a una distancia menor de tres metros bajo la superficie.



- d) Ejecutando una estimación gruesa del espesor de la losa del pavimento, con ayuda del nomograma siguiente, se determina el factor de deterioro relativo, u_r , para el espesor de la losa propuesta y los distintos valores de k a lo largo del año.



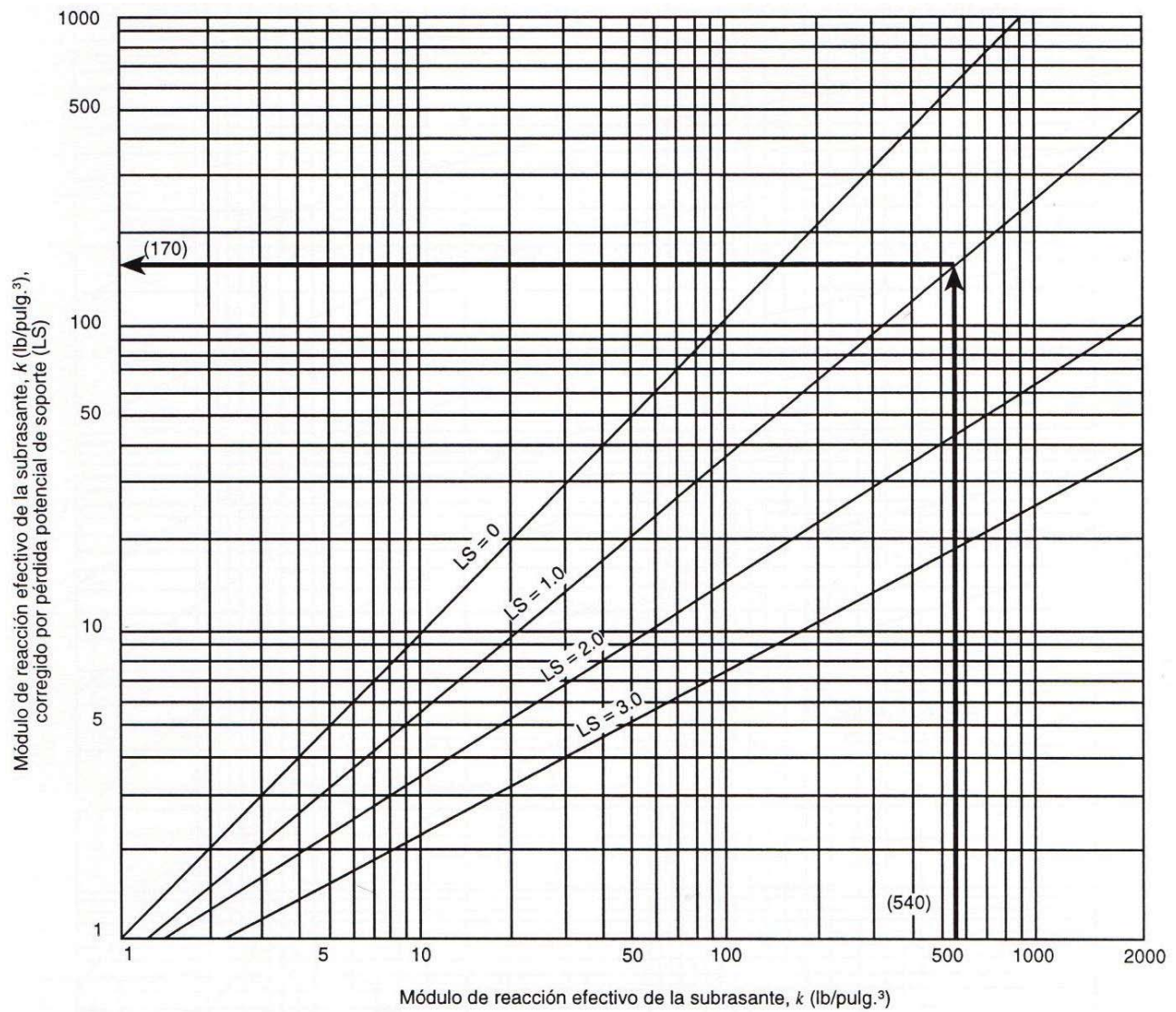
Figura 5.32 Gráfica para estimar el daño relativo al pavimento rígido, considerando el espesor de la losa y su apoyo.





- e) Finalmente, se corrige el valor de k efectivo anterior en función de la pérdida de soporte (LS), con ayuda del nomograma siguiente. Obsérvese en esta figura la forma impresionante en que se reduce el valor de k para valores altos de LS , la cual indica la conveniencia de utilizar mejores materiales en la sub-base.

Figura 5.33 Corrección del módulo de reacción efectivo de la subrasante por pérdida potencial del apoyo de la sub-base.





Coefficiente de drenaje (C_d)

Se reconoce ampliamente que la presencia de agua es uno de los factores que principalmente contribuyen al deterioro de los pavimentos, ya sea por la saturación y reducción de la resistencia de los materiales de las capas subrasante y de sub-base, o por favorecer el fenómeno de bombeo con la consiguiente erosión de los materiales bajo las losas y la expulsión de materiales finos a través de grietas y juntas, lo que conduce a una degradación de la capacidad de soporte estructural, así como a movimientos verticales y a escalonamientos en las losas del pavimento.

La versión del año de 1986 de la guía AASHTO intento reconocer la importancia del drenaje, haciendo intervenir un coeficiente (C_d) que pretende tomar en cuenta los efectos de buenas o malas condiciones del drenaje en el diseño del pavimento.

Para seleccionar el valor del coeficiente C_d se debe considerar las condiciones de saturación a que están expuestas la capa de sub-base y la de subrasante; debiendo consultarse la tabla siguiente para determinar el valor del coeficiente en cada caso particular.

Tabla 5.41 Valores recomendados del coeficiente de drenaje

Condición de drenaje	Porcentaje del tiempo en que la estructura del pavimento se encuentra expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	<1%	1-5%	5-25%	>25%
Excelente	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Buena	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Regular	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Mala	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
Muy mala	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

Condición del drenaje	Lapso transcurrido para que el suelo sea drenado hasta alcanzar el 50% de saturación
Excelente	2 horas
Buena	1 día
Regular	7 días
Mala	1 mes
Muy mala	infinito

Para mejorar las condiciones de drenaje, se sugiere el empleo de subdrenes y de capas de sub-base permeable, para prevenir además el bombeo prematuro y los deterioros asociados en el pavimento.

En el caso de que $C_d=1$, se estima que las condiciones del drenaje no causan ningún impacto en el espesor de la losa; si, en cambio, es menor a la unidad, el espesor de la losa se incrementa y para valores superiores a la unidad el valor de la losa decrece.



Confiabilidad

La confiabilidad puede definirse como la probabilidad estadística de que el pavimento cumpla con la vida de diseño. Generalmente el comportamiento de un pavimento a lo largo del tiempo se representa por medio de una curva que manifiesta la forma en el que el pavimento progresivamente pierde algunas de sus cualidades, por ejemplo su serviciabilidad. La ecuación de diseño compuesta por la AASHTO propiamente define la forma de la curva de comportamiento del pavimento atendiendo al concepto de serviciabilidad, con un nivel de confianza (R) de 50%. El nivel de confianza para un proyecto en especial debe seleccionarse de acuerdo con el tipo e importancia de la carretera o vialidad, teniendo en cuenta lo recomendado en la tabla siguiente. Debe notarse que los valores mayores se recomiendan para valores sujetas a un uso intenso y con mayores exigencias de un mantenimiento mínimo.

Tabla 5.42 Niveles de confianza sugeridos para diferentes tipos de vialidades y carreteras

Tipo de vialidad	Nivel de confianza	
	Vialidades urbanas	Carreteras
Autopistas y carreteras de primer orden	85-99.99	80-99
Carreteras y vialidades principales	80-99	75-95
Carreteras y vialidades secundarias	80-95	75-95
Vialidades de acceso y calles en general	50-80	50-80

Los niveles de confianza propuestos indican propiamente el porcentaje del área comprendida en la curva de distribución normal de serviciabilidad a la derecha del nivel de confianza elegido. La distancia entre el valor medio, equivalente a un nivel de confianza R de 50% y el correspondiente al nivel de confianza elegido para un caso en particular es igual al producto $Z_R \cdot c$, donde:

S_0 = Desviación estándar total, que considera el monto del error estadístico incluido en la ecuación como resultado de la variabilidad inherente a los materiales y a la construcción.

Z_R = Desviación normal estándar para la distribución normal, para un nivel de confianza determinado.

Determinar el valor de S_0 es difícil, pues requiere conocer la desviación estándar para cada parámetro incluido, teniendo en cuenta las condiciones locales, razón por la cual se ha considerado a S_0 dentro de un rango entre 0.3 y 0.4 para pavimentos rígidos, recomendándose un valor de 0.35 para tomar en cuenta además el valor relativo a la predicción del tránsito.

Para lo que respecta el parámetro Z_R su valor depende del nivel de confianza elegido, pudiendo determinarse en tablas de tipo estadístico. Para efectos de su aplicación práctica, la tabla siguiente presenta los valores de Z_R para los niveles de confianza recomendados en la tabla anterior.



Tabla 5.43 Relación entre el nivel de confianza y la Desviación normal estándar, Z_R

Nivel de confianza R	Desviación normal estándar Z_R	$Z_R S_0$
50	0.00	0.00
75	-0.674	-0.236
80	-0.841	-0.294
85	-1.037	-0.363
90	-1.282	-0.449
95	-1.645	-0.576
99.99	-3.090	-1.082

Espesor de las losas (D)

El nomograma de la figura siguiente, empleado para la determinación del espesor de las losas del pavimento, tiene una amplitud de 5 a 14 pulg de espesor (127 a 356 mm). Es evidente que en la determinación de dicho espesor influye cada una de las variables incluidas antes descritas, considerándose útil para efectos de diseño del pavimento conocer sus efectos tanto en el espesor de las losas como en el tránsito admisible lo cual se presenta en la tabla siguiente.

Figura 5.34 Curvas de comportamiento y de diseño para diferentes niveles de confianza R

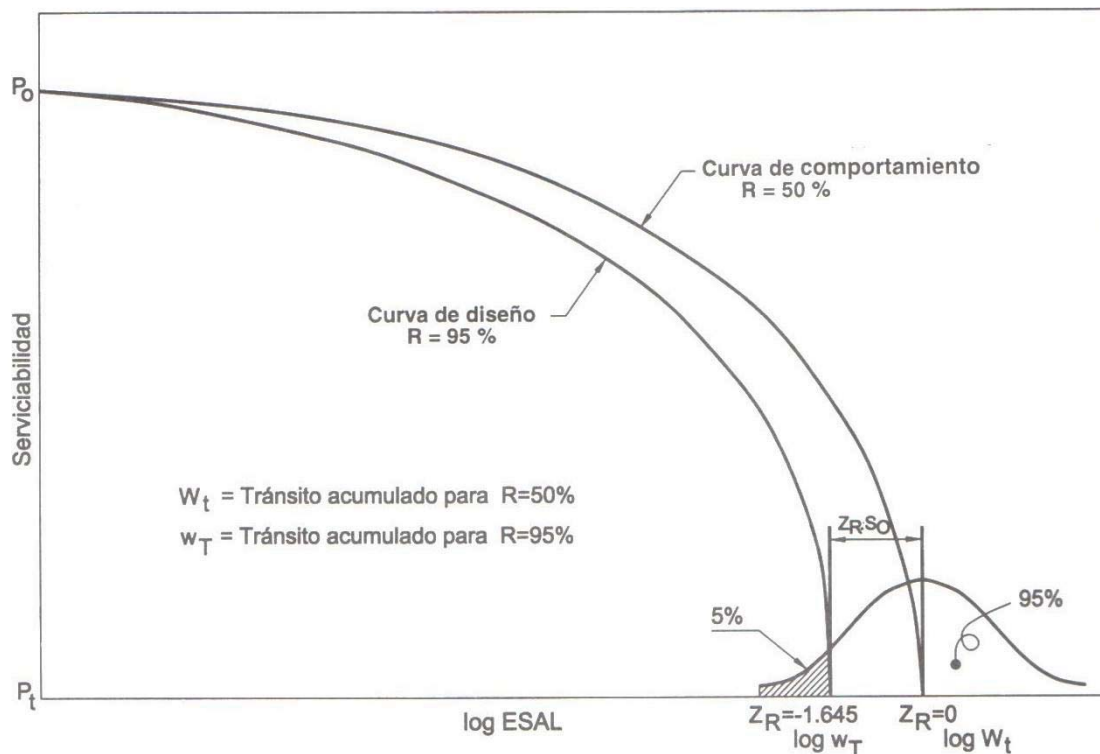




Tabla 5.44 Efecto de los cambios de las variables de diseño en el espesor del pavimento y en el volumen de tránsito admisible

Cambios en las variables de diseño	Efectos sobre	
	Espesor requerido de losa	Transito admisible, ESAL
Incremento en el índice de servicio inicial, p_o	Disminuye	Aumenta
Incremento en el módulo de ruptura M_r	Disminuye	Aumenta
Incremento en el módulo de elasticidad, E	Aumenta ligeramente	Disminuye ligeramente
Incremento en el coeficiente de transferencia de carga, J	Aumenta	Disminuye
Incremento del coeficiente de drenaje, C_d	Disminuye	Aumenta ligeramente
Incremento en el módulo de reacción de la subrasante, k	Disminuye ligeramente	Disminuye
Incremento en la desviación estándar, S_o	Aumenta	Disminuye
Incremento en el nivel de confianza, R	aumenta	Disminuye



5.2.2.2 MÉTODO PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA)

La primera versión de este método fue publicada en 1966, y desde entonces se desarrollaron nuevas técnicas y procedimientos de construcción de pavimentos que fueron incorporados en las siguientes versiones hasta llegar a la publicada en 1984, en la cual se refleja en el diseño la experiencia acumulada, en cuanto al comportamiento e investigación, incluyendo correlaciones con el comportamiento de los pavimentos del tramo de las pruebas AASHTO y otros estudios especiales.

En la versión del método de 1984 destaca la inclusión de un análisis de erosión, gracias al cual se reconoce que el pavimento puede fallar debido, a un fenómeno de bombeo, erosión en el material de la sub-base y escalonamiento de las juntas. Estos tipos de fallas pueden presentarse antes de que ocurra una falla por fatiga, debido a un gran número de repeticiones de carga, que es el otro tipo de análisis considerado en este método.

Análisis por fatiga

La acumulación de daños por fatiga puede expresarse como la sumatoria de la relaciones de daño, definido estos como la relación entre el número de repeticiones de cargas pronosticadas y el número de repeticiones de cargas admisibles. En el método PCA, en lugar de considerar para el análisis la deformación unitaria a la tensión, se relaciona el número de cargas admisibles con la relación entre el esfuerzo a la flexión y el módulo de ruptura. En el caso de pavimentos rígidos sin refuerzo, con juntas transversales de contracción, la fatiga del concreto puede producir agrietamientos transversales y longitudinales en las losas; los primeros se inician en las orillas de las losas aproximadamente a la mitad de la distancia entre las juntas transversales, en tanto que los segundos se inician en las juntas transversales coincidiendo con la trayectoria de las ruedas, con marcada tendencia a coincidir con la trayectoria más cercana al eje longitudinal de la losa, de manera que puede considerarse que los agrietamientos transversales son producto de la aplicación de cargas entre juntas transversales y los agrietamientos longitudinales son producto de la aplicación de cargas próximas a las juntas transversales, que son los sitios en que se producen los mayores esfuerzos críticos. De esta manera, cuando se integra en las losas un acotamiento y se suministran pasajuntas en las juntas transversales, se reduce considerablemente la magnitud de dichos esfuerzos críticos.

En el análisis por fatiga, al determinar la acumulación de daños, se considera un valor promedio del módulo de reacción de la subrasante y no se toma en cuenta los esfuerzos debido al alabeo y al ondulamiento de las losas, en razón de que los esfuerzos combinados producidos por estos fenómenos tienen efectos contrarios y se neutralizan. En general, el análisis por fatiga está basado en los esfuerzos desarrollados en el borde de la losa, a la mitad de la distancia entre dos juntas transversales, las que se encuentran tan alejadas de ese punto que prácticamente no producen efectos adicionales.



Por lo tanto, la ecuación de daño por fatiga toma la siguiente forma:

$$D_r = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i}$$

Dónde:

D_r = Relación de daño acumulado en el periodo de diseño debido a todos los grupos de carga.

m = Número total de grupos de carga.

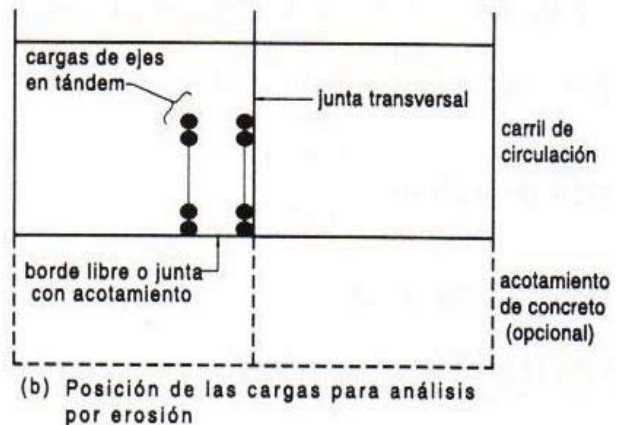
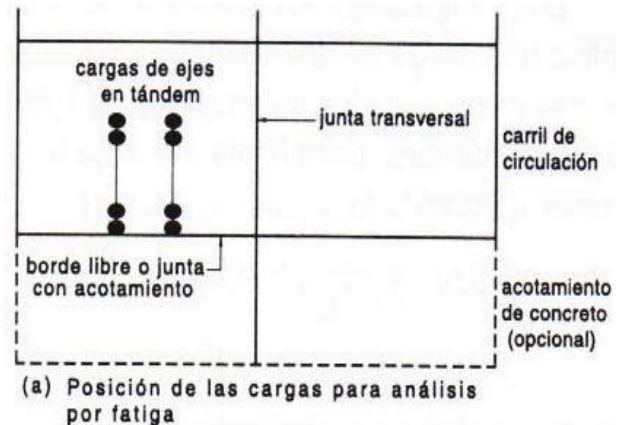
n_i = Número de cargas pronosticadas, para el grupo i de cargas.

N_i = Número admisible de cargas, para el grupo i de cargas.

El daño acumulado calculado por la ecuación anterior debe ser menor o igual que la unidad al final del periodo de diseño.

Al considerar las cargas aplicadas en la proximidad del borde de la losa, se está tomando en cuenta la posición que produce los mayores esfuerzos críticos. A medida que las cargas se desplazan al interior de las losas, los esfuerzos disminuyen significativamente y a pesar que la frecuencia de aplicaciones de carga aumenta hacia posiciones alejadas del borde, la magnitud de los esfuerzos producidos disminuye.

En teoría, podría conocerse la distribución de las cargas transversalmente, los esfuerzos producidos por dichas cargas y su daño por fatiga; sin embargo, al tratar de encontrar un procedimiento de análisis más ágil, las investigaciones llevadas a cabo por la PCA demostraron que el mismo daño por fatiga puede obtenerse considerando únicamente el 6% del número total de repeticiones, aplicadas en el borde del pavimento. Si se utiliza el número total de aplicaciones de carga, el esfuerzo en la orilla, para efectos del análisis por fatiga, debe reducirse al multiplicarlo por un factor de 0.894, lo cual fue tomado en cuenta en la preparación de tablas de diseño.





Análisis por erosión

Los deterioros asociados a este fenómeno están relacionados fundamentalmente por la magnitud de las deflexiones producidas por el paso de los vehículos sobre el pavimento, produciéndose las deflexiones críticas cuando se aplica una carga en una esquina, formada por el borde de la losa y una junta transversal. La determinación del número permisible de repeticiones puede efectuarse utilizando la siguiente fórmula:

$$\log N = 14.524 - 6.777(C_1 P - 9.0)^{0.103}$$

Dónde:

N = Número de repeticiones admisibles, para un índice de servicio de 3.0.

C_1 = Factor de ajuste.

$C_1 = 1$; Para sub-bases no tratadas.

$C_1 = 0.9$; Para sub-bases estabilizadas.

P = Proporción de trabajo = $\frac{268.7p^2}{hk^{0.73}}$

h = Espesor de la losa, pulg.

k = Modulo de reacción, lb/pulg³.

De esta manera, ecuación para estimar el daño por erosión es la siguiente:

$$D_e = 100 \sum_{i=1}^m \frac{C_2 n_i}{N_i}$$

Dónde:

D_e = Daño por erosión, %

m = Número total de grupos de carga.

n_i = Número de cargas pronosticadas, para el grupo i de cargas.

N_i = Número admisible de cargas, para el grupo i de cargas.

C_2 = Constante = 0.06 para pavimentos sin acotamientos de concreto y 0.94 para pavimentos con acotamientos integrados de concreto.

Al efectuar el análisis por erosión, el daño no deberá ser mayor del 100%.



Factores de diseño

El diseño del espesor del pavimento está gobernado por cuatro factores:

- ✓ Módulo de ruptura del concreto, MR
- ✓ Módulo de reacción de sub-base y subrasante, k_c
- ✓ Periodo de diseño
- ✓ Transito

Además, es importante determinar si se adoptara un acotamiento integrado de concreto y si se utilizaran pasajuntas en las juntas transversales.

a) Módulo de ruptura del concreto

La resistencia a la flexión del concreto está definida por el módulo de ruptura, MR, determinado a los 28 días de edad, en especímenes en forma de viga, aplicando carga en los tercios del claro (AASHTO T 97, ASTM C 78). En las tablas de diseño del método se ha tomado en cuenta la variabilidad de la resistencia del concreto mediante un coeficiente de variación del 15%. Además, se ha considerado el incremento de la resistencia del concreto con el tiempo después de los 28 días de edad.

b) Módulo de reacción de la subrasante

Se determina mediante pruebas de placa realizadas por el procedimiento AASHTO T 222; sin embargo, pueden utilizarse correlaciones en donde este parámetro se relaciona con otras propiedades de los suelos.

El método PCA no considera la variación del módulo a lo largo del tiempo, en atención a que no se ha encontrado una influencia significativa en el espesor requerido de losa de concreto, recomendándose, a lo sumo, determinar los valores k en las estaciones de verano u otoño.

Cuando la capa subrasante no es lo suficientemente resistente o cuando se desea proteger el pavimento de los efectos de bombeo y erosión, sobre todo para condiciones de tránsito pesado intenso, se requiere la construcción de una capa de sub-base de materiales seleccionados o estabilizados con cal, asfalto o cemento portland, incluso de concreto pobre (econocreto). La presencia de esta capa modifica el valor del módulo de reacción incrementando su valor, debiendo en este caso determinar un módulo de reacción combinado, k_c , que considera el efecto de la presencia de esta capa.

c) Periodo de diseño

Se define como el lapso en el cual el pavimento deberá cumplir con sus funciones, soportando principalmente el tránsito de vehículos pesados. El periodo de diseño para pavimentos de concreto puede variar desde 20 hasta más de 40 años, utilizando normalmente un periodo de 30 a 35 años debiéndose tener en cuenta que la determinación del periodo de diseño debe ser motivo del análisis económico y del buen juicio ingenieril.



d) Tránsito

Deberá conocerse el número y el peso de los ejes de los vehículos pesados que circularán sobre el pavimento en el periodo de diseño, dato que se obtendrá de estudios de tránsito realizados al respecto. La información específica que se requiere es la siguiente:

- ADT, Tránsito Diario Promedio de todos los vehículos en ambas direcciones.
- ADTT, Tránsito Diario Promedio de los vehículos pesados, en ambas direcciones. Estos vehículos son los que tienen 6 ruedas o más.
- Cargas por ejes sencillos, doble (tándem) y triple (tridem).
- Tasa de crecimiento anual de tránsito

La información relativa al número, tipo y peso de los ejes de los vehículos pesados es fundamental para el diseño. Como se ha mencionado, esta información procede de estudios específicos, incluyendo el relativo al peso de los vehículos y al pronóstico de la tasa del crecimiento anual del tránsito. En la tabla siguiente se presentan factores de proyección para diferentes tasas de crecimiento considerando horizontes de diseño a 20 y 40 años.

Tabla 5.45 Tasas de crecimiento anual del tránsito y sus correspondientes factores de proyección

Tasa de crecimiento anual, %	Factor de proyección	
	A 20 años	A 40 años
1.0	1.1	1.2
1.5	1.2	1.3
2.0	1.2	1.5
2.5	1.3	1.6
3.0	1.3	1.8
3.5	1.4	2.0
4.0	1.5	2.2
4.5	1.6	2.4
5.0	1.6	2.7
5.5	1.7	2.9
6.0	1.8	3.2

Los factores representan valores relativos a la mitad del periodo de diseño, utilizados ampliamente en la práctica corriente. Otro método para calcular estos factores se basan en el valor anual medio. Las discrepancias entre estos dos métodos no afectan substancialmente el diseño; en ambos casos se utiliza el criterio de interés compuesto.



Se hace notar que para vialidades interurbanas, en accesos a ciudades y en vialidades urbanas, la tasa de crecimiento de tránsito es generalmente elevada, si bien la tasa correspondiente al tránsito pesado es normalmente inferior a la de automóviles y vehículos ligeros.

Las carreteras de segundo orden de dos carriles y las calles residenciales deben proyectarse por lo regular con tasa de crecimiento de 2% como máximo, generalmente entre 1.1 y 1.3 %.

Existen opiniones acerca de la conveniencia de utilizar el criterio de crecimiento con interés simple, sobre todo en los casos de periodo de diseños amplios, en los que el interés compuesto conduciría a volúmenes de tránsito pesados fuera de la realidad.

En el caso de que el tránsito no pueda conocerse con el detalle antes descrito, la PCA propone un método simplificado, que se presentara más adelante.

Factores de seguridad (LSF)

En el procedimiento de diseño, las descargas por eje deben ser afectadas por un factor de seguridad (LSF), cuyo valor depende de la importancia de la carretera mostrada en la siguiente tabla:

Tabla 5.46 Factor de seguridad de cargas (LSF)

Clasificación de la vialidad	Factores de seguridad
Carreteras principales, vialidad de carriles múltiples, con alto volumen de tránsito pesado	1.2
Carreteras y vialidades urbanas con volumen moderado de tránsito pesado	1.1
Carreteras y calles con bajo volumen de tránsito pesado	1.0

En casos especiales puede considerarse la aplicación de factores mayores, como 1.3, para carreteras y vialidades que deben operar con un alto nivel de serviciabilidad superior al normal, durante el periodo de diseño.

Se describirá el procedimiento que se recomienda cuando las condiciones de tránsito son conocidas en forma detallada. En este procedimiento, el diseño se lleva a cabo efectuando por separado los análisis de posibilidad de falla por fatiga y de falla por erosión. Las gráficas y tablas han sido desarrolladas teniendo en cuenta los siguientes valores para los principales parámetros:

Módulo de elasticidad del concreto	4×10^6 lb/pulg ²
Relación de Poisson del concreto	0.15
Diámetro de pasajuntas lisas	1/8" x pulg. de espesor de losa
Separación de pasajuntas lisas	12 pulg.



Como se ha mencionado, el método considera dos criterios de análisis:

- Por fatiga, conservando los esfuerzos originados por la repetición de cargas dentro de niveles de seguridad, para evitar el agrietamiento por fatiga; y
- Por erosión, limitando los efectos de las deflexiones producidas en los bordes y esquinas, para así controlar la erosión de los materiales que sirven de apoyo a las losas.

Así mismo, considera el efecto de utilizar acotamientos de concreto para reducir los esfuerzos y deflexiones en las losas, incluyendo además el uso de sub-bases rígidas (concreto pobre, por ej.) para reducir igualmente los esfuerzos y deflexiones en las losas, proporcionar un mayor soporte en las juntas al paso de vehículos pesados y evitar el problema de erosión por la repetición de cargas. Considerando además la presencia de ejes triples (tridem), que son cada vez más frecuentes en los vehículos pesados, y cuyos efectos son más importantes en cuanto a daños por erosión que por fatiga.

Respecto a los análisis propuestos, debe señalarse que, en general, el de fatiga comúnmente gobierna los diseños de pavimentos para tránsitos ligeros, independientemente de que se utilicen pasajuntas lisas, así como para tránsito medio utilizando pasajuntas lisas. Por lo que respecta a la erosión, esta generalmente gobierna los diseños de pavimentos para tránsito medio y pesado conjuntas sin pasajuntas lisas y para tránsitos pesados con pasajuntas lisas. Por lo general, las cargas por ejes sencillos son más severas, desde el punto de vista de daños por fatiga, y los múltiples lo son más desde el punto de vista de daño por erosión.

Análisis de daño por fatiga

El método propone dos condiciones de trabajo, con y sin acotamiento de concreto integrado a las losas del carril de circulación mediante dispositivos de transferencia de cargas (machimbres, pasajuntas, etc.), puesto que sin la ayuda de acotamientos de este tipo, los esfuerzos en el borde de las losas son bastante mayores que cuando existen acotamientos. Para aplicar el procedimiento, se utiliza una hoja de cálculo como la que se mostrará a continuación, en la cual se deberá anotar los datos de proyecto como son uso de pasajuntas lisas, presencia de acotamientos, módulo de ruptura del concreto, módulo de reacción, etc.



Tabla 5.47 Cálculo del espesor del pavimento (Ejemplo)

Proyecto: Diseño 1A, 4 carriles, interestatal, no urbano
Espesor propuesto: 10.00 pulg **Juntas con pasajuntas:** ___ si x no
K, subbase-subrasante: 280 lb/pulg³ **Acotamiento de concreto:** ___ si x no
Módulo de ruptura M_r: 650 lb/pulg² **Periodo de diseño:** 20 años
Factor de seguridad de cargas LSF=1.2 **Sub-base de 4 pulg. Tratada con cemento**

Carga por eje kips	Multiplicado por LSF=1.2	Repeticiones esperadas	Análisis por fatiga		Análisis por erosión	
			Repeticiones admisibles	Porcentaje de fatiga	Repeticiones admisibles	Porcentaje de daño
1	2	3	4	5	6	7

8. Esfuerzo equivalente: 167
9. Factor de relación de esfuerzos: 0.257
10. Factor de erosión: 2.72

Ejes sencillos						
30	36.0	6,310	1,100,000	0.6	630,000	1.0
28	33.2	14,690	Ilimitado	0	920,000	1.6
26	31.2	30,140	Ilimitado	0	1,500,000	2.0
24	28.8	64,410	Ilimitado	0	2,300,000	2.8
22	26.4	106,900	Ilimitado	0	4,000,000	2.7
20	24	235,800	Ilimitado	0	7,500,000	3.1
18	21.6	70,200	Ilimitado	0	17,000,000	1.8
16	19.2	422,500	Ilimitado	0	50,000,000	0.8
14	16.8	586,900	Ilimitado	0	Ilimitado	0
12	14.4	1,837,000	Ilimitado	0	ilimitado	0

11. Esfuerzo equivalente: 147
12. Factor de relación de esfuerzos: 0.226
13. Factor de erosión: 2.40

Ejes tandem						
52	62.4	21,320	Ilimitado	0	440,000	4.8
48	57.6	42,870	Ilimitado	0	690,000	6.2
44	52.8	124,900	Ilimitado	0	1,100,000	11.3
40	48.0	372,900	Ilimitado	0	2,000,000	18.6
36	43.2	885,800	Ilimitado	0	3,900,000	22.7
32	38.4	930,700	Ilimitado	0	8,600,000	10.8
28	33.6	1,656,000	Ilimitado	0	24,000,000	6.9
24	28.8	984,900	Ilimitado	0	ilimitado	0
20	24.0	1,227,000	Ilimitado	0	ilimitado	0
16	19.2	1,356,000	Ilimitado	0	ilimitado	0
TOTAL				0.6	TOTAL	97.1



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



La tabla siguiente corresponde a las condiciones de las losas y un acotamiento y la tabla posterior a las que exista dicho acotamiento. En tales tablas se presentan los valores de “esfuerzo equivalente”, que es el producido en el borde de la losa aparentemente por una carga de 18,000 lb (8154 kg) para un eje sencillo o de 36,000 lb (16,308kg) para un eje tándem, multiplicado por un factor de 0.894. Dichos esfuerzos están calculados para espesores de losas de 4 a 14 pulgadas (10 a 36 cm) y para módulos de reacción combinados, k_c , de 14 a 190 MPa/m (50 a 700 lb/pulg³), siendo ambos parámetros los utilizados para entrar en las tablas y determinar el esfuerzo equivalente para ejes sencillos y tándem. El parámetro de entrada correspondiente al espesor de la losa propuesto, deberá ser función de la experiencia, tipo de carretera o vialidad, etc., teniendo posteriormente que ensayarse con otros valores si en el análisis se rebasa el 100 % de daño acumulado.

Tabla 5.48 Esfuerzo equivalente sin acotamiento de concreto (eje sencillo/eje doble)

Espesor de losa, pulg.	K de la subrasante, lb/pulg ³						
	50	100	150	200	300	500	700
4	825/679	726/585	671/542	634/516	584/486	523/457	484/443
4.5	699/586	616/500	571/460	540/435	498/406	448/378	417/363
5	602/516	531/436	493/399	467/376	432/349	390/321	363/307
5.5	526/461	464/387	431/353	409/331	379/305	343/278	220/264
6	465/416	411/348	382/316	362/296	336/271	304/246	285/232
6.5	417/380	367/317	341/286	324/267	300/244	273/220	256/207
7	375/349	331/290	307/262	292/244	271/222	246/199	231/186
7.5	340/323	300/268	279/241	265/224	246/203	224/181	210/169
8	311/300	274/249	255/223	242/208	225/188	205/167	192/155
8.5	285/281	252/232	234/208	222/193	206/174	188/154	177/143
9	264/264	232/218	216/195	205/181	190/163	174/144	163/133
9.5	245/248	215/205	200/183	190/170	176/153	161/134	151/124
10	228/235	200/193	186/173	177/160	164/144	150/126	141/117
10.5	213/222	187/183	174/164	165/151	153/136	144/119	132/110
11	200/211	175/174	163/155	154/143	144/129	131/113	123/104
11.5	188/201	165/165	153/148	145/136	135/122	123/107	116/98
12	177/192	155/158	144/141	137/130	127/116	116/102	109/93
12.5	168/183	147/151	136/135	129/124	120/111	109/97	103/89
13	159/173	139/144	129/129	122/119	113/106	103/93	97/85
13.5	152/168	132/138	122/123	116/114	107/102	98/89	92/81
14	144/162	125/133	116/118	110/109	102/98	93/85	88/78



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.49 Esfuerzo equivalente con acotamiento de concreto (eje sencillo/eje doble)

Espesor de losa, pulg.	K de la subrasante, lb/pulg ³						
	50	100	150	200	300	500	700
4	640/534	559/468	517/439	489/422	452/403	409/388	383/384
4.5	547/461	479/400	444/372	421/356	390/338	355/322	333/316
5	475/404	417/349	387/323	367/308	341/290	311/274	294/267
5.5	418/360	368/309	342/285	324/271	302/254	276/238	261/231
6	372/325	327/277	304/255	289/241	270/225	247/210	234/203
6.5	334/295	294/251	274/230	260/218	243/203	223/188	212/180
7	302/270	266/230	248/210	236/198	220/184	203/170	192/162
7.5	275/250	243/211	226/193	215/182	201/168	185/155	176/148
8	252/232	222/196	207/179	197/178	185/155	170/142	162/135
8.5	232/216	205/182	191/166	182/156	170/144	157/131	150/125
9	215/202	190/171	177/155	169/146	158/134	146/122	139/116
9.5	200/190	176/160	164/146	157/137	147/126	136/114	129/108
10	186/179	164/151	153/137	146/129	137/118	127/107	121/101
10.5	174/170	154/143	144/130	137/121	128/111	119/101	113/95
11	164/161	144/135	135/123	129/115	120/105	112/95	106/90
11.5	154/153	136/128	127/117	121/109	113/100	105/90	100/85
12	145/146	128/122	120/111	114/104	107/95	99/86	95/81
12.5	137/139	121/117	113/106	108/99	101/91	94/82	90/77
13	130/133	115/112	107/101	102/95	96/86	89/78	85/73
13.5	124/127	109/107	102/97	97/91	91/83	85/74	81/70
14	118/122	104/103	97/93	93/87	87/79	81/71	77/67

Después de haberse definido el esfuerzo equivalente para ejes sencillos y dobles se procederá a calcular el factor de relación de esfuerzos, que es el cociente entre el esfuerzo equivalente y el módulo de ruptura. Con este valor se entra al nomograma siguiente, con el cual se determinará el número de repeticiones de cargas permisibles para cada carga por eje sencillo o doble (tándem), considerado para las condiciones de tránsito prevista. La escala de número de repeticiones de carga admisible tiene una capacidad de 100 a 10, 000,000, y si se rebasa el límite superior, se considerara un número ilimitado de repeticiones.

Se compara a continuación el número de repeticiones pronosticado con el permisible y se expresa su relación en porcentaje, tanto para cargas por eje sencillo como doble; finalmente se debe efectuar la suma de estos valores y con ellos se obtiene el total de consumo por fatiga, en %.

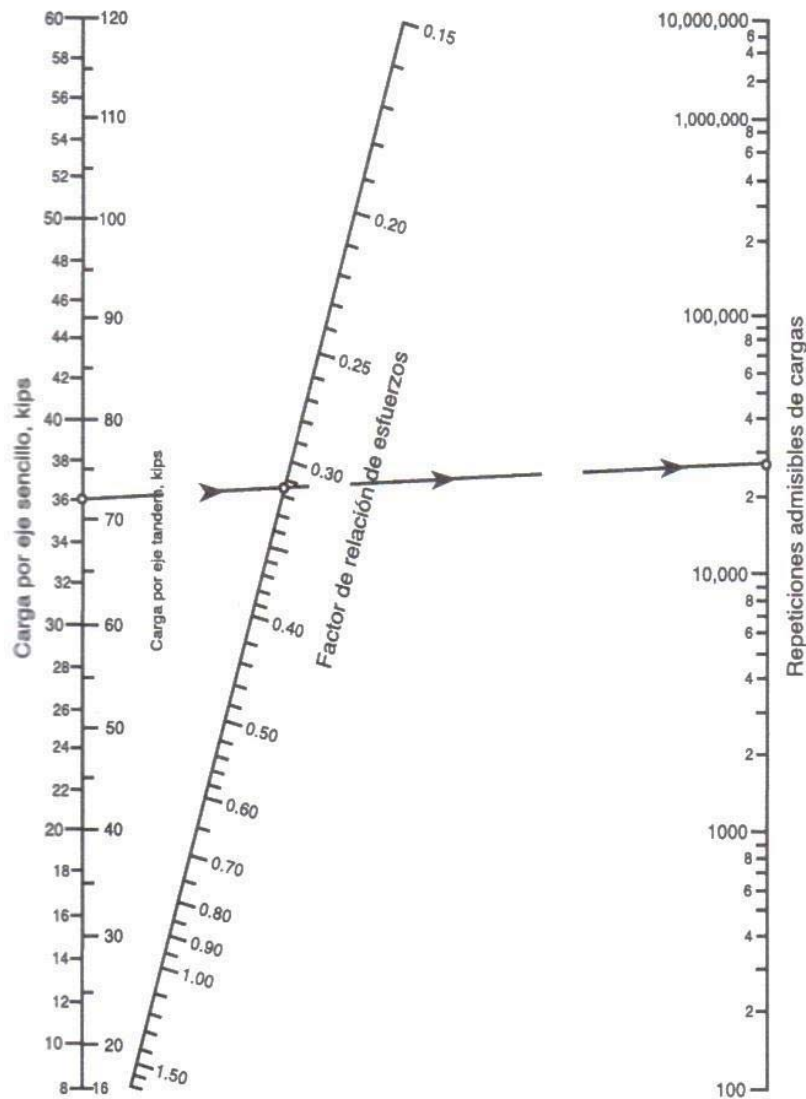


Figura 5.35 Análisis por fatiga. Repeticiones admisibles con base en el factor de relación de esfuerzos (con y sin acotamiento de concreto).

Análisis de erosión

Se proponen dos condiciones de trabajo para las juntas transversales, es decir, con pasajuntas lisas o mediante el desarrollo de la fricción y la trabazón mecánica en las paredes de juntas aserradas. Así mismo, se consideraran las condiciones con o sin acotamiento de concreto integrado a las losas del carril de circulación. Para este análisis se utilizan las tablas siguientes para juntas con o sin pasajuntas lisas respectivamente, y considerando que no exista acotamiento de concreto.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Tabla 5.50 Factores de erosión- juntas con pasajuntas, sin acotamiento de concreto (eje sencillo/eje doble)

Espesor de losa, pulg.	K de la subrasante, lb/pulg ³					
	50	100	200	300	500	700
4	3.74/3.83	3.73/3.79	3.72/3.75	3.71/3.73	3.70/3.70	3.68/3.67
4.5	3.59/3.70	3.57/3.65	3.56/3.61	3.55/3.58	3.54/3.55	3.52/3.53
5	3.45/3.58	3.43/3.52	3.42/3.48	3.41/3.45	3.40/3.42	3.38/3.40
5.5	3.33/3.47	3.31/3.41	3.29/3.36	3.28/3.33	3.27/3.30	3.26/3.28
6	3.22/3.38	3.19/3.31	3.18/3.26	3.17/3.23	3.15/3.20	3.14/3.17
6.5	3.11/3.29	3.09/3.22	3.07/3.16	3.06/3.13	3.05/3.10	3.03/3.07
7	3.01/3.21	2.99/3.14	2.97/3.08	2.96/3.05	2.95/3.01	2.94/2.98
7.5	2.93/2.14	2.91/3.06	2.88/3.00	2.87/2.97	2.86/2.93	2.84/2.90
8	2.58/3.07	2.82/2.99	2.80/2.93	2.79/2.89	2.77/2.85	2.76/2.82
8.5	2.77/3.01	2.74/2.93	2.72/2.86	2.71/2.82	2.69/2.78	2.68/2.75
9	2.70/2.96	2.67/2.87	2.65/2.80	2.63/2.76	2.62/2.71	2.61/2.68
9.5	2.63/2.90	2.60/2.81	2.58/2.74	2.56/2.70	2.55/2.65	2.54/2.62
10	2.56/2.85	2.54/2.76	2.51/5.68	2.50/2.64	2.48/2.49	2.47/2.56
10.5	2.50/2.81	2.47/2.71	2.45/2.63	2.44/2.59	2.42/2.54	2.41/2.51
11	2.44/2.76	2.42/2.67	2.39/2.58	2.38/2.54	2.36/2.49	2.35/2.45
11.5	2.38/2.72	2.36/2.62	2.33/2.54	2.32/2.49	2.30/2.44	2.29/2.40
12	2.33/2.68	2.30/2.58	2.28/2.49	2.26/2.44	2.25/2.39	2.23/2.36
12.5	2.28/2.64	2.25/2.54	2.23/2.45	2.21/2.40	2.19/2.35	2.18/2.31
13	2.23/2.61	2.20/2.50	2.18/2.41	2.16/2.36	2.14/2.30	2.13/2.27
13.5	2.18/2.57	2.15/2.47	2.13/2.37	2.11/2.32	2.09/2.26	2.08/2.23
14	2.13/2.54	2.11/2.43	2.08/2.34	2.07/2.29	2.05/2.23	2.03/2.19

Tabla 5.51 Factores de erosión- juntas trabajando por trabazón mecánica (sin pasajuntas) , sin acotamiento de concreto (eje sencillo/eje doble)

Espesor de losa, pulg.	K de la subrasante, lb/pulg ³					
	50	100	200	300	500	700
4	3.94/4.03	3.91/3.95	2.88/2.89	3.86/3.86	3.82/3.83	3.77/3.80
4.5	3.79/3.91	3.76/3.82	3.73/3.75	3.71/3.72	3.68/3.68	3.64/3.65
5	3.66/3.81	3.63/3.72	3.60/3.64	3.58/3.60	3.55/3.55	3.52/3.52
5.5	3.54/3.72	3.51/3.62	3.48/3.53	3.46/3.49	3.43/3.44	3.41/3.40
6	3.44/3.64	3.40/3.53	3.37/3.44	3.35/3.40	3.32/3.34	3.30/3.30
6.5	3.34/3.56	3.30/3.46	3.26/3.36	3.25/3.31	3.22/3.25	3.20/3.21
7	3.26/3.49	3.21/3.39	3.17/3.29	3.15/3.24	3.13/3.17	3.11/3.13
7.5	3.18/3.43	3.13/3.32	3.09/3.22	3.07/3.17	3.04/3.10	3.02/3.06
8	3.11/3.37	3.05/3.26	3.01/3.16	2.99/3.10	2.96/3.03	2.94/2.99
8.5	3.04/3.32	2.98/3.21	3.93/3.10	2.91/3.04	2.88/2.97	2.87/2.93
9	2.98/3.27	2.91/3.16	2.86/3.05	2.84/2.99	2.81/2.92	2.79/2.87
9.5	2.92/3.22	2.85/3.11	2.80/3.00	2.77/2.94	2.75/2.86	2.73/2.81
10	2.86/3.18	2.79/3.06	2.74/2.95	2.71/2.89	2.68/2.81	2.66/2.76
10.5	2.81/3.14	2.74/3.02	2.68/2.91	2.65/2.84	2.62/2.76	2.60/2.72
11	2.77/3.10	2.69/2.98	2.63/2.86	2.60/2.80	2.57/2.72	2.54/2.67
11.5	2.72/3.06	2.64/2.94	2.58/2.82	2.55/2.76	2.51/2.68	2.49/2.63
12	2.68/3.03	2.60/2.90	2.53/2.78	2.50/2.72	2.46/2.64	2.44/2.59
12.5	2.64/2.99	2.55/2.87	2.48/2.75	2.45/2.68	2.41/2.60	2.39/2.55
13	2.60/2.96	2.51/2.83	2.44/2.71	2.40/2.65	2.36/2.56	2.34/2.51
13.5	2.56/2.93	2.47/2.80	2.40/2.68	2.36/2.61	2.32/2.53	2.30/2.48
14	2.53/2.90	2.44/2.77	2.36/2.65	2.32/2.58	2.28/2.50	2.25/2.44



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Conociendo el valor del módulo k y un espesor tentativo de la losa, en estas tablas se determinan el denominado factor de erosión, cuyo valor se entra a las figuras siguientes, para definir el número de repeticiones admisibles de cada una de las cargas consideradas en el análisis teniendo en cuenta las condiciones de sin y con acotamiento de concreto.

Las tablas siguientes son similares a las tablas anteriores aunque se aplican para el caso de que existan acotamientos de concreto integrados a las losas de pavimento.

Tabla 5.52 Factores de erosión- Juntas con pasajuntas, con acotamiento de concreto (eje sencillo/eje doble)

Espesor de losa, pulg.	K de la subrasante, lb/pulg ³					
	50	100	200	300	500	700
4	3.28/3.30	3.24/3.20	3.21/3.13	3.19/3.10	3.15/3.09	3.12/3.08
4.5	3.13/3.19	3.09/3.08	3.06/3.00	3.04/2.96	3.01/2.93	2.98/2.91
5	3.01/3.09	2.97/2.98	2.93/2.89	2.90/2.84	2.87/2.79	2.85/2.77
5.5	2.90/3.01	2.85/2.89	2.81/2.79	2.79/2.74	2.76/2.68	2.73/2.65
6	2.79/2.93	2.75/2.82	2.70/2.71	2.68/2.65	2.65/2.58	2.62/2.54
6.5	2.70/2.86	2.65/2.75	2.61/2.63	2.58/2.57	2.55/2.50	2.52/2.45
7	2.61/2.79	2.56/2.68	2.52/2.56	2.49/2.50	2.46/2.42	2.43/2.38
7.5	2.53/2.73	2.48/2.62	2.44/2.50	2.41/2.44	2.38/2.36	2.35/2.31
8	2.46/2.68	2.41/2.56	2.36/2.44	2.33/2.38	2.30/2.30	2.27/2.24
8.5	2.39/2.62	2.34/2.51	2.29/2.39	2.26/2.32	2.22/2.24	2.20/2.18
9	2.32/2.57	2.27/2.46	2.22/2.34	2.19/2.27	2.16/2.19	2.13/2.13
9.5	2.26/2.52	2.21/2.41	2.16/2.29	2.13/2.22	2.09/2.14	2.07/2.08
10	2.20/2.47	2.15/2.36	2.10/2.25	2.07/2.18	2.03/2.09	2.01/2.03
10.5	2.15/2.43	2.09/2.32	2.04/2.20	2.01/2.14	1.97/2.05	1.95/1.99
11	2.10/2.39	2.04/2.28	1.99/2.16	1.95/2.09	1.92/2.01	1.89/1.95
11.5	2.05/2.35	1.99/2.24	1.93/2.12	1.90/2.05	1.87/1.97	1.84/1.91
12	2.00/2.31	1.94/2.20	1.88/2.09	1.85/2.02	1.82/1.93	1.79/1.87
12.5	1.95/2.27	1.89/2.16	1.84/2.05	1.81/1.98	1.77/1.89	1.74/1.84
13	1.91/2.23	1.85/2.13	1.79/2.01	1.75/1.95	1.72/1.86	1.70/1.80
13.5	1.86/2.20	1.81/2.09	1.75/1.98	1.72/1.91	1.68/1.83	1.65/1.77
14	1.82/2.17	1.76/2.06	1.71/1.95	1.67/1.88	1.64/1.80	1.62/1.74



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V

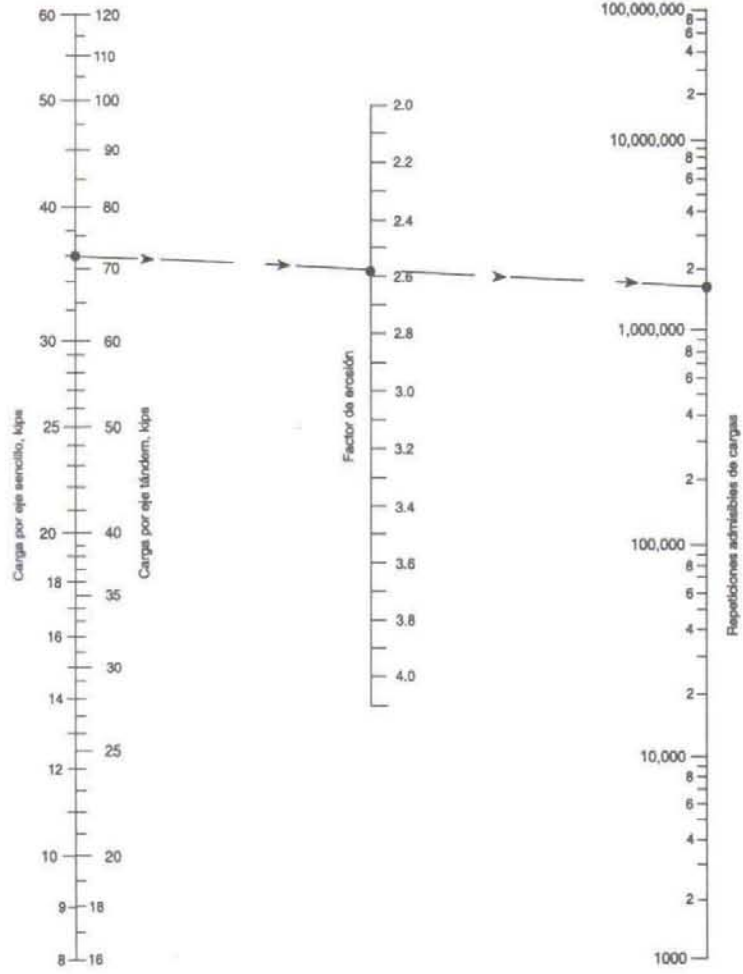


Tabla 5.53 Factores de erosión- juntas trabajando por trabazón mecánica (sin pasajuntas) , con acotamiento de concreto (eje sencillo/eje doble)

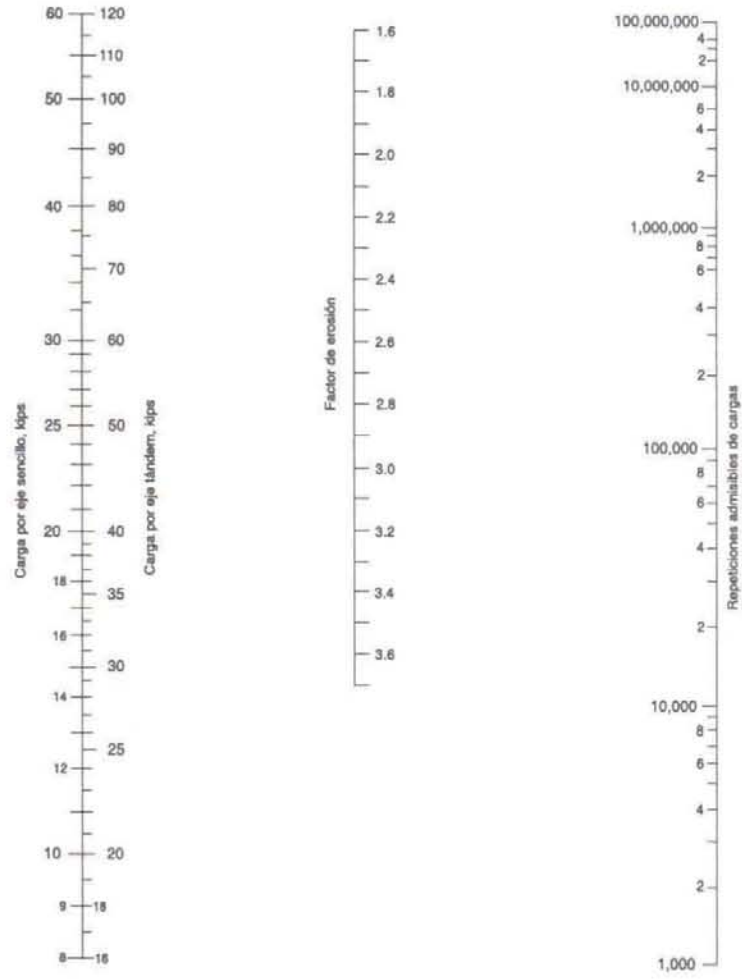
Espesor de losa, pulg.	K de la subrasante, lb/pulg ³					
	50	100	200	300	500	700
4	3.46/3.49	3.42/3.39	3.38/3.32	3.36/3.29	3.32/3.26	3.28/3.24
4.5	3.32/3.39	3.28/3.28	3.24/3.19	3.22/3.16	3.19/3.12	3.15/3.09
5	3.20/3.30	3.16/3.18	3.12/3.09	3.10/3.05	3.07/3.00	3.04/2.97
5.5	3.10/3.22	3.05/3.10	3.01/3.00	2.99/2.95	2.96/2.90	2.93/2.86
6	3.00/3.15	2.95/3.02	2.90/2.92	2.88/2.87	2.86/2.81	2.83/2.77
6.5	2.91/3.08	2.86/2.96	2.81/2.85	2.79/2.79	2.76/2.73	2.74/2.68
7	2.83/3.02	2.77/2.90	2.73/2.78	2.70/2.72	2.68/2.66	2.65/2.61
7.5	2.76/2.97	2.70/2.84	2.65/2.72	2.62/2.66	2.60/2.59	2.57/2.54
8	2.69/2.92	2.63/2.79	2.57/2.67	2.55/2.61	2.52/2.53	2.50/2.48
8.5	2.63/2.88	2.56/2.74	2.51/2.62	2.48/2.55	2.45/2.48	2.43/2.43
9	2.57/2.83	2.50/2.70	2.44/2.57	2.42/2.51	2.39/2.43	2.36/2.38
9.5	2.51/2.79	2.44/2.65	2.38/2.53	2.36/2.46	2.33/2.38	2.30/2.33
10	2.46/2.75	2.39/2.61	2.33/2.49	2.30/2.42	2.27/2.34	2.24/2.28
10.5	2.41/2.72	2.33/2.58	2.27/2.45	2.24/2.38	2.21/2.30	2.19/2.24
11	2.36/2.68	2.28/2.54	2.22/2.41	2.19/2.34	2.16/2.26	2.14/2.20
11.5	2.32/2.65	2.24/2.51	2.17/2.38	2.14/2.31	2.11/2.22	2.09/2.16
12	2.28/2.62	2.19/2.48	2.13/2.34	2.10/2.27	2.06/2.19	2.04/2.13
12.5	2.24/2.59	2.15/2.45	2.09/2.31	2.05/2.24	2.02/2.15	1.99/2.10
13	2.20/2.56	2.11/2.42	2.04/2.28	2.01/2.21	1.98/2.12	1.95/2.06
13.5	2.16/2.53	2.08/2.39	2.00/2.25	1.97/2.18	1.93/2.09	1.91/2.03
14	2.13/2.51	2.04/2.36	1.97/2.23	1.93/2.15	1.89/2.06	1.87/2.00

Como en la condición anterior se compara el número de repeticiones pronosticadas con las permisibles y se expresan esta relación en porcentaje para finalmente efectuar la suma de estos valores y determinar el consumo potencial por erosión.

Como se mencionó anteriormente, los consumos por fatiga y por erosión no deben exceder de 100 por ciento; en caso de que así fuera, deberá analizarse un espesor menor.



Análisis por erosión. Repeticiones admisibles de carga con base en el factor de erosión (sin acotamiento de concreto).



Análisis por erosión. Repeticiones admisibles de carga con base en el factor de erosión (con acotamiento de concreto).

Figura 5.36



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



Cargas en ejes triples (trídem)

El método considera el efecto de ejes triples (trídem) tanto en análisis de fatiga como de erosión siguiendo el mismo procedimiento, para lo cual en la tabla 4.25 puede determinar el esfuerzo equivalente y en las tablas 4.26 y 4.27 los factores de erosión, para las mismas condiciones de trabajo establecidas anteriormente.

Tabla 5.54 Esfuerzo equivalente- Ejes triples (sin acotamiento de concreto/con acotamiento de concreto)

Espesor de losa, pulg.	K de la subrasante, lb/pulg ³						
	50	100	150	200	300	500	700
4	510/431	456/392	437/377	428/369	419/362	414/360	412/359
4.5	439/365	380/328	359/313	349/297	339/297	331/292	328/291
5	387/317	328/281	305/266	293/258	282/250	272/244	269/242
5.5	347/279	290/246	266/231	253/223	240/214	230/208	226/206
6	315/249	261/218	237/204	223/196	209/187	198/180	193/178
6.5	289/325	238/196	214/183	201/175	186/166	173/159	168/156
7	267/204	219/178	196/165	183/158	167/149	154/142	148/138
7.5	247/187	203/162	181/151	168/143	153/135	139/127	132/124
8	230/172	189/149	168/138	156/131	141/123	126/116	120/112
8.5	215/159	177/138	158/128	145/121	131/113	116/106	109/102
9	200/147	166/128	148/119	136/112	122/105	108/98	101/94
9.5	187/137	157/120	140/111	129/105	115/98	101/91	93/87
10	174/127	148/112	132/104	122/98	108/91	95/84	87/81
10.5	163/119	140/105	125/97	115/92	103/86	89/79	82/76
11	153/111	132/99	119/92	110/87	98/81	85/74	78/71
11.5	142/104	125/93	113/86	104/82	93/76	80/70	74/67
12	133/97	119/88	108/82	100/78	89/72	77/66	70/63
12.5	123/91	113/83	103/78	95/74	85/68	73/63	67/60
13	114/85	107/79	98/74	91/70	81/65	70/60	64/57
13.5	105/80	101/75	93/70	87/67	78/62	67/57	61/54
14	97/75	96/71	89/67	83/63	75/59	65/54	59/51

Tabla 5.55 Factores de erosión- Ejes triples, juntas con pasajuntas, (sin acotamiento de concreto/con acotamiento de concreto)

Espesor de losa, pulg.	K de la subrasante, lb/pulg ³						
	50	100	200	300	500	700	
4	3.89/3.33	3.82/3.20	3.75/3.13	3.70/3.10	3.61/3.05	3.53/3.00	
4.5	3.78/3.24	3.69/3.10	3.62/2.99	3.57/2.95	3.50/2.91	3.44/2.87	
5	3.68/3.16	3.58/3.01	3.50/2.89	3.46/2.83	3.40/2.79	3.34/2.75	
5.5	3.59/3.09	3.49/2.94	3.40/2.80	3.36/2.74	3.30/2.67	3.25/2.64	
6	3.51/3.03	3.40/2.87	3.31/2.73	3.26/2.66	3.21/2.58	3.16/2.54	
6.5	3.44/2.97	3.33/2.82	3.23/2.67	3.18/2.59	3.12/2.50	3.08/2.45	
7	3.37/2.92	3.26/2.76	3.16/2.61	3.10/2.53	3.04/2.43	3.00/2.37	
7.5	3.31/2.87	3.20/2.72	3.09/2.56	3.03/2.47	2.97/2.37	2.93/2.31	
8	3.26/2.83	3.14/2.67	3.03/2.51	2.97/2.42	2.90/2.32	2.86/2.25	
8.5	3.20/2.79	3.09/2.63	2.97/2.47	2.91/2.38	2.84/2.27	2.79/2.20	
9	3.15/2.75	3.04/2.59	2.92/2.43	2.86/2.34	2.78/2.23	2.73/2.15	
9.5	3.11/2.71	2.99/2.55	2.87/2.39	2.81/2.30	2.73/2.18	2.68/2.11	
10	3.06/2.67	2.94/2.51	2.83/2.35	2.76/2.26	2.68/2.15	2.63/2.07	



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



10.5	3.02/2.64	2.90/2.48	2.78/2.32	2.72/2.23	2.64/2.11	2.58/2.04
11	2.98/2.60	2.86/2.45	2.74/2.29	2.68/2.20	2.59/2.08	2.54/2.00
11.5	2.94/2.57	2.82/2.42	2.70/2.26	2.64/2.16	2.55/2.05	2.50/1.97
12	2.91/2.54	2.79/2.39	2.67/2.23	2.60/2.13	2.51/2.02	2.46/1.94
12.5	2.87/2.51	2.75/2.36	2.63/2.20	2.56/2.11	2.18/1.99	2.42/1.91
13	2.84/2.48	2.72/2.33	2.60/2.17	2.53/2.08	2.44/1.96	2.44/1.88
13.5	2.81/2.46	2.68/2.30	2.56/2.14	2.49/2.05	2.41/1.93	2.35/1.86
14	2.78/2.43	2.65/2.28	2.53/2.12	2.46/2.03	2.38/1.91	2.32/1.83

Tabla 5.56 Factores de erosión- Ejes triples, juntas trabajando por trabazón mecánica, (sin acotamiento de concreto/con acotamiento de concreto)

Espesor de losa, pulg.	K de la subrasante, lb/pulg ³					
	50	100	200	300	500	700
4	4.06/3.50	3.97/3.38	3.88/3.30	3.82/3.25	3.74/3.21	3.67/3.16
4.5	3.95/3.40	3.85/3.28	3.76/3.18	3.70/3.13	3.63/3.08	3.56/3.04
5	3.85/3.32	3.75/3.19	3.66/3.08	3.60/3.03	3.52/2.97	3.46/2.93
5.5	3.76/3.26	3.66/3.11	3.56/3.03	3.51/2.94	3.43/2.87	3.37/2.83
6	3.68/3.20	3.58/3.05	3.48/2.92	3.42/2.86	3.35/2.79	3.29/2.74
6.5	3.61/3.14	3.50/2.99	3.40/2.86	3.34/2.79	3.27/2.72	3.21/2.67
7	3.54/3.09	3.43/2.94	3.33/2.80	3.27/2.73	3.20/2.65	3.14/2.60
7.5	3.48/3.05	3.37/2.89	3.26/2.75	3.20/2.67	3.13/2.59	3.08/2.54
8	3.42/3.01	3.31/2.84	3.20/2.70	3.14/2.62	3.07/2.54	3.01/2.48
8.5	3.37/2.97	3.25/2.80	3.15/2.65	3.09/2.58	3.01/2.49	2.96/2.43
9	3.32/2.94	3.20/2.77	3.09/2.61	3.03/2.53	2.95/2.44	2.90/2.38
9.5	3.27/2.91	3.15/2.73	3.04/2.58	2.98/2.49	2.90/2.40	2.85/2.34
10	3.22/2.88	3.11/2.70	3.00/2.54	2.93/2.46	2.85/2.36	2.80/2.29
10.5	3.18/2.85	3.06/2.67	2.95/2.51	2.89/2.42	2.89/2.32	2.76/2.26
11	3.14/2.83	3.02/2.65	2.91/2.48	2.84/2.39	2.77/2.29	2.71/2.22
11.5	3.10/2.80	2.98/2.62	2.87/2.45	2.80/2.36	2.72/2.96	2.67/2.19
12	3.07/2.78	2.95/2.59	2.83/2.43	2.76/2.33	2.68/2.23	2.63/2.16
12.5	3.03/2.76	2.91/2.57	2.79/2.40	2.73/2.31	2.65/2.20	2.59/2.13
13	3.00/2.74	2.88/2.55	2.76/2.38	2.69/2.28	2.61/2.17	2.56/2.10
13.5	2.97/2.72	2.84/2.53	2.73/2.35	2.66/2.26	2.58/2.15	2.52/2.07
14	2.94/2.70	2.81/2.51	2.69/2.33	2.63/2.24	2.54/2.12	2.49/2.05

En lo que respecta a la determinación del número de repeticiones de carga admisibles, se pueden utilizar las figuras 4.11 a 4.13, para lo cual las cargas por ejes triples deberán afectarse del factor de seguridad establecido y dividirse entre tres, y utilizar las escalas de cargas de ejes sencillos de dichas figuras. Lo anterior no significa que un eje triple produce el mismo efecto que tres ejes sencillos; su efecto está considerado en los valores de esfuerzos equivalentes y factores de daño presentados en las tablas 4.25 a 4.27. En la figura 4.14 se presenta un ejemplo de aplicación.



Tabla 5.57 Cálculo del espesor del pavimento (Ejemplo)

Proyecto: Ejes trídem, suplemento al diseño IA
Espesor propuesto: 9.5 pulg
K, subbase-subrasante: 130 lb/pulg³ **Juntas con pasajuntas:** ___x___si ___no___
Módulo de ruptura: 650 lb/pulg² **Acotamiento de concreto:** ___si ___x___no
Factor de seguridad de cargas LSF: 1.2 **Periodo de diseño:** 20 años

Carga por eje	Multiplicado por LSF = 1.2	Repeticiones esperadas	Análisis por fatiga		Análisis por erosión	
			Repeticiones admisibles	Porcentaje de fatiga	Repeticiones admisibles	Porcentaje de daño
1	2	3	4	5	6	7

- 8. Esfuerzo equivalente: 148
- 9. Factor de relación de esfuerzos: 0.228
- 10. Factor de erosión: 2.95

Ejes trídem						
54,000	$\frac{54,000 \times 12}{3} = 21,600$	250,000	limitado	0	2,700,000	9.3
			TOTAL	0	TOTAL	9.3

Análisis de ejes trídem para agregarse a los valores totales



5.2.3. DISEÑO DE JUNTAS

Las juntas en los pavimentos de concreto pueden clasificarse, de acuerdo con sus funciones, en tres tipos fundamentales:

- De contracción.
- De construcción.
- De expansión.

Constituyendo un sistema que tiene los siguientes propósitos:

- ✓ Controlar los inevitables agrietamientos del concreto en los sentidos longitudinal y transversal;
- ✓ Permitir los movimientos de expansión y contracción del concreto, sin menos cabo de las adecuadas condiciones de transferencia de carga; y
- ✓ Dividir al pavimento en porciones de dimensiones prácticas para su construcción y convenientes para su correcto desempeño.

En su diseño deberán tenerse en cuenta las condiciones que aseguren la transferencia de carga deseada, así como permitir la colocación de un material de sello que impida la infiltración de agua y la penetración de materiales extraños que restrinjan el movimiento de las losas.

El diseño y la construcción de las juntas son factores para su correcto desempeño. En su diseño debe tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

- ❖ Condiciones ambientales tales como las variaciones en la temperatura y la humedad, que inducen movimientos en las losas y provocan concentraciones de esfuerzos, alabeos y ondulaciones.
- ❖ Espesor de la losa, el cual afecta los niveles de esfuerzos y deflexiones.
- ❖ Transferencia de cargas, necesaria para el correcto comportamiento del pavimento y que depende del tipo de junta considerado.
- ❖ Tránsito, no solamente en su magnitud, sino también en su ubicación con respecto a las juntas.
- ❖ Materiales constructivos del concreto, que deben considerarse en cuanto a sus propiedades de expansión térmica. Sus características inciden también en el comportamiento de la junta en el caso de deterioros tales como agrietamientos y desportillamientos.
- ❖ Tipo de sub-base, desde el punto de vista del soporte que proporciona a las losas, como de la magnitud de la fuerza de fricción generada entre las superficies en contacto de losas y sub-bases.
- ❖ Características del sello, cuya definición depende del espaciamiento entre juntas, factor de forma, etc.
- ❖ Características del acotamiento, las cuales afectan la capacidad de transferencia de carga de las juntas.

Los pavimentos de concreto se agrietan en forma natural, provocando condiciones fuera de control en cuanto a la ubicación, forma, entrada de materiales incompresibles y agua, etc. Mediante el sistema de juntas se pretende controlar la ubicación, geometría y condiciones de sello de las grietas.



5.2.3.1 AGRIETAMIENTO POR CONTRACCIÓN

El agrietamiento debido a la contracción del concreto ocurre a muy temprana edad, como consecuencia de los cambios de temperatura durante los procesos de hidratación y fraguado, así como la pérdida de agua por evaporación. La contracción del concreto no ocurre libremente, puesto que se encuentra restringida por las fuerzas de fricción desarrolladas entre las superficies en contacto de la losa con la sub-base o capa subrasante, lo que genera esfuerzos de tensión en el concreto que provocan agrietamientos transversales en el pavimento.

La separación y el ancho de las grietas transversales dependen entre otras cosas, del tipo de material de la capa de apoyo. En el caso de sub-bases rígidas, el patrón de agrietamiento se presenta con separaciones cortas y poco anchas, mientras que en sub-bases granulares se presentan separaciones mayores aunque con mayor anchura que las grietas y se prevé a sí mismo un movimiento mayor en las grietas.

El agrietamiento del concreto también puede ocurrir a edades mayores cuando este ya se encuentra endurecido, como consecuencia de gradientes térmicos y de humedad, debido a las cuales las losas experimentan alabeos, con cambios de forma y curvaturas sensibles en el transcurso del día y de la noche. Los agrietamientos térmicos modifican el sentido de la curvatura de las losas, pasando de cóncavo durante la noche a convexo hacia abajo durante el día. Por otra parte, un decremento en la humedad produce contracciones y un incremento provoca expansión. La combinación de los efectos producidos por gradientes térmicos y de humedad con los efectos de las cargas de tránsito da lugar a agrietamientos transversales adicionales, así como al agrietamiento longitudinal, en coincidencia con el eje de una franja con dos carriles de circulación.

Debido a lo anterior, la separación entre las juntas debe ser seleccionada de tal manera que asegure un nivel de confianza alto, esto es, que sea mínima la probabilidad de que ocurra grietas adicionales, y el proyectista debe tener en cuenta que la separación entre juntas está sujeta a las condiciones predominantes en cada caso.

5.2.3.2 EFECTIVIDAD DE LAS JUNTAS

Las juntas constituyen propiamente una discontinuidad estructural en el pavimento rígido, por lo que se pueden desarrollar condiciones críticas de trabajo en las losas de no procurar que las losas estén capacitadas para transferir una porción de la carga de uno a otro de sus lados. La capacidad o efectividad de una junta para transferir la carga se determina en la práctica midiendo las deflexiones a cada lado de ella, en presencia de una carga aplicada en uno de sus lados (figura 4.18). La efectividad de la junta se califica mediante la siguiente ecuación:

$$E = \frac{2d_u}{d_l + d_u} * 100$$

Dónde:

E= Efectividad de la junta, %

d_l= Deflexión de la losa en el lado cargado

d_u= Deflexión de la losa en el lado sin carga

Para que se obtenga una transferencia de carga satisfactoria, esto es, una efectividad mínima de 75 % en condiciones de tránsito medio a pesado, y que el pavimento se comporte satisfactoriamente, es necesario recurrir a los siguientes mecanismos:

- Trabazón mecánica de los agregados en las caras de la junta.
- Dispositivos de transferencia mecánica o pasajuntas de varillas lisas.
- Sub-bases estabilizadas rígidas, que reduzcan el nivel de deflexión.

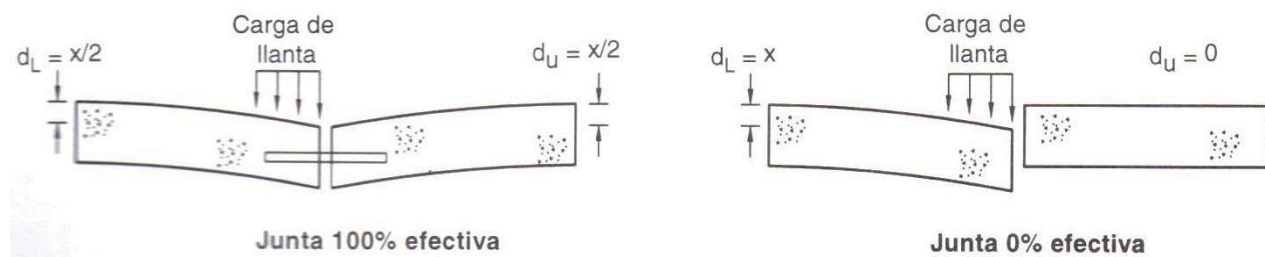


Figura 5.37 Efectividad de transferencia de carga

a) Trabazón mecánica

Se desarrolla en las grietas inducidas por debilitamiento de la sección de la losa al efectuar un corte con sierra. Al formarse la grieta, las partículas de los agregados expuestas en las caras de la misma generan importantes fuerzas de cortante capaces de transferir las cargas de uno a otro lado de la grieta. Este efecto es muy efectivo en losas cortas, con presencia de sub-bases no erosionables o permeables y tránsito con volúmenes reducidos de camiones, de 80 a 120 al día como máximo.

Los factores que favorecen este efecto son los siguientes:

- Losas gruesas, con mayores superficies de contacto.
- Espaciamientos menores de 4.5 metros entre juntas transversales, con lo cual se reduce la abertura de la grieta, manteniéndose el contacto entre sus caras.
- Sub-bases rígidas o permeables.
- Soporte lateral mediante acotamientos integrados de concreto.
- Sistema eficiente de drenaje y sub-drenaje.
- Tamaño, dureza y forma de los agregados, recomendándose que sean mayores de una pulgada y triturados, con superficies ásperas.



b) Dispositivos de transferencia mecánica.

Cuando el volumen de camiones pesados es importante, el efecto de trabazón mecánica no basta para garantizar una aceptable transferencia de cargas y el buen comportamiento del pavimento. Se recomienda que cuando el tránsito de camiones pesados exceda de 120 vehículos por día, o el ESAL sea superior a 4 o 5 millones, las juntas deban considerar pasajuntas lisas. Para estas condiciones se requerirá además losas de concreto de 20 cm de espesor como mínimo, por lo que se recomienda para losas con dicho espesor o mayor se proceda en general a la utilización de pasajuntas lisas.

Las pasajuntas mencionadas consisten en varillas lisas engrasadas y protegidas contra la corrosión, colocadas transversalmente a las juntas para transferir las cargas mediante una acción de puente, aun cuando al contraerse las losas, aumente la abertura de las juntas; de esta manera, reduce la magnitud de los esfuerzos y deflexiones en ambos lados de la junta y disminuye la posibilidad de escalonamiento, bombeo y fracturas en las esquinas. Debe considerarse que, aun con la presencia de pasajuntas, el efecto de trabazón mecánica es considerable, por lo que adicionalmente debe tomarse en cuenta las recomendaciones respecto al desarrollo de este efecto.

c) Sub-bases tratadas o estabilizadas.

Reducen la magnitud de deflexiones, mejorando y manteniendo las condiciones de efectividad de la transferencia de las cargas en las juntas, independientemente de que incrementan la capacidad de soporte y aumenten la resistencia a la fatiga, efectos muy importantes cuando se manejan grandes volúmenes de tránsito pesado. Adicionalmente deben diseñarse eficientes sistemas de sub-drenaje.

5.2.3.3 TIPOS DE JUNTAS

a) Juntas transversales de contracción.

Tienen como objetivo controlar el agrietamiento transversal del concreto, por lo que su separación, diseño y construcción son fundamentales para el correcto desempeño del pavimento.

Por lo regular, la separación de estas juntas decrece en la medida en que se incrementa el coeficiente térmico de los agregados, los cambios de temperatura o el coeficiente de fricción con la sub-base. La separación aumenta cuando se incrementa la resistencia del concreto a la tensión. La separación también está relacionada con el espesor de la losa, el tipo de material de sello y el diseño de la caja para este material. Si bien la experiencia local debe tenerse muy en cuenta, la separación entre juntas puede obtenerse de la figura 4.19, en la cual se considera el espesor de la losa así como el tipo de sub-base. Como recomendación general, la separación entre juntas, expresada en pies, no debe ser mayor que el doble del espesor de la losa expresado en pulgadas para sub-bases no tratadas y 1.75 veces el espesor para sub-bases tratadas.

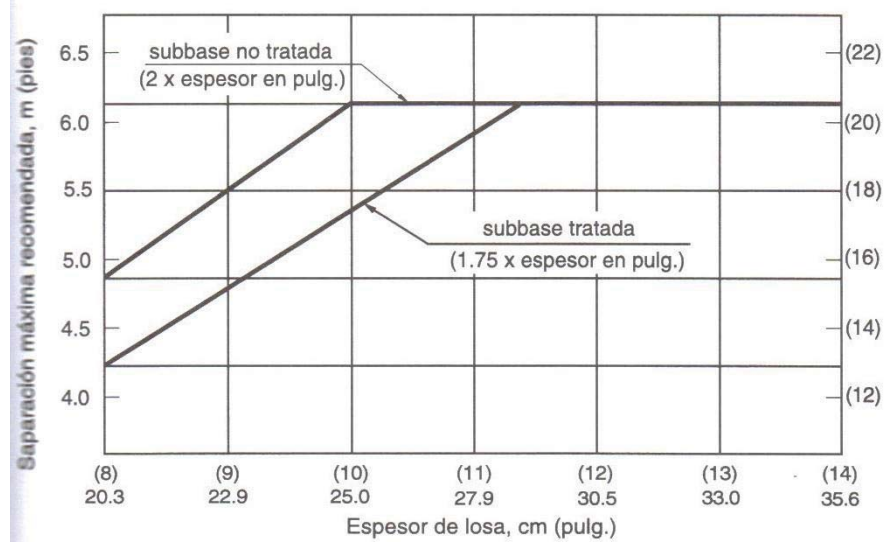


Figura 5.38 Separación máxima entre juntas transversales de contracción para pavimentos de carreteras

Un aspecto importante relacionado con la separación entre juntas es el relativo a las formas y dimensiones de las losas, recomendándose que en general, tengan forma cuadrada, regular, y que la relación longitud-ancho no sea mayor de 1.25, pudiendo ser hasta de 1.5 cuando la experiencia local así lo demuestre.

Con respecto al uso de las pasajuntas lisas, la práctica recomienda su empleo en losas con espesor igual o mayor de 8 pulgadas (20 cm), disponiendo pasajuntas de 1 ¼ de pulgadas de diámetro (31.8 mm) para espesores menores de 10 pulgadas (25 cm), y de 1 ½ pulgadas de diámetro (38.1 mm) en espesores iguales o mayores de 10 pulg. (25 cm).

La longitud de las pasajuntas varía entre 15 y 18 pulg. (38 a 46 cm), teniendo en cuenta que para conseguir una adecuada transferencia de cargas es necesario que la pasajunta quede embebida en la losa a una profundidad mínima de 6 veces su diámetro. La longitud total de la pasajunta será el doble de la longitud embebida más 2 o 3 pulg; la mayoría de las agencias para pavimentos de carreteras recomienda por lo general una longitud de 18 pulg. (46 cm).

Las pasajuntas se colocan a la mitad del espesor de la losa, con espaciamiento de 12 pulg. (30 cm) centro a centro, colocándose la primera a 6 pulg. (15 cm) de la orilla de la losa. Algunos estudios demuestran sin embargo que separaciones no uniformes pueden proporcionar un comportamiento satisfactorio. Por otra parte, las varillas deben recubrirse con materiales que eviten su adherencia con el concreto y que las proteja contra la corrosión, o bien utilizar pasajuntas protegidas con recubrimientos especiales a manera de membrana. Deberá insistirse en su correcta colocación, principalmente en su alineamiento para que permitan el libre movimiento longitudinal de las losas, y que en caso contrario, el concreto restringido estar sujeto a esfuerzos excesivos que podrán causar agrietamientos imprevistos, desportillamientos o el levantamiento de las losas por restricción al movimiento de expansión en la junta (blowup).

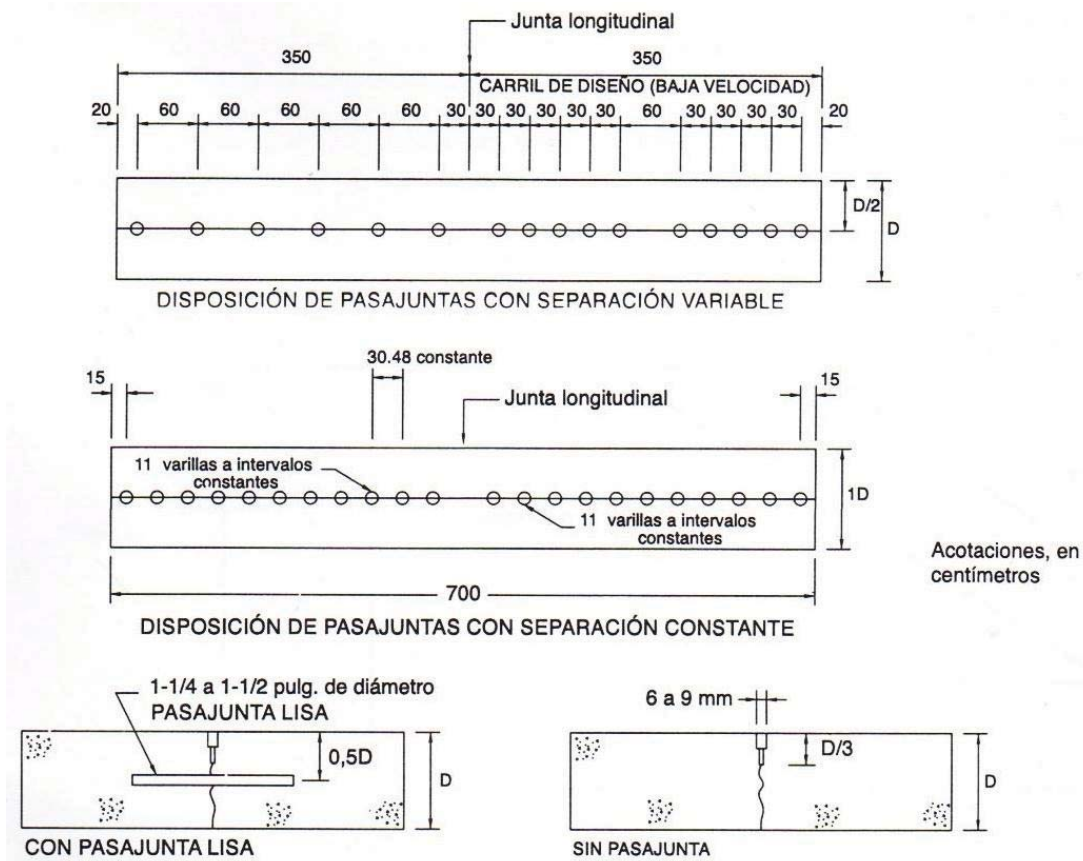


Figura 5.39 Junta transversal y disposición de pasajuntas

Las pasajuntas podrán ser colocadas en su posición de proyecto mediante dispositivos adosados a la maquina pavimentadora que automáticamente insertaran las varillas en la posición prevista. En caso contrario, las varillas deberán sujetarse firmemente en soportes o canastillas metálicas empotradas en la sub-base, de manera que resistan el proceso de colocación y vibrado del concreto, debiendo verificarse su posición, alineamiento y sujeción. La PCA establece una tolerancia de 6 mm por cada 30 cm de longitud de pasajunta para los alineamientos horizontales y verticales. Es importante señalar la posición de las pasajuntas mediante marcas, estacas, etc., para poder ubicar exactamente la posición de la junta.

Las juntas se construyen generalmente de manera perpendicular al eje de la carretera, si bien en algunos casos suele construirse sesgadas, con inclinación 1:6, de tal manera que las ruedas del eje no atraviesen la junta al mismo tiempo (figura 4.21). Esta disposición de juntas (diseño Californiano) se ha utilizado por lo regular sin pasajuntas para condiciones de tránsito bajo a medio. Para tránsitos pesados se recomiendan pasajuntas, sub-base no erosionable y sistemas de sub-drenes. La inclinación de las juntas pretende disminuir los esfuerzos y deformaciones, así como reducir el potencial de bombeo y de escalonamiento.

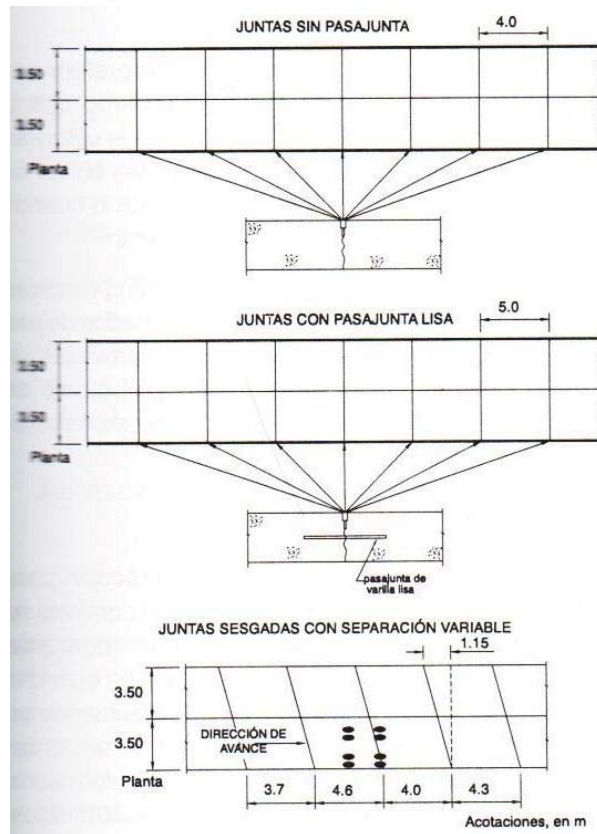


Figura 5.40 Diferentes tipos de juntas transversales de contracción.

La forma más generalizada de construir las juntas transversales de contracción es mediante el serrado del concreto endurecido. Se señala que el tiempo exacto para esta acción depende del tipo de agregado, método de curado, condiciones ambientales y tipo del equipo de serrado, y se requiere la experiencia y el buen juicio de los operadores de las sierras para determinar el momento apropiado en que debe cortarse la junta, ya que su retraso puede producir un agrietamiento no controlado del concreto. El serrado deberá efectuarse tan pronto como sea posible después que el concreto adquiera una resistencia adecuada. En condiciones normales, el serrado puede realizarse entre 4 y 12 horas después de la colocación del concreto, dependiendo de las condiciones de curado y el tipo de sub-base. En los casos de temperaturas extremosas, se requieren menos de 4 horas si la temperatura es muy elevada, y más de 24 horas si la temperatura es muy baja.

Por otro lado, en caso de sub-bases no estabilizadas se puede efectuar el serrado a intervalos de 20 o 25 metros pudiendo diferirse los cortes intermedios, mientras que en el caso de sub-bases estabilizadas y rígidas, los cortes deben ser en juntas consecutivas para evitar agrietamientos no controlados.

La forma y dimensiones del corte son importantes para conseguir el debilitamiento de la sección de losas y su posterior fracturamiento, así como para formar el receptáculo que contendrá el material de sello. Para el primer



objetivo debe efectuarse un corte con un ancho mínimo de 1/8 pulg. (3 mm) y una profundidad mínima de 1/3 del espesor de la losa. Según la norma española, en zonas poco lluviosas este corte es suficiente para formar la junta y no requiere sello. Cuando este sea necesario, deberá efectuarse un segundo corte para formar el receptáculo que permita al material de sello funcionar adecuadamente.

b) Juntas transversales de construcción

Se instalan al final de una jornada diaria de pavimentación o después de interrupciones del colado mayores a 90 minutos con clima normal o de 60 minutos con clima cálido, desde la elaboración del concreto hasta su puesta en obra y acabado y, desde luego, diferentes de las interrupciones comunes, a causa de puentes, intersecciones y cierres de emergencia. Se deben colocar en la posición de una junta de contracción transversal; si esto no se puede su ubicación deberá hacerse dentro del tercio medio de la longitud de una losa y siempre perpendicularmente a la línea central, aun cuando las juntas de contracción se hallan diseñado sesgadas.

Las juntas transversales de construcción son juntas a tope, de manera que se requieren pasajuntas lisas para proporcionar la transferencia de carga necesaria, manejando para su diseño las recomendaciones establecidas para las juntas transversales de contracción con pasajuntas. Si la junta se ubica en el tercio medio de la longitud de la losa y ya existen losas adyacentes, será necesario que las pasajuntas seas de varillas corrugadas, para evitar cualquier movimiento de las losas nuevas que pudieran desarrollar “grietas de simpatía” en las losas adyacentes. Para proporcionar el efecto de transferencia de cargas, estas varillas deberán tener el mismo diámetro de las pasajuntas lisas.

Esta junta se construirá utilizando una cimbra que produzca una cara plana y perpendicular a la superficie del pavimento, debiendo perforarse los espacios para las pasajuntas. Al reiniciar el siguiente colocado deberá quitarse la cimbra, para que posteriormente se proceda a la formación de la junta serrada en la forma convencional (figura 4.22 a).

c) Juntas transversales de expansión

Por lo regular, las juntas transversales de expansión no se requieren en pavimentos de carreteras, construyéndose únicamente en la colindancia con estructuras fijas, tales como puentes, etc., y en las intersecciones con otros pavimentos de concreto. Existen dos tipos de juntas de expansión, dependiendo de la necesidad o no de elementos de transferencia de carga (figura 4.22 b).

Uno es la junta con varillas lisas para transferencia de cargas, cada una de las cuales esta provista en uno de sus extremos de un capuchón metálico, el que permite que las barras se muevan libremente por expansión y contracción, para lo cual debe proveerse un espacio libre, como se muestra en la figura 4.22 b. las barras se colocaran apoyadas en silletas, con el alineamiento y separación indicados en el proyecto con el criterio de las juntas transversales de contracción con pasajuntas. Para permitir su libre movimiento, así como para protegerlas contra la corrosión, debe recurrirse con productos que impidan su adherencia con el concreto. Esta medida deberá aplicarse a los capuchones metálicos. Como estas juntas tienen una separación de 18 a 25 mm,

se requiere la presencia de un material de relleno preformado, constituido por un material flexible, no extraíble, inerte y no absorbente, que debe colocarse a todo lo ancho de la losa, a partir de 25.4 mm (1 pulg.) debajo de la superficie, cubriendo su espesor, y sujetándose en las mismas silletas que sostienen las pasajuntas. Después de haber sido colocadas las losas que forman la junta, se procederá a colocar el material de relleno en el espacio que para tal fin se ha dejado disponible; el mismo deberá ser de un material compatible con el del relleno y ocupara todo el espacio hasta 6 mm por debajo de la superficie de la losa para evitar ser dañado por el tránsito.

El otro tipo lo constituyen las juntas de expansión sin dispositivos de transferencia de cargas, en las cuales se incrementa gradualmente el espesor de las losas en 20 % para reducir los esfuerzos en los extremos de estas (figura 4.22 b). La colocación del relleno preformado y del material de sello se realizará de acuerdo con lo descrito en el párrafo anterior. Esta junta puede utilizarse para aislar estructuras o cimentaciones en las orillas de plataformas y patios con tránsito de vehículos o cuando se prevea la prolongación futura del pavimento.

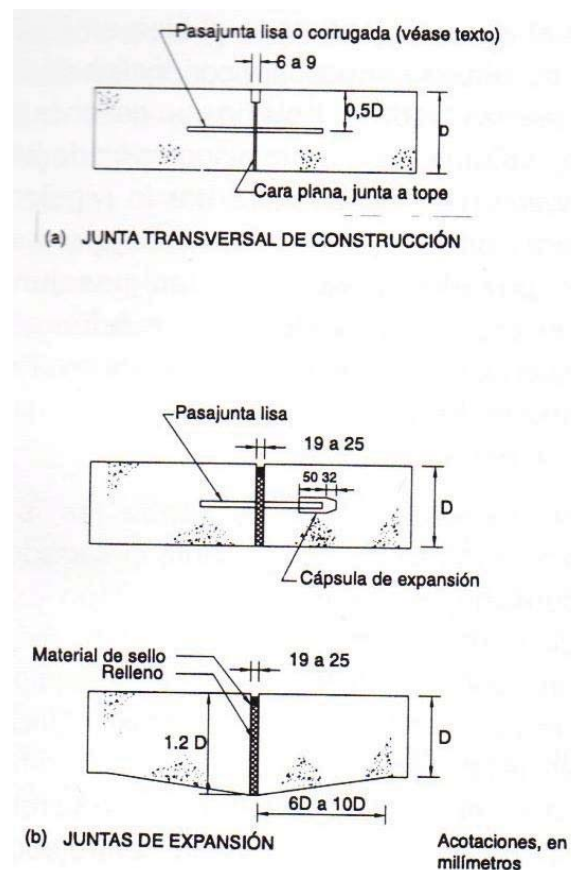


Figura 5.41 Juntas transversales de construcción y expansión.

Es preciso que las juntas de contracción comprendidas dentro de una distancia de 18 a 30 metros a ambos lados de una junta de expansión este obligatoriamente provista de pasajuntas lisas, para que no se reduzca el efecto de transferencia de carga, por un desplazamiento excesivo de las losas.

d) Juntas longitudinales de contracción

Se requieren Juntas longitudinales de contracción para delimitar los carriles de circulación cuando el concreto se coloca abarcando dos o más carriles en una sola operación. Estas juntas son necesarias cuando el ancho de las losas es superior a metros; se forman efectuando un corte con sierra hasta una profundidad de un tercio de espesor de la losa y de 3 a 9 mm de ancho, formando además una caja de 6 a 9 mm de ancho y 30 mm de profundidad (figura 4.23). La transferencia de carga generalmente se produce por la trabazón mecánica generada por la grieta generada; sin embargo debe mantenerse este efecto colocando barras corrugadas del tipo y espaciamiento que indica la tabla 4.37. Las barras pueden colocarse manualmente sobre silletas o por medios de dispositivos mecánicos si se emplea el sistema de cimbra deslizante para no interferir con las pasajuntas lisas de las juntas transversales de contracción, las barras corrugadas se omitirán dentro de una distancia de 381 mm de dicha junta, o de 457 mm si la junta es sesgada o se utilizan barras corrugadas de más de 813 mm de longitud. Las barras deben protegerse contra la corrosión. Aunque el tiempo para efectuar el corte no es tan crítico como en las juntas transversales de contracción es conveniente efectuarlo tan pronto como sea posible cuando existen sub-bases estabilizadas u ocurren cambios bruscos de temperatura.

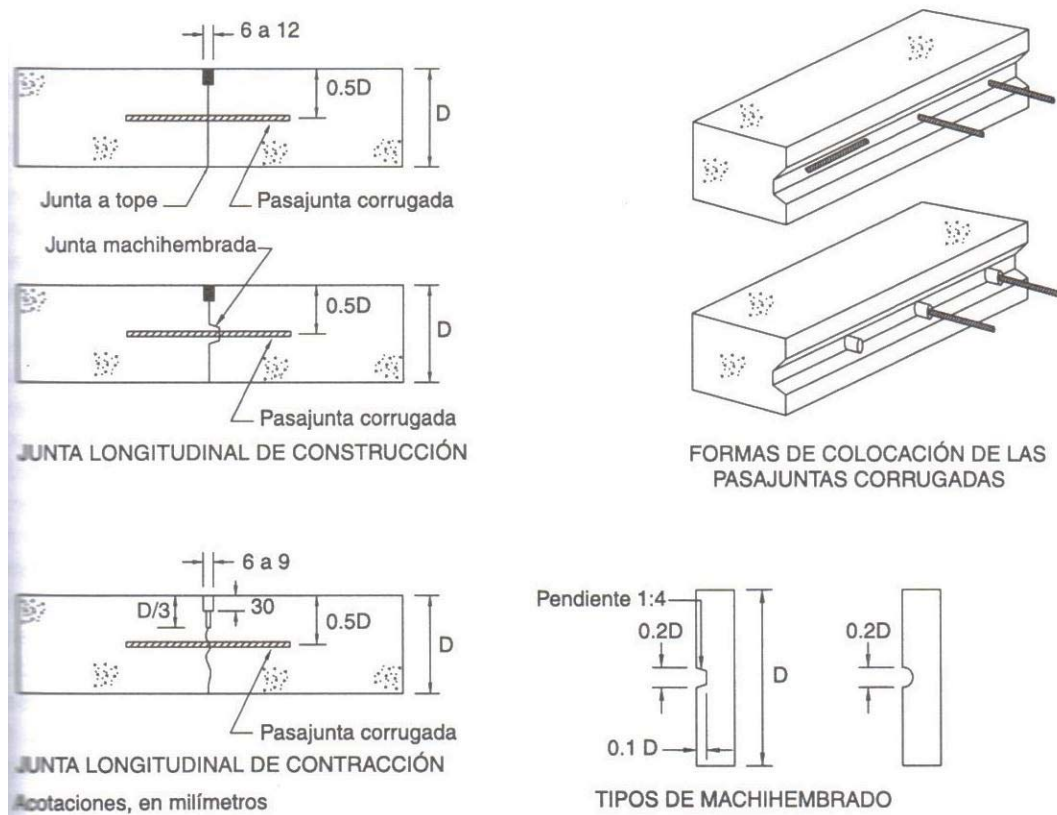


Figura 5.42 Juntas longitudinales de construcción y de contracción.



e) Juntas longitudinales de construcción

Las Juntas longitudinales de construcción se utilizan para unir carriles que se construyeron individualmente, incluyendo los acotamientos cuando estos son de concreto (figura 4.23). El efecto de transferencia de carga se obtiene mediante juntas de llave y/o barras corrugadas, formando la llave con perfiles trapezoidales o curvos (como se indica en la citada figura), ubicada a la mitad del espesor. No se recomienda en general cuando el espesor de la losa es menor de 45 cm; sin embargo, la experiencia local puede modificar esta recomendación. Las barras corrugadas se colocarán de acuerdo con lo indicado en la tabla 4.37.

Tabla 5.58 Separación máxima recomendada para barras corrugadas, cm (2)

Diámetro		Barra # 4										Barra # 5									
		40					60					40					60				
Grado de acero (1)		40					60					40					60				
Longitud (cm)		60					80					75					100				
Dist. Al borde libre (m)		3	3.5	5	7	7.5	3	3.5	5	7	7.5	3	3.5	5	7	7.5	3	3.5	5	7	7.5
Espesor	machihembrada	94	79	58	43	41	122	119	89	64	58	122	122	91	66	61	122	122	122	102	91
	A tope	66	56	41	30	28	102	86	64	46	41	107	89	66	48	43	122	122	99	74	66
Espesor	machihembrada	86	71	56	41	36	122	107	81	58	51	122	112	84	61	56	122	122	122	91	81
	A tope	61	51	41	28	25	91	76	58	41	36	97	79	61	43	41	122	119	89	66	58
Tipo de junta																					
Espesor	machihembrada	79	64	51	38	33	119	97	74	53	48	122	102	78	56	51	122	102	76	56	51
	A tope	56	46	36	28	23	86	69	53	38	36	86	74	53	41	36	122	109	79	58	53
Espesor	machihembrada	71	58	46	33	30	107	89	69	48	46	112	91	71	51	33	122	122	104	76	71
	A tope	51	41	33	23	23	76	64	48	36	33	79	66	51	36	33	119	99	74	53	51

Notas:

- (1) De acuerdo con la especificación ASTM A615
- (2) La máxima separación es de 122 cm

Para colocar las barras corrugadas sin que interfieran con el equipo de construcción, existen tres procedimientos (figura 4.23):

- Emplear barras dobladas a 90 grados, que posteriormente se enderezarán.
- Efectuar perforaciones en el concreto endurecido para posteriormente empotrar las varillas con lechada epóxica.
- Utilizar barras formadas por dos piezas unidas por medio de rosca, insertando en la losa una pieza con entrada hembra y posteriormente enroscar la segunda pieza.

Para estas juntas es recomendable formar un receptáculo de 12.5 mm, debiendo efectuarse las operaciones de cerrado y sello, como se ha mencionado.

- f) Juntas especiales para unir pavimentos existentes de tipo rígido o flexible con pavimentos rígidos nuevos.

En la figura 4.24 se proponen juntas especiales para unir pavimentos nuevos de tipo rígido con pavimentos antiguos rígidos o flexibles. En dicha figura se presentan los detalles típicos de ambos tipos de juntas con sus dimensiones aproximadas.

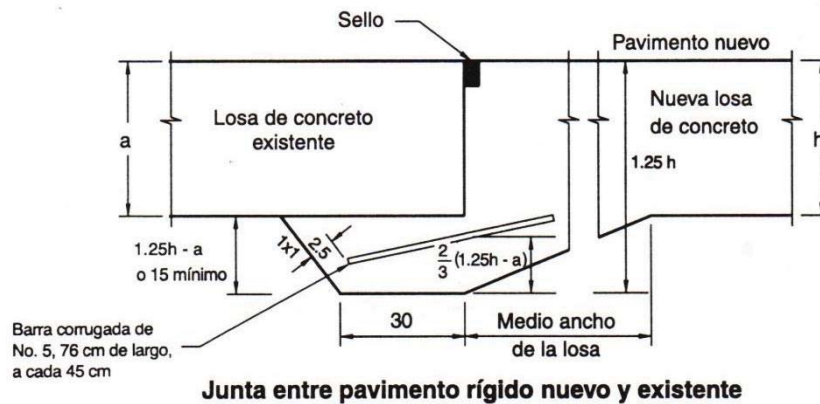
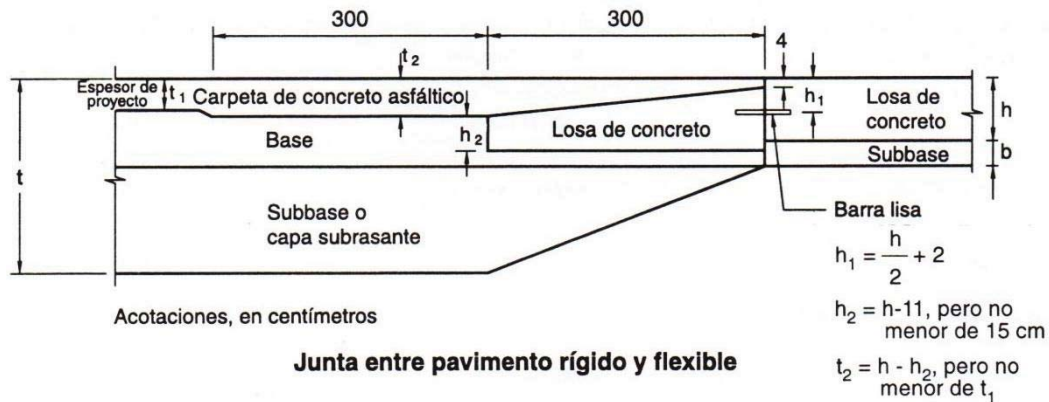


Figura 5.43 Juntas para unir pavimentos existentes con un pavimento rígido nuevo

Formación de ranuras en el concreto fresco

El ranurado se puede efectuar por medio de herramientas e insertos y consiste en introducir en el concreto fresco una hoja o navaja vibratoria, en la posición marcada previamente. El hueco que deja la hoja al extraerse se rellena con un material de sello temporal o definitivo. Como variante se puede insertar mediante la hoja un elemento de sello preformado que debe quedar insertado al ras del pavimento. Este procedimiento se puede utilizar en la pavimentación con cimbra deslizante y tiene algunas ventajas sobre el sistema de serrado del concreto endurecido, pero debe ponerse especial atención para restituir las condiciones de compactación y perfil de la superficie, por lo que, después de la máquina que forma la junta, debe pasar una máquina terminadora diagonal para restituir las condiciones del concreto colocado.



Existen métodos manuales para insertar elementos preformados en el concreto fresco, que se retiran o quedan embebidos en el concreto. Estos métodos son apropiados para obras pequeñas o para áreas inaccesibles para los equipos. Requieren cuidado extremos en la colocación para conservar su alineamiento y no afectar las condiciones del concreto fresco, como acomodo y perfil de la superficie. Pueden utilizarse así mismo indicadores de agrietamiento, formado por tiras de madera o materiales artificiales, generalmente de secciones triangulares, T o Y invertidas, que se colocan firmemente en la sub-base en el sitio de la junta, con el propósito de reducir el espesor de la losa y provocar una sección débil. Con su uso se puede reducir la profundidad del serrado y ahorrar materiales y mano de obra.

5.2.3.4 MATERIALES PARA SELLADO DE JUNTAS

Tabla 5.59 Descripción y especificaciones para materiales empleados comúnmente como selladores

Tipo de sellador	Especificación	
Materiales colocados en caliente		
Basado en asfalto polimerizado	ASTM D 3405	Autonivelable
	ASTM D 1190	Autonivelable
	AASHTO M 0173	Autonivelable
Polimerizado de modulo bajo	S-S-1401C	Autonivelable
	ASTM D 3405 Modif.	Autonivelable
PVC elastómero y brea de carbono	ASTM D 3406	Autonivelable
	SS-S-1614	Autonivelable
Elástico	ASTM D 1854	Resistente a combustible de avión
PVC elastómero y brea de carbono	ASTM D 3569	Resistente a combustible de avión
	ASTM D 3581	Resistente a combustible de avión
Materiales de un componente colocados en frío		
Silicón	N.A.	Sin concavidad, manejable, bajo modulo
Silicón	N.A.	Autonivelable, bajo modulo
Silicón	N.A.	Autonivelable, módulo ultrabajo
Sellador de hule de Nitrilo	N.A.	Autonivelable, sin concavidad
Polisulfuro	N.A.	Autonivelable, bajo modulo
Polimerizado de bajo modulo	N.A.	Autonivelable, bajo modulo
Materiales de dos componentes colocados en frío		
Polímero elastómero	SS-S-200	Resistente a combustible de avión
Materiales preformados de compresión		
Sellantes preformados de compresión	ASTM D 2628	Resistente a combustible de avión
	ASTM D 2835	Lubricante, adhesivo
Rellenos preformados para juntas de expansión		
Material de relleno preformado	ASTM D 1751	Bituminoso resiliente, no extruible
	AASHTO M 213	
Material de relleno preformado	ASTM D 1752	Hule esponja, corcho
	AASHTO M 153	
Material de relleno preformado	ASTM D 994	Bituminoso
	AASHTO M 33	



El material de sello deberá seleccionarse teniendo en cuenta las características ambientales, costo en el ciclo de vida, comportamiento, tipo y espaciamiento de la juntas. Las propiedades de estos materiales que deben tenerse en cuenta son las siguientes:

- Elasticidad. Es la habilidad de un sellador para regresar a su tamaño original cuando se estire o se comprime.
- Modulo elástico. Es el cambio en los esfuerzos internos en un sellador al ser estirado o comprimido dentro de un rango de temperaturas (rigidez del material). Un módulo bajo es deseable y particularmente importante en condiciones de clima frío.
- Adherencia. Es la capacidad de un sellador para adherirse al concreto. Tanto la adherencia inicial como a largo plazo son igualmente importantes (no se aplica a los selladores preformados de compresión).
- Cohesión. Es la habilidad de un sellador de resistir desgarramientos causados por esfuerzos de tensión (no se aplica a los selladores preformados de compresión).
- Compatibilidad. Es la relación entre el sellador y los materiales con los que queda en contacto, tales como tirillas de respaldo y otros selladores.
- Resistencia a la intemperie. Es la capacidad de un sellador de resistir el deterioro al permanecer expuesto a los elementos ambientales, principalmente a los rayos solares ultravioleta y al ozono.
- Resistencia a los efectos de los combustibles. Es la capacidad de un sellador de resistir la degradación al estar en contacto con combustibles de avión especialmente.

Existen dos tipos principales de selladores, los líquidos y los preformados. Los primeros pueden ser colocados en frío o en caliente y su comportamiento depende en buena medida de la adherencia que desarrollen con las paredes de la caja. Los segundos dependen de la compresión lateral ejercida contra dichas paredes

Selladores líquidos colocados en caliente

Constituyen el primer tipo de selladores utilizados en pavimentos de concreto. Los fabricantes han mejorado su calidad adhesiva y ahora proporcionan materiales con bajo modulo y mejor elasticidad. Requieren calentarse a temperaturas entre 177 y 204 ° C para su adecuada aplicación. La mayoría requiere que el material se funda en una doble caldera, debiendo vigilarse que se prepare a las temperaturas recomendadas para su correcta aplicación y desempeño, pues el sobrecalentamiento puede alterar sus propiedades. Es muy importante estar en contacto con los proveedores para la correcta aplicación y el manejo seguro de estos materiales. Estos selladores tienen una vida útil de tres a cinco años, y los problemas principales son la pérdida de adherencia y de cohesión.

Selladores líquidos a base de silicón colocados en frío

Los selladores líquidos que se vierten en frío, contienen como ingrediente básico un polímero de silicón. Los selladores de silicón se presentan preempacados y listos para su aplicación inmediata. El silicón es un componente simple que no requiere mezclado ni calentamiento y se cura al quedar expuesto a la atmosfera durante su aplicación; la humedad del aire ayuda al curado del sellador para alcanzar sus propiedades finales. Estos materiales son adecuados para climas con amplios rangos de temperatura. La mayoría de ellos desarrolla un módulo elástico bajo que permite una buena recuperación ante la tensión y compresión, pudiendo soportar por lo menos una extensión de 100 % y una compresión de 50 % sin deterioro. Requieren unos 30 minutos de tiempo de curado antes de poder ser abiertos al tránsito y desarrollar la suficiente adherencia, siendo recomendable contar con la asesoría del proveedor. Tienen una vida útil de 8 a 10 años y se identifica como problema principal la falta de adherencia por inadecuada limpieza de la caja de sello.

Materiales de sello preformados

Los selladores preformados están aptos para su instalación inmediata; no requieren calentamiento, mezclado ni curado en el campo. A diferencia de lo que ocurre con los selladores líquidos, que experimentan tanto como compresión como tensión, los selladores preformados trabajan bajo compresión a lo largo de toda su vida. Por lo tanto, su éxito depende únicamente de la presión lateral ejercida por el sello contra las paredes de la caja de sello.

El elemento principal de estos selladores es el neopreno, un hule sintético que proporciona una excelente presión de recuperación bajo compresión. El sello consiste en una serie de celdas que proporcionan la fuerza que sostiene al sellador contra las paredes de la caja (figura 4.25).

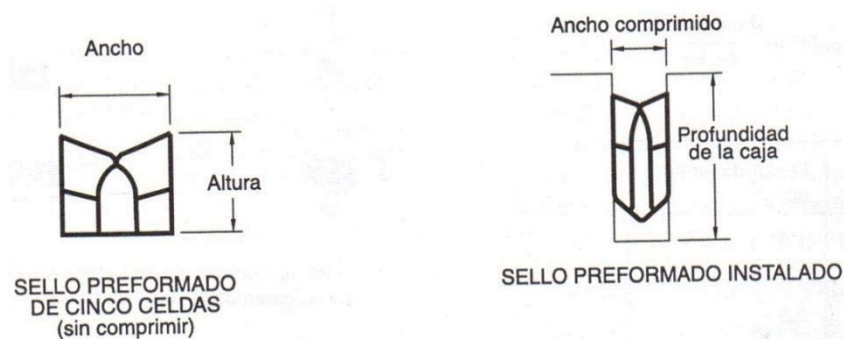


Figura 5.44 Sello preformado

Si un sello preformado tiene dimensiones menores que el ancho de la abertura de la junta, al trabajar a bajas temperaturas el sellador perderá contacto con las paredes del depósito y se aflojará; por ello es esencial considerar cuidadosamente estos factores a dimensionar los selladores preformados.

Los fabricantes proporcionan sellos de diferentes anchos y profundidades nominales. El ancho apropiado para el sellador debe ser mayor que la máxima abertura del depósito en las condiciones de la menor temperatura de trabajo, lo que conduce a un ancho de aproximadamente el doble de la anchura del depósito. La profundidad de este debe exceder la profundidad del sello comprimido, pero no se relaciona directamente con la anchura del depósito. Para un buen desempeño, el sellador deberá comprimirse a un nivel entre 25 y 50 %. En la tabla 4.39 se muestra dimensiones de sellos preformados para anchos de juntas y longitudes de las losas convencionales. Para selección del tamaño final del sello también debe considerarse la temperatura de colocación.

Estos materiales tienen una vida útil de 15 a 20 años. Para su adecuado desempeño, debe vigilarse tanto la forma correcta de la caja, como el ancho uniforme del corte y sus caras perpendiculares.

Tabla 5.60 Recomendaciones de dimensionamiento para sellos de compresión

Separación entre juntas (m)	Ancho mínimo de la caja (mm)	Profundidad mínima de la caja (mm)	Ancho del sellador sin comprimir (mm)
4.6	6	38	11
6.1	8	38	16
7.6	10	50	17
9.1	13	50	25

Tirillas de respaldo

Constituyen un importante elemento de los sellos efectuados con materiales líquidos, al evitar que el sellante fluya hasta el fondo de la caja y se adhiera a esta superficie incrementando los esfuerzos en el sellante. Además, definen el factor de forma y optimizan la cantidad de sello utilizado (figura 4.26).

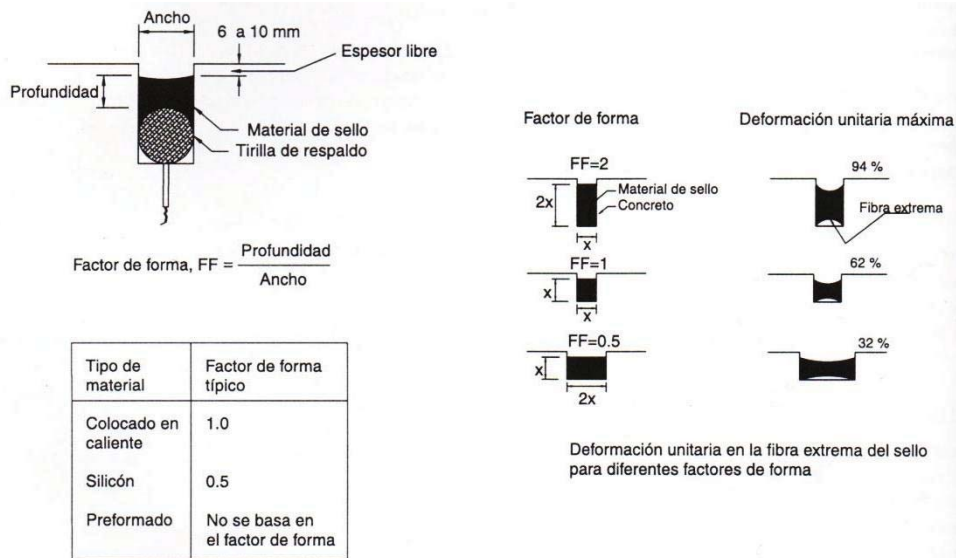


Figura 5.45 Factores de forma



Los materiales utilizados en estas tirillas son los siguientes:

- ✓ Espuma de polietileno. Espuma de celdas cerradas, que no absorbe agua y es moderadamente compresible. Debe utilizarse con selladores colocados en frío pues se funde con el calor.
- ✓ Espuma de polietileno de enlaces cruzados. Espuma de celdas cerradas, compatible con selladores colocados en caliente. No absorbe agua y es moderadamente compresible.
- ✓ Espuma de poliuretano. Espuma de celdas abiertas, absorbe agua y es muy compresible. No se funde con el calor.

El tamaño de la tirilla de respaldo depende de la anchura de la caja y debe comprimirse aproximadamente en 25 % para asegurar que permanezca a la profundidad deseada en el depósito.

En la tabla 4.40 se proporciona el tamaño apropiado de la tirilla para diferentes anchos de la caja.

Tabla 5.61 Recomendaciones para el dimensionamiento de las Tirillas de respaldo

Ancho de la caja (mm)	Diámetro de la tirilla de respaldo (mm)
3	6
5	6
6	8
8	10
10	13
13	16
16	19
19	22
22	25
25	32
32	38
38	50

5.2.3.5 DISEÑO DE LA CAJA

El dimensionamiento de la caja se hace de tal forma que permita al sellador funcionar apropiadamente, debiendo además incluir la necesidad de resellar el pavimento en el futuro. Idealmente la anchura inicial del depósito no debe exceder de 10 mm para selladores líquidos.

Movimiento de las juntas

La separación especificada entre las juntas de contracción tiene una influencia significativa en la selección del sellador y en el diseño del depósito. El sellador y el depósito deben ser capaces de absorber el movimiento previsto de la losa y de la junta para lograr un desempeño apropiado. El movimiento de la junta de contracción puede estimarse por medio de la siguiente ecuación:

$$\Delta L = CL(\alpha \Delta T + z)$$



Dónde:

ΔL = Cambio esperado en la longitud de la losa, mm

C= Factor de restricción por fricción sub-base/losa (0.65 para sub-base estabilizada, 0.80 para sub-base granular)

L= Longitud de la losa, mm

α = Coeficiente de expansión térmica del concreto hidráulico, que depende del tipo de agregado (tabla 4.41)

ΔT = Rango máximo de variación de temperatura, generalmente la temperatura máxima del concreto al ser colocado menos la temperatura ambiental en Enero, °C.

Z= Coeficiente de contracción por secado del concreto (tabla 4.42)

Tabla 5.62 Valores típicos para el coeficiente de expansión térmica del concreto

Tipo de agregado grueso	Coeficiente de expansión térmica del concreto $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
Cuarzo	11.9
Arenisca	11.7
Grava	10.8
Granito	9.5
Basalto	8.6
caliza	6.8

Tabla 5.63 Valores típicos para el coeficiente de contracción z del concreto

Esfuerzo de tensión indirecta (kg/cm^2)	Coeficiente de contracción del concreto
Menor a 20.7	0.0008
27.6	0.0006
34.5	0.00045
41.4	0.0003
Mayor a 48.3	0.0002

a) Depósito para selladores líquidos (factor de forma)

El factor de forma es el cociente entre la profundidad y el ancho que ocupara el sellador líquido vertido en el campo. El ancho del corte cerrado y la profundidad de inserción de la tirilla de respaldo, definen la forma del sellador, siendo el factor de forma fundamental para el desempeño a largo plazo del sellador líquido. La sección transversal del sellador de una junta cambia durante la expansión y la contracción del pavimento de concreto, movimiento que induce deformaciones unitarias dentro del sellador y esfuerzos a los largo de la línea de contacto sellador/caja. El comportamiento de este material resulta crítico si el factor de forma no es apropiado para el material sellador.



Los materiales líquidos para sello pueden soportar diferentes niveles de deformación unitaria en la fibra extrema del sello, dependiendo de la elongación del sellador (abertura de la junta) y del factor de forma. Los selladores vertidos en caliente pueden soportar una deformación unitaria de 20 %, mientras que los silicones y algunos otros materiales de módulo bajo pueden soportar una deformación unitaria de 100 %; sin embargo, los fabricantes recomiendan diseñar para deformaciones unitarias totales de no más de 50 % e idealmente, solo del 25 %.

En la figura 4.26 se muestran los factores de forma recomendados para los selladores líquidos. Un factor de forma igual o menor que la unidad índice, esfuerzos más bajos sobre el sellador de la junta que un factor de forma mayor que la unidad. Los esfuerzos internos mayores o menores resultantes de los factores de forma apropiados minimizan las pérdidas de adherencia o de cohesión.

El diseño de factor de forma debe incluir un espacio libre de 6 a 10 mm entre el borde de la junta y la superficie del sellador, para evitar problemas de extrusión que se presentan cuando al cerrarse la junta se extruye el material sellador hacia afuera del depósito, exponiéndolo a la acción del tránsito.

b) Depósito para sellador preformado

Para dimensionar una junta de sellador preformado, es necesario considerar la temperatura del pavimento durante su instalación y el rango de movimiento de la junta. El sello preformado debe trabajar dentro del rango de compresión, típicamente de 20 a 50 %.

El primer paso es calcular el rango total de movimiento de la junta empleando la fórmula presentada previamente, el segundo paso es seleccionar un sellador preformado con un movimiento admisible menor o igual al rango de movimiento calculado; si este rango excede al admisible para el sellador, entonces debe elegirse un sello más grande.

El paso final es seleccionar un depósito formado por serrado con una anchura que corresponda al tamaño de sello, a su rango de movimientos y a los criterios de la temperatura al momento de su instalación. Es importante hacer notar que solo se requiere conocer la temperatura del pavimento en forma aproximada. La temperatura es importante para que el sello pueda operar dentro del rango de porcentaje de compresión de 20 a 50. A mayores temperaturas de instalación se requiere mayor compresión de sello, y para temperaturas de instalación más bajas se necesita menos compresión del sello.

La siguiente ecuación permite calcular la anchura del corte sellado:

$$S_c = (1 - P_c) * w$$

Dónde:

Sc= Ancho del corte serrado de la junta

w=Ancho del sello sin comprimir



P_c = Porcentaje de compresión de sello al instalarlo (expresado como un decimal):

$$P_c = C_{min} \cdot \frac{Temp. de install. - Temp. min.}{Temp. max - Temp. min} * (C_{max} - C_{min})$$

Es evidente que la temperatura precisa al momento de la instalación no puede conocerse durante el proceso de diseño; por lo tanto el proyectista debe calcular para varios escenarios potenciales de instalación (cálido, templado y frío). También deberá examinar la influencia de otros factores de diseño en los requerimientos de las dimensiones del sello. En particular, el espaciamiento entre juntas de contracción afecta significativamente el movimiento total de la junta. Seleccionar un sello de una a dos veces el tamaño marcado por los cálculos puede dar un factor de seguridad para las condiciones de instalación.

Finalmente en la tabla 4.43 se presentan algunas recomendaciones para la colocación de selladores, que debe también tener en cuenta el proyecto.

Tabla 5.64 Temperatura mínima recomendada para la colocación de selladores y periodos de curado recomendados por los fabricantes para la instalación de selladores

Tipo de sellador	Temp. Mínima de instalación, °C	Periodo de curado de concreto para proyectos convencionales, días	Tiempo para abrir la circulación
Aplicados en caliente:			
A base de asfalto	10	7 ^{1,2,3}	Al enfriarse
PVC con alquitrán	10	7 ^{1,2,3}	Al enfriarse
Polímero de bajo modulo	4.4	7 ^{1,2,3}	Al enfriarse
Aplicados en frio a base de silicón	4.4	7 ^{1,2,3}	30 minutos. ⁴
Sellador preformado	-1.1	Ninguno	De inmediato

¹Solo para pavimentos nuevos. Durante este lapso deberán protegerse de la lluvia.

²Se requiere que la ranura de la junta este seca y exenta del producto de curado, polvo y elementos extraños.

³La mayoría de los fabricantes proporciona recomendaciones más detalladas y requerimientos para periodos de curado más corto, necesarios para aplicaciones especiales.

⁴Ele tiempo de curado varía con la temperatura y con la humedad. A 24 °C y 50 % de humedad relativa al sellador cura en 30 minutos. A 4 °C requiere de 2 a 4 horas.



REFERENCIAS

- PAVIMENTOS DE CONCRETOS PARA CARRETERAS
 VOLUMEN 1 PROYECTO CONSTRUCCION
 IMCYC 2002



- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PRIMERA PARTE
 MANUEL ZARATE AQUINO
 ASOCIACION MEXICANA DE ASFALTO, A.C.



- DISEÑO ESTRUCTURAL DE CARRETERAS CON PAVIMENTO FLEXIBLE
 SANTIAGO CORRO CABALLERO
 GUILLERMO PRADO
 INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM



- DISPAV-5-VERSION 3.0. ACTUALIZACION DEL SISTEMA PARA EL
 DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS ASFALTICOS,
 INCLUYENDO CARRETERAS DE ALTAS ESPECIFICACIONES
 SANTIAGO CORRO CABALLERO
 INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM



- PAVIMENTOS FLEXIBLES, PROBLEMÁTICA, METODOLOGIAS DE DISEÑO Y
 TENDENCIAS
 ALFONSO RICO RODRIGUEZ
 RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ
 INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

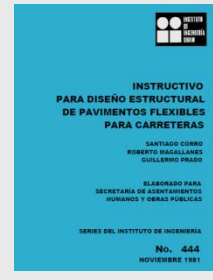




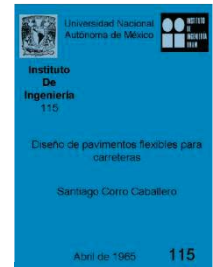
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO V



- INSTRUCTIVO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CARRETERAS
SANTIAGO CORRO CABALLERO
ROBERTO MAGALLANES
GUILLERMO PRADO
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM



- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CARRETERAS
SANTIAGO CORRO CABALLERO
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM



- DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS ASFALTICOS, INCLUYENDO CARRETERAS DE ALTAS ESPECIFICACIONES
SANTIAGO CORRO CABALLERO
GUILLERMO PRADO
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM





CAPITULO VI
CASO PRÁCTICO
AUTOPISTA ARCO
NORTE



6. CASO PRÁCTICO AUTOPISTA ARCO NORTE

6.1 INTRODUCCIÓN.

Para poder entender con mayor claridad los capítulos anteriores realizaremos un caso práctico analizando la Autopista Arco Norte de la Ciudad de México del KM 101+ 860 ubicado en el entronque México – Querétaro hasta el KM 152+860 ubicado en el entronque Atlacomulco, haciendo una propuesta estructural de pavimento flexible y rígido.

El tramo de la autopista a analizar pasa por los municipios de Atlacomulco, Acambay de Ruiz Castañeda y Jilotepec en Estado de México.

Para poder llegar a la decisión estructural para la sección tipo se deberá considerar anteriormente el análisis de los siguientes factores:

- Estudio geotécnico
- Estudio de tránsito
- Diseño estructural

6.2 ESTUDIO GEOTÉCNICO.

Debido al crecimiento considerable del tránsito vehicular en la Autopista México – Querétaro – Atlacomulco y la importancia de esta vía al ser la conexión de la parte norte con el centro del país, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través de la Dirección General de Carreteras evaluó la factibilidad de construir un segundo cuerpo en dicha autopista para aumentar la fluidez al tránsito vehicular, la cual tendrá una longitud de 51 kilómetros, teniendo como punto de partida el entronque Autopista México – Querétaro.

Para la construcción del nuevo cuerpo de la Autopista se procedió a realizar el estudio geotécnico con el fin de determinar las características del subsuelo en el trazo donde se proyecta la construcción, así como proponer los bancos de materiales que se emplearan en las estructuras de terrecieras y pavimentos.

Los aspectos que se cubren en el estudio, como parte de su alcance, son los siguientes:

6.1.1 Descripción general del tramo en estudio.

- Localización.
- Clima y vegetación.
- Hidrografía.
- Geología Regional.
- Topografía.

6.1.2 Estudio geotécnico para terracerías.

- Exploración y muestreo.
- Pruebas de laboratorio.
- Informe geotécnico.

6.1.3 Bancos de préstamo.

- Bancos para terracerías
- Bancos para pavimento

6.2.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL TRAMO EN ESTUDIO

6.2.1.1 LOCALIZACIÓN

El tramo en estudio, se localiza en el estado de México, en la porción Noroeste del Distrito Federal, entre los meridianos $990^{\circ} 25'$ y $990^{\circ} 44'$ de longitud Oeste y los paralelos $190^{\circ} 51'$ y $200^{\circ} 11'$, de latitud Norte. El sitio de proyecto se encuentra comunicado por la carretera Federal 11 Jilotepec - Atlacomulco, la carretera federal 55 Toluca- Acambay - Palmillas y la autopista México – Querétaro (Fig.7.1).

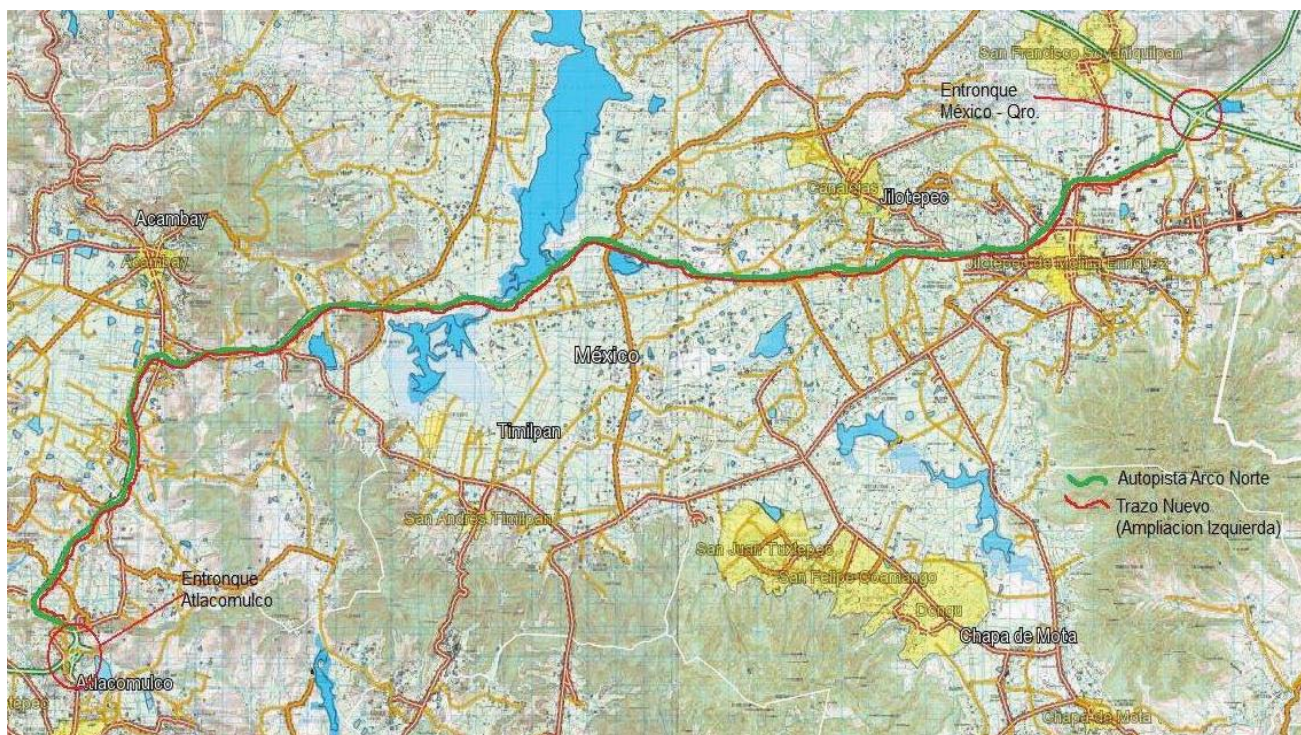


Figura 6.1. Localización del tramo en estudio.

6.2.1.2 CLIMA Y VEGETACIÓN.

El 73% del estado presenta clima templado subhúmedo, localizado en los valles altos del norte, centro y este; el 21% presente en el noreste, y 0.16% clima frío, localizado en las partes altas de los volcanes.

La temperatura media anual es de 14.7°C, las temperaturas más bajas se presentan en los meses de enero y febrero son de 3.0°C. La temperatura máxima promedio se presentan en abril y mayo es alrededor de 25°C.

Las lluvias se presentan durante el verano en los meses de junio a septiembre, la precipitación media del estado es de 900 mm anuales.

El Nevado de Toluca (Alberge, Estación de Microondas), se registra una temperatura media anual de 3.9°C, que es la más baja de todo el país.

En el estado se practica la agricultura de riego y de temporal siendo los principales cultivos: maíz, chícharo verde, cebada, frijol, papa, alfalfa, trigo, aguacate y guayaba entre otros; la vegetación está constituido por pastizales y bosque (Fig. 7.2).



 Templado subhúmedo	73%*
 Cálido subhúmedo	21%*
 Seco y semiseco	6%*
 Frío de alta montaña	0.16%*

*Referido al total de la superficie estatal.
 FUENTE: Elaborado con base en INEGI. Carta de Climas 1:1 000 000.

Figura 6.2. Clima

6.2.1.3 HIDROGRAFÍA



Hidrológicamente el Estado está comprendido en tres grandes cuencas: Lerma, ocupa el 27.3 % de la superficie estatal; el Balsas 37.2 % y el Pánuco 35.5 %. El río Lerma tiene una extensión aproximada de 125 kilómetros. Nace en el municipio de Almoloya del Río y su destino final es el océano Pacífico. Pasa por los municipios de: San Antonio la Isla, Tianguistenco, Texcalyacac, Santa Cruz Atizapán, Capulhuac, San Mateo Atenco, Metepec, Lerma, Toluca, Oztolotepec, Temoaya, Almoloya de Juárez, Ixtlahuaca, Jocotitlán, Atlacomulco y Temascalcingo. Por su margen derecho recibe las aguas de los ríos Tianguistenco, la ciénega de Texcaltenango, el

Ocoyoacac, el Amealco, el Atarasquillo, el San Pedro, el Caparrosa, el Temoaya, el Solano, los manantiales de Jocotitlán y el Sila; y por el izquierdo, el Verdiguél, el Calixtlahuaca, el Almoloya de Juárez, el Santa María del Monte y el Mineral del Oro.G

Toda la región sur del Estado forma parte de la cuenca del río Balsas, el Ocuilan o Chalma (con sus afluentes Malinalco, Zumpahuacán, Zempoala y Zarcas) se une al Amacuzac ya en el estado de Morelos.

La cuenca del río Pánuco está unido a la cuenca de México y tiene como fuentes originales las subcuencas del lago de Texcoco, que recoge las aguas de los ríos la Asunción, los Remedios, Tlalmanalco o de la Compañía, Río Frío, los Reyes y Panoaya; y la de Zumpango y Cuautitlán, que capta las corrientes de Zumpango, Coscomate, San Isidro, Aculco y Cuautitlán, que junto Taxhimay y Rosas alimentan el caudal del Tula - Moctezuma, que ayuda dar salida a las aguas negras de la ciudad de México. Aparte de las espectaculares lagunas del Sol y la Luna en el Nevado de Toluca, en el estado se encuentran las del cráter de Cerro Gordo; la de Atexcapan en Valle de Bravo; San Simón, en Donato Guerra; La que se halla entre San Pedro y la Concepción de los Baños; Tepetitlán, en San Felipe del Progreso; las cuatro de Acutzilapan al pie del cerro Jocotitlán, en Atlacomulco; El Rodeo, cerca de Xonacatlán; Xibojay y Santa Elena en Jilotepec, la de Huapango en Timilpan, la de Zumpango y el Lago Nabor Carrillo en Texcoco. Asimismo, existen manantiales de aguas termales en Ixtapan de la Sal, Tonicato, Apaxco, San Pedro de los Baños, Valle de Bravo, Sultepec, Temascaltepec y Tejupilco. Otro recurso hidrológico importante con que cuenta el Estado, es el de las presas, siendo las más importantes: José Antonio Alzate, en Temoaya; Ignacio Ramírez, en Almoloya; Guadalupe, en Cuautitlán Izcalli; Madín, en Naucalpan; Vicente Guerrero, en Tlatlaya; Tepetitlán, en San Felipe del Progreso; Valle de Bravo y Villa Victoria, en los municipios del mismo nombre; Huapango, en Timilpan; Ñadó, en Aculco, Brockman, en El Oro, J. Trinidad Fabela, en Atlacomulco; y Danho, en Jilotepec.

6.2.1.4 FISIOGRAFÍA.

Relieve: La superficie estatal forma parte de las provincias: Eje Neovolcánico y Sierra Madre del Sur.

En el suroeste hay una sierra conformada por rocas metamórficas, (han sufrido cambios por la presión y altas temperaturas) sedimentarias, (se forman en las playas, los ríos y océanos o en donde se acumulen la arena y barro) ígneas intrusivas (formadas debajo de la superficie de la Tierra) e ígneas extrusivas o volcánicas (se forman cuando el magma o roca derretida sale de las profundidades hacia la superficie de la Tierra); con un valle ubicado entre serranías, en esta zona se encuentra la altura más baja (400 m) en el cañón que ha formado el río San Pedro.



En el centro se encuentra un lomerío con sierras de origen ígneo extrusivo o volcánico, volcanes de edad geológica cuaternaria y valles; se incluyen las depresiones que dieron origen al lago de Texcoco (Fig. 7.3).

Al sureste está la elevación más importante, el volcán Popocatepetl con 5,500 metros sobre el nivel del mar. (Fig. 7.4)

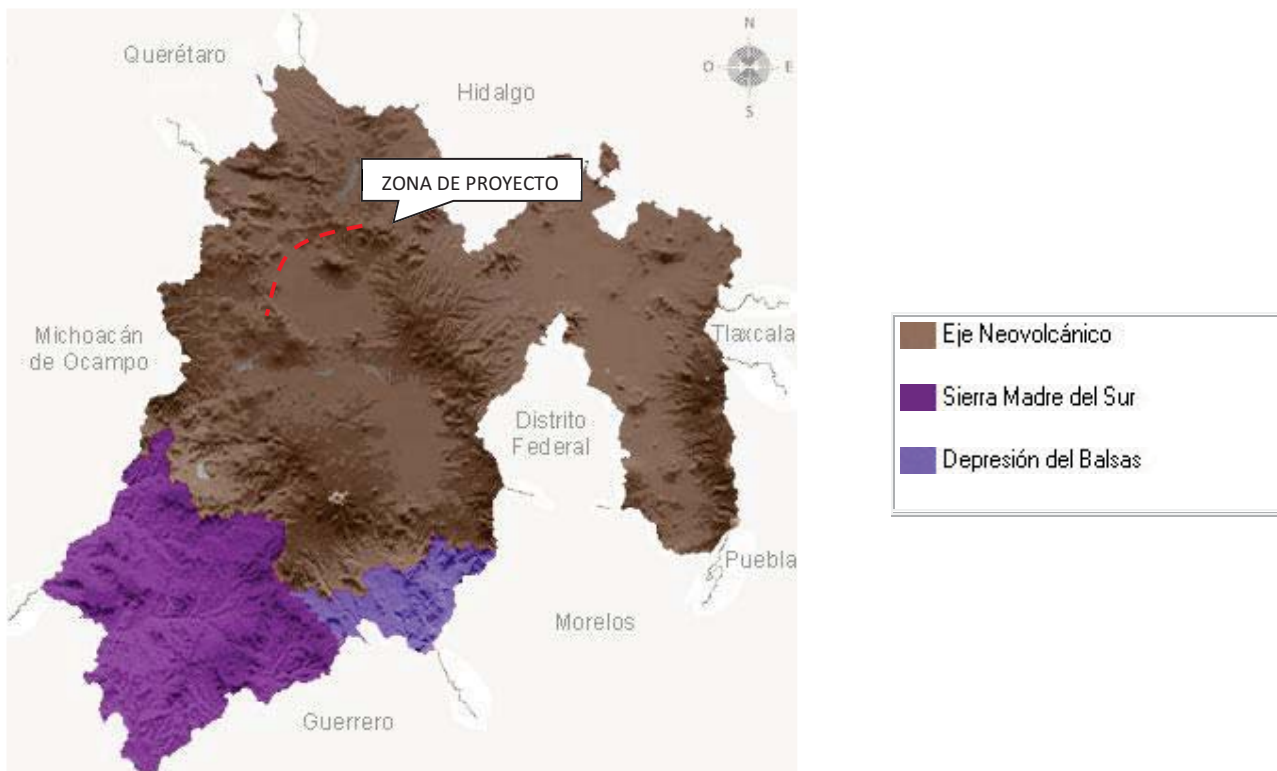


Figura. 6.3 Fisiografía General



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Sus principales elevaciones son:

Nombre	Altitud (metros sobre el nivel del mar)
Volcán Popocatepetl	5 500
Volcán Iztaccíhuatl	5 220
Nevado de Toluca (Xinantécatl)	4 680
Cerro El Mirador	4 120
Cerro Telapón	4 060
Cerro Atlamasha	3 980
Cerro Jocotitlán	3 910
Cerro La Corona	3 780
Cerro La Catedral	3 770
Cerro La Calera	3 740
Cerro Las Palomas	3 720
Cerro Las Navajas	3 710
Cerro Cervantes	3 660
Cerro El Gavilán	3 650
Cerro El Picacho	3 640
Cerro Pelón	3 500
Cerro La Guadalupana	3 370
Cerro La Peña Ñadó	3 320
Cerro Yeguashi	3 080
Cerro Las Ánimas	3 060
Cerro Gordo	3 060



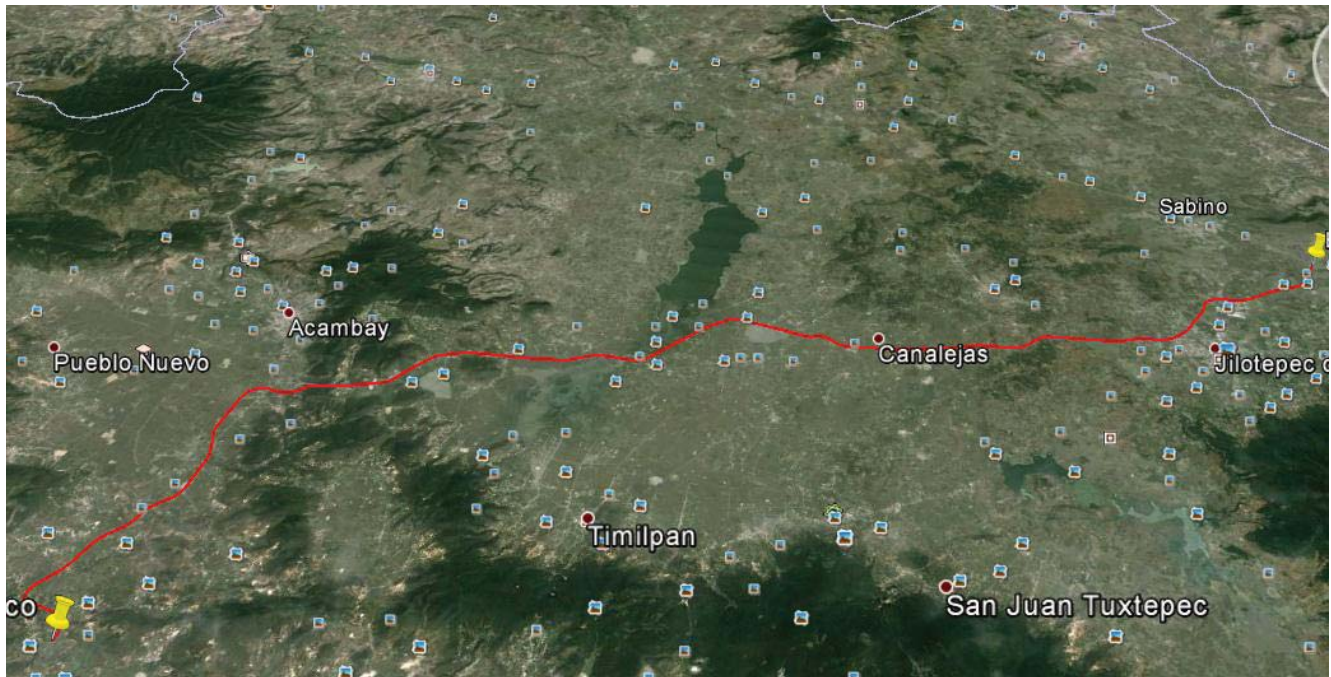
6.2.1.5 GEOLOGÍA REGIONAL

El material litológico en el sitio corresponde a los siguientes periodos Neogeno (95.51%), Cuaternario (1.33%).

Los afloramientos más importantes son: roca ígnea extrusiva basalto (63.3%) Volcanoclasticos (14.99), Andesita (9.57%), Toba Acida (6.0 %) Brecha Volcánica Básica (1.6%) y Riolita (0.08%); Suelo aluvial (1.3%) , Sedimentaria: Areniscas y Conglomerados.

6.2.1.6 TOPOGRAFÍA

En general la zona donde queda alojado el proyecto del cuerpo nuevo corresponde a terreno plano y con lomerío suave.



6.2.2. ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA TERRACERÍAS

6.2.2.1 EXPLORACIÓN Y MUESTREO

Al realizar el recorrido en el eje de proyecto se localizaron los sitios donde posteriormente se extraerán muestras representativas para conocer sus propiedades índices y mecánicas por medio de sondeos de tipo pozo a cielo abierto, estos sondeos se localizaron a cada 500 metros de separación con una profundidad de 1.5m aproximadamente, según marca la SCT.

Los sondeos se realizaran por medios manuales con pico y pala o por medios mecánicos utilizando generalmente una retroexcavadora.

Posteriormente de la excavación se toman muestras alteradas que se llevaran a su estudio en el laboratorio.

En el recorrido realizado también se ubicaron los bancos de materiales cercanos al lugar tomando muestras representativas y enviándolas al laboratorio para realizarles las pruebas de calidad correspondientes para identificar sus características físicas y mecánicas.



Figura 6.5 Pozo a cielo abierto

El reporte fotográfico de los pozos a cielo abierto realizados se observara más a detalle en el Anexo I.



6.2.2.2 PRUEBAS DE LABORATORIO.

Las muestras obtenidas del terreno natural se les practicaron las pruebas correspondientes para conocer sus características físicas y mecánicas que se mencionan a continuación:

- Tamaño máximo, mm.
- Retenido en malla 76.2 mm, %
- Pasa malla de 4.75 mm, %
- Pasa malla de 0.425 mm, %
- Pasa malla de 0.075 mm, %
- Humedad del lugar, %
- Humedad del óptima, %
- Límite líquido, %
- Índice plástico, %
- Contracción lineal, %
- Peso volumétrico seco máx., kg/m³
- Peso volumétrico seco suelto, kg/m³
- Valor relativo de soporte, %
- Expansión, %
- Grava, %
- Arena, %
- Finos, %
- Clasificación S.U.C.S

Para poder definir con mayor claridad los valores obtenidos en el laboratorio analizaremos los parámetros de los KM 101+900, KM 103+500, KM 105+070 y el KM 126+740 especificando sus características y si es apto para utilizarse en la estructura de terracerías.

El resumen completo de las pruebas de laboratorio del terreno natural se menciona el en Anexo II



Analizando el KM 101+900 se observan los resultados siguientes:

Límites de consistencia

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO

PUNTO N°	CAPSULA N°	NUMERO DE GOLPES	W CAP.+SUELO	W CAP.+SUELO	W AGUA	W CAPSULA	W SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA
			HUMEDO, gr	SECO, gr	gr	gr	gr	%
	x4	39	16.58	13.58	3.00	7.79	5.79	51.81
	x55	21	16.32	13.11	3.21	7.68	5.43	59.12
	x46	17	19.22	15.61	3.61	9.71	5.90	61.19

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO

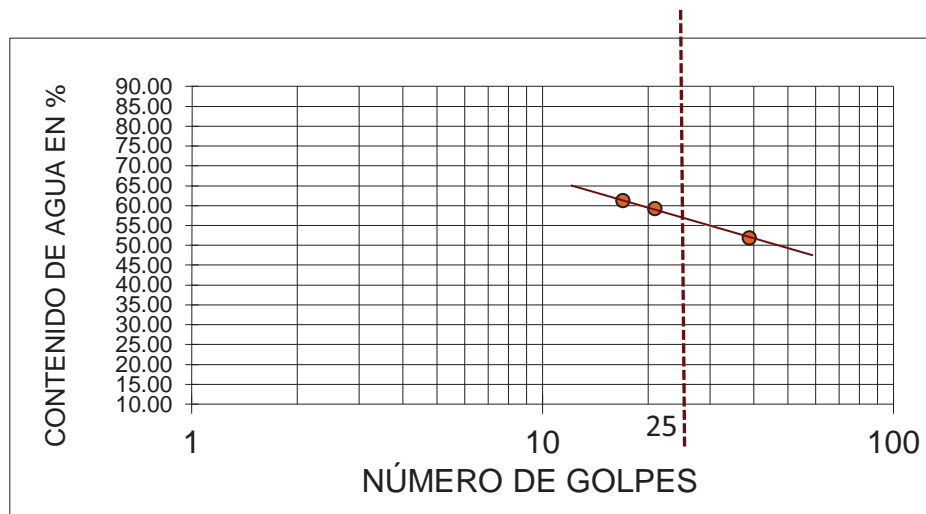
	x10		9.09	8.77	0.32	7.71	1.06	30.19

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO NATURAL DE AGUA

	47		129.81	109.72	20.09	27.32	82.40	24.38
--	----	--	--------	--------	-------	-------	-------	-------

DETERMINACIÓN DE CONTRACCIÓN LINEAL

BARRA N°	LARGO BARRA Li	LARGO MTA SECA, Lf	DIFERENCIA Li - Lf	CL %
15	9.90	9.65	0.25	2.53



LIMITE LIQUIDO=	59.00 %	CONTENIDO NAT. DE AGUA=	24.4 %
LIMITE PLASTICO=	30.19 %	CONTRACCIÓN LINEAL=	2.53 %
INDICE PLASTICO=	28.81 %	CLASIF. S.U.C.S.	CH

OBSERVACIONES: ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, COLOR GRIS.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Granulometría

	PESO CILINDRO: <u>7380</u> gr	MOLDE + SUELO: <u>11655</u>
PESO BRUTO: <u>700</u> gr		VOLUMEN: $\frac{3,678.3}{1,162.2}$ cm ³
TARA: <u>400.0</u> gr	PESO VOLUMETRICO SECO SUELTO: <u>2</u> kg/m ³	
PESO ETO: <u>300</u> gr	TAMAÑO MAXIMO: <u>2</u> mm	

MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA N° 4 (4.75)				MATERIAL CRIBADO POR LA MALLA N° 4 (4.75)					
MALLA		PESO RETENIDO PARCIAL EN, gr.	RETENIDO PARCIAL, %	MATERIAL QUE PASA, %	MALLA		PESO RETENIDO PARCIAL EN, gr.	RETENIDO PARCIAL, %	MATERIAL QUE PASA, %
N°	mm				N°	mm			
3"	75.0	0		100.0	10	2.000	1.7	0.6	99.4
2"	50.0	0		100.0	20	0.850	1.0	0.3	99.1
1 1/2"	37.5	0		100.0	40	0.425	0.6	0.2	98.9
1"	25.0	0	0.0	100.0	60	0.250	2.0	0.7	98.2
3/4"	19.0	0	0.0	100.0	100	0.150	4.1	1.4	96.9
1/2"	12.5	0	0.0	100.0	200	0.075	3.0	1.0	95.9
3/8"	9.5	0	0.0	100.0	PASA 200 (0.075)		285.4	95.1	0.7
1/4"	6.0	0	0.0	100.0					
N° 4	4.75	0	0.0	100.0	SUMA		297.8	99.3	
PASA N° 4(4.75)		300.0	100.0						
SUMA		0							

SUELO FINO	SUELO GRUESO				
	ARENA			GRAVA	
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA

TAMAÑO DE PÁRTICULAS EN mm

D ₁₀ = <u>0.07</u>		D ₁₀ = 0.07		
D ₃₀ = <u>0.07</u>	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}} = 1.0$	D ₃₀ = 0.07		G= 0.0 %
D ₆₀ = <u>0.07</u>	C _c = $\frac{(D_{30})^2}{(D_{60})D_{10}} = 1.0$	(D ₃₀) ² = 0.00		S= 4.1 %
		(D ₆₀)D ₁₀ = 0.00		F= 95.1 %

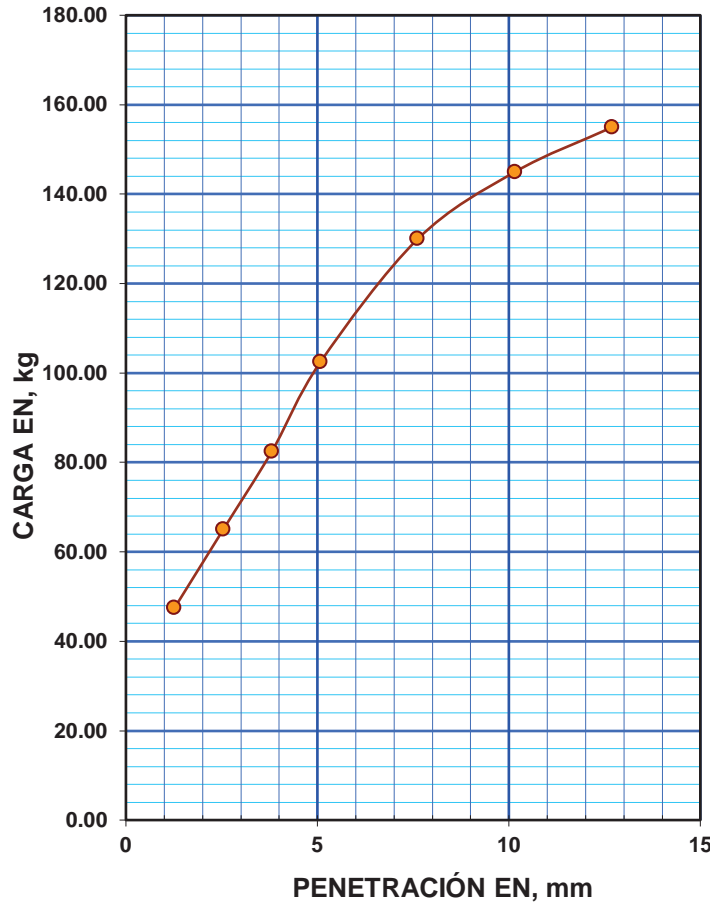
CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: SUCS: **CH**
ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD, COLOR GRIS.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



VRS



DATOS DEL ESPÉCIMEN		
PESO MAT.+ MOLDE	11590.00	gr
PESO MOLDE	7350.00	gr
P. SECO	4000.00	gr
P. HUMEDO	4240.00	gr
AGUA AGREGADA	400.00	ml
ALTURA DEL MOLDE	19.10	cm
ALTURA FALTANTE	8.20	cm
ALTURA DE MATERIAL	10.90	cm
AREA	193.59	cm ²
VOLUMEN	2110.13	cm ³
PESO VOL. HUMEDO	2009.35	kg/m ³
PESO VOL. SECO	1836.13	kg/m ³
HUMEDAD ÓPTIMA	9%	%

HUMEDAD ÓPTIMA		
Wm=	4240.0	gr
Ws=	4000.0	gr
Ww=	400.0	gr
W=	9%	

EXPANSIÓN		
MOLDE N°	32	
LECTURA INICIAL	2.300	mm
LECTURA FINAL	10.200	mm
DIFERENCIA	7.900	

CONSTANTE DEL ANILLO 25 kg/div

PENETRACIÓN mm	Nº DE DIV.	CARGA kg	MIC. DIV.	C. kg
1.27	1.9	47.50		
2.54	2.6	65.00		
3.81	3.3	82.50		
5.08	4.1	102.50		
7.62	5.2	130.00		
10.16	5.8	145.00		
12.70	6.2	155.00		
SATURADO			SIN SATURAR	

TESTIGO DE HUMEDAD		
CÁPSULA	190	
P. DE CÁPSULA	23.81	gr
CÁPSULA + SH.	100.74	gr
CÁPSULA + SS.	91.11	gr
HUMEDAD	14%	

VALOR RELATIVO DE SOPORTE= 4.78 %
EXPANSIÓN= 7.25 %



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



El resumen de las pruebas anteriores son las siguientes, donde se muestra un arcilla de alta plasticidad color café claro de consistencia firme húmeda (CL), grandes cambios volumétricos y una resistencia muy baja, el cual no es apto para utilizarse en ninguna capa de las terracerías, debiendo retirarlo y colocar las capas que se marquen en el diseño (ver Anexo III Características de los materiales para terracerías).

	G %	S %	F %	LL %	IP%	CONTRACCIÓN LINEAL %	EXPANSIÓN %	W LUGAR %	W ÓPTIMA %	VRS %	CLASIFICACIÓN SUCS	P.V.S.S. Kg/m ³	P.V.S.M Kg/m ³
KM 101+900	0.0	4.1	9.5	59.0	28.8	2.53	7.25	24.4	9.0	4.78	CH	1165	1836





Analizando el KM 103+050 se observan los resultados siguientes:

Límites de consistencia

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO

PUNTO N°	CAPSULA N°	NUMERO DE GOLPES	W CAP.+SUELO	W CAP.+SUELO	W AGUA	W CAPSULA	W SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA
			HUMEDO, gr	SECO, gr	gr	gr	gr	%
	X11	32	31.23	27.77	3.46	18.40	9.37	36.93
	X16	24	32.49	28.42	4.07	18.66	9.76	41.70
	X20	15	30.12	26.31	3.81	17.83	8.48	44.93

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO

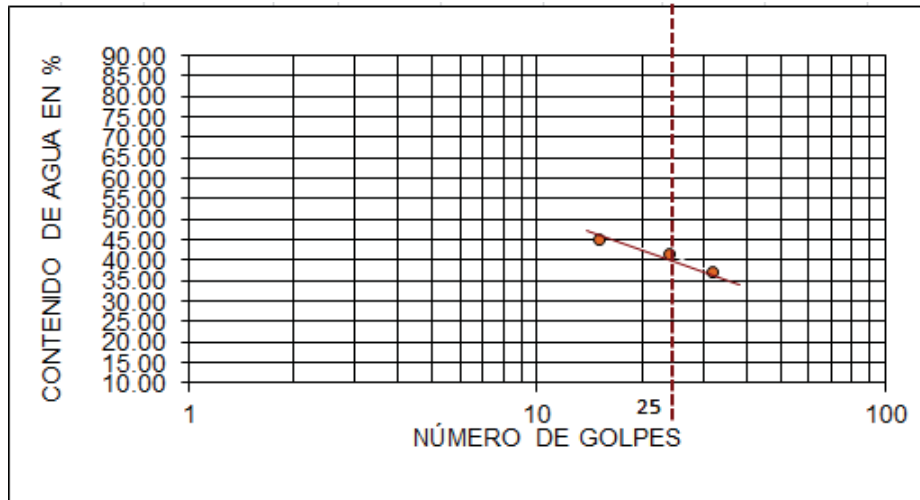
	X60		19.41	19.21	0.20	18.18	1.03	19.42

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO NATURAL DE AGUA

	68		111.60	97.00	14.60	25.30	71.70	20.36
--	----	--	--------	-------	-------	-------	-------	-------

DETERMINACIÓN DE CONTRACCIÓN LINEAL

BARRA N°	LARGO BARRA Li	LARGO MTA SECA, Lf	DIFERENCIA Li - Lf	CL %
14	9.90	9.76	0.14	1.41



LIMITE LIQUIDO=	42.00 %	CONTENIDO NAT. DE AGUA=	20.4 %
LIMITE PLASTICO=	19.42 %	CONTRACCIÓN LINEAL=	1.41 %
INDICE PLASTICO=	22.58 %	CLASIF. S.U.C.S.	CL

OBSERVACIONES: ARCILLA LIMOSA, TAMBIEN CONOCIDA COMO ARCILLA POBRE.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Granulometría

	MOLDE + SUELO: 11460
PESO CILINDRO: <u>7380</u> gr	
PESO BRUTO: <u>810</u> gr	VOLUMEN: <u>3,678.3</u> cm ³
TARA: <u>510.0</u> gr	PESO VOLUMETRICO SECO SUELTO: <u>1,109.2</u> kg/m ³
PESO ETO: <u>300</u> gr	TAMAÑO MAXIMO: <u>2</u> mm

MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA N° 4 (4.75)					MATERIAL CRIBADO POR LA MALLA N° 4 (4.75)				
MALLA		PESO RETENIDO PARCIAL EN, gr.	RETENIDO PARCIAL, %	MATERIAL QUE PASA, %	MALLA		PESO RETENIDO PARCIAL EN, gr.	RETENIDO PARCIAL, %	MATERIAL QUE PASA, %
N°	mm				N°	mm			
3"	75.0	0		100.0	10	2.000	0.5	0.2	99.8
2"	50.0	0		100.0	20	0.850	1.9	0.6	99.2
1 1/2"	37.5	0		100.0	40	0.425	2.2	0.7	98.5
1"	25.0	0	0.0	100.0	60	0.250	5.2	1.7	96.7
3/4"	19.0	0	0.0	100.0	100	0.150	8.2	2.7	94.0
1/2"	12.5	0	0.0	100.0	200	0.075	11.4	3.8	90.2
3/8"	9.5	0	0.0	100.0	PASA 200 (0.075)		267.2	89.1	1.1
1/4"	6.0	0	0.0	100.0	SUMA		296.6	98.9	
N° 4	4.75	0	0.0	100.0					
PASA N° 4(4.75)		300.0	100.0						
SUMA		0							

SUELO FINO	SUELO GRUESO					
	ARENA			GRAVA		
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA	

TAMAÑO DE PÁRTICULAS EN mm

D ₁₀ = <u>0.07</u>	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.07}{0.07} = 1.0$	RETENIDO EN MALLA N° 3" (75mm) = 0 %
D ₃₀ = <u>0.07</u>		G= 0.0 %
D ₆₀ = <u>0.07</u>	C _c = $\frac{(D_{30})^2}{(D_{60})^2 D_{10}} = \frac{0.00}{0.00} = 1.0$	S= 9.8 %
		F= 89.1 %

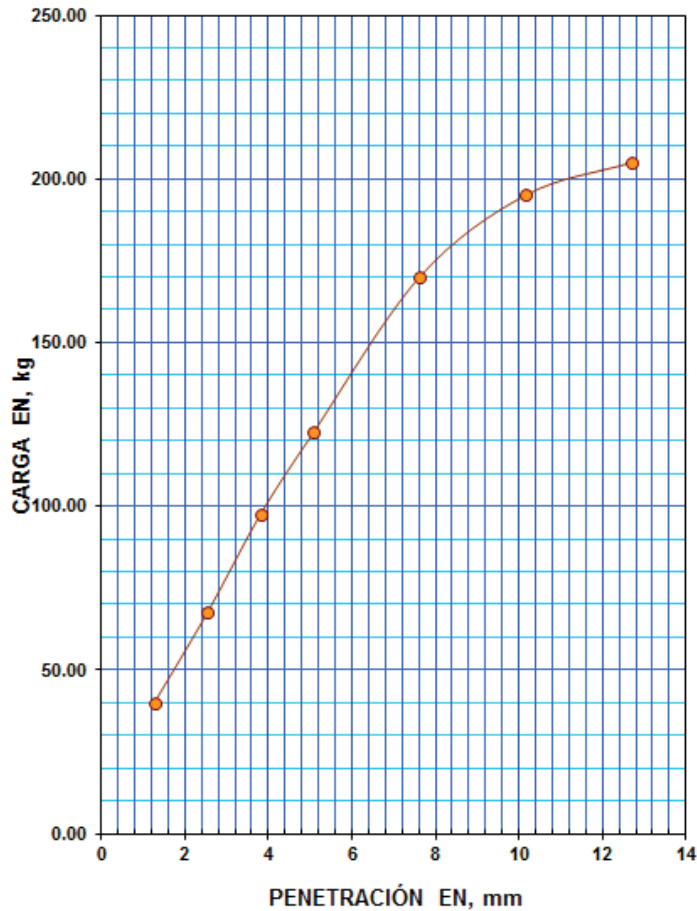
CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: SUCS: **CL**
ARCILLA LIMOSA, TAMBIEN CONOCIDA COMO ARCILLA POBRE.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



VRS



DATOS DEL ESPÉCIMEN		
PESO MAT.+ MOLDE	11580.00	gr
PESO MOLDE	7325.00	gr
P. SECO	4000.00	gr
P. HUMEDO	4255.00	gr
AGUA AGREGADA	380.00	ml
ALTURA DEL MOLDE	19.10	cm
ALTURA FALTANTE	8.10	cm
ALTURA DE MATERIAL	11.00	cm
AREA	193.59	cm ²
VOLUMEN	2129.49	cm ³
PESO VOL. HUMEDO	1998.13	kg/m ³
PESO VOL. SECO	1834.31	kg/m ³
HUMEDAD ÓPTIMA	9	%

HUMEDAD ÓPTIMA		
Wm=	4255.0	gr
Ws=	4000.0	gr
Ww=	380.0	gr
W=	9%	

EXPANSIÓN		
MOLDE N°	81	
LECTURA INICIAL	4.100	mm
LECTURA FINAL	6.300	mm
DIFERENCIA	2.200	

CONSTANTE DEL ANILLO 25 kg/div

PENETRACIÓN mm	Nº DE DIV.	CARGA kg	MIC. DIV.	C. kg
1.27	1.6	40.00		
2.54	2.7	67.50		
3.81	3.9	97.50		
5.08	4.9	122.50		
7.62	6.8	170.00		
10.16	7.8	195.00		
12.70	8.2	205.00		
SATURADO			SIN SATURAR	

TESTIGO DE HUMEDAD		
CÁPSULA	74	
P. DE CÁPSULA	24.95	gr
CÁPSULA + SH.	115.89	gr
CÁPSULA + SS.	105.52	gr
HUMEDAD	13	

VALOR RELATIVO DE SOPORTE= 4.96 %
EXPANSIÓN= 2.00 %



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



El resumen de las pruebas anteriores son las siguientes, donde se muestra un arcilla de baja plasticidad color gris claro de consistencia firme húmeda (CL), con cambios volumétricos moderados y una baja resistencia, el cual no es apto para utilizarse en ninguna capa de las terracerías, debiendo retirarlo y colocar las capas que se marquen en el diseño.

	G %	S %	F %	LL %	IP%	CONTRACCIÓN LINEAL %	EXPANSIÓN %	W LUGAR %	W ÓPTIMA %	VRS %	CLASIFICACIÓN SUCS	P.V.S.S. Kg/m ³	P.V.S.M Kg/m ³
KM 103+050	0.0	9.8	89.1	42.0	22.6	1.41	2.00	20.4	9.0	4.96	CL	1146	1834





Analizando el KM 105+560 se observan los resultados siguientes:

Límites de consistencia

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO

PUNTO N°	CAPSULA N°	NUMERO DE GOLPES	W CAP.+SUELO	W CAP.+SUELO	W AGUA	W CAPSULA	W SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA
			HUMEDO, gr	SECO, gr	gr	gr	gr	%
	X14	36	30.12	27.10	3.02	17.96	9.14	33.04
	X12	24	30.40	26.84	3.56	17.89	8.95	39.78
	X80	12	31.16	27.13	4.03	18.10	9.03	44.63

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO

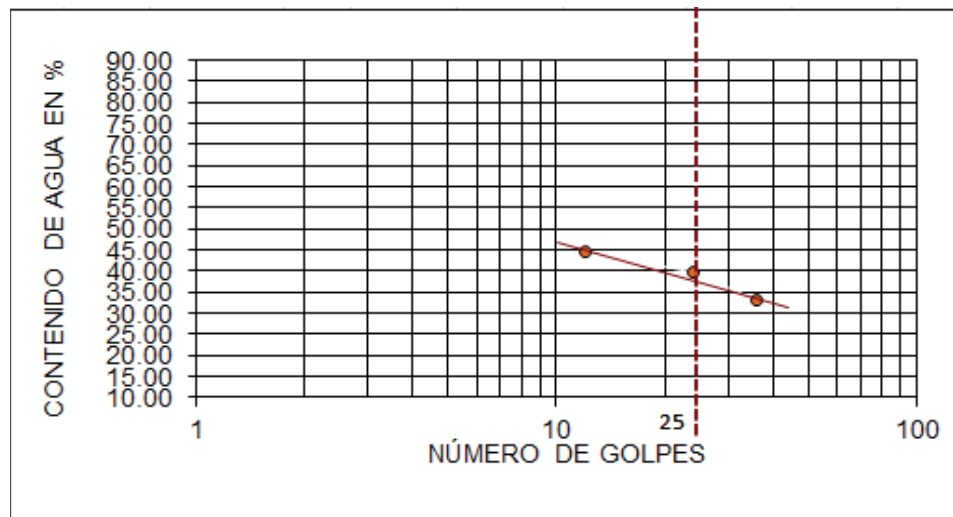
	X71		18.86	18.40	0.46	17.12	1.28	35.94

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO NATURAL DE AGUA

	52		108.10	93.70	14.40	26.20	67.20	21.33
--	----	--	--------	-------	-------	-------	-------	-------

DETERMINACIÓN DE CONTRACCIÓN LINEAL

BARRA N°	LARGO BARRA Li	LARGO MTA SECA, Lf	DIFERENCIA Li - Lf	CL %
8	9.90	9.77	0.13	1.31



LIMITE LIQUIDO=	40.00 %	CONTENIDO NAT. DE AGUA=	21.3 %
LIMITE PLASTICO=	35.94 %	CONTRACCIÓN LINEAL=	1.31 %
INDICE PLASTICO=	4.06 %	CLASIF. S.U.C.S.	ML

OBSERVACIONES: LIMO ARENOSO INORGANICO.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Granulometría

	MOLDE + SUELO: 11640
PESO CILINDRO: <u>7380</u> gr	
PESO BRUTO: <u>1038</u> gr	VOLUMEN: <u>3,678.3</u> cm ³
TARA: <u>686.0</u> gr	PESO VOLUMETRICO SECO SUELTO: <u>1,158.1</u> kg/m ³
PESO ETO: <u>352</u> gr	TAMAÑO MAXIMO: <u>2</u> mm

MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA N° 4 (4.75)					MATERIAL CRIBADO POR LA MALLA N° 4 (4.75)				
MALLA		PESO RETENIDO PARCIAL EN, gr.	RETENIDO PARCIAL, %	MATERIAL QUE PASA, %	MALLA		PESO RETENIDO PARCIAL EN, gr.	RETENIDO PARCIAL, %	MATERIAL QUE PASA, %
N°	mm				N°	mm			
3"	75.0	0		100.0	10	2.000	6.2	1.8	98.2
2"	50.0	0		100.0	20	0.850	3.8	1.1	97.2
1 1/2"	37.5	0		100.0	40	0.425	5.0	1.4	95.7
1"	25.0	0	0.0	100.0	60	0.250	20.4	5.8	90.0
3/4"	19.0	0	0.0	100.0	100	0.150	29.5	8.4	81.6
1/2"	12.5	0	0.0	100.0	200	0.075	17.1	4.9	76.7
3/8"	9.5	0	0.0	100.0	PASA 200 (0.075)		269.2	76.5	0.2
1/4"	6.0	0	0.0	100.0	SUMA		351.2	99.8	
N° 4	4.75	0	0.0	100.0					
PASA N° 4(4.75)		300.0	100.0						
SUMA		0							

SUELO FINO	SUELO GRUESO				
	ARENA			GRAVA	
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA	GRUESA

TAMAÑO DE PÁRTICULAS EN mm

D10 = 0.07
D30 = 0.07
D60 = 0.07

D ₁₀ = <u>0.07</u>	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.07}{0.07} = 1.0$	RETENIDO EN MALLA N° 3" (75mm) = 0 %
D ₃₀ = <u>0.07</u>		G = 0.0 %
D ₆₀ = <u>0.07</u>	C _c = $\frac{(D_{30})^2}{(D_{60})^2 D_{10}} = \frac{0.00}{0.00} = 1.0$	S = 23.3 %
		F = 76.5 %

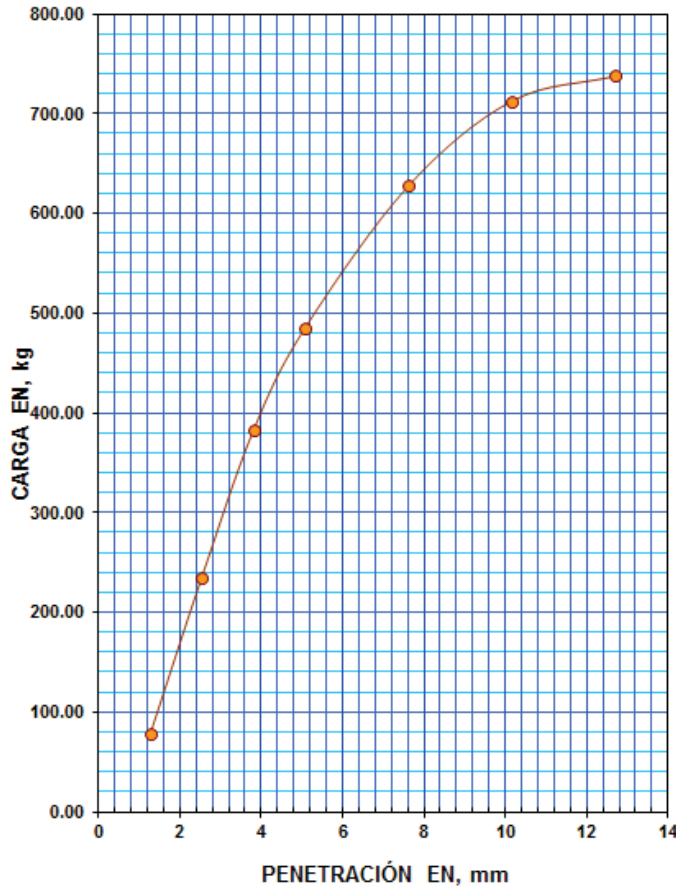
CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: SUCS: ML
LIMO ARENOSO INORGANICO.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



VRS



DATOS DEL ESPÉCIMEN		
PESO MAT.+ MOLDE	11535.00	gr
PESO MOLDE	7265.00	gr
P. SECO	4000.00	gr
P. HUMEDO	4270.00	gr
AGUA AGREGADA	250.00	ml
ALTURA DEL MOLDE	19.10	cm
ALTURA FALTANTE	8.80	cm
ALTURA DE MATERIAL	10.30	cm
AREA	193.59	cm ²
VOLUMEN	1993.98	cm ³
PESO VOL. HUMEDO	2141.45	kg/m ³
PESO VOL. SECO	2023.01	kg/m ³
HUMEDAD ÓPTIMA	6	%

HUMEDAD ÓPTIMA		
Wm=	4270.0	gr
Ws=	4000.0	gr
Ww=	250.0	gr
W=	6%	

EXPANSIÓN		
MOLDE N°	93	
LECTURA INICIAL	6.500	mm
LECTURA FINAL	8.900	mm
DIFERENCIA	2.400	

CONSTANTE DEL ANILLO 25 kg/div

PENETRACIÓN mm	Nº DE DIV.	CARGA kg	MIC. DIV.	C. kg
1.27	3.1	77.50		
2.54	9.4	235.00		
3.81	15.3	382.50		
5.08	19.4	485.00		
7.62	25.1	627.50		
10.16	28.5	712.50		
12.70	29.5	737.50		
SATURADO			SIN SATURAR	

TESTIGO DE HUMEDAD		
CÁPSULA	76	
P. DE CÁPSULA	26.40	gr
CÁPSULA + SH.	98.90	gr
CÁPSULA + SS.	92.90	gr
HUMEDAD	9	%

VALOR RELATIVO DE SOPORTE= 17.28 %
EXPANSIÓN= 2.33 %



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



El resumen de las pruebas anteriores muestra un material del tipo limo de baja plasticidad color café claro de consistencia firme húmeda (ML), con límites de consistencia, cambios volumétricos y resistencia aptos para utilizarse como capa de subyacente y cuerpo de terraplén (ver Anexo III Características de los materiales para terracerías).

	G %	S %	F %	LL %	IP%	CONTRACCIÓN LINEAL %	EXPANSIÓN %	W LUGAR %	W ÓPTIMA %	VRS %	CLASIFICACIÓN SUCS	P.V.S.S. Kg/m ³	P.V.S.M Kg/m ³
KM 105+560	0.0	23.3	76.5	40.0	4.1	1.31	2.33	21.3	6.0	17.3	ML	1164	2023





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Analizando el KM 127+360 se observan los resultados siguientes:

Límites de consistencia

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO

PUNTO N°	CAPSULA N°	NUMERO DE GOLPES	W CAP.+SUELO	W CAP.+SUELO	W AGUA	W CAPSULA	W SUELO SECO	CONTENIDO DE AGUA
			HUMEDO, gr	SECO, gr	gr	gr	gr	%
	x3	34	18.64	14.46	4.18	6.03	8.43	49.58
	x20	25	30.17	25.71	4.46	7.88	7.88	56.60
	x560	15	33.41	27.84	5.57	8.85	8.85	62.94

DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO

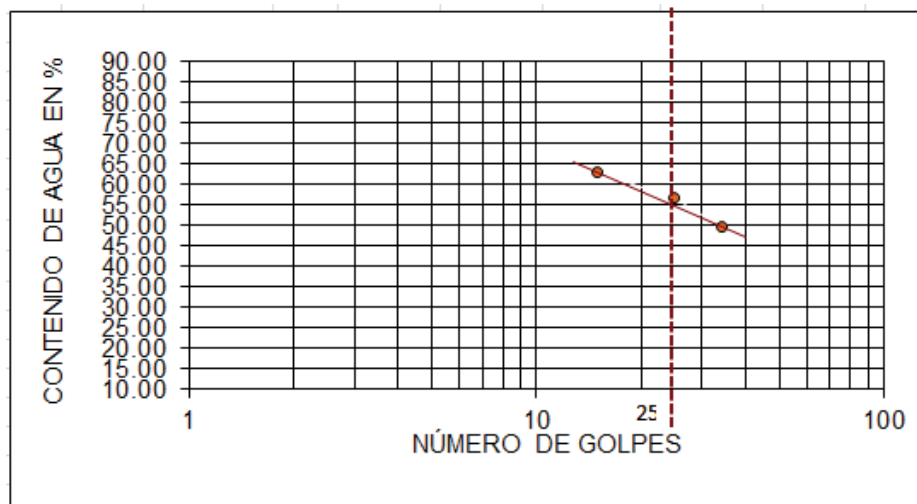
	x16		20.73	20.30	0.43	18.62	1.68	25.60

DETERMINACIÓN DE CONTENIDO NATURAL DE AGUA

	76		129.74	109.13	20.61	26.20	82.93	24.85
--	----	--	--------	--------	-------	-------	-------	-------

DETERMINACIÓN DE CONTRACCIÓN LINEAL

BARRA N°	LARGO BARRA Li	LARGO MTA SECA, Lf	DIFERENCIA Li - Lf	CL %
1	9.90	9.48	0.42	4.24



LIMITE LIQUIDO=	56.60 %	CONTENIDO NAT. DE AGUA=	24.9 %
LIMITE PLASTICO=	25.60 %	CONTRACCIÓN LINEAL=	4.24 %
INDICE PLASTICO=	31.00 %	CLASIF. S.U.C.S.	CH

OBSERVACIONES: ARCILLA INORGANICA, COLOR CAFÉ CON ALTO GRADO DE PLASTICIDAD.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Granulometría

	MOLDE + SUELO: 11510
PESO CILINDRO: 7320 gr	
PESO BRUTO: 900 gr	VOLUMEN: 3,678.3 cm ³
TARA: 500.0 gr	PESO VOLUMETRICO SECO SUELTO: 1,139.1 kg/m ³
PESO ETO: 400 gr	TAMAÑO MAXIMO: 2 mm

MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA N° 4 (4.75)					MATERIAL CRIBADO POR LA MALLA N° 4 (4.75)				
MALLA		PESO RETENIDO PARCIAL EN, gr.	RETENIDO PARCIAL, %	MATERIAL QUE PASA, %	MALLA		PESO RETENIDO PARCIAL EN, gr.	RETENIDO PARCIAL, %	MATERIAL QUE PASA, %
N°	mm				N°	mm			
3"	75.0	0		100.0	10	2.000	0.2	0.1	99.9
2"	50.0	0		100.0	20	0.850	1.0	0.2	99.7
1 1/2"	37.5	0		100.0	40	0.425	1.5	0.4	99.3
1"	25.0	0	0.0	100.0	60	0.250	3.1	0.8	98.5
3/4"	19.0	0	0.0	100.0	100	0.150	5.3	1.3	97.2
1/2"	12.5	0	0.0	100.0	200	0.075	6.7	1.7	95.5
3/8"	9.5	0	0.0	100.0	PASA 200 (0.075)		382.1	95.5	
1/4"	6.0	0	0.0	100.0	SUMA		400.0	100	
N° 4	4.75	0	0.0	100.0					
PASA N° 4(4.75)		400.0	100.0						
SUMA		0							

SUELO FINO	SUELO GRUESO			
	ARENA		GRAVA	
	FINA	MEDIA	GRUESA	FINA

TAMAÑO DE PÁRTICULAS EN mm

D10
D30

D ₁₀ = 0.07	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.07}{0.07} = 1.0$	RETENIDO EN MALLA N° 3" (75mm) = 0 %
D ₃₀ = 0.07	D ₁₀ = 0.07	G = 0.0 %
D ₆₀ = 0.07	C _c = $\frac{(D_{30})^2}{(D_{60})^2 D_{10}} = \frac{0.00}{0.00} = 1.0$	S = 4.5 %
		F = 95.5 %

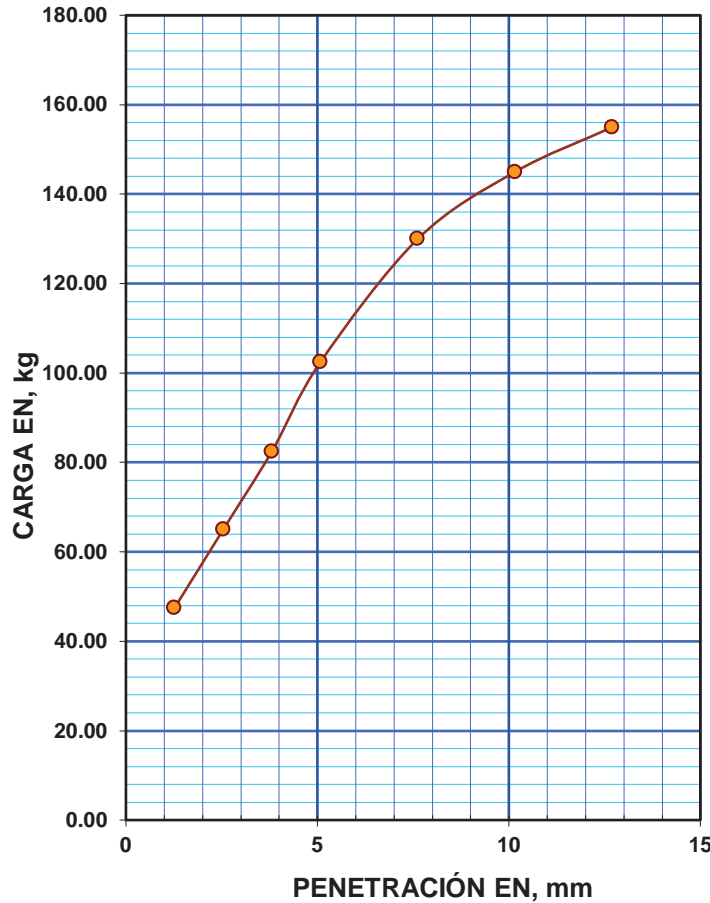
CLASIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: SUCS: **CH**
ARCILLA INORGANICA, COLOR CAFÉ CON ALTO GRADO DE PLASTICIDAD.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



VRS



DATOS DEL ESPÉCIMEN		
PESO MAT.+ MOLDE	11715.00	gr
PESO MOLDE	7470.00	gr
P. SECO	4000.00	gr
P. HUMEDO	4245.00	gr
AGUA AGREGADA	390.00	ml
ALTURA DEL MOLDE	19.10	cm
ALTURA FALTANTE	8.00	cm
ALTURA DE MATERIAL	11.10	cm
AREA	193.59	cm ²
VOLUMEN	2148.85	cm ³
PESO VOL. HUMEDO	1975.48	kg/m ³
PESO VOL. SECO	1809.25	kg/m ³
HUMEDAD ÓPTIMA	9	%

HUMEDAD ÓPTIMA		
Wm=	4245.0	gr
Ws=	4000.0	gr
Ww=	390.0	gr
W=	9	%

EXPANSIÓN		
MOLDE N°	50	
LECTURA INICIAL	6.700	mm
LECTURA FINAL	11.400	mm
DIFERENCIA	4.700	

CONSTANTE DEL ANILLO 25 kg/div

PENETRACIÓN mm	Nº DE DIV.	CARGA kg	MIC. DIV.	C. kg
1.27	1.32	33.00		
2.54	2.99	74.75		
3.81	4.71	117.75		
5.08	5.84	146.00		
7.62	7.41	185.25		
10.16	8.12	203.00		
12.70	8.26	206.50		
			SATURADO	SIN SATURAR

TESTIGO DE HUMEDAD		
CÁPSULA	1	
P. DE CÁPSULA	34.10	gr
CÁPSULA + SH.	128.77	gr
CÁPSULA + SS.	119.34	gr
HUMEDAD	11	%

VALOR RELATIVO DE SOPORTE= 5.50 %
EXPANSIÓN= 4.23 %



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



El resumen de las pruebas anteriores muestra un arcilla de alta plasticidad color gris oscuro de consistencia blanda húmeda (CH), con límites de consistencia, cambios volumétricos y una resistencia no apto para utilizarse en ninguna capa de las terracerías, debiendo retirarlo y colocar las capas que se marquen en el diseño (ver Anexo III).

	G %	S %	F %	LL %	IP%	CONTRACCIÓN LINEAL %	EXPANSIÓN %	W LUGAR %	W ÓPTIMA %	VRS %	CLASIFICACIÓN SUCS	P.V.S.S. Kg/m ³	P.V.S.M Kg/m ³
KM 127+360	0.0	4.5	95.5	56.6	31.0	4.2	4.2	24.9	9.0	5.50	CH	1139	1809





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



6.2.3. BANCOS DE PRÉSTAMO

Analizando las pruebas realizadas la gran parte del terreno natural no cumple con los requisitos mínimos para ser utilizado como estructura de terracería ni de pavimentos, por lo que es necesario extraer el material y sustituirlo por otros de mejores calidades, encontrando las siguientes propuestas:

Bancos para terracerías:

	G %	S %	F %	LL%	IP%	CL%	EXPAN SIÓN %	W LUGAR %	W ÓPTIMA %	VRS %	CLASIFIC ACIÓN	CAPA
Bco. La Cañada	96.6	3.2	0.2	30.3	2.7	0.81	0.16	20.2	7.0	68.75	GP	CUERPO DE TERRAPLEN
	85.4	14.3	0.3	21.8	1.1	0.51	0.40	8.1	10.0	67.10	GW	
Bco. Los Corrales	0.0	47.1	52.9	38.3	31.9	1.21	1.60	17.4	9.0	13.79	ML	CUERPO DE TERRAPLEN Y SUBYACENTE
	1.7	59.7	38.6	33.3	8.1	3.03	2.44	20.3	11.0	35.53	SM	
Bco. Xitey	0.0	14.1	85.9	48.0	8.4	3.84	5.91	17.7	12.0	15.26	ML	CUERPO DE TERRAPLEN
Bco. Sin Nombre	88.2	6.9	4.9	24.2	3.0	1.21	0.60	11.6	8.0	64.89	GP	CUERPO DE TERRAPLEN, SUBYACENTE Y SUBRASANTE
	86.1	9.3	4.6	23.3	1.0	0.81	0.17	12.1	7.0	68.38	GP	
Bco. San Jose	41.8	53.5	4.7	21.1	1.6	0.61	0.55	11.0	10.0	68.38	SP	CUERPO DE TERRAPLEN, SUBYACENTE Y SUBRASANTE
	3.5	19.3	77.2	59.9	10.5	2.22	3.42	20	9	27.39	MH	
Bco. San Nicolas	92.1	7.7	0.2	54.3	25.9	1.52	1.84	13.6	5.0	52.39	GW	CUERPO DE TERRAPLEN, SUBYACENTE Y SUBRASANTE
	94.8	5.1	0.1	53.2	24.7	1.31	2.16	15.2	6	54.96	GW	
Bco. San Pedro	0.0	18.1	81.9	33.1	13.8	4.55	9.44	20.2	7	8.46	CL	CUERPO DE TERRAPLEN
Bco. La Rosa	66.7	33.3	0.0	52.5	8.71	1.41	4.33	16.1	7	78.86	GP	CUERPO DE TERRAPLEN, SUBYACENTE Y SUBRASANTE
	59.5	40.1	0.4	20.0	2.13	0.40	0.60	10.3	11	64.89	GW	
Bco. Cerro Colorado	58.3	41.5	0.2	21.4	1.42	0.20	0.51	10.2	9	72.24	GW	CUERPO DE TERRAPLEN, SUBYACENTE Y SUBRASANTE
	0.0	30.8	69.2	68.7	9.12	2.53	1.07	19.4	13	29.60	MH	
Bco. Sin Nombre 2	0.0	30.8	69.2	68.7	9.12	2.53	1.07	19.4	13	29.60	MH	CUERPO DE TERRAPLEN
Bco. Atlacomulco	71.4	27.8	0.8	36.4	1.07	1.01	0.94	7.2	13	70.04	GW	CUERPO DE TERRAPLEN, SUBYACENTE Y SUBRASANTE
	40.7	59.0	0.3	21.4	2.9	0.30	0.58	10.3	9.0	66.54	SW	
Bco. Cerro Cruz Colorado	85.5	9.5	5.0	33.1	0.34	0.91	0.58	10.9	8	47.06	GW	CUERPO DE TERRAPLEN, SUBYACENTE Y SUBRASANTE
	7.0	47.3	45.7	56.6	13.7	2.42	1.71	12.9	12.0	50.00	SM	
Bco. Rincon de Teupan	1.4	51.6	47.0	32.5	6.44	3.23	3.21	19.7	10	36.20	SM	CUERPO DE TERRAPLEN, SUBYACENTE Y SUBRASANTE



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Banco para pavimento (base):

	G %	S %	F %	LL %	IP%	CONTRACCIÓN LINEAL %	EXPANSIÓN %	W LUGAR %	W ÓPTIMA %	VRS %	CLASIFICACIÓN
Bco. Las Canoas	62.5	33.3	4.2	NP	NP	0.00	0.10	14.3	6.0	107.0	GP

	P.V.S.S. Kg/m ³	P.V.S.M Kg/m ³	PART. LAJEADA Y ALARGADA %	VALOR CEMENTANTE kg/cm ²	EQUIVALENTE DE ARENA %	DESGASTE %	ABSORCION %	DENSIDAD
Bco. Las Canoas	1587.3	2063.2	20.1	NP	79.3	12.3	1.6	2.6



6.2.4. LOCALIZACIÓN DE BANCOS DE PRÉSTAMO

BCO No.	DENOMINACIÓN	LOCALIZACIÓN	CLASIFICACIÓN GEOLÓGICA
1	BANCO CANOAS	KM 101+860 DESVIACIÓN IZQUIERDA 9,200 M DEL EJE DE PROYECTO	TEZONTLE ROJO DE POCO A MUY CEMENTADO MUY COMPACTO
2	BANCO LA CAÑADA	KM 101+860 DESVIACIÓN IZQUIERDA 8,800 M	TEZONTLE ROJO Y NEGRO DE POCO A MUY CEMENTADO MUY COMPACTO
3	BANCO CORRALES	KM 101+860 DESVIACIÓN IZQUIERDA 8,300 M	ARENA LIMOSA COLOR CAFÉ CLARO COMPACTA HUMEDA (SM)
4	BANCO XITEY	KM 105+360 DESVIACIÓN DERECHA 1,700M SOBRE LA CARRETERA A SOYANIKUILPAN	LIMO ARENOSO COLOR CAFÉ CLARO MUY COMPACTO POCO HUMEDO (ML)
5	BANCO SIN NOMBRE	KM 115+360 DESVIACIÓN IZQUIERDA 700M DEL EJE DE PROYECTO	TEZONTLE ROJO DE POCO A MUY CEMENTADO MUY COMPACTO
6	BANCO SAN JOSE	KM 115+860 DE OPERACIÓN DESVIACIÓN DERECHA 150M DEL EJE DE PROYECTO	LIMO ARENOSO COLOR CAFÉ NEGRO Y AMARILLO, COMPACTO POCO HUMEDO
7	BANCO SAN NICOLAS	KM 135+360 DE OPERACIÓN DESVIACIÓN DERECHA 150M DEL EJE DE PROYECTO	ROCA IGNEA EXTRUSIVA ANDESITA MUY ALTERADA Y MUY FRACTURADASE OBTENDRAN (GP-Fc)
8	BANCO SAN PEDRO	KM 145+860 DE OPERACIÓN DESVIACIÓN DERECHA 150M DEL EJE DE PROYECTO	LIMO ARCILLOSO COLOR CAFE COMPACTO HUMEDO
9	BANCO "CERRO COLORADO I"	KM 146+360 DE OPRACIÓN DESVIACIÓN DERECHA 1,000 M DEL EJE DE PROYECTO	TEZONTLE ROJO Y NEGRO DE POCO A MUY CEMENTADO MUY COMPACTO
10	BANCO "CERRO COLORADO II"	KM 146+360 DE OPERACIÓN DESVIACIÓN DERECHA 1,000 M DE EJE DE PROYECTO	TEZONTLE ROJO DE POCO A MUY CEMENTADO MUY COMPACTO
11	BANCO SIN NOMBRE	KM 147+360DE OPERACIÓN DESVIACIÓN IZQUIERDA 2,00M DEL EJE DE PROYECTO	LIMO ARENOSO COLOR CAFÉ CLARO COMPACTO POCO HUMEDO (ML)
12	BANCO ATLACOMULCO	KM 152+860 ADELANTE DESVIACIÓN IZQUIERDA 8,000M SOBRE LA CARRETERA ATLACOMULCO-TOLUCA	TEZONTLE ROJO Y NEGRO DE POCO A MUY CEMENTADO MUY COMPACTO
13	BANCO LA ROSA	KM 131+860 DESVIACIÓN IZQUIERDA 13,600M DEL EJE DE PROYECTO SOBRE LA CARRETERALIBRE JILOTEPEC-ATLACOMULCO	ARENA ARCILLOSA COLOR CAFÉ, CON FRAGMENTOS CHICOS AISLADOS MUY COMPACTA Y POCO HUMEDA
14	BANCO CERRO CRUZ COLORADA	KM 131+860 DESVIACIÓN IZQUIERDA 6,800M DEL EJE DE PROYECTO SOBRE LA CARRETERA A JILOTEPEC-ACAMBAY	ARENA LIMOSA COLOR ROSA, COMPACTA Y POCO HUMEDA
15	BANCO LA MANGA	KM 134+860 DESVIACIÓN DERECHA 4,100M DEL EJE DE PROYECTO	ARENA LIMOSA COLOR CAFÉ AMARILLENTO, COMPACTA Y POCO HUMEDA
16	BANCO LA MEZA DE CHOSTO	KM 151+860 DESVIACIÓN DERECHA A 800 M DEL EJE DE PROYECTO	ROCA (RIOLITA) POCO ALTERADA Y FRACTURADA SE OBTENDRAN (Fgmc - GP)
17	BANCO LA CANTERA	KM 147+260 DESVIACIÓN IZQUIERDA A 150 M DEL EJE DE PROYECTO	ROCA BASÁLTICA POCO ALTERADA Y POCO FRACTURADA AL EXCAVARSE DARA (Fgmc)
18	BANCO RINCON DE TEUPAN	KM 130+160 DESVIACIÓN IZQUIERDA A 300 m	ARENA LIMOSA COLOR GRIS CLARO COMPACTADO



6.3 ESTUDIO DE TRÁNSITO.

La composición vehicular se realizó utilizando la información obtenida en las casetas ubicadas en el Entronque México Querétaro y el Entronque México Atlacomulco, auxiliado de aforos vehiculares y los datos viales que proporciona la SCT llegando a los siguientes resultados.

TDPA = 8792

Tasa de crecimiento anual del tránsito = 5 %

Periodo de proyecto (años) = 15

Composición vehicular =

A2 =	57.40%	T2 - S1 =	0.00%
A'2 =	0.00%	T2 - S2 =	0.80%
B2 =	4.90%	T3 - S2 =	16.80%
B3 =	3.90%	T3 - S3 =	1.50%
B4 =	0.00%	T2 - S1 - R2 =	0.00%
C2 =	4.60%	T3 - S1 - R2 =	0.00%
C3 =	3.70%	T3 - S2 - R2 =	0.20%
C2 -R2 =	0.00%	T3 - S2 - R3 =	2.40%
C2 -R3 =	0.00%	T3 - S2 - R4 =	3.80%
C3 -R2 =	0.00%	T3 - S3 - R2 =	0.00%
C3 -R3 =	0.00%		



6.4 DISEÑO ESTRUCTURAL.

Posteriormente de haber calculado la composición vehicular, las características del terreno natural, bancos para terracería y pavimento se prosigue a empezar el diseño estructural del pavimento.

El diseño se dividirá en dos partes, pavimentos flexibles utilizando el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM y el ASSHTO y pavimentos rígidos mencionando el ASSHTO y el PCA para hacer la comparativa de cada uno de los métodos y ver cuál diseño es el más viable en este caso.

6.4.1 DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

Existen varios métodos para calcular la estructura del pavimento, abocándonos solo a dos debido a ser los más empleados en México actualmente.

6.4.1.1 MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA DE LA UNAM

Este método realizado en dicha Institución a cargo del Ing. Santiago Corro Caballero consta de tres formas para su cálculo, las cuales son, asistidas por computadora, gráficamente y por calculadoras programables, utilizando para este fin solo el asistido por computadora (DISPAV).

Para comenzar el método se deberá calcular los VRS críticos del terreno natural, subrasante y Base hidráulica debido a la gran diversidad de materiales, factores ambientales, entre otros.

El cálculo del VRS crítico se realizará utilizando la siguiente ecuación manejando un nivel de confianza del 90 % por tratarse de una carretera de altas especificaciones.

$$VRS_{CRÍTICO} = VRS * (1 - 1.282 * Cv)$$

$$Cv = \frac{\sigma}{VRS}$$

$$\sigma = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N} \right]^{1/2}$$

Dónde:

$VRS_{CRÍTICO}$ = Valor Relativo de Soporte Crítico esperado en el lugar durante la vida de servicio de la carretera, el cual se designa como valor crítico o valor de diseño.

\bar{VRS} = Valor Relativo de Soporte esperado en el lugar (Promedio de los VRS en campo).

σ = Desviación estandar de la población.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



VRS CRÍTICO DEL TERRENO NATURAL

CADENAMIENTO	VRS %	CLASIFICACIÓN
KM 101+900 M2	10.29	ML
KM 102+470 M1	5.72	CH
KM 102+470 M2	5.33	CH
KM 103+580	11.21	CL
KM 104+080	5.33	CH
KM 110+500	6.43	CH
KM 111+500	5.70	ML
KM 112+000	5.88	CH
KM 112+540	8.27	GM
KM 114+560	5.33	GM
KM 115+080 M1	5.26	MH
KM 115+080 M2	5.15	MH
KM 115+500	6.32	MH
KM 116+000	7.17	CL
KM 117+160	5.50	ML
KM 118+240	7.57	CH
KM 118+720	5.70	CH
KM 119+200	5.83	MH
KM 121+140	8.36	ML
KM 121+760	8.05	ML
KM 122+700	5.15	CL
KM 123+360	5.68	CH
KM 127+360	5.50	CH
KM 127+860	5.09	CH
KM 128+420	5.50	CH
KM 129+960	8.97	ML
KM 130+480	6.10	ML
KM 130+980	6.38	CH
KM 131+500	5.53	CH
KM 132+000	7.06	CL
KM 134+540	10.63	ML
KM 135+120	4.85	CH
KM 135+780	5.50	CL
KM 136+180	6.69	CH
KM 136+680	6.89	MH
KM 137+120	5.72	CH
KM 137+480	8.55	ML



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



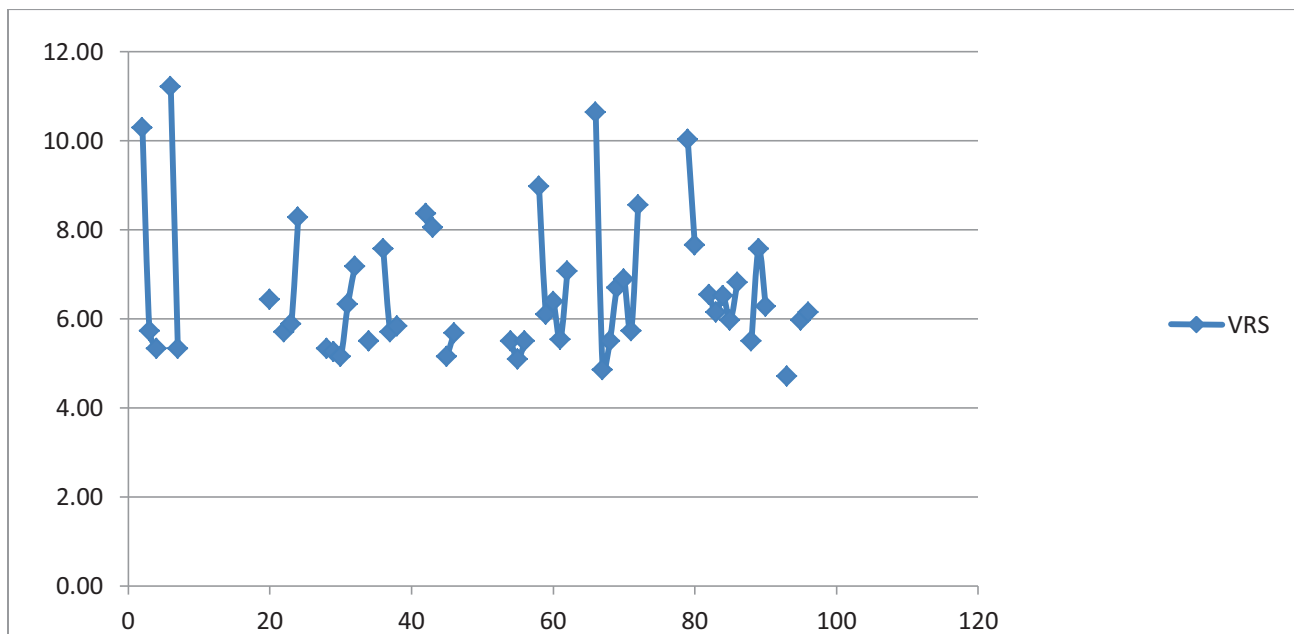
CADENAMIENTO	VRS %	CLASIFICACIÓN
KM 140+980	10.02	CL
KM 141+500	7.65	CH
KM 142+500	6.54	CH
KM 142+980	6.14	CL
KM 143+480	6.51	CL
KM 144+000	5.97	ML
KM 144+500	6.82	MH
KM 145+500	5.50	CL
KM 146+000	7.57	CH
KM 146+500	6.27	CL
KM 148+000	4.71	CH
KM 149+000	5.96	ML
KM 149+500	6.14	CL

\overline{VRS}	6.60	%
C_v	0.23	Adimensional

VRS CRÍTICO

PARA NIVEL DE CONFIANZA DEL 90%

4.61





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



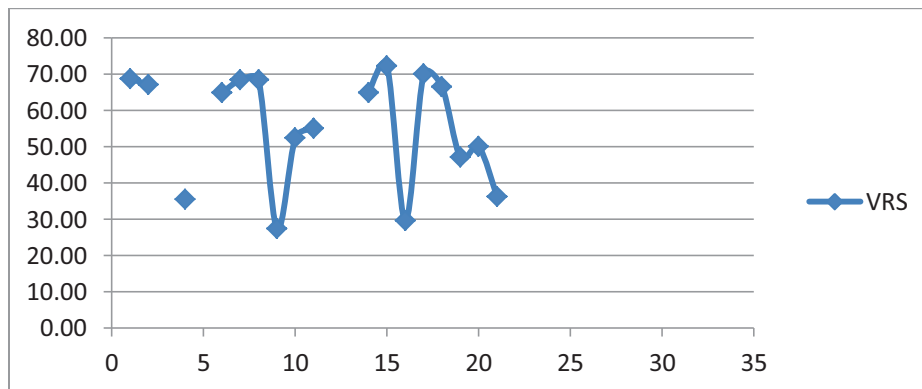
VRS CRÍTICO DE LA SUBRASANTE

	VRS %	CLASIFICACIÓN
Bco. La Cañada	68.75	GP
	67.10	GW
Bco. Los Corrales	35.53	SM
Bco. Sin Nombre	64.89	GP
	68.38	GP
Bco. San José	68.38	SP
	27.39	MH
Bco. San Nicolás	52.39	GW
	54.96	GW
Bco. Cerro Colorado	64.89	GW
	72.24	GW
Bco. Sin Nombre 2	29.60	MH
Bco. Atlacomulco	70.04	GW
	66.54	SW
Bco. Cerro Cruz Colorado	47.06	GW
Bco. La Manga	50.00	SM
Bco. Rincón de Teupan	36.20	SM
VRS	55.55	%
Cv	0.28	Adimensional

VRS CRITICO

PARA NIVEL DE CONFIANZA DEL 90%

35.86





VRS CRÍTICO DE LA BASE HIDRAULICA

CADENAMIENTO	VRS %	CLASIFICACIÓN
Bco. Las Canoas	107.03	GP

Como solo se encontró un banco de materiales para la base hidráulica el VRS CRÍTICO a utilizar es el de 100 siendo el mínimo requerido (ver Anexo III).

Tendiendo los VRS CRÍTICOS y la composición del tránsito vehicular ingresamos al programa DISPAV para realizar el cálculo de los espesores.





Rev. 5.0

TIPO DE CAMINO

El programa tiene dos opciones de diseño:

- Caminos de altas especificaciones, en los que se desea conservar un nivel de servicio alto al final de la vida de proyecto (1.2 cm de deformación en la rodada y agrietamiento ligero a medio).
- Caminos normales en los que se permiten deformaciones del orden de 2.5 cm en la rodada y agrietamiento medio a fuerte, al final de la vida de proyecto.

Ayuda (Ventana D1) Salir Siguiente

Rev. 5.0

TRÁNSITO DEL PROYECTO

Se requiere conocer el tránsito en el carril de proyecto en millones de ejes estándar (ejes sencillos de 8.2 toneladas)

Tiene dos opciones para calcular el tránsito equivalente:

- Si conoce el tránsito de proyecto, introducirlo directamente
- Calcularlo a partir del tránsito mezclado

Anterior Ayuda (Ventana D2) Salir Siguiente



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

TRÁNSITO ACUMULADO EN VEHÍCULOS TDPA

Introduzca los siguientes datos :

TDPA en el carril del proyecto (en vehículos) :

Tasa de crecimiento anual del tránsito en % :

Período de proyecto, en años :

y el tipo de camino

Utilizar Norma del decreto publicado el 7 de enero de 1997

Actualizar pesos según la Norma NOM-012-SCT-2008

(Ventana D3)

Rev. 5.0

COMPOSICIÓN DEL TRÁNSITO

Introduzca el porcentaje de cada tipo de vehículo.

Auto		Tractocamión articulado	
A:	<input type="text" value="57.4"/>	T2-S1:	<input type="text"/>
Autobús		T2-S2:	<input type="text" value="0.8"/>
B2:	<input type="text" value="4.9"/>	T3-S2:	<input type="text" value="16.8"/>
B3:	<input type="text" value="3.9"/>	T3-S3:	<input type="text" value="1.5"/>
B4:	<input type="text"/>		
Camión		Tractocamión doblemente articulado	
C2:	<input type="text" value="4.6"/>	T2-S1-R2:	<input type="text"/>
C3:	<input type="text" value="3.7"/>	T3-S1-R2:	<input type="text"/>
C2-R2:	<input type="text"/>	T3-S2-R2:	<input type="text" value="0.2"/>
C3-R2:	<input type="text"/>	T3-S2-R3:	<input type="text" value="2.4"/>
C2-R3:	<input type="text"/>	T3-S2-R4:	<input type="text" value="3.8"/>
C3-R3:	<input type="text"/>	T3-S3-S2:	<input type="text"/>

La suma hasta el momento es de 100.0%
La suma debe ser igual a 100 %

(Ventana D4)



Rev. 5.0

TASA DE CRECIMIENTO

Se requiere conocer el porcentaje de camiones cargados en el carril de proyecto.

Se tienen dos opciones:

- Emplear un porcentaje de vehículos cargados para cada tipo de vehículo.
- Emplear un porcentaje de vehículos cargados aplicable a todos los vehículos comerciales (un porcentaje promedio).

Se sugiere emplear una proporción de camiones cargados entre 60 y 80%

Introduzca una proporción de camiones cargados que juzgue correcta (en%):

Para los vehículos tipo A se supone que siempre están cargados. Los autobuses y vehículos de carga (tipos B,C y T) pueden circular vacíos en un cierto porcentaje de casos.

(Ventana D5)

Rev. 5.0

AUTOBÚS B2

Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Sencillo
Carga*	<input type="text" value="6.5"/>	<input type="text" value="11.0"/>
Presion**	<input type="text" value="6.0"/>	<input type="text" value="6.0"/>

*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
**Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

(Ventana D7)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

AUTOBÚS B3

Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Doble
Carga*	<input type="text" value="6.5"/>	<input type="text" value="19.5"/>
Presion**	<input type="text" value="6.0"/>	<input type="text" value="6.0"/>

*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
**Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

(Ventana D7)

Rev. 5.0

CAMIÓN C2

Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Sencillo
Carga*	<input type="text" value="6.5"/>	<input type="text" value="11.0"/>
Presion**	<input type="text" value="6.0"/>	<input type="text" value="6.0"/>

*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
**Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

(Ventana D7)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

CAMIÓN C3

Eje	1	2
Tipo	Sencillo	Doble
Carga*	<input type="text" value="6.5"/>	<input type="text" value="19.5"/>
Presion**	<input type="text" value="6.0"/>	<input type="text" value="6.0"/>

*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
**Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

(Ventana D7)

Rev. 5.0

CAMIÓN T2-S2

Eje	1	2	3
Tipo	Sencillo	Sencillo	Doble
Carga*	<input type="text" value="6.5"/>	<input type="text" value="11.0"/>	<input type="text" value="18.0"/>
Presion**	<input type="text" value="6.0"/>	<input type="text" value="6.0"/>	<input type="text" value="6.0"/>

*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
**Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

(Ventana D7)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

CAMIÓN T3-S2

Eje	1	2	3
Tipo	Sencillo	Doble	Doble
Carga*	6.5	19.5	18.0
Presion**	6.0	6.0	6.0

*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
**Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

Anterior tipo de vehiculo Siguiete tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D7) Salir Siguiete

Rev. 5.0

CAMIÓN T3-S3

Eje	1	2	3
Tipo	Sencillo	Doble	Triple
Carga*	6.5	19.5	22.5
Presion**	6.0	6.0	6.0

*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
**Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

Anterior tipo de vehiculo Siguiete tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D7) Salir Siguiete



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

CAMIÓN T3-S2-R2

Eje	1	2	3	4	5
Tipo	Sencillo	Doble	Doble	Sencillo	Sencillo
Carga*	6.1	18.4	17.0	9.5	9.5
Presion**	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0

*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
**Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

Anterior tipo de vehiculo Siguiete tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D7) Salir Siguiete

Rev. 5.0

CAMIÓN T3-S2-R3

Eje	1	2	3	4	5
Tipo	Sencillo	Doble	Doble	Sencillo	Doble
Carga*	5.4	16.2	15.0	15.0	15.0
Presion**	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0

*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
**Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

Anterior tipo de vehiculo Siguiete tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D7) Salir Siguiete



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

CAMIÓN T3-S2-R4

Eje	1	2	3	4	5
Tipo	Sencillo	Doble	Doble	Doble	Doble
Carga*	5.7	17.1	15.7	8.8	15.7
Presion**	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0

*Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
**Presion del inflado en condiciones de servicio, en kg/cm2

Se está utilizando la Norma de 1997

En algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo.

Para cargas extraordinarias se puede modificar la carga y/o la presión de inflado, haga uso de las casillas proporcionadas.

Anterior tipo de vehiculo Siguiente tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D7) Salir Siguiente

Rev. 5.0

**COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHÍCULO CARGADO
(O DE DAÑO RELATIVO)**

AUTOBÚS B2

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	1.28	2.11	3.55	4.69	5.01	5.14
TOTAL	2.4	2.73	3.93	4.99	5.29	5.41

Anterior tipo de vehiculo Siguiente tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D8) Salir Siguiente



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

**COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHÍCULO CARGADO
(O DE DAÑO RELATIVO)**

AUTOBÚS B3

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	2.5	3.3	3.34	4.34	4.61	4.72
TOTAL	3.62	3.92	3.71	4.63	4.89	4.99

Anterior tipo de vehiculo Siguiete tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D8) Salir Siguiete

Rev. 5.0

**COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHÍCULO CARGADO
(O DE DAÑO RELATIVO)**

CAMIÓN C2

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	1.28	2.11	3.55	4.69	5.01	5.14
TOTAL	2.4	2.73	3.93	4.99	5.29	5.41

Anterior tipo de vehiculo Siguiete tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D8) Salir Siguiete



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

**COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHÍCULO CARGADO
(O DE DAÑO RELATIVO)**

CAMIÓN C3

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	2.5	3.3	3.34	4.34	4.61	4.72
TOTAL	3.62	3.92	3.71	4.63	4.89	4.99

Anterior tipo de vehiculo Siguiete tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D8) Salir Siguiete

Rev. 5.0

**COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHÍCULO CARGADO
(O DE DAÑO RELATIVO)**

CAMIÓN T2-S2

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	1.28	2.11	3.55	4.69	5.01	5.14
3	2.46	2.78	2.42	2.87	2.98	3.03
TOTAL	4.86	5.5	6.34	7.85	8.27	8.44

Anterior tipo de vehiculo Siguiete tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D8) Salir Siguiete



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

**COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHÍCULO CARGADO
(O DE DAÑO RELATIVO)**

CAMIÓN T3-S2

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	2.5	3.3	3.34	4.34	4.61	4.72
3	2.46	2.78	2.42	2.87	2.98	3.03
TOTAL	6.08	6.7	6.13	7.5	7.87	8.02

Anterior tipo de vehiculo Siguiete tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D8) Salir Siguiete

Rev. 5.0

**COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHÍCULO CARGADO
(O DE DAÑO RELATIVO)**

CAMIÓN T3-S3

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	2.5	3.3	3.34	4.34	4.61	4.72
3	3.52	2.7	2.41	2.86	2.98	3.02
TOTAL	7.14	6.62	6.13	7.49	7.87	8.01

Anterior tipo de vehiculo Siguiete tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D8) Salir Siguiete



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

**COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHÍCULO CARGADO
(O DE DAÑO RELATIVO)**

CAMIÓN T3-S2-R2

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.09	0.52	0.28	0.21	0.2	0.19
2	2.47	2.91	2.64	3.21	3.36	3.42
3	2.43	2.44	1.91	2.13	2.18	2.2
4	1.24	1.56	1.96	2.2	2.25	2.28
5	1.24	1.56	1.96	2.2	2.25	2.28
TOTAL	8.48	8.99	8.74	9.94	10.25	10.37

Anterior tipo de vehiculo Siguiente tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D8) Salir Siguiente

Rev. 5.0

**COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHÍCULO CARGADO
(O DE DAÑO RELATIVO)**

CAMIÓN T3-S2-R3

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.04	0.36	0.16	0.11	0.1	0.1
2	2.4	2.17	1.56	1.65	1.68	1.68
3	2.34	1.8	1.12	1.1	1.1	1.1
4	1.34	3.6	11.47	22.6	26.69	28.4
5	2.34	1.8	1.12	1.1	1.1	1.1
TOTAL	9.47	9.73	15.43	26.57	30.66	32.38

Anterior tipo de vehiculo Siguiente tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D8) Salir Siguiente



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

**COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHÍCULO CARGADO
(O DE DAÑO RELATIVO)**

CAMIÓN T3-S2-R4

EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.07	0.42	0.2	0.15	0.14	0.13
2	2.43	2.47	1.96	2.19	2.25	2.28
3	2.38	2.01	1.37	1.4	1.41	1.42
4	1.88	0.38	0.1	0.06	0.06	0.06
5	2.38	2.01	1.37	1.4	1.41	1.42
TOTAL	10.13	7.3	4.99	5.21	5.27	5.29

Anterior tipo de vehiculo Siguiete tipo de vehiculo

Anterior (Ventana D8) Salir Siguiete

Rev. 5.0

Profundidad

Tránsito de proyecto en millones de ejes estandar para una profundidad de:

Z = 5 cm Z =15 cm Z =30 cm Z =60 cm Z =90 cm Z =120 cm

57.1 52.8 53.6 69.2 74.1 76.1

Seleccione un valor para daño superficial : 5cm

Seleccione un valor para daño profundo : 90cm

Se sugiere emplear el tránsito de proyecto determinado a 15 y 90 cm para diseño por fatiga y deformación permanente, respectivamente. Pero usted puede tomar la profundidad más adecuada a su proyecto.

Anterior (Ventana D9) Salir Siguiete



Rev. 5.0

TRÁNSITO

El tránsito del proyecto, en millones de ejes estándar es :

a) Por fatiga en las capas estabilizadas : 57.1

b) Por deformación en capas no estabilizadas : 74.1

¿Desea guardar los resultados?

(Ventana 010)

Rev. 5.0

SECCIÓN ESTRUCTURAL DE LA CARRETERA

El programa permite analizar pavimentos que contengan algunas de las siguientes capas (o todas ellas)

Seleccione las capas :

- 1. Carpeta
- 2. Base
- 3. Sub-base
- 4. Subrasante
- 5. Terracería

El diagrama muestra una sección transversal de una carretera con las siguientes capas desde arriba hacia abajo: CARPETA (línea superior), BASE (puntos), SUB-BASE (líneas horizontales), SUB-RASANTE (líneas diagonales), TERRACERÍA (líneas horizontales) y TERRENO DE CIMENTACIÓN (línea inferior). Una línea diagonal representa el talud de la carretera.

(Ventana 012)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Capa	CBRz %
1. Carpeta	
2. Base granular (min. 80%)	<input type="text" value="100"/>
3. Sub-base (min. 25%)	<input type="text" value="80"/>
4. Subrasante (min. 15%)	<input type="text" value="35.86"/>
5. Terracería (min. 3%)	<input type="text" value="4.61"/>

El CBRz (VRSZ) de las capas, valor relativo de soporte de California a la profundidad de desplante de la capa (z) puede modificarlas si así lo desea.

(Ventana D13)

Rev. 5.0

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Capa	CBRz %	CBRp %	Módulo de Rigidez (Kg/cm ²)	Poisson
1. Carpeta			<input type="text" value="30000"/>	<input type="text" value="0.35"/>
2. Base granular (min. 80%)	<input type="text" value="100"/>	100.0	<input type="text" value="3265"/>	<input type="text" value="0.35"/>
3. Sub-base (min. 25%)	<input type="text" value="80"/>	30.0	<input type="text" value="2793"/>	<input type="text" value="0.45"/>
4. Subrasante (min. 15%)	<input type="text" value="35.86"/>	20.0	<input type="text" value="1593"/>	<input type="text" value="0.45"/>
5. Terracería (min. 3%)	<input type="text" value="4.61"/>	4.61	<input type="text" value="379"/>	<input type="text" value="0.45"/>

Se proponen valores para las relaciones de Poisson de cada capa, puede modificarlas si así lo desea.

(Ventana D13)



Rev. 5.0

NIVELES DE CONFIANZA

El método permite elegir el nivel de confianza del proyecto.

Se sugiere emplear un nivel de confianza del 85% pero puede emplear otro nivel (entre 50% y 99%)

Puede cambiarlo si lo desea: %

[Anterior](#) [Ayuda](#) (Ventana D18) [Salir](#) [Siguiente](#)

Rev. 5.0

ESPEORES DE PROYECTO PARA EL TRÁNSITO DE DISEÑO EN MILLONES DE EJES ESTÁNDAR

Diseño por deformación para un camino de altas especificaciones, con un nivel de confianza de:

90.0%

Para un tránsito de proyecto de 74.1 millones de ejes estándar.

Capa	Espesor Calculado cm	Espesor Proyecto cm
Carpeta	11.6	11.6
Base granular	27.1	27.1
Sub-base	12.7	15
Subrasante	72.9	70.6

Los espesores de capa calculados se ajustan a un espesor constructivo mínimo, el cual depende de la capa y el tránsito de proyecto. El diseño anterior previene contra la deformación excesiva.

El suelo de cimentación bajo la capa 5 es semi-infinito y puede coincidir con el valor de la capa de terracería.

[Anterior](#) [Ayuda](#) (Ventana D14) [Salir](#) [Siguiente](#)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

RESUMEN DE DATOS PARA EL CÁLCULO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL BAJO CARGAS REPETIDAS

Carga: eje sencillo estándar de 8.2 ton.
Presión de contacto: 5.8 kg/cm²
Tránsito de proyecto: 57.1 millones de ejes estandar
Nivel de confianza: 90.0%

	Módulo	Espesor cm
Carpeta	30000	11.6
Base granular	3265	27.1
Sub-base	2793	15
Subrasante	1593	70.6
Terracería	379	Semi-inf.

Anterior (Ventana D15) Salir Siguiente

Rev. 5.0

RESULTADOS FINALES DEL PROYECTO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 90.0%
Para un tránsito de 74.1 millones de ejes estándar Vida Previsible

Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm ²	Poisson	Def	Fatiga
Carpeta	11.6		30000	0.35		5
Base granular	27.1	100.0	3265	0.35	74.1	
Sub-base	15	80.0	2793	0.45	73.5	
Subrasante	70.6	35.86	1593	0.45	107.5	
Terracería	Semi-inf.	4.61	379	0.45	74	

	Vida Previsible	Transito Proyecto
Deformación	73.5	74.1
Fatiga	5	57.1

El diseño no es adecuado.

Tiene las siguientes opciones:

Guardar Resultados

Anterior (Ventana D16) Salir



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

Introducir los valores necesarios para la base asfáltica

Tome en cuenta un espesor mínimo de 10 cm. por motivos constructivos

Capa	H(cm)	CBR	E(kg/cm ²)	Poisson
Carpeta	11.6		30000.0	0.35
Base asfáltica	<input type="text" value="15"/>		<input type="text" value="28000"/>	<input type="text" value="0.35"/>
Base granular	27.1	100.0	3265.5	0.35
Sub-base	15	80.0	2793.2	0.45
Subrasante	70.6	20.0	1058.4	0.45
Terracería	Semi-inf.	4.61	378.9	0.45

Por limitaciones del modelo el número de capas analizadas debe limitarse a un máximo de cinco, por tanto tiene que eliminar alguna de las capas. Seleccione la capa a eliminar:

(Ventana D17)

Rev. 5.0

RESUMEN DE DATOS PARA EL CÁLCULO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL BAJO CARGAS REPETIDAS

Carga: eje sencillo estándar de 8.2 ton.
Presión de contacto: 5.8 kg/cm²
Tránsito de proyecto: 57.1 millones de ejes estandar
Nivel de confianza: 90.0%

	Módulo	Espesor cm
Carpeta	30000	11.6
Base Asfáltica	28000	15
Base granular	3265	27.1
Subrasante	1593	70.6
Terracería	379	Semi-inf.

(Ventana D15)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

RESULTADOS FINALES DEL PROYECTO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 90.0%

Para un tránsito de 74.1 millones de ejes estándar Vida Previsible

Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm2	Poisson	Def	Fatiga
Carpeta	7.0		30000	0.35		> 150
Base Asfáltica	15		28000	0.35		55.1
Base granular	20	100.0	3265	0.35	> 150	
Subrasante	80	35.86	1593	0.45	90.8	
Terracería	Semi-inf.	4.61	379	0.45	143.6	

	Vida Previsible	Transito Proyecto
Deformación	90.8	74.1
Fatiga	55.1	57.1

La vida previsible es cercana o mayor que la vida de proyecto.
El diseño parece adecuado. La tolerancia es +/- 10% del tránsito de proyecto crítico.

Tiene las siguientes opciones:

(Ventana D16)

Rev. 5.0

RESULTADOS FINALES DEL PROYECTO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 90.0%

Para un tránsito de 74.1 millones de ejes estándar Vida Previsible

Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm2	Poisson	Def	Fatiga
Carpeta	8.0		30000	0.35		> 150
Base Asfáltica	14		28000	0.35		55.3
Base granular	20	100.0	3265	0.35	> 150	
Subrasante	80	35.86	1593	0.45	91.5	
Terracería	Semi-inf.	4.61	379	0.45	144.1	

	Vida Previsible	Transito Proyecto
Deformación	91.5	74.1
Fatiga	55.3	57.1

La vida previsible es cercana o mayor que la vida de proyecto.
El diseño parece adecuado. La tolerancia es +/- 10% del tránsito de proyecto crítico.

Tiene las siguientes opciones:

(Ventana D16)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Rev. 5.0

RESULTADOS FINALES DEL PROYECTO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño: 90.0%

Para un tránsito de 74.1 millones de ejes estándar

Vida Previsible

Capa	H cm	CBRz %	E kg/cm2	Poisson	Def	Fatiga
Carpeta	8.0		30000	0.35		> 150
Base Asfáltica	14		28000	0.35		59.6
Base granular	23	100.0	3265	0.35	> 150	
Subrasante	80	35.86	1593	0.45	147.7	
Terracería	Semi-inf.	4.61	379	0.45	> 150	

	Vida Previsible	Transito Proyecto
Deformación	147.7	74.1
Fatiga	59.6	57.1

La vida previsible es cercana o mayor que la vida de proyecto.
El diseño parece adecuado. La tolerancia es +/- 10% del tránsito de proyecto crítico.

Tiene las siguientes opciones:

(Ventana D16)



6.4.1.2 MÉTODO ASSHTO

Este método se puede calcular mediante ecuaciones o con nomogramas, utilizando los dos métodos para su diseño.

Utilizando ecuaciones:

Para el cálculo del método se consideran los siguientes datos:

TDPA = 8792	Tasa de Crecimiento (r) = 5%
Periodo de Diseño (n) = 15	Coefficiente de Distribución (C.D.) = 50%
Coefficiente de Carril (C.C.) = 80%	Factor de Crecimiento = 21.58
Nivel de Confianza (Q _U) = 90%	Desviación Normal Estándar (Z _R) = -1.282
Desviación Estándar Total (S _O) = 0.45	Índice de Servicialidad Inicial (P _I) = 4.5
Índice de Servicialidad Final (P _T) = 2.5	MR de la Subrasante = 15000

El cálculo de los ESAL's Admisibles se realizara utilizando la siguiente ecuación:

$$\log_{10} W_{18} = Z_r * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left(\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right)}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} * M_R - 8.07$$

- W = Número admisible de ejes equivalentes de 18000 lb
- Z_r = Desviación normal estándar
- S_O = Desviación estándar integral
- SN = Número estructural del pavimento (SN = a₁*D₁+ a₂*D₂*m₂+ a₃*D₃*m₃)
- ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal (p_o -p_t)
- p_o = Índice de servicio inicial
- p_t = Índice de servicio terminal
- M_R = Modulo de resiliencia, lb/pulg²
- m₂, m₃ = Coeficientes de drenaje para las capas de base y sub-base.
- a₁, a₂, a₃ = Coeficientes de capas representativos de la carpeta, base y sub-base.
- D₁, D₂, D₃= Espesores de las capas de carpeta, base y sub-base, pulg



Para el cálculo del factor equivalente por eje se utilizara la siguiente ecuación:

$$\text{Log} \left(\frac{W_{tx}}{W_t} \right) = 4.79 \log(L_1 + L_2) - 4.79 \log(L_{1x} + L_{2x}) + 4.33 \log(L_{2x}) + \frac{\log[0.3704(4.2 - pt)]}{0.40 + \frac{0.081(L_{1x} + L_{2x})^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} L_{2x}^{3.23}}} - \frac{\log[0.3704(4.2 - pt)]}{0.40 + \frac{0.081(L_1 + L_2)^{3.23}}{(SN + 1)^{5.19} L_2^{3.23}}}$$

Donde:

ESAL_{Req} = Ejes estándar equivalentes requeridos por el transito

ESAL_{Adm} = Ejes estándar equivalentes admisibles por la estructura

SN_{req} = Número requerido por el tránsito

SN_{Adm} = Número admisibles por la estructura

Wt / Wtx = Factor equivalente por eje de carga

Wt = Número de cargas normal del eje (generalmente 18k cargas por eje) al final del tiempo t.

Wtx = Número de cargas por ejes que se desea convertir al final del tiempo t.

L1 = Número de ejes en Eje Equivalente estándar de carga en Kips (generalmente 18)

L2 = Número de ejes en Eje Equivalente estándar de carga en Kips (generalmente 1)

L1x = Peso por eje de carga a convertir en Kips

L2x = Número de ejes en cargar para convertir (generalmente en eje sencillo = 1, tandem=2, tridem=3)

Número Estructural

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3$$

Dónde:

SN = Número estructural del pavimento

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal ($p_o - p_t$)

p_o = Índice de servicio inicial

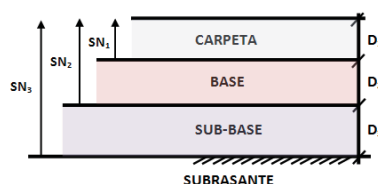
p_t = Índice de servicio terminal

M_R = Modulo de resiliencia, lb/pulg²

m₂, m₃ = Coeficientes de drenaje para las capas de base y subbase.

a₁, a₂, a₃ = Coeficientes de capas representativos de la carpeta, base y subbase.

D₁, D₂, D₃ = Espesores de las capas de carpeta, base y sub-base, pulg





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Calculo de los ESAL's Admisibles

Tipo de Camión	Comp. Vehicular	Porcentaje de vehículos cargados y vacíos		Tráfico presente	Peso por Eje		Factor equivalente por eje	Coeficiente Esal	Esal's anuales	Esal's de diseño
					Ton	Kips				
A2	0.574	Cargado	1.00	736,805	1.00	2.20	0.000275	0.0006	406	8,752
		Vacío	0.00	0	0.80	1.76	0.000136	0.0003	0	0
A'2	0.000	Cargado	1.00	0	3.80	8.37	0.045062	0.0469	0	0
		Vacío	0.00	0	1.20	2.64	0.000510	0.0012	0	0
B2	0.049	Cargado	0.80	50,318	11.00	24.23	3.034952	3.4442	173,307	3,739,709
		Vacío	0.20	12,580	7.00	15.42	0.548977	0.5810	7,309	157,717
B3	0.039	Cargado	0.80	40,049	19.50	42.95	2.780975	3.1902	127,766	2,757,015
		Vacío	0.20	10,012	8.00	17.62	0.079882	0.1356	1,358	29,307
B4	0.000	Cargado	0.80	0	19.50	42.95	2.780975	3.0793	0	0
		Vacío	0.20	0	8.00	17.62	0.079882	0.0915	0	0
C2	0.046	Cargado	0.80	47,238	11.00	24.23	3.034952	3.4442	162,696	3,510,747
		Vacío	0.20	11,809	3.00	6.61	0.016980	0.0490	579	12,492
C3	0.037	Cargado	0.80	37,996	19.50	42.95	2.780975	3.1902	121,214	2,615,629
		Vacío	0.20	9,499	4.50	9.91	0.007627	0.0634	602	12,994
C2 - R2	0.000	Cargado	0.80	0	10.00	22.03	2.132592	7.7094	0	0
		Vacío	0.20	0	2.00	4.41	0.003355	0.0557	0	0
C2 - R3	0.000	Cargado	0.80	0	18.00	39.65	2.063136	7.6399	0	0
		Vacío	0.20	0	3.00	6.61	0.001620	0.0540	0	0
C3 - R2	0.000	Cargado	0.80	0	10.00	22.03	2.132592	7.4554	0	0
		Vacío	0.20	0	2.00	4.41	0.003355	0.0701	0	0
C3 - R3	0.000	Cargado	0.80	0	18.00	39.65	2.063136	7.3860	0	0
		Vacío	0.20	0	3.00	6.61	0.001620	0.0684	0	0
T2 - S1	0.000	Cargado	0.80	0	10.00	22.03	2.132592	5.5768	0	0
		Vacío	0.20	0	3.40	7.49	0.028421	0.0790	0	0
T2 - S2	0.008	Cargado	0.80	8,215	18.00	39.65	2.063136	5.5073	45,244	976,303
		Vacío	0.20	2,054	4.00	8.81	0.004806	0.0926	190	4,104
T3 - S2	0.168	Cargado	0.80	172,520	18.00	39.65	2.063136	5.2534	906,311	19,556,882
		Vacío	0.20	43,130	4.00	8.81	0.004806	0.0654	2,820	60,846
T3 - S3	0.015	Cargado	0.80	15,404	22.50	49.56	1.292651	4.4829	69,052	1,490,051
		Vacío	0.20	3,851	5.00	11.01	0.003007	0.0636	245	5,283
T2 - S1 - R2	0.000	Cargado	0.80	0	10.00	22.03	2.132592	9.8420	0	0
		Vacío	0.20	0	2.20	4.85	0.004872	0.0681	0	0
T3 - S1 - R2	0.000	Cargado	0.80	0	10.00	22.03	2.132592	9.5880	0	0
		Vacío	0.20	0	2.20	4.85	0.004872	0.0794	0	0



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Tipo de Camión	Comp. Vehicular	Porcentaje de vehículos cargados y vacíos		Tráfico presente	Peso por Eje		Factor equivalente por eje	Coeficiente Esal	Esal's anuales	Esal's de diseño
					Ton	Kips				
		Vacío	0.20	0	3.40	7.49	0.028421	0.0790	0	0
T3 - S2 - R2	0.002	Cargado	0.80	2,054	10.00	22.03	2.132592	8.0582	16550	357126
		Vacío	0.20	513	2.20	4.85	0.004872	0.0741	38	821
T3 - S2 - R3	0.024	Cargado	0.80	24,646	15.00	33.04	1.029756	6.0866	150,009	3,236,985
		Vacío	0.20	6,161	3.20	7.05	0.002057	0.0713	439	9,482
T3 - S2 - R4	0.038	Cargado	0.80	39,022	14.50	31.94	0.902408	4.6017	179,571	3,874,885
		Vacío	0.20	9,756	3.20	7.05	0.002057	0.0678	662	14,276
T3 - S3 - S2	0.000	Cargado	0.80	0	15.00	33.04	1.029756	4.1087	0	0
		Vacío	0.20	0	3.20	7.05	0.002057	0.0656	0	0
Totales	1.000			1,283,632					1,966,368	42,431,408

CAPA	Módulo de Resiliencia (psi)	a	m	ESPESOR (D)		SN
				e (in)	e (cm)	
CONCRETO ASFÁLTICO	426300.00	0.44		3.15	8.00	1.39
BASE ASFÁLTICA	278757.08	0.3	1	5.51	14	1.65
BASE HIDRÁULICA	32510	0.144	1.1	9.06	23	1.43
NÚMERO ESTRUCTURAL						4.47

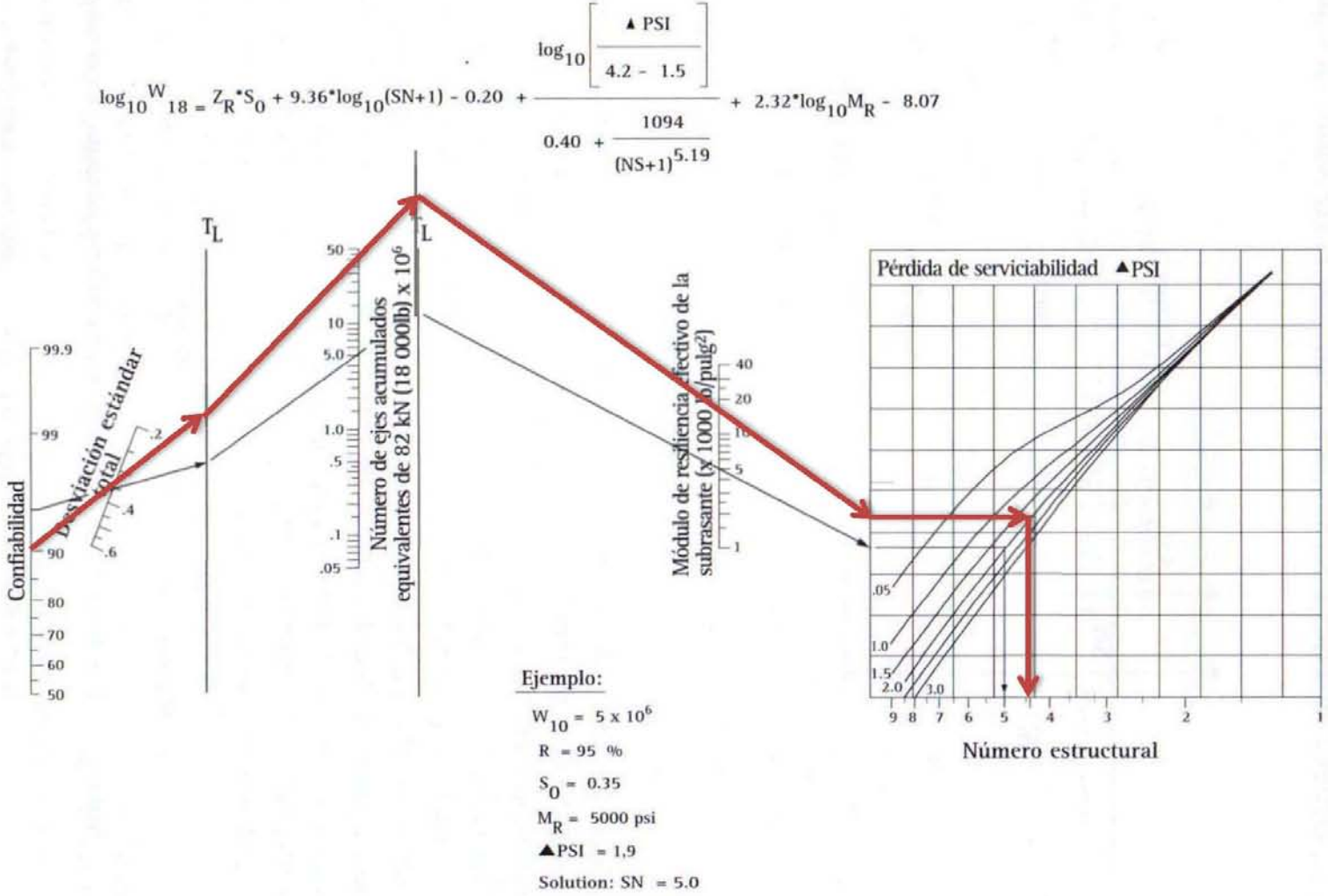
RESUMEN

TRÁNSITO DE DISEÑO	NÚMERO ESTRUCTURAL		TRÁNSITO DE LA ESTRUCTURA
ESAL req=	42,431,408	SN req=	4.47
		ESAL adm=	38,434,723

La estructura cumple con tolerancia de + - 10 %



Nomograma:





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Utilizando el nomograma se requiere un número estructural de 4.47 aproximadamente.

CAPA	Módulo de Resiliencia (psi)	a	m	ESPESOR (D)		SN
				e (in)	e (cm)	
CONCRETO ASFÁLTICO	426300.00	0.44		3.15	8.00	1.39
BASE ASFÁLTICA	278757.08	0.3	1	5.51	14	1.65
BASE HIDRÁULICA	32510	0.144	1.1	9.06	23	1.43
NÚMERO ESTRUCTURAL						4.47

Analizando la estructura cumple con los requisitos mínimos analizándolo con las dos metodologías quedando la estructura de la siguiente forma:

CAPA	ESPESOR (cm)
CONCRETO ASFÁLTICO	8.00
BASE ASFÁLTICA	14
BASE HIDRÁULICA	23
TERRACERÍAS	80



6.4.2 DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

Para el cálculo estructural se utilizara el método ASSHTO Y PCA.

6.4.2.1 MÉTODO AASHTO

Para el cálculo del método se considerara los siguientes datos:

TDPA:	8792
Tasa de Crecimiento (r):	5%
Periodo de Diseño (n):	15
Coefficiente de Distribución (C.D.):	50%
Coefficiente de Carril (C.C.):	80%
Factor de Crecimiento:	21.58
Resistencia a la Compresión ($f'c$), kg/cm²:	250
Módulo de Ruptura ($S'c$), lb/pulg² :	450
Coefficiente de Drenaje (Cd):	1
Coefficiente de Transferencia de Carga (J):	2.7
Módulo de Elasticidad del Concreto (E_c), lb/pulg²:	3,395,850
Módulo de Reacción combinada (k), lb/pulg³:	125



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Tipo de Camión	Comp. Vehicular	Porcentaje de vehículos cargados y vacíos		Tráfico presente	Peso por Eje		Factor equivalente por eje	Coeficiente Ejes Equivalente	Esal's anuales	Esal's de diseño
					Ton	Kips				
A2	0.574	Cargado	1.00	736,805	1.00	2.20	0.000268	0.0005	395	8,519
		Vacío	0.00	0	0.80	1.76	0.000135	0.0003	0	0
A'2	0.000	Cargado	1.00	0	3.80	8.37	0.038191	0.0398	0	0
		Vacío	0.00	0	1.20	2.64	0.000486	0.0011	0	0
B2	0.049	Cargado	0.80	50,318	11.0 0	24.2 3	3.696008	4.0658	204,583	4,414,612
		Vacío	0.20	12,580	7.00	15.4 2	0.509556	0.5368	6,753	145,713
B3	0.039	Cargado	0.80	40,049	19.5 0	42.9 5	5.472548	5.8423	233,981	5,048,968
		Vacío	0.20	10,012	8.00	17.6 2	0.119564	0.1668	1,670	36,034
B4	0.000	Cargado	0.80	0	19.5 0	42.9 5	5.472548	5.9295	0	0
		Vacío	0.20	0	8.00	17.6 2	0.119564	0.1375	0	0
C2	0.046	Cargado	0.80	47,238	11.0 0	24.2 3	3.696008	4.0658	192,058	4,144,329
		Vacío	0.20	11,809	3.00	6.61	0.014587	0.0418	494	10,659
C3	0.037	Cargado	0.80	37,996	19.5 0	42.9 5	5.472548	5.8423	221,982	4,790,047
		Vacío	0.20	9,499	4.50	9.91	0.011920	0.0591	562	12,122
C2 - R2	0.000	Cargado	0.80	0	10.0 0	22.0 3	2.426761	8.9193	0	0
		Vacío	0.20	0	2.00	4.41	0.003007	0.0478	0	0
C2 - R3	0.000	Cargado	0.80	0	18.0 0	39.6 5	3.853927	10.3465	0	0
		Vacío	0.20	0	3.00	6.61	0.002658	0.0475	0	0
C3 - R2	0.000	Cargado	0.80	0	10.0 0	22.0 3	2.426761	10.6958	0	0
		Vacío	0.20	0	2.00	4.41	0.003007	0.0652	0	0
C3 - R3	0.000	Cargado	0.80	0	18.0 0	39.6 5	3.853927	12.1230	0	0
		Vacío	0.20	0	3.00	6.61	0.002658	0.0648	0	0
T2 - S1	0.000	Cargado	0.80	0	10.0 0	22.0 3	2.426761	6.4925	0	0
		Vacío	0.20	0	3.40	7.49	0.024201	0.0673	0	0
T2 - S2	0.008	Cargado	0.80	8,215	18.0 0	39.6 5	3.853927	7.9197	65,062	1,403,951
		Vacío	0.20	2,054	4.00	8.81	0.007614	0.0821	169	3,637
T3 - S2	0.168	Cargado	0.80	172,520	18.0 0	39.6 5	3.853927	9.6962	1,672,797	36,096,557
		Vacío	0.20	43,130	4.00	8.81	0.007614	0.0624	2,693	58,121
T3 - S3	0.015	Cargado	0.80	15,404	22.5 0	49.5 6	2.990350	8.8327	136,055	2,935,865
		Vacío	0.20	3,851	5.00	11.0 1	0.006681	0.0615	237	5,112



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
CAPITULO VI



Tipo de Camión	Comp. Vehicular	Porcentaje de vehículos cargados y vacíos		Tráfico presente	Peso por Eje		Factor equivalent e por eje	Coeficiente Ejes Equivalent e	Esal's anuales	Esal's de diseño
					Ton	Kips				
T2 - S1 - R2	0.000	Cargado	0.80	0	10.0 0	22.0 3	2.426761	11.3461	0	0
		Vacío	0.20	0	2.20	4.85	0.004319	0.0586	0	0
T3 - S1 - R2	0.000	Cargado	0.80	0	10.0 0	22.0 3	2.426761	13.1226	0	0
		Vacío	0.20	0	2.20	4.85	0.004319	0.0714	0	0
T3 - S2 - R2	0.002	Cargado	0.80	2,054	10.0 0	22.0 3	2.426761	11.3808	23374	504377
		Vacío	0.20	513	2.20	4.85	0.004319	0.0689	35	764
T3 - S2 - R3	0.024	Cargado	0.80	24,646	15.0 0	33.0 4	1.739238	8.9095	219,582	4,738,266
		Vacío	0.20	6,161	3.20	7.05	0.003347	0.0679	419	9,033
T3 - S2 - R4	0.038	Cargado	0.80	39,022	14.5 0	31.9 4	1.501062	7.5075	292,960	6,321,662
		Vacío	0.20	9,756	3.20	7.05	0.003347	0.0666	649	14,011
T3 - S3 - S2	0.000	Cargado	0.80	0	15.0 0	33.0 4	1.739238	7.4561	0	0
		Vacío	0.20	0	3.20	7.05	0.003347	0.0649	0	0
Totales	1.000			1,283,632					3,276,509	70,702,359

CAPA	Módulo de Elasticidad lb/pulg ²	Módulo de Reacción lb/pulg ³	ESPESOR (D)	
			e (in)	e (cm)
CONCRETO HIDRÁULICO	3395850.35		14.2	36.00
SUB-BASE	278757.08	125	7.9	20
SUBRASANTE	32510	100		

TRÁNSITO DE DISEÑO		TRÁNSITO DE LA ESTRUCTURA	
ESAL req=	70,751,002	ESAL adm=	76,699,451



CONCLUSIÓN



CONCLUSIÓN

Después de aplicar todas las metodologías de diseño tanto para pavimentos flexibles como rígidos, analizamos que una vez concluido el diseño, dichos pavimentos ofrecen ventajas y desventajas una con respecto a la otra, tomando en cuenta que cada diseño está regido por parámetros distintos, y que además el asfalto y el concreto tienen comportamientos diferentes, sin embargo, una de dichas ventajas que ofrece el pavimento flexible sobre el rígido es el tema del costo, ya que el costo de los materiales para pavimento flexible así como su construcción requieren menor tiempo y menor inversión, mas sin embargo el pavimento rígido ofrece ventajas en el tema de la resistencia y mantenimiento a largo plazo, ya que el concreto resiste más los embates de la intemperie y soporta mejor los esfuerzos transmitidos por la carga del tránsito.

En el ejemplo se observa claramente la diversidad de suelos que tenemos en el tramo de 52 kilómetros de la Autopista Arco Norte, y ante esta diversidad de suelos, desde rocas hasta arcillas, y es evidente ante esta situación, la necesidad de estabilizar el suelo; complementar con bancos de materiales un mejoramiento ya que el suelo no es el adecuado para soportar las cargas del tránsito y no son aptas para ningún tipo de camino. En el trayecto las variaciones de humedad son muy notorias, con menor intensidad en zona rocosa de cerro y en abundancia en la zona de lago, el suelo es muy diverso pero en su mayoría no es apto para terraplén ni para capas de terracerías.

Finalmente concluimos que los dos tipos de pavimentos son adecuados para el caso práctico desarrollado aquí, sin embargo la cuestión económica nos rige la propuesta más accesible. Fue sumamente importante considerar las condiciones de las obras complementarias para prolongar el periodo de diseño de la vía, como se mencionó en el capítulo VI, la zona es una zona de lluvias intensas y llueve en ciertas temporadas del año. Cuidando este detalle más la tasa de crecimiento de tránsito nos dará las bases para desarrollar un excelente diseño.



A large, faint, decorative graphic in the background consisting of several overlapping, curved, light-colored lines that create a sense of depth and movement, resembling a stylized 'S' or a path.

ANEXO I
INFORME FOTOGRÁFICO DE LOS POZOS A CIELO ABIERTO.



Sitio excavado para el PCA en el KM 101+900



Sitio excavado para el PCA en el KM 102+470



Sitio excavado para el PCA en el KM 103+050



Sitio excavado para el PCA en el KM 103+580



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO I



Sitio excavado para el PCA en el KM 104+080



Sitio excavado para el PCA en el KM 104+590



Sitio excavado para el PCA en el KM 105+070



Sitio excavado para el PCA en el KM 105+560



Sitio excavado para el PCA en el KM 106+070, se observa roca y parte de cuerpo existente



Sitio excavado para el PCA en el KM 106+620



Sitio excavado para el PCA en el KM 107+140



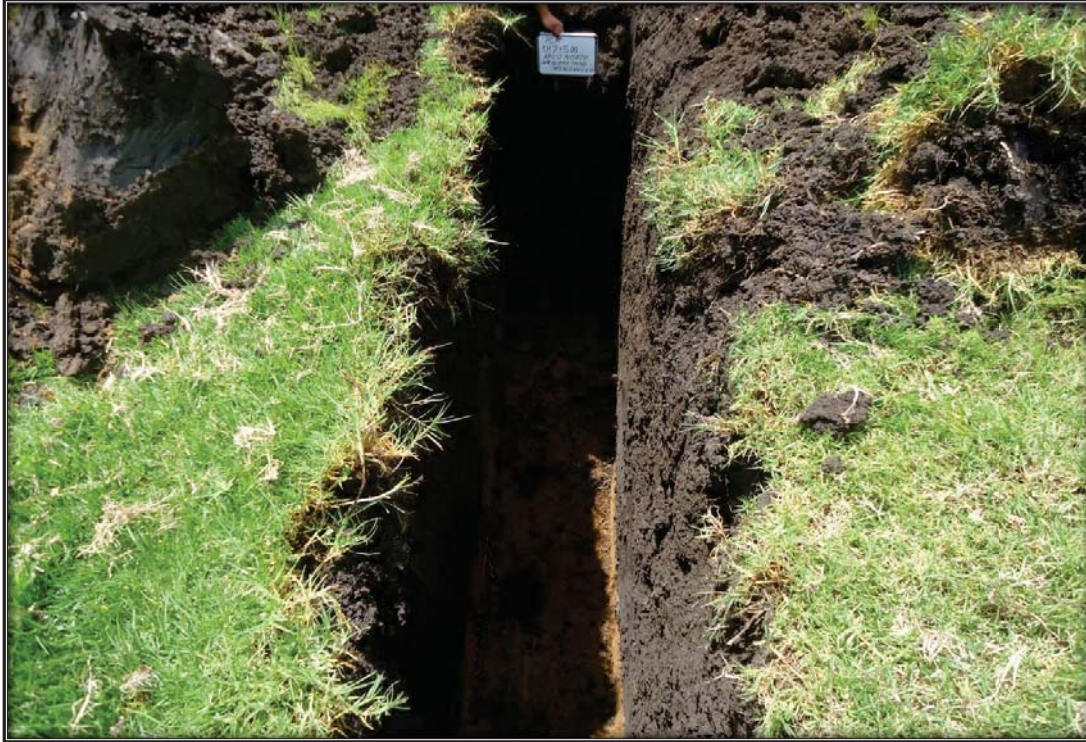
Sitio excavado para el PCA en el KM 107+840



Sitio excavado para el PCA en el KM 108+320



Sitio excavado para el PCA en el KM 108+940



Sitio excavado para el PCA en el KM 109+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 109+980



Sitio excavado para el PCA en el KM 110+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 111+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 111+520



Sitio excavado para el PCA en el KM 112+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 112+540



Sitio excavado para el PCA en el KM 113+020



Sitio excavado para el PCA en el KM 113+520



Sitio excavado para el PCA en el KM 114+040



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO I



Sitio excavado para el PCA en el KM 114+560



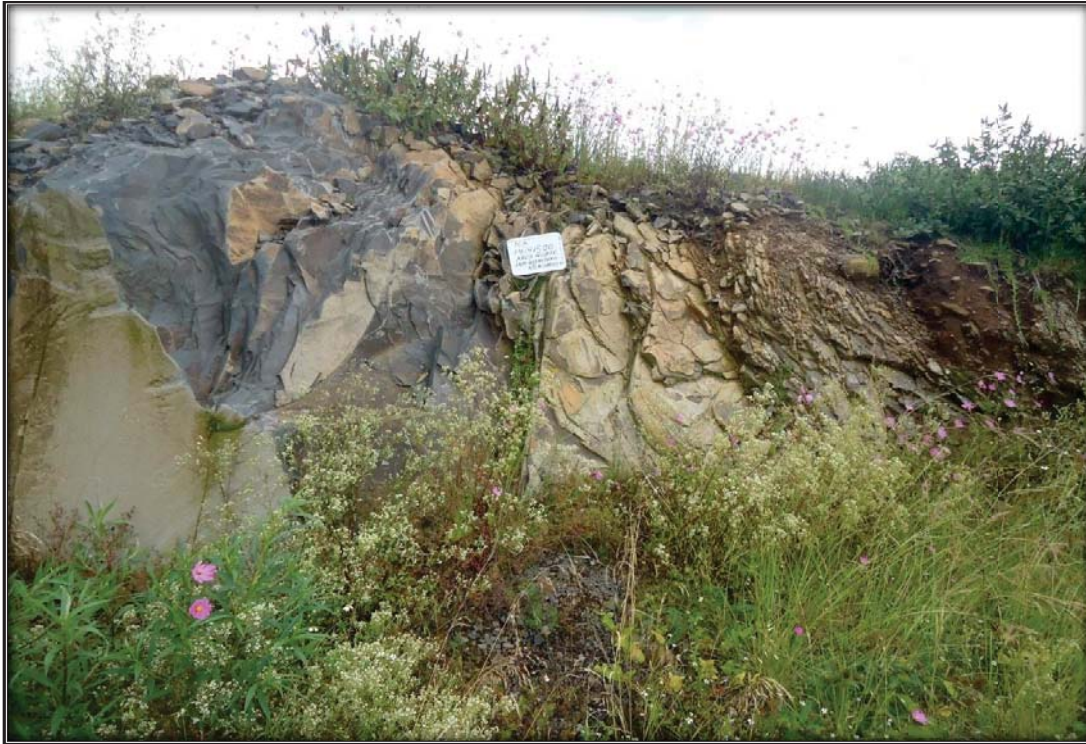
Sitio excavado para el PCA en el KM 115+080



Sitio excavado para el PCA en el KM 115+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 116+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 116+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 117+160



Sitio excavado para el PCA en el KM 117+600



Sitio excavado para el PCA en el KM 118+240



Sitio excavado para el PCA en el KM 118+720



Sitio excavado para el PCA en el KM 119+200



Sitio excavado para el PCA en el KM 119+800



Sitio excavado para el PCA en el KM 120+220



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO I



Sitio excavado para el PCA en el KM 120+820



Sitio excavado para el PCA en el KM 121+140



Sitio excavado para el PCA en el KM 121+760



Sitio excavado para el PCA en el KM 122+280



Sitio excavado para el PCA en el KM 122+700



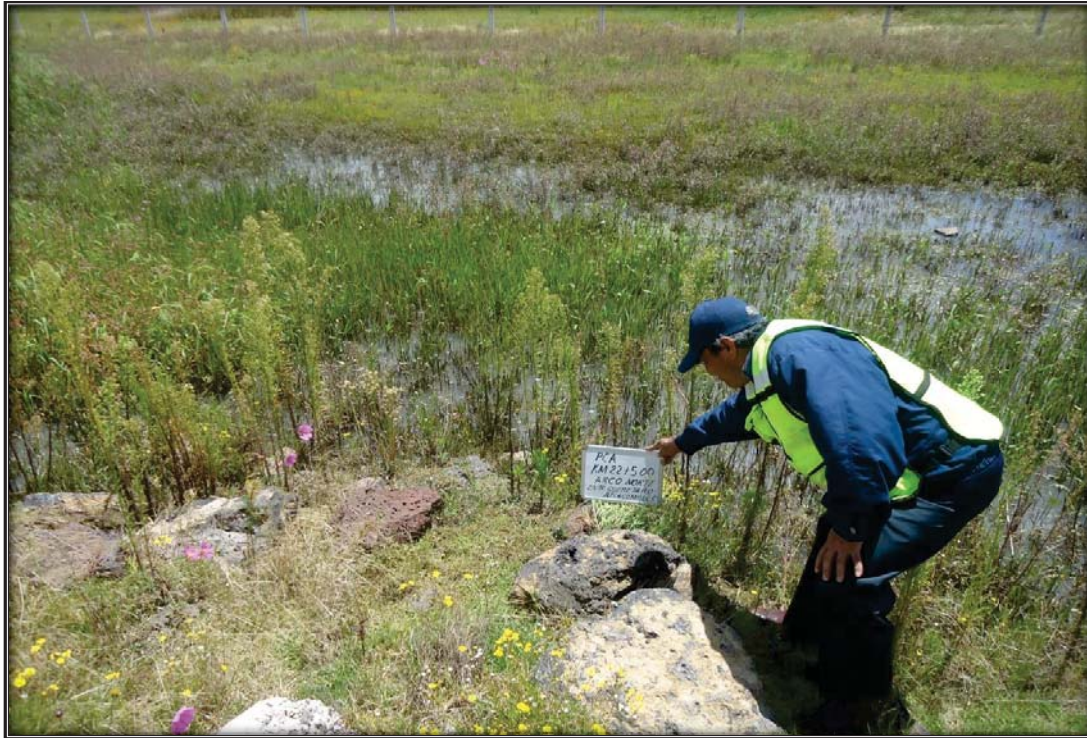
Sitio excavado para el PCA en el KM 123+360



Sitio excavado para el PCA en el KM 123+860 Área de roca presa la Huaracha



Sitio excavado para el PCA en el KM 124+340



Sitio excavado para el PCA en el KM 124+840 Área de inundación



Sitio excavado para el PCA en el KM 125+340



Sitio excavado para el PCA en el KM 125+840 Área de inundación



Sitio excavado para el PCA en el KM 126+340 Área de inundación



Sitio excavado para el PCA en el KM 126+740 Área de inundación



Sitio excavado para el PCA en el KM 127+360



Sitio excavado para el PCA en el KM 127+860



Sitio excavado para el PCA en el KM 128+420



Sitio excavado para el PCA en el KM 128+820 Área de inundación



Sitio excavado para el PCA en el KM 129+320 Área de inundación



Sitio excavado para el PCA en el KM 129+960



Sitio excavado para el PCA en el KM 130+480



Sitio excavado para el PCA en el KM 130+980



Sitio excavado para el PCA en el KM 131+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 132+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 132+500 Área de inundación



Sitio excavado para el PCA en el KM 133+000 Área de inundación



Sitio excavado para el PCA en el KM 133+560 Área de roca



Sitio excavado para el PCA en el KM 134+060 Área de roca



Sitio excavado para el PCA en el KM 134+540



Sitio excavado para el PCA en el KM 135+120



Sitio excavado para el PCA en el KM 135+780



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO I



Sitio excavado para el PCA en el KM 136+180



Sitio excavado para el PCA en el KM 136+680



Sitio excavado para el PCA en el KM 137+120



Sitio excavado para el PCA en el KM 137+480



Sitio excavado para el PCA en el KM 138+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 138+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 139+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 139+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 140+000 Área de roca



Sitio excavado para el PCA en el KM 140+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 140+980



Sitio excavado para el PCA en el KM 141+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 142+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 142+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 142+980



Sitio excavado para el PCA en el KM 143+480



Sitio excavado para el PCA en el KM 144+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 144+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 145+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 145+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 146+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 146+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 147+000 Área de roca



Sitio excavado para el PCA en el KM 147+500 Área de roca



Sitio excavado para el PCA en el KM 148+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 148+500 Área de roca



Sitio excavado para el PCA en el KM 149+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 149+500



Sitio excavado para el PCA en el KM 150+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 150+500 Área con roca



Sitio excavado para el PCA en el KM 151+000 Área con roca



Sitio excavado para el PCA en el KM 151+500 Área con roca



Sitio excavado para el PCA en el KM 152+000



Sitio excavado para el PCA en el KM 152+500 Área de talud con roca



Sitio excavado para el PCA en el KM 153+000 Área de talud del cuerpo existente



Sitio excavado para el PCA en el KM 153+500 Área del entronque Atlacomulco

A large, abstract, grayscale background graphic consisting of several thick, curved, overlapping lines that create a sense of depth and movement, resembling a stylized 'S' or a path. The lines are rendered with a slight gradient and shadow, giving them a three-dimensional appearance.

ANEXO II
BANCOS DE MATERIALES PARA TERRACERÍAS



BANCO "CANOAS"



BANCO "LA CAÑADA 1"





BANCO "LA CAÑADA 2"





BANCO "LOS CORRALES"





BANCO "EL XITEY"





BANCO "SIN NOMBRE"





BANCO "SAN JOSE 1"





BANCO "SAN NICOLAS 1"





BANCO "SAN PEDRO"





BANCO "CERRO COLORADO 1"





BANCO "CERRO COLORADO 2"





BANCO "CERRO COLORADO 3"





BANCO "SIN NOMBRE 2"





BANCO "ATLACOMULCO 1"





BANCO "ATLACOMULCO 2"





BANCO "ATLACOMULCO 3"





BANCO "LA ROSA"





BANCO "CERRO CRUZ COLORADA"





BANCO "LA MANGA"





BANCO "MESA DE CHOSTO"





BANCO "LA CANTERA"





BANCO "RINCON DE TEUPAN"





BANCOS DE MATERIALES PARA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO



BANCO "CANOAS"





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO II



PLANTA DE ASFALTO "CONSTRUCCIONES ROB"






UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO II



PLANTA DE ASFALTO "XICUCO"



A large, stylized, grayscale graphic of a winding road or path that curves from the top right towards the bottom left, serving as a background for the title.

ANEXO III
RESULTADOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO PARA GEOTÉCNIA
DE TRAZO.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO III



SONDEO	G %	S %	F %	LL%	IP%	CONTRACCIÓN LINEAL %	EXPANSIÓN %	W LUGAR %	W ÓPTIMA %	VRS %	CLASIFICACIÓN	P.V.S.S. Kg/m ³	P.V.S.M Kg/m ³
KM 101+900 M1	0.0	4.1	9.5	59.0	28.8	2.53	7.25	24.4	9.0	4.78	CH	1165	1836
KM 101+900 M2	0.0	32.7	66.7	33.0	2.4	1.92	0.98	22.1	9.0	10.29	ML	1183	1977
KM 102+470 M1	0.0	3.4	96.0	64.0	38.3	2.53	2.09	26.8	8.0	5.72	CH	1164	1835
KM 102+470 M2	0.0	5.9	93.3	55.0	29.5	1.62	1.83	27.8	6.0	5.33	CH	1084	1892
KM 103+050	0.0	9.8	89.1	42.0	22.6	1.41	2.00	20.4	9.0	4.96	CL	1146	1834
KM 103+580	0.0	10.7	88.6	42.0	NP	1.21	1.98	29.8	10.0	11.21	CL	1105	1839
KM 104+080	0.0	6.9	92.4	59.0	37.3	2.12	5.33	28.1	9.0	5.33	CH	1188	1822
KM 104+590	0.0	23.2	76.5	45.0	3.8	1.01	1.29	21.8	7.0	14.89	ML	1188	1986
KM 105+560	0.0	23.3	76.5	40.0	4.1	1.31	2.33	21.3	6.0	17.28	ML	1164	2023
KM 109+500	0.0	21.6	78.4	48.0	13.5	4.24	2.67	32.9	8.0	16.36	ML	1164	1990
KM 110+500	0.0	6.0	94.0	50.0	21.0	5.66	3.91	38.0	7.0	6.43	CH	1120	1992
KM 111+500	0.0	3.3	96.7	44.0	13.0	4.04	2.42	46.9	13.0	5.70	ML	1088	1768
KM 112+000	0.0	6.7	93.3	51.0	34.8	6.26	3.06	32.2	9.0	5.88	CH	1120	1899
KM 112+540	64.6	7.2	28.2	61.0	7.8	2.32	3.08	37.8	10.0	8.27	GM	1142	1764
KM 113+020	0.0	4.1	95.9	48.0	11.4	3.23	2.44	35.5	11.0	11.95	ML	1142	1924
KM 114+560	77.1	5.9	17.1	84.0	17.3	4.04	3.92	67.0	15.0	5.33	GM	1121	1742
KM 115+080 M1	0.0	18.0	82.0	56.0	17.8	3.64	2.41	37.1	10.0	5.26	MH	1018	1840
KM 115+080 M2	46.2	3.7	50.1	71.0	29.1	3.03	2.19	52.3	9.0	5.15	MH	1086	1838
KM 115+500	0.0	27.0	72.9	70.0	16.9	6.97	4.58	37.6	14.0	6.32	MH	1135	1818
KM 116+000	0.0	15.4	84.6	47.3	23.8	5.05	9.81	12.4	10.0	7.17	CL	1212	1903
KM 117+160	0.0	37.8	62.2	46.3	10.4	3.94	8.60	32.1	17.0	5.50	ML	1140	1614
KM 118+240	0.0	6.0	94.0	55.6	28.4	4.75	6.18	29.1	8.0	7.57	CH	1207	1966
KM 118+720	0.0	4.3	95.7	54.2	29.8	4.2	9.0	22.5	8.0	5.70	CH	1128	1806
KM 119+200	0.0	20.1	79.9	50.7	21.0	4.6	9.5	19.9	13.0	5.83	MH	1205	1683
KM 119+800	0.4	6.5	93.0	60.4	39.3	7.0	11.2	30.8	9.0	4.49	CH	1086	1855
KM 120+820	2.0	32.2	65.7	40.1	8.4	2.9	9.1	20.1	16.0	13.64	ML	1190	1913
KM 121+140	0.4	17.2	82.4	44.5	4.8	4.6	6.1	27.3	11.0	8.36	ML	1243	1821
KM 121+760	0.3	18.0	82.6	43.8	12.1	4.3	8.4	25.9	11.0	8.05	ML	1062	1760
KM 122+700	0.0	14.6	85.4	41.5	21.5	4.9	7.0	23.6	9.0	5.15	CL	1007	1729
KM 123+360	0.0	5.7	94.3	58.9	31.2	6.7	8.2	27.6	7.0	5.68	CH	1054	1573
KM 124+340	0.0	3.7	96.3	70.4	38.9	7.4	11.8	23.2	10.0	4.25	CH	1004	1662
KM 125+340	0.5	17.0	82.5	45.3	13.5	4.1	5.4	22.7	10.0	12.67	ML	1357	1786
KM 127+360	0.0	4.5	95.5	56.6	31.0	4.2	4.2	24.9	9.0	5.50	CH	1139	1809
KM 127+860	0.0	4.5	95.5	70.9	38.5	6.5	7.9	24.9	11.0	5.09	CH	1234	1869
KM 128+420	0.0	6.4	93.6	64.4	29.1	5.3	7.8	21.6	10.0	5.50	CH	1154	1849
KM 129+960	0.3	16.5	83.3	48.5	18.9	3.9	5.5	20.0	11.0	8.97	ML	1285	1785



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO III



SONDEO	G %	S %	F %	LL%	IP%	CONTRACCIÓN LINEAL %	EXPANSIÓN %	W LUGAR %	W ÓPTIMA %	VRS %	CLASIFICACIÓN	P.V.S.S. Kg/m ³	P.V.S.M Kg/m ³
KM 130+480	0.0	30.1	69.9	47.9	10.7	4.3	9.0	32.3	13.0	6.10	ML	1343	1766
KM 130+980	0.0	3.2	96.8	61.6	35.4	4.4	8.5	18.5	9.0	6.38	CH	1185	1827
KM 131+500	0.0	3.4	96.6	70.3	41.0	4.6	9.1	21.9	9.0	5.53	CH	1195	1795
KM 132+000	0.0	14.3	85.7	41.1	20.0	4.2	5.9	20.1	9.0	7.06	CL	1106	1867
KM 134+540	0.0	18.0	82.0	31.4	7.8	4.6	7.0	14.9	10.0	10.6 3	ML	1215	1867
KM 135+120	0.0	4.3	95.7	62.9	32.5	5.6	9.6	20.9	11.0	4.85	CH	1145	1818
KM 135+780	0.0	9.0	91.0	45.2	24.5	3.9	5.0	19.0	8.0	5.50	CL	1126	1813
KM 136+180	0.0	7.1	92.9	50.3	24.2	3.7	6.2	24.3	8.0	6.69	CH	1232	1974
KM 136+680	0.0	7.4	92.6	51.6	19.8	4.0	4.7	17.3	9.0	6.89	MH	1248	1989
KM 137+120	0.0	8.1	91.9	67.7	39.1	8.0	9.5	29.6	9.0	5.72	CH	1142	1952
KM 137+480	0.0	6.9	93.1	45.9	13.4	5.2	5.4	28.8	11.0	8.55	ML	1274	1809
KM 138+000	0.0	36.9	63.0	33.9	3.3	3.7	4.6	22.6	10.0	20.0 2	ML	1323	1994
KM 139+500	0.0	25.4	74.6	38.2	8.6	3.7	4.0	21.1	9.0	14.4 9	ML	1323	1975
KM 140+500	0.0	32.1	68.0	34.8	5.7	3.5	4.1	21.6	9.0	21.8 4	ML	1256	1953
KM 140+980	0.0	9.4	90.6	41.3	20.6	3.4	5.6	16.9	9.0	10.0 2	CL	1192	1903
KM 141+500	0.0	4.8	95.2	69.1	38.8	5.9	9.6	25.1	11.0	7.65	CH	1123	1799
KM 142+500	0.0	3.5	96.5	72.9	39.6	6.1	9.7	27.1	12.0	6.54	CH	1120	1790
KM 142+980	0.0	8.2	91.8	41.2	20.5	3.9	5.0	19.6	10.0	6.14	CL	1240	1846
KM 143+480	0.0	11.2	88.8	48.2	27.7	4.4	5.8	25.3	11.0	6.51	CL	1270	1801
KM 144+000	0.0	21.4	78.6	45.0	16.0	4.4	4.5	25.3	13.0	5.97	ML	1181	1574
KM 144+500	0.0	5.7	94.3	53.6	22.1	4.2	5.3	27.4	10.0	6.82	MH	1280	1952
KM 145+500	0.0	9.5	90.5	38.6	17.1	4.1	4.6	24.1	9.0	5.50	CL	1236	1847
KM 146+000	0.0	4.2	95.8	68.5	45.9	6.1	8.6	29.8	10.0	7.57	CH	1233	1646
KM 146+500	0.7	6.3	93.0	47.1	24.6	5.1	5.0	23.6	9.0	6.27	CL	1120	1832
KM 148+000	0.0	1.8	98.2	71.6	38.5	6.9	10.5	29.1	11.0	4.71	CH	1117	1772
KM 148+500	0.0	2.3	97.7	79.1	49.6	7.3	11.3	23.9	12.0	4.30	CH	1164	1790
KM 149+000	0.0	31.9	68.1	45.0	14.1	4.4	5.2	26.9	13.0	5.96	ML	1109	1675
KM 149+500	0.0	5.8	94.2	49.2	25.8	4.9	5.6	20.3	11.0	6.14	CL	1261	1785
KM 152+000	0.3	34.0	65.6	39.0	9.7	4.0	3.9	24.8	9.0	21.4	ML	1331	1977



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO III



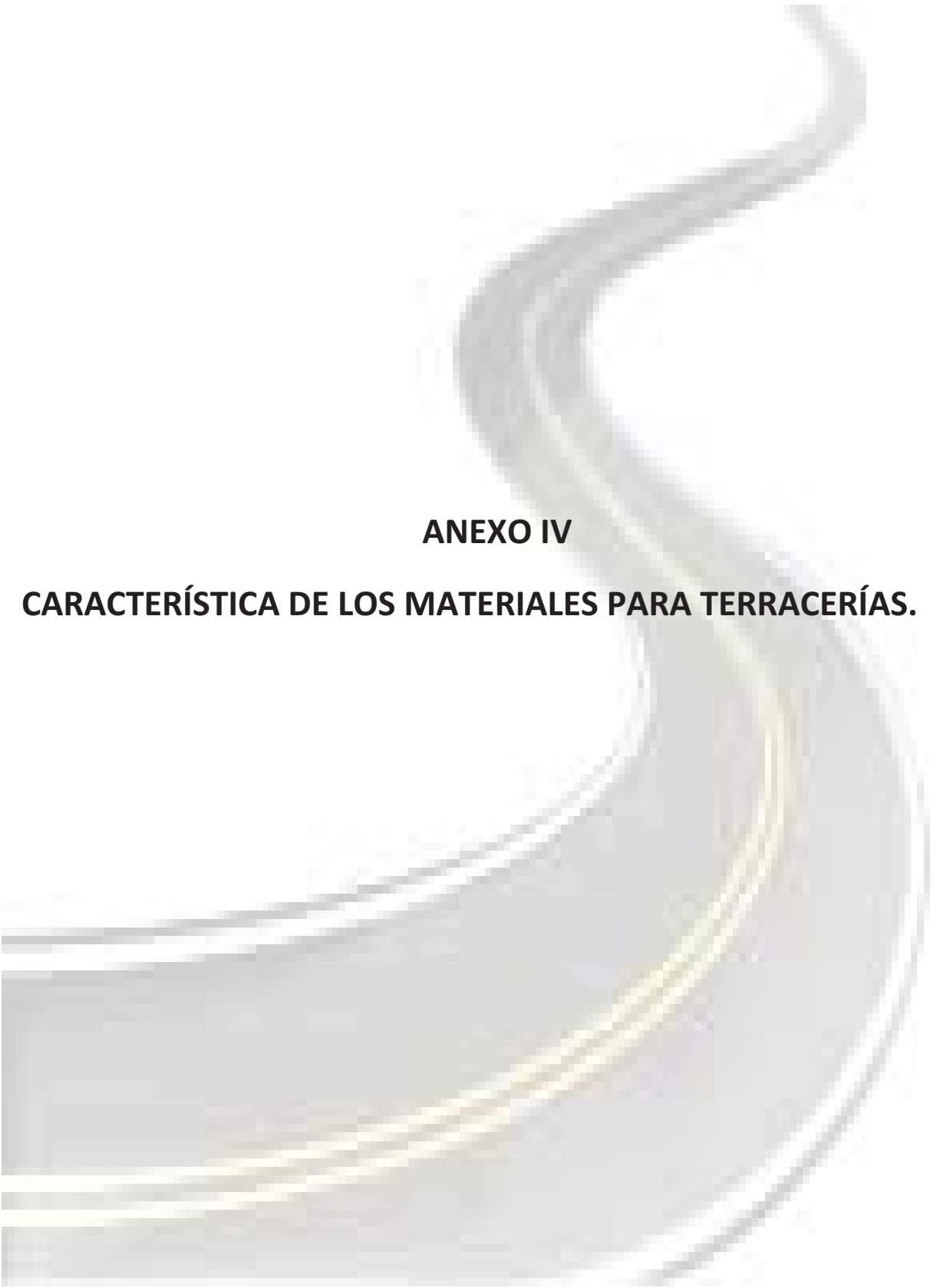
**RESULTADOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO PARA BANCOS DE
MATERIALES.**



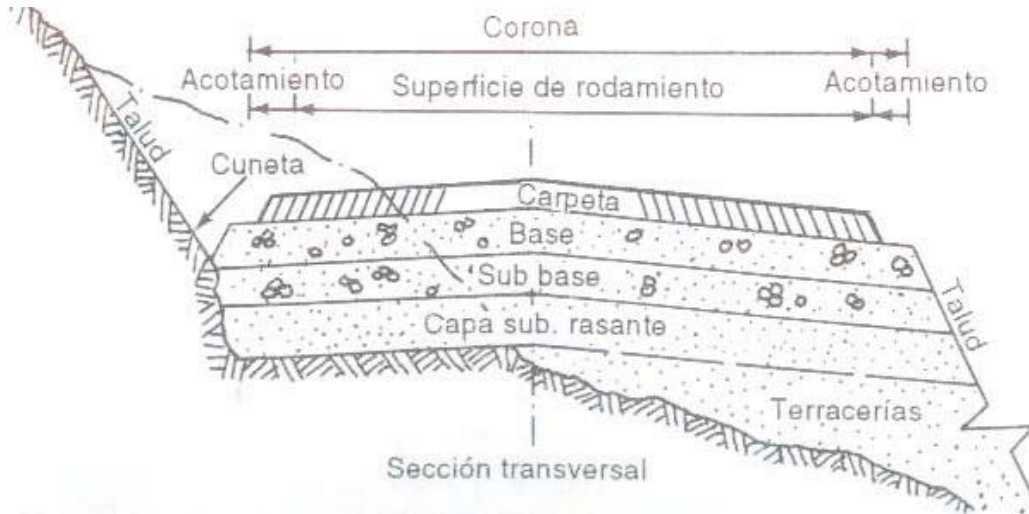
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO III



BANCO	G %	S %	F %	LL %	IP%	CONTR ACCIÓN LINEAL %	EXPANSI ÓN %	W LUGA R %	W ÓPTIM A %	VRS %	CLASIFIC ACIÓN	P.V.S.S Kg/m ³	P.V.S.M Kg/m ³
Bco. La Cañada	96.6	3.2	0.2	30.3	2.7	0.81	0.16	20.2	7.0	68.75	GP	1075.77	1592.78
	85.4	14.3	0.3	21.8	1.1	0.51	0.40	8.1	10.0	67.10	GW	1061.63	1557.89
Bco. Los Corrales	0.0	47.1	52.9	38.3	31.9	1.21	1.60	17.4	9.0	13.79	ML	984	1699.07
	1.7	59.7	38.6	33.3	8.1	3.03	2.44	20.3	11.0	35.53	SM	1349.54	1710.76
Bco. Xitey	0.0	14.1	85.9	48.0	8.4	3.84	5.91	17.7	12.0	15.26	ML	1028.19	1761.22
Bco. Sin Nombre	88.2	6.9	4.9	24.2	3.0	1.21	0.60	11.6	8.0	64.89	GP	998.77	1736.81
	86.1	9.3	4.6	23.3	1.0	0.81	0.17	12.1	7.0	68.38	GP	1000.19	1785.38
Bco. San Jose	41.8	53.5	4.7	21.1	1.6	0.61	0.55	11.0	10.0	68.38	SP	1163.85	1587.95
	3.5	19.3	77.2	59.95	10.5	2.22	3.42	20	9	27.39	MH	118.45	1769.09
Bco. San Nicolas	92.1	7.7	0.2	54.3	25.9	1.52	1.84	13.6	5.0	52.39	GW	1239.7	2045.29
	94.8	5.1	0.1	53.21	24.7	1.31	2.16	15.2	6	54.96	GW	1239.7	2075.37
Bco. San Pedro	0.0	18.1	81.9	33.14	13.9	4.55	9.44	20.2	7	8.46	CL	1037.16	1872.52
Bco. La Rosa	66.7	33.3	0.0	52.57	8.71	1.41	4.33	16.1	7	78.86	GP	1332.14	2051.44
Bco. Cerro Colorado	59.5	40.1	0.4	20.02	2.13	0.40	0.60	10.3	11	64.89	GW	975.45	1741.79
	58.3	41.5	0.2	21.42	1.42	0.20	0.51	10.2	9	72.24	GW	1049.94	1723.73
Bco. Sin Nombre 2	0.0	30.8	69.2	68.7	9.12	2.53	1.07	19.4	13	29.60	MH	1020.85	1988.82
Bco. Atlacomulco	71.4	27.8	0.8	36.4	1.07	1.01	0.94	7.2	13	70.04	GW	965.66	1600.95
	40.7	59.0	0.3	21.4	2.9	0.30	0.58	10.3	9.0	66.54	SW	933.86	1461.01
Bco. Cerro Cruz Colorado	85.5	9.5	5.0	33.14	0.34	0.91	0.58	10.9	8	47.06	GW	1005.9	1987.16
Bco. La Manga	7.0	47.3	45.7	56.6	13.7	2.42	1.71	12.9	12.0	50.00	SM	905.31	1623.97
Bco. Rincon de Teupan	1.4	51.6	47.0	32.5	6.44	3.23	3.21	19.7	10	36.20	SM	1325.07	1979.07

A large, stylized, grayscale graphic of a winding road or path that curves from the top right towards the bottom left, serving as a background for the title.

ANEXO IV
CARACTERÍSTICA DE LOS MATERIALES PARA TERRACERÍAS.



CUERPO DE TERRAPLÉN:

Requisitos de calidad de materiales para terraplén

Características	Valor
Limite líquido, %, máximo	50
Valor Soporte de California (CBR) ¹ ; %, mínimo	5
Expansión; %, máxima	5
Grado de compactación ² ; AASHTO Estándar, %	90±2

CAPA SUBYACENTE:

Requisitos de calidad de materiales para capa subyacente

Características	Valor
Tamaño máximo y granulometría	Que sea compactible
Limite líquido, %, máximo	50
Valor Soporte de California (CBR); %, mínimo	10
Expansión; %, máxima	3
Grado de compactación ; AASHTO Estándar, %	95±2



CAPA SUBRASANTE:

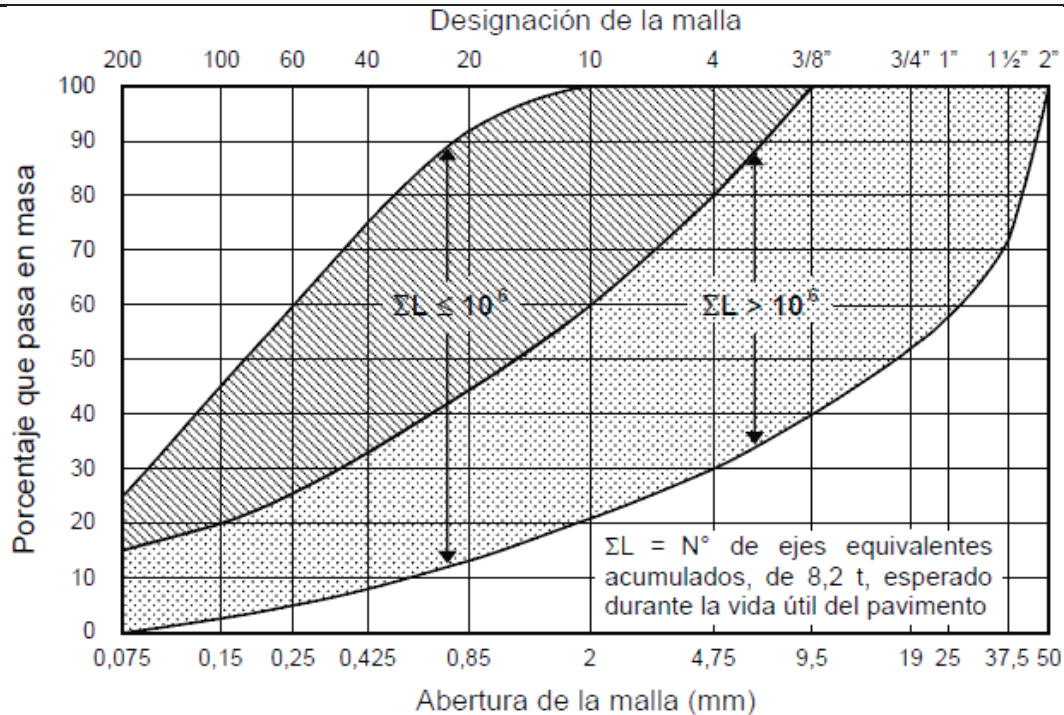
Requisitos de calidad de materiales para capa subrasante

Características	Valor
Tamaño máximo; mm	76
Limite líquido, %, máximo	40
Índice plástico; %, máximo	12
Valor Soporte de California (CBR) ¹ ; %, mínimo	20
Expansión; %, máxima	2
Grado de compactación ² ; AASHTO Estándar, %	100±2

SUB-BASE

TABLA 4.4 Requisitos de calidad de materiales para sub-bases

Características	Valor	
	$\Sigma L \leq 10^8$	$\Sigma L \geq 10^8$
Limite líquido, %, máximo	30	25
Índice plástico; %, máximo	10	6
Valor Soporte de California (CBR) , %, mínimo	50	60
Equivalente de arena, mínimo	30	40
Desgaste de los Ángeles, máximo	50	40
Grado de compactación; AASHTO Modificada, mínimo	100	100

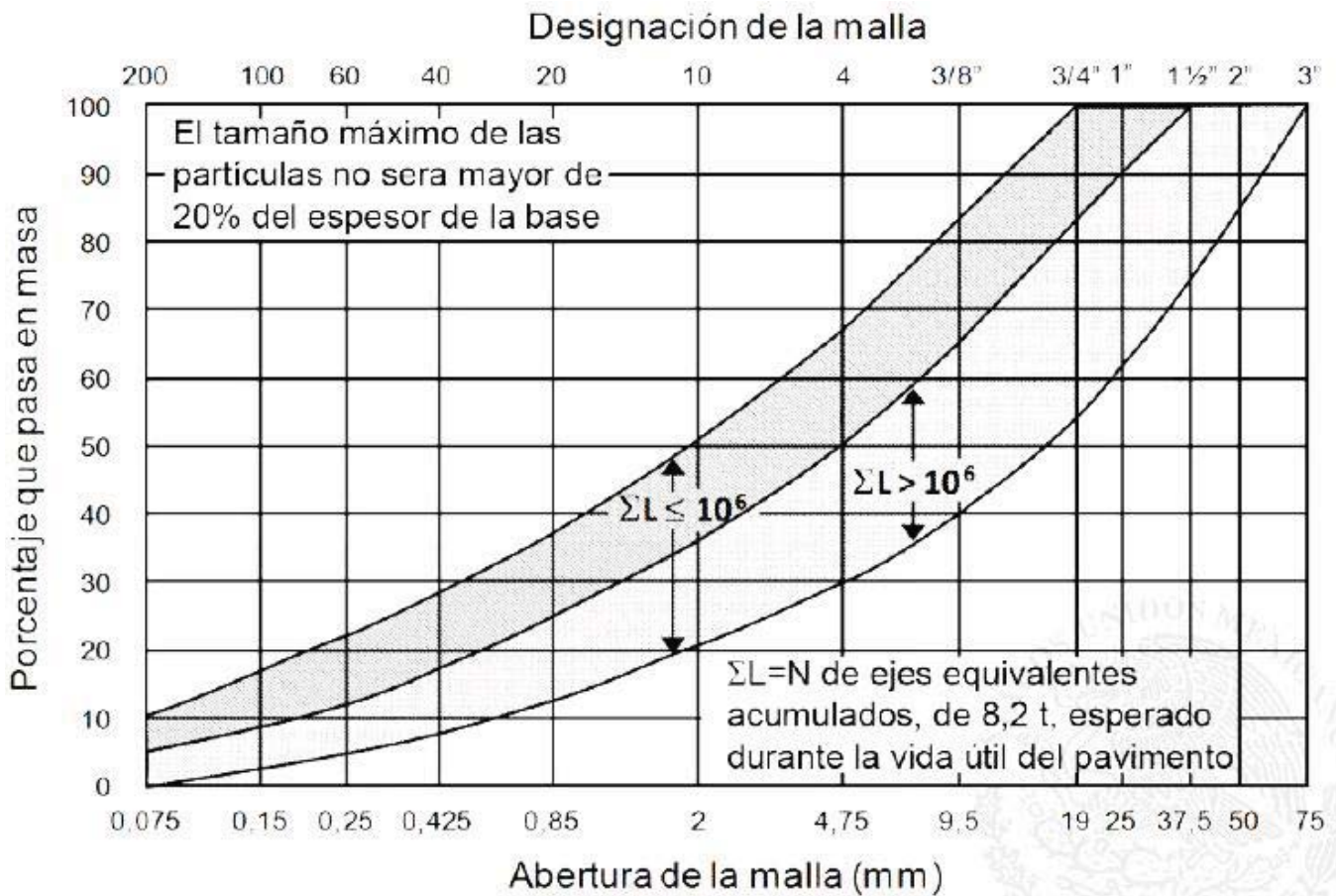




BASE

TABLA 4.5 Requisitos de calidad de materiales para capa base

Características	Valor %	
	$\Sigma L \leq 10^8$	$\Sigma L \geq 10^8$
Limite líquido, %, máximo	25	25
Índice plástico; %, máximo	6	6
Equivalente de arena, mínimo	40	50
Valor Soporte de California (CBR); %, mínimo	80	100
Desgaste de los Ángeles, máximo	35	30
Partículas alargadas y lajeadas, máximo	40	35
Grado de compactación ; AASHTO Modificada %, mínimo	100	100





CLASIFICACIÓN SUCS

a) Grava o arena bien graduada (GW o SW)

Si el material contiene hasta 5% de finos, cuando se trate de una grava cuyo coeficiente de uniformidad (CC) es mayor de 4 y su coeficiente de curvatura (CU) esté entre 1 y 3, determinados como se indica en el Inciso D.4.7. Del Manual M MMP-106, Granulometría de Materiales Compactables para Terracerías, se clasifica como grava bien graduada y se identifica con el símbolo GW. Cuando se trate de una arena cuyo coeficiente de uniformidad (CU) es mayor de 6 y su coeficiente de curvatura (CC) esté entre 1 y 3, se clasifica como arena bien graduada y se identifica con el símbolo SW.

b) Grava o arena mal graduada (GP o SP)

Si el material contiene hasta 5% de finos y sus coeficientes de uniformidad y curvatura (CC y CU respectivamente), no cumplen con lo indicado en el Punto anterior, se clasifica como grava mal graduada o arena mal graduada, según corresponda y se identifica con los símbolos GP o SP, respectivamente.

c) Grava o arena limosa (GM o SM)

Si el material contiene más de 12% de finos y estos son limo, se clasifica como grava limosa o arena limosa, según corresponda y se identifica con los símbolos GM o SM, respectivamente.

d) Grava o arena arcillosa (GC o SC)

Si el material contiene más de 12% de finos y estos son arcilla, se clasifica como grava arcillosa o arena arcillosa, según corresponda y se identifica con los símbolos GC o SC, respectivamente.

e) Grava o arena bien graduada limosa (GW-GM o SW-SM)

Si el material contiene entre 5 y 12% de finos y estos son limo, cuando se trate de una grava bien graduada, se clasifica como grava bien graduada limosa y se identifica con el símbolo GW-GM. Cuando se trate de una arena bien graduada, se clasifica como arena bien graduada limosa y se identifica con el símbolo SW-SM.

f) Grava o arena mal graduada limosa (GP-GM o SP-SM)

Si la grava o la arena son mal graduadas, contienen entre 5 y 12% de finos y estos son limo, se clasifican como grava mal graduada limosa o arena mal graduada limosa, según corresponda y se identifican con los símbolos GP-GM o SP-SM, respectivamente.



g) Grava o arena bien graduada arcillosa (GW-GC o SW-SC)

Si la grava o la arena son bien graduadas, contienen entre 5 y 12% de finos y estos son arcilla, se clasifican como grava bien graduada arcillosa o arena bien graduada arcillosa, según corresponda y se identifican con los símbolos GW-GC o SW-SC, respectivamente.

h) Grava o arena mal graduada arcillosa (GP-GC o SP-SC)

Si la grava o la arena son mal graduadas, contienen entre 5 y 12% de finos y estos son arcilla, se clasifican como grava mal graduada arcillosa o arena mal graduada arcillosa, según corresponda y se identifican con los símbolos GP-GC o SP-SC, respectivamente.

LÍMITES DE ATTERBERG

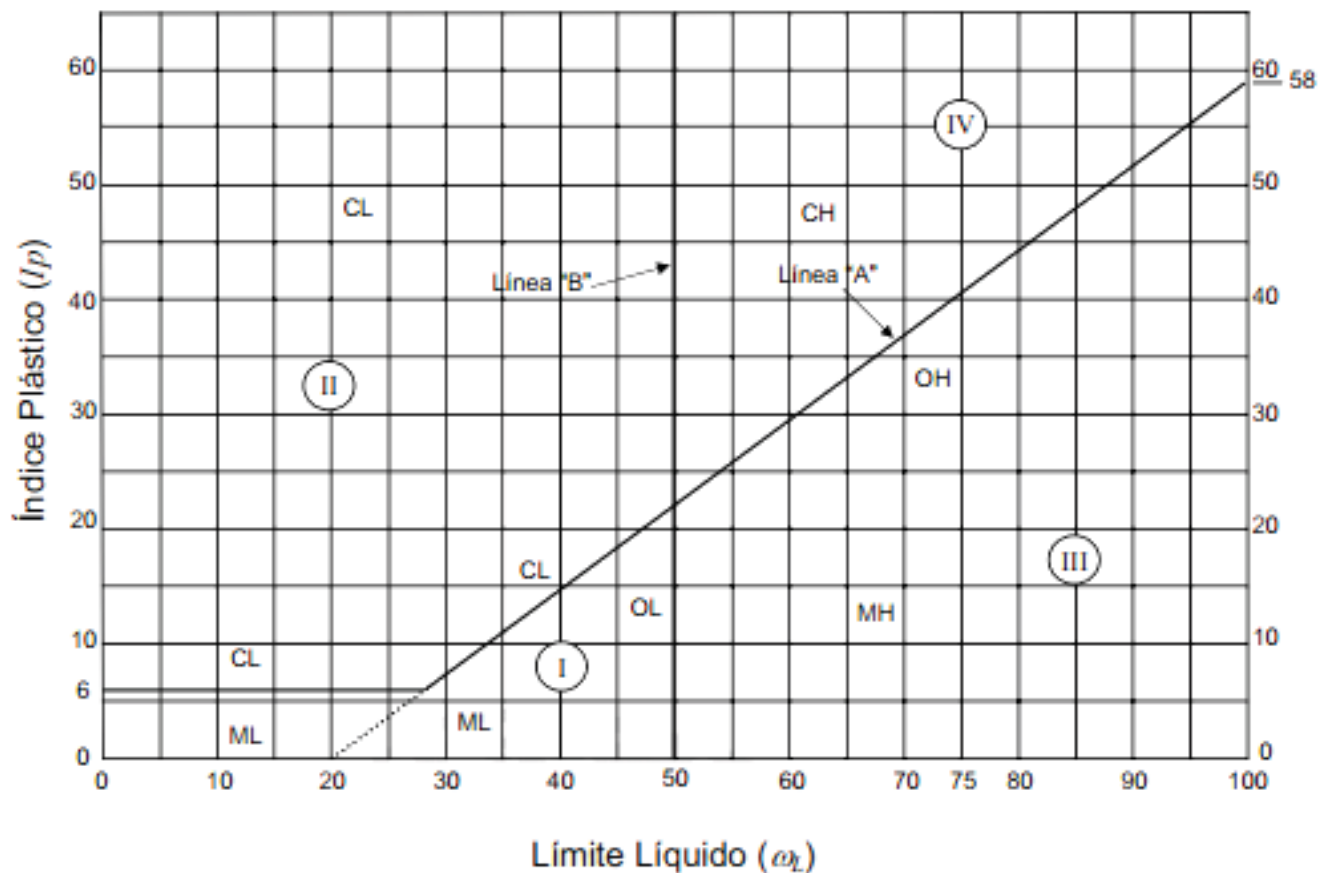
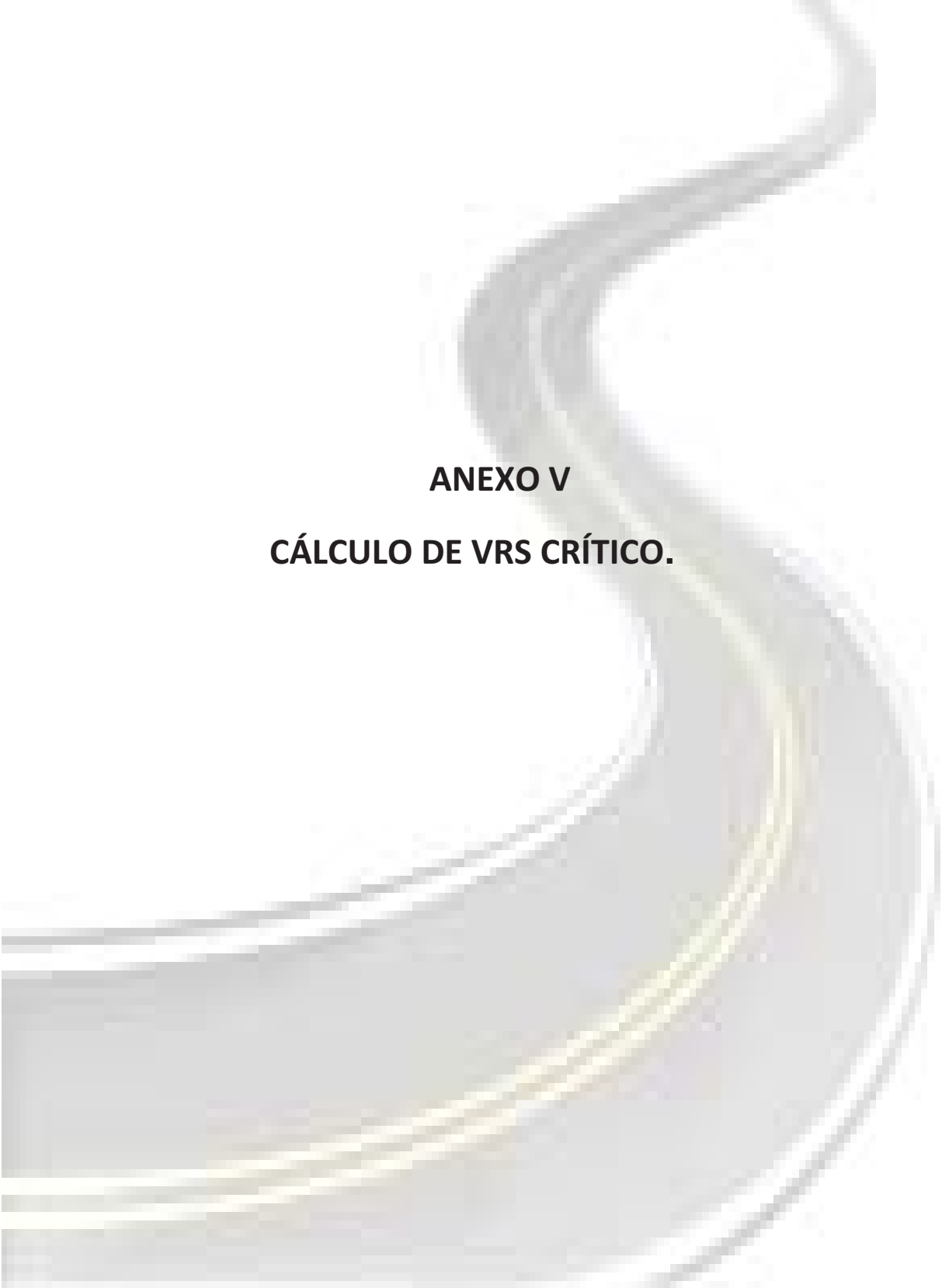


FIGURA 1.- Carta de plasticidad

A large, stylized graphic of a road or path that curves and loops through the page, rendered in shades of gray and white.

ANEXO V
CÁLCULO DE VRS CRÍTICO.



CALCULO DEL VRS

Para comenzar el método se deberá calcular los VRS críticos del terreno natural, subrasante y Base hidráulica debido a la gran diversidad de materiales, factores ambientales, entre otros.

El cálculo del VRS crítico se realizará utilizando la siguiente ecuación manejando un nivel de confianza del 90 % por tratarse de una carretera de altas especificaciones.

$$VRS_{\text{CRÍTICO}} = VRS * (1 - 1.282 * C_v)$$

$$C_v = \frac{\sigma}{VRS}$$

$$\sigma = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N} \right]^{1/2}$$

Dónde:

$VRS_{\text{CRÍTICO}}$ = Valor Relativo de Soporte Crítico esperado en el lugar durante la vida de servicio de la carretera, el cual se designa como valor crítico o valor de diseño.

\bar{VRS} = Valor Relativo de Soporte esperado en el lugar (Promedio de los VRS en campo).

σ = Desviación estandar de la población.

$$\sigma = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N} \right]^{1/2}$$



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO V



VRS CRÍTICO DEL TERRENO NATURAL

CADENAMIENTO	VRS %	CLASIFICACIÓN
KM 101+900 M2	10.29	ML
KM 102+470 M1	5.72	CH
KM 102+470 M2	5.33	CH
KM 103+580	11.21	CL
KM 104+080	5.33	CH
KM 110+500	6.43	CH
KM 111+500	5.70	ML
KM 112+000	5.88	CH
KM 112+540	8.27	GM
KM 114+560	5.33	GM
KM 115+080 M1	5.26	MH
KM 115+080 M2	5.15	MH
KM 115+500	6.32	MH
KM 116+000	7.17	CL
KM 117+160	5.50	ML
KM 118+240	7.57	CH
KM 118+720	5.70	CH
KM 119+200	5.83	MH
KM 121+140	8.36	ML
KM 121+760	8.05	ML
KM 122+700	5.15	CL
KM 123+360	5.68	CH
KM 127+360	5.50	CH
KM 127+860	5.09	CH
KM 128+420	5.50	CH
KM 129+960	8.97	ML
KM 130+480	6.10	ML
KM 130+980	6.38	CH
KM 131+500	5.53	CH
KM 132+000	7.06	CL
KM 134+540	10.63	ML
KM 135+120	4.85	CH
KM 135+780	5.50	CL
KM 136+180	6.69	CH
KM 136+680	6.89	MH
KM 137+120	5.72	CH
KM 137+480	8.55	ML
KM 140+980	10.02	CL
KM 141+500	7.65	CH
KM 142+500	6.54	CH
KM 142+980	6.14	CL
KM 143+480	6.51	CL
KM 144+000	5.97	ML
KM 144+500	6.82	MH
KM 145+500	5.50	CL
KM 146+000	7.57	CH
KM 146+500	6.27	CL
KM 148+000	4.71	CH
KM 149+000	5.96	ML
KM 149+500	6.14	CL



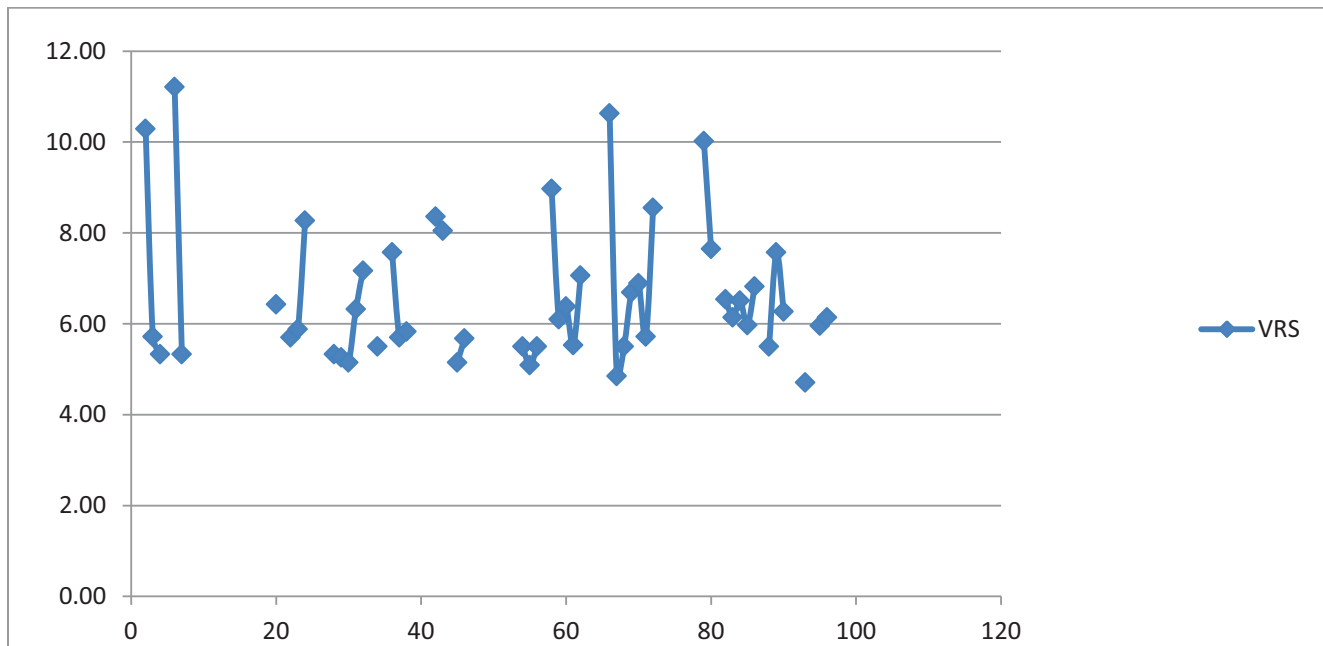
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO V



VRS	6.60	%
Cv	0.23	Adimensional

VRS CRÍTICO

PARA NIVEL DE CONFIANZA DEL 90%
4.61





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO V



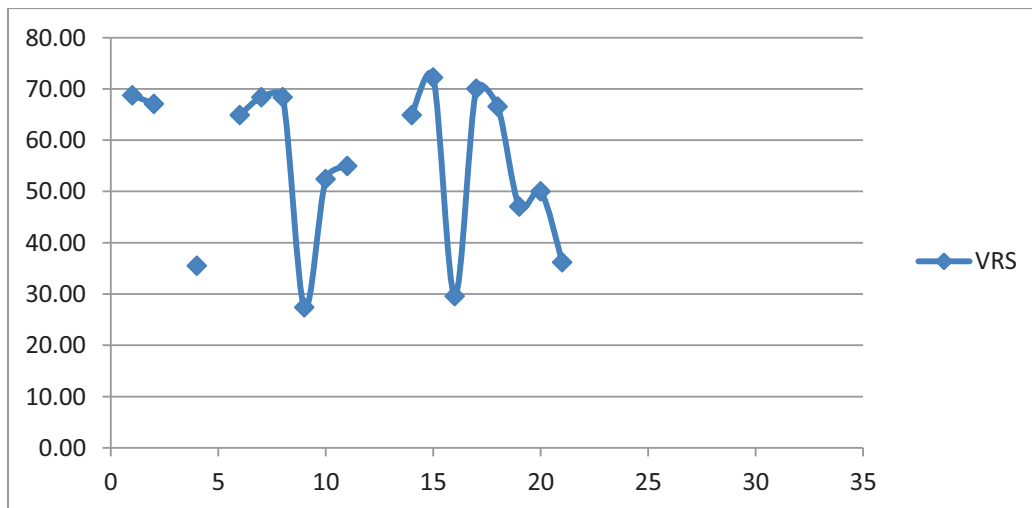
VRS CRÍTICO DE LA SUBRASANTE

	VRS %	CLASIFICACIÓN
Bco. La Cañada	68.75	GP
	67.10	GW
Bco. Los Corrales	35.53	SM
Bco. Sin Nombre	64.89	GP
	68.38	GP
Bco. San José	68.38	SP
	27.39	MH
Bco. San Nicolás	52.39	GW
	54.96	GW
Bco. Cerro Colorado	64.89	GW
	72.24	GW
Bco. Sin Nombre 2	29.60	MH
Bco. Atlacomulco	70.04	GW
	66.54	SW
Bco. Cerro Cruz Colorado	47.06	GW
Bco. La Manga	50.00	SM
Bco. Rincón de Teupan	36.20	SM
VRS	55.55	%
Cv	0.28	Adimensional

VRS CRÍTICO

PARA NIVEL DE CONFIANZA DEL 90%

35.86





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
ANEXO V



VRS_{CRÍTICO} DE LA BASE HIDRAULICA

CADENAMIENTO	VRS %	CLASIFICACIÓN
Bco. Las Canoas	107.03	GP

Como solo se encontró un banco de materiales para la base hidráulica el VRS_{CRÍTICO} a utilizar es el de 100 siendo el mínimo requerido (ver Anexo III).



BIBLIOGRAFÍA



BIBLIOGRAFÍA GENERAL

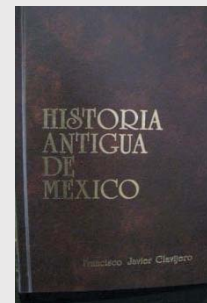
- LOS TRANSPORTES, SIGLOS XVI AL XX
 LUIS JAUREGUI
 OCEANO



- HISTORIA DE LAS COMUNICACIONES Y LOS TRANSPORTES EN MÉXICO
 CARDENAS DE LA PEÑA
 SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES, MÉXICO, 1988



- HISTORIA ANTIGUA DE MEXICO
 CLAVIJERO, FRANCISCO JAVIER
 PORRUA



- LAS CARRETERAS DE MÉXICO (1891 – 1991)
 GARCÍA MARTÍNEZ, BERNARDO
 SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES



- VIAJE A LA NUEVA ESPAÑA
 GEMELLI CARRERI, GIOVANNI FRANCESCO
 UNAM



- ESTRUCTURA Y DESARROLLO DEL SECTOR TRANSPORTE EN MÉXICO SEGUNDA EDICIÓN
 ISLAS RIVERA, VÍCTOR
 EL COLEGIO DE MÉXICO





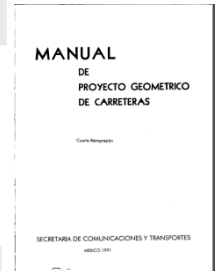
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
BIBLIOGRAFÍA



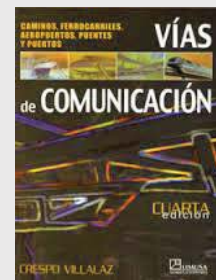
- CONCEPTOS QUE CONFORMAN EL PROYECTO EJECUTIVO DE CARRETERAS SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES MEXICO 1991



- MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES MÉXICO 1991



- VÍAS DE COMUNICACIÓN CARLOS CRESPO VILLALAZ LIMUSA



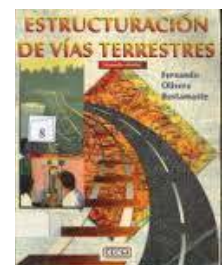
- INGENIERIA DE TRANSITO Y CARRETERAS NICHOLAS J. GARBER, LASTER A. HOEL PARANINFO



- CAMINOS CUARTA EDICIÓN JOSE LUIS ESCARIO MADRID 1949



- ESTRUCTURACION DE VIAS TERRESTRES FERNANDO OLIVERA BUSTAMANTE





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
BIBLIOGRAFÍA



- EL MANUAL DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO DE LA SECRETARÍA DE DESARROLLO SOCIAL (SEDESOL)



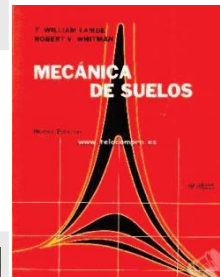
- INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES VOLUMEN 1 RICO – DEL CASTILLO (ALFONSO RICO RODRIGUEZ Y HERMILIO DEL CASTILLO MEJIA)
LIMUSA



- MECANICA DE SUELOS TOMO 1 JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ
LIMUSA



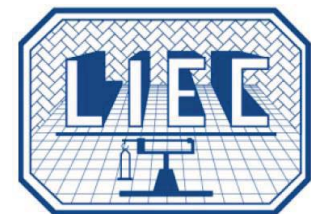
- MECÁNICA DE SUELOS LAMBE, T. W. Y WHITMAN, R.V.
LIMUSA



- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES SEGUNDA PARTE MANUEL ZARATE AQUINO
ASOCIACION MEXICANA DE ASFALTO, A.C.



- LABORATORIO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL Y CONTROL, S. DE R.L. DE C.V.
ANTONIO VALDES JIMENEZ





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
BIBLIOGRAFÍA



- INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES VOLUMEN 2
RICO – DEL CASTILLO (ALFONSO RICO RODRIGUEZ Y HERMILO DEL
CASTILLO MEJIA)
LIMUSA



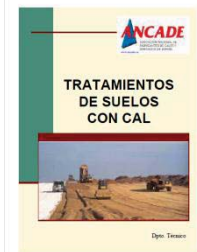
- MECANICA DE MATERIALES PARA PAVIMENTOS
PAUL GARNICA ANGUAS
SCT PUBLICACION TECNICA No. 197



- MANUAL DE ESTABILIDAD DE SUELOS CON CEMENTO O CAL
COMITÉ
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA)



- TRATAMIENTOS DE SUELOS CON CAL. PLANTEAMIENTO GENERAL,
DISEÑO Y CONTROL DE CALIDAD.
ANGEL SAMPEDRO RODRIGUEZ
ASOCIACION NACIONAL DE FABRICANTES DE CALES Y DERIVADOS
DE ESPAÑA



- INGENIERÍA DE PAVIMENTOS 3ERA EDICIÓN TOMO 1
FUNDAMENTOS, ESTUDIO BASICO Y DISEÑO
ALFONSO MONTEJO FONSECA
UNIVERSIDAD CATOLICA DE COLOMBIA 2010



- INGENIERÍA DE PAVIMENTOS 3ERA EDICIÓN TOMO 2
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL, OBRAS DE MEJORAMIENTO Y
NUEVAS TECNOLOGÍAS. ALFONSO MONTEJO FONSECA
UNIVERSIDAD CATOLICA DE COLOMBIA 2010





- PAVIMENTOS DE CONCRETOS PARA CARRETERAS
VOLUMEN 1 PROYECTO CONSTRUCCION
IMCYC 2002



- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PRIMERA PARTE
MANUEL ZARATE AQUINO
ASOCIACION MEXICANA DE ASFALTO, A.C.



- DISEÑO ESTRUCTURAL DE CARRETERAS CON PAVIMENTO FLEXIBLE
SANTIAGO CORRO CABALLERO
GUILLERMO PRADO
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM



- DISPAV-5-VERSION 3.0. ACTUALIZACION DEL SISTEMA PARA EL
DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS ASFALTICOS,
INCLUYENDO CARRETERAS DE ALTAS ESPECIFICACIONES
SANTIAGO CORRO CABALLERO
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM



- PAVIMENTOS FLEXIBLES, PROBLEMÁTICA, METODOLOGIAS DE
DISEÑO Y TENDENCIAS
ALFONSO RICO RODRIGUEZ
RODOLFO TELLEZ GUTIERREZ
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

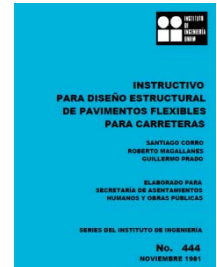




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
BIBLIOGRAFÍA



- INSTRUCTIVO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CARRETERAS
SANTIAGO CORRO CABALLERO
ROBERTO MAGALLANES
GUILLERMO PRADO
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM



- DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES PARA CARRETERAS
SANTIAGO CORRO CABALLERO
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM



- DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS, INCLUYENDO CARRETERAS DE ALTAS ESPECIFICACIONES
SANTIAGO CORRO CABALLERO
GUILLERMO PRADO
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM



NORMATIVAS

- N-PRY-CAR-1-01-005/07 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS. RESTITUCIÓN AEROFOTOGRAMÉTRICA.
- N-PRY-CAR-1-01-004/07 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS. FOTOGRAFÍAS AEREAS PARA ESTUDIOS AEROFOTOGRAMÉTRICOS.
- N-PRY-CAR-1-01-002/07 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS. TRAZO Y NIVELACIÓN DE EJES PARA EL ESTUDIO TOPOGRÁFICO.
- N-PRY-CAR-1-06-005/000 ESTUDIOS HIDRÁULICO – HIDROLÓGICOS PARA PUENTES. ANÁLISIS HIDROLÓGICO.
- N-PRY-CAR-1-03-001/000 ESTUDIOS GEOLÓGICOS. EJECUCIÓN DE ESTUDIOS GEOLÓGICOS.
- N-PRY-CAR-1-03-002/000 ESTUDIOS GEOLÓGICOS. FOTOGEOLOGÍA Y LEVANTAMIENTO GEOLÓGICOS.
- N-PRY-CAR-1-03-003/000 ESTUDIOS GEOLÓGICOS. PRESENTACIÓN DEL ESTUDIO GEOLÓGICO.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
INGENIERÍA CIVIL
BIBLIOGRAFÍA



- MANUAL M-MMP-1-07-03 LIMITES DE CONSISTENCIA.
 - MANUAL M-MMP-1-11-08 VALOR SOPORTE DE CALIFORNICA (CBR) Y EXPANSION (EXP).
 - LA NORMA M-MMP-4-01-008 "EQUIVALENTE DE ARENA" MUESTRA EL PROCEDIMIENTO PARA SU CÁLCULO.
 - LA NORMA M-MMP-4-01-016 "PARTÍCULAS ALARGADAS Y LAJEADAS" Y M-MMP-4-04-005/02 "PARTÍCULAS ALARGADAS Y LAJEADAS DE MATERIALES PÉTREOS PARA MEZCLAS ASFÁLTICAS" MUESTRAN EL PROCEDIMIENTO PARA SU CÁLCULO.
 - LA NORMA NMX-C-088-1997-ONNCE AGREGADOS- DETERMINACIÓN DE IMPUREZAS ORGÁNICAS EN EL AGREGADO FINO, MUESTRA CON MAYOR DETENIMIENTO EL PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR EL CONTENIDO DE MATERIA ORGÁNICA EN EL SUELO.
 - LA NORMA NMX-C-128-1997-ONNCEE "INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN- CONCRETO SOMETIDO A COMPRESIÓN- DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO Y RELACIÓN DE POISSON" MUESTRA EL PROCEDIMIENTO PARA SU CÁLCULO.
 - LA NORMA NMX-C-128-1997-ONNCEE "INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCIÓN- CONCRETO SOMETIDO A COMPRESIÓN- DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO Y RELACIÓN DE POISSON" MUESTRA EL PROCEDIMIENTO PARA SU CÁLCULO.
 - LA NORMA N-MMP-4-04-006/02 DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL DESGASTE DE LAS GRAVAS DE DENSIDAD REAL NORMAL.
 - LA NORMA N-MMP-4-04-008/03 DETERMINACIÓN DE LA PERDIDA POR INTEMPERISMO ACELERADO.
 - LA NORMA N-MMP-4-05-031 Y N-CMT-4-05-003/02 PERDIDA POR INTEMPERISMO ACELERADO.
 - MANUAL M-MMP-1-06-03, GRANULOMETRÍA DE MATERIALES COMPACTABLES PARA TERRACERÍAS
 - MANUAL M-MMP-1-02-03, CLASIFICACIÓN DE FRAGMENTOS DE ROCA Y SUELOS
-



NORMATIVAS DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE:

- Norma N-CMT-1-01/02. Materiales para terraplén
 - Norma N-CMT-1-02/02. Materiales para Subyacente
 - Norma N-CMT-1-03/02. Materiales para Subrasante
 - Norma N-CMT-4-02-001/11. Materiales para Sub-bases
 - Norma N-CMT-4-02-002/11. Materiales para Bases Hidráulicas
 - Norma N-CMT-4-05-003/08. Materiales para Mezclas Asfálticas
 - Norma N-CMT-4-05-004/05. Calidad de Materiales Asfálticos Grado PG
 - Norma N-CMT-2-02-001 Calidad del Cemento Portland
 - Norma N-CMT-2-02-002 Calidad de Agregados Pétreos para Concreto Hidráulico
 - Norma N-CMT-2-02-003 Calidad del Agua para Concreto Hidráulico
 - Norma N-CMT-2-02-004 Calidad de Aditivos Químicos para Concreto Hidráulico
 - Norma N-CMT-2-02-005/04 Calidad del Concreto Hidráulico
 - Norma N-CMT-2-02-053 Características del Concreto con Inclusor de Aire
 - Norma N-CMT-2-02-055 Muestreo de Concreto Hidráulico
 - Norma N-CMT-2-02-056 Revenimiento del Concreto Fresco
 - Norma N-CMT-2-02-058 Resistencia a la Compresión Simple de Cilindros de Concreto
 - Norma N-CMT-2-02-059 Resistencia a la Tensión de Cilindros de Concreto
 - Norma N-CMT-2-02-061 Índice de Rebote del Concreto mediante Esclerómetros
-



OTROS ARTÍCULOS

- PRIMER INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1989
 - SEGUNDO INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1990
 - TERCER INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1991
 - CUARTO INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1992
 - QUINTO INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1993
 - SEXTO INFORME DE GOBIERNO, PRESIDENCIA DE LA REPÚBLICA
DIRECCIÓN DE COMUNICACIÓN SOCIAL
MÉXICO 1994
-