

TUES
1501
C263e
1997
g1

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



TEMA DE TRABAJO DE GRADUACIÓN

**ESTUDIO Y COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS
UTILIZADOS POR AASHTO-93 Y EL INSTITUTO AMERICANO
DEL ASFALTO-91 (MS-1) PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS
FLEXIBLES**

PRESENTADO POR

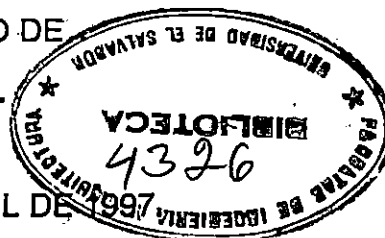
JAIME ERNESTO CARBAJAL ALVAREZ
ALBERTO ALCIDES CLAUDE ALVARADO
ELMER OSWALDO RAMÍREZ CERON

15101794

15101794

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, ABRIL DE 1997



Aprobado el 12 de mayo de 1997

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR



RECTOR :

DR. BENJAMÍN LÓPEZ GUILLÉN

SECRETARIO GENERAL :

LIC. ENNIO ARTURO LUNA

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. JOAQUÍN ALBERTO VANEGAS AGUILAR

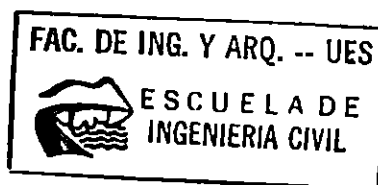
SECRETARIO :

ING. JOSÉ RIGOBERTO MURILLO CAMPOS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

ING. JULIO EDGARDO BONILLA ÁLVAREZ



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:
INGENIERO CIVIL

Título:

**ESTUDIO Y COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS UTILIZADOS POR AASHTO-93
Y EL INSTITUTO AMERICANO DEL ASFALTO-91 (MS-1) PARA
EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES**

Presentado por:

JAIME ERNESTO CARBAJAL ÁLVAREZ
ALBERTO ALCIDES CLAUDE ALVARADO
ELMER OSWALDO RAMÍREZ CERÓN


Trabajo de graduación aprobado por:

COORDINADOR : ING. JOSÉ MIGUEL LANDAVERDE
ASESOR : ING. ROLANDO AMAYA DE LEÓN
ASESOR : ING. JORGE OSWALDO TORRES BERNABÉ

San Salvador, Abril de 1997.

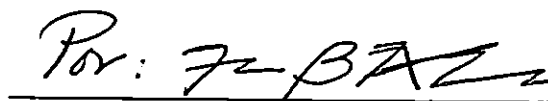
Trabajo de graduación aprobado por:

Coordinador:



ING. JOSÉ MIGUEL LANDAVERDE

Asesor:



ING. ROLANDO AMAYA DE LEÓN

Asesor:



ING. JORGE OSWALDO TORRES BERNABÉ

AGRADECIMIENTOS

En esta sección queremos devolver, en parte, la ayuda desinteresada que personas, instituciones y empresas nos brindaron para el desarrollo del presente trabajo.

Agradecimientos especiales a:

NUESTROS ASESORES:

Ing. Rolando Amaya de León, Ing. José Miguel Landaverde e Ingeniero Jorge Oswaldo Torres Bernabé por brindarnos desinteresadamente sus conocimientos, sin los cuales no habría sido posible la finalización del presente estudio.

ING. HÉCTOR ALEJANDRO PORTILLO:

Por ayudarnos a dar los primeros pasos del trabajo, así como su constante colaboración técnica, la cual fue muy valiosa y desinteresada.

SUSAN CAMPOS

Por la colaboración prestada en los momentos finales del trabajo.

NUESTROS AMIGOS

Que de cualquier forma contribuyeron a que éste éxito se realizara.

DEDICATORIA

AL DIOS TODO PODEROSO:

Por haberme guiado durante toda mi carrera, que hoy culmino.

A MIS PADRES:

Marta Hilda Alvarado de Claude y Roberto Mauricio Claude Aragón, por brindarme el ser, por darme siempre su gran apoyo moral y sus valiosos consejos que sirvieron para crearme el hábito de la preparación académica.

A MI AMADA ESPOSA E HIJO:

Ilina Patricia y Diego Alberto, por estar a mi lado durante la tempestad y la calma, por su constante apoyo moral y material, por hacer sentir en mí algo por que triunfar, por amarme desinteresadamente, por comprenderme. Los Amo.

A MI ABUELITA TONITA:

Por sus sabios consejos, que estuvieron cuando más los necesite y por su apoyo moral.

A MIS HERMANOS:

Mauricio, Milta e Hilda, a quienes les agradezco su apoyo moral y comprensión, lo cual nunca faltó.

A TODA MI DEMÁS FAMILIA:

Que de una u otra forma han contribuido a que finalice mi carrera.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS:

Por haber trabajado incansablemente hasta el último momento, para conseguir juntos ésta victoria.

A MIS AMIGOS Y PERSONAS QUE CREYERON EN MÍ:

Con mucho cariño para todas aquellas personas que de cerca o de lejos han seguido este proceso, y que han estado siempre pendientes de las diferentes etapas del mismo.

Alberto.

DEDICATORIA

A DIOS TODO PODEROSO:

Por haberme dado discernimiento y la fuerza necesaria para culminar mis estudios.

A MIS PADRES:

Nicolás Carbajal Contreras y Blanca Rosa Alvarez Reyes por haberme enseñado la perseverancia y sacrificio para alcanzar el éxito.

A MI PRIMA:

Berta Alicia Alvarez por haberme dado apoyo moral, económico quien se hace merecedora del triunfo.

A MIS AMIGOS DEL DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL:

Susan Campos y Ramón Evelio López, quienes hicieron posible con su colaboración la realización de este trabajo y en particular al compañero Daniel Ramírez por su colaboración desmedida.

La honestidad y la sinceridad son dos cualidades que dignifican al ser humano, razón esencial para agradecer a todas aquellas que posean éstos dones.

Jaime Ernesto.

DEDICO ESTE TRABAJO A

DIOS TODO PODEROSO Y A JESUCRISTO:

Por haberme dado todo lo necesario y poder terminar con una etapa más de mi vida.

A MIS PADRES:

Neftalí Ramírez López y Rosa Mélida Cerón (Q.D.D.G.), por recibir de ellos todo el apoyo material y espiritual y darme esta herencia para el resto de mi vida.

A MIS HERMANOS:

Por compartir conmigo buenos y malos momentos y poder alcanzar juntos esta victoria.

MIS TÍAS:

En forma muy especial a Olivia Ramírez y Berta Lara por darme apoyo en forma desinteresada en los momentos más difíciles que se me presentaron.

A MI ESPOSA E HIJOS:

Nancy Mendoza de Ramírez, Elmer Oswaldo y Eduardo Alejandro por darme amor y confianza y poder compartir juntos los frutos de esta carrera.

LAS FAMILIAS RAMÍREZ-CERÓN:

Ya que en gran parte me ayudaron a terminar estos años de estudio.

COMPAÑEROS Y AMIGOS:

A todos aquellos que confiaron en mí. Gracias.

Elmer.

INDICE

CAPITULO I : ANTEPROYECTO

	Pag.
1.1.0 INTRODUCCION	2
1.2.0 ANTECEDENTES	4
1.3.0 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	7
1.4.0 JUSTIFICACION.....	8
1.5.0 OBJETIVOS	9
1.5.1 GENERALES	10
1.5.2 ESPECIFICOS	10
1.6.0 ALCANCES	11
1.7.0 LIMITACIONES	11
1.8.0 METODOLOGIA.....	12
1.9.0 MARCO TEORICO.....	14
1.9.1 DEFINICION DE PAVIMENTO.....	15
1.9.2 CLASIFICACION DE LOS PAVIMENTOS.....	15
1.9.3 PAVIMENTOS FLEXIBLES.....	16
1.9.4 ESTRUCTURA DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES.....	17
1.9.5 SUELO SOPORTANTE O SUBRASANTE.....	19
1.9.6 SUB-BASE.....	19
1.9.7 BASE	21
1.9.7.1 ESTABILIZACION DE BASE CON SUELO-CEMENTO.....	22
1.9.7.2 ESTABILIZACION DE SUELO CON CAL	23
1.9.7.3 ESTABILIZACION DE BASE CON ASFALTO	24
1.9.8 CARPETA DE RODAMIENTO	25
1.9.9 SELLO IMPERMEABILIZANTE	26

1.9.10 PAVIMENTOS RIGIDOS ..	26
1.9.11 PAVIMENTOS DE ADOQUINES...	27
1.9.12 PAVIMENTOS EMPEDRADOS ..	30
1.10.0 INVESTIGACION DE CAMPO ...	31
1.10.1 INTRODUCCION .	31
1.10.2 FUNCIONAMIENTO Y CONDICIONES ESTRUCTURALES...	32

ANEXOS

**CAPITULO II : GUIA AASHTO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE
PAVIMENTOS-1993.**

2.1.0 INTRODUCCION..	46
2.2.0 ANTECEDENTES .	46
2.3.0 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES ...	50
2.3.1 VARIABLES DE ENTRADA O DISEÑO ..	50
2.3.1.1 VARIABLES DE TIEMPO ..	51
2.3.1.2 SUBRASANTE ..	53
2.3.1.3 TRANSITO ..	62
2.3.1.3.1 CONVERSION DE TRANSITO DE ESAL...	62
2.3.1.3.2 FACTOR DE EQUIVALENTE DE CARGA ..	63
2.3.1.3.3 FACTOR DE CAMION...	63
2.3.1.3.4 FACTOR DE DISTRIBUCION POR DIRECCION ..	64
2.3.1.3.5 FACTOR DE DISTRIBUCION POR CARRIL...	64
2.3.1.3.6 PROCEDIMIENTO DE CALCULO RIGUROSO...	66
2.3.1.3.7 FACTORES QUE AFECTAN EL CALCULO DEL ESALs...	68
2.3.1.4 CONFIABILIDAD ..	68
2.3.1.5 EFECTOS AMBIENTALES ...	71

2.3.2 CRITERIOS DE ADOPCION DE NIVELES DE SERVICIABILIDAD ..	78
2.3.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES ..	80
2.3.3.1 CARACTERIZACION DE LOS MATERIALES DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO ..	80
2.3.4 CONDICIONES DE DRENAJE...	89
2.3.5 CALCULO DE LOS ESPESORES DE LAS CAPAS DE PAVIMENTO .	91
2.3.5.1 DETERMINACION DEL NUMERO ESTRUCTURAL REQUERIDO ..	92
2.3.5.2 PRUEBA DE ALTERNATIVAS DE ESPESORES DE CAPAS DEL PAVIMENTO ..	95
2.3.5.3 CONCEPTO DE ANALISIS DE CAPAS...	96
2.3.5.4 ESTABILIDAD Y FACILIDAD DE CONSTRUCCION .	100

***CAPITULO III : PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE
PAVIMENTOS UTILIZADO POR EL INSTITUTO
AMERICANO DEL ASFALTO (MS-1)***

3.1.0 INTRODUCCION.....	102
3.1.1 ALCANCE DEL MANUAL	102
3.1.2 BASE DEL MANUAL	102
3.1.3 VENTAJAS DE LAS BASES ASFALTICAS.	104
3.1.4 VENTAJAS DEL PAVIMENTO TODO CONCRETO ASFALTICO. .	105
3.2.0 CONSIDERACIONES DE DISEÑO	108
3.2.1 INTRODUCCION	108
3.2.2 CLASIFICACION DE CARRETERAS Y CALLES .	108
3.2.3 SELECCION DE VARIABLES DE DISEÑO...	109
3.2.4 CONSTRUCCION POR ETAPAS ..	110

3.2.5	COMPARACIONES ECONOMICAS...	111
3.3.0	PRINCIPIOS DE DISEÑO...	113
3.3.1	BASE DE DISEÑO ..	113
3.3.2	CRITERIOS DE DISEÑO ..	114
3.3.3	CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES ..	115
3.3.3.1	CONCRETO ASFALTICO ..	115
3.3.3.2	MATERIALES GRANULARES...	116
3.3.4	CONSIDERACIONES AMBIENTALES...	116
3.3.5	GRAFICAS DE DISEÑO ..	117
3.4.0	ANALISIS DE TRAFICO ..	117
3.4.1	INTRODUCCION ..	117
3.4.2	ESTIMACION DEL VOLUMEN DE TRAFICO ..	119
3.4.2.1	METODO DE ANALISIS ..	119
3.4.2.2	CLASIFICACION Y NUMERO DE VEHICULOS ...	119
3.4.2.3	CARRIL DE DISEÑO ..	122
3.4.2.4	PERIODO DE DISEÑO..	122
3.4.2.5	CAPACIDAD DE LA CARRETERA...	123
3.4.2.6	TASA DE CRECIMIENTO DEL TRAFICO ..	123
3.4.3	ESTIMACION DEL ESAL..	126
3.4.4	DETERMINACION DEL ESAL DE DISEÑO ...	128
3.4.5	HOMBROS, CALLES RESIDENCIALES Y ZONAS DE PARQUEO...	134
3.4.5.1	CALLES RESIDENCIALES Y ZONAS DE PARQUEO... ..	134
3.4.5.2	HOMBROS ..	135
3.5.0	EVALUACION DE MATERIALES ..	136
3.5.1	GENERAL..	136
3.5.2	SUBRASANTE..	138
3.5.2.1	DEFINICION ..	138

3.5.2.2 SUBRASANTE MEJORADA..	138
3.5.2.3 METODOS DE EVALUACION..	139
3.5.2.4 MUESTREO Y ENSAYOS..	141
3.5.2.5 SELECCION DEL MODULO DE RESILENCIA DE LA SUBRASANTE..	143
3.5.2.6 REQUERIMIENTOS DE COMPACTACION DE LA SUBRASANTE..	148
3.5.3 CONCRETO ASFALTICO PARA SUPERFICIE Y BASE	150
3.5.3.1 REQUERIMIENTOS DE MATERIALES PARA CONCRETO ASFALTICO..	150
3.5.3.2 CRITERIOS DE COMPACTACION DEL CONCRETO ASFALTICO	151
3.5.3.3 MEZCLAS DE EMULSIONES ASFALTICAS PARA BASES..	153
3.5.3.3.1 REQUISITOS PARA MATERIALES PARA MEZCLAS DE EMULSIONES ASFALTICAS	153
3.5.3.3.2 REQUISITOS DE COMPACTACION PARA MEZCLAS DE EMULSIONES ASFALTICAS	154
3.5.4 BASES Y SUBBASES GRANULARES	156
3.5.4.1 REQUERIMIENTOS PARA MATERIALES GRANULARES DE BASE Y SUBBASE	156
3.5.4.2 REQUERIMIENTOS DE COMPACTACION PARA BASES Y SUBBASES GRANULARES	156
3.6.0 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL...	157
3.6.1 DATOS DE ENTRADA PARA EL DISEÑO: TRAFICO, SUBRASANTE Y MATERIALES...	159
3.6.2 FACTORES AMBIENTALES..	161
3.6.3 ESPESORES MINIMOS DE CONCRETO ASFALTICO...	162
3.6.3.1 DETERMINACION DE ESPESORES DE PAVIMENTOS:	

TODO CONCRETO ASFALTICO (FULL-DEPTH) ..	164
3.6.3.2 DETERMINACION DE ESPESORES DE PAVIMENTOS CON BASE GRANULAR...	165
3.6.3.3 DETERMINACION DEL ESPESOR PARA PAVIMENTO CON MEZCLAS DE ASFALTO EMULSIFICADO SOBRE BASE DE AGREGADOS NO TRATADOS...	167
3.6.4 CONSTRUCCION EN ETAPAS ..	170
3.6.4.1 VENTAJAS DE LA CONSTRUCCION EN ETAPAS ..	171
3.6.4.2 METODO DE DISEÑO ..	172
3.7.0 ANALISIS ECONOMICO ..	177
3.7.1 INTRODUCCION ..	177
3.7.2 FACTORES BASICOS PARA EL ANALISIS ..	178
3.8.0 DISCUSION DE FACTORES BASICOS..	180
3.8.1 PERIODO DE ANALISIS..	180
3.8.2 COSTOS DE CONSTRUCCION ..	180
3.8.3 TASA DE INTERES ..	180
3.8.4 VALOR PRESENTE NETO...	181
3.8.5 VALOR SALVABLE..	181
ANEXOS (CARTAS DE DISEÑO)	

CAPITULO IV : PRUEBAS DE CAMPO, LABORATORIO, CALCULO,

ANALISIS Y DISEÑO DE LOS ESPESORES DE PAVIMENTO

4.0.0 GENERALIDADES ..	221
4.1.0 GEOLOGIA DEL AMSS ..	221
4.2.0 PROCEDIMIENTO DE LAS PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO..	225

CAPITULO V : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.0 CONCLUSIONES ..	275
5.2.0 RECOMENDACIONES ..	278
BIBLIOGRAFIA ..	280

CAPITULO I

ANTEPROYECTO

1.1.0 INTRODUCCION

El siguiente documento presenta la comparación de los métodos usados por la AASHTO y el Instituto Americano del Asfalto, para el diseño estructural de pavimento para carreteras. Para efectos prácticos el estudio se llevará a cabo en un tramo del Boulevard del Ejército Nacional (CA-1), entre los kilómetros 2 y 8.5 (paso a dos niveles Aeropuerto Ilopango, F.A.E.S.), anticipando la posibilidad de Ampliación de la vía.

El diseño estructural de pavimento ha evolucionado a través de los años, sin llegar a la unificación de métodos, es por esto que se estima la necesidad de hacer un estudio y comparación de los métodos más utilizados en nuestro medio basados en las normas y criterios de diseño de cada uno de ellos para poder obtener soluciones que den mayores beneficios.

Es de reconocer que los costos de mantenimiento de una carretera son muy elevados y la disponibilidad de fondos limitados, lo que obliga a que los métodos utilizados sean efectivos a través de la optimización de sus procesos, en función de los costos, sin descuidar los aspectos estructurales.

Es importante señalar que el diseño estructural de los pavimentos asfálticos es similar al diseño de cualquier otra estructura compleja, por lo cual

las investigaciones están dirigidas para obtener un refinamiento mas aceptable y a la determinación de un procedimiento racional de diseño estructural.

En los métodos en estudio hay una serie de factores que se deben incluir, pero principalmente se consideran entre otros los siguientes :

- A) Tipos de tránsito a ser soportado inicialmente y durante la vida de servicio para la que ha de ser diseñada la estructura de pavimento.
- B) Capacidad soportante y otras propiedades concernientes a la subrasante.
- C) Características propias de los materiales disponibles para los diferentes espesores de las capas que formarán la estructura del pavimento.
- D) Condiciones de servicio del pavimento.
- E) Condiciones ambientales de la ruta.

Todos estos datos son el punto central del estudio por lo que se requiere especial cuidado en el manejo de toda esta información, siendo útil el uso de una base de datos computarizada, la cual, como es lógico, dependerá más que todo de la información que le introduzcamos, es decir los datos de campo obtenidos (tráfico, pruebas de Laboratorio, etc.).

1.2.0 ANTECEDENTES

A través de la historia del país, se han llevado a cabo una infinidad de trabajos de carreteras, ya sean rehabilitaciones y/o construcciones nuevas dependiendo del estado de la carretera y sobre todo, del recurso económico con que se cuenta.

Generalmente, se desarrollan en el país rehabilitaciones de las vías, lo cual no siempre será la mejor solución (pero si la más Económica). En nuestro caso presentamos un estudio de diseño nuevo de pavimentos.

A manera de información, se muestra en los siguientes cuadros, un resumen del desarrollo histórico de las carreteras más importante de nuestro país:

RESUMEN DE LA HISTORIA DE LAS CARRETERAS MAS IMPORTANTES DE EL SALVADOR.

COBERTURA	CARRETERA	ANTES	AHORA
ZONA ORIENTAL	SAN MIGUEL - SANTA ROSA - AGUA SALADA	Se inicio su construcción en Mayo 1964. Pretendía reducir la distancia entre San Miguel y la frontera con Honduras. Inicialmente fue paralelamente pavimentada, fue mejorada por el aumento de tráfico.	Inadecuada por el volumen de tráfico actual. Presenta deterioro en muchos tramos y curvas cerradas.
ZONA NORTE	EL POY - TEJUTLA - SAN SALVADOR	Construida para comunicar la zona norte con el resto del territorio y aprovechar el potencial agrícola de la zona. Recibió poco mantenimiento debido a que atravesaba zonas conflictivas.	Muchos tramos deteriorados, exceptuando el tramo entre Apopa y San Salvador que fue ampliado.
COBERTURA NACIONAL	CARRETERA DEL LITORAL. PANAMERICANA O INTERAMERICANA.	Construida en el periodo de 1955-1961, contribuyo al turismo, así como al desarrollo de nuevos centros económicos. Atraviesa la planicie costera. Inicialmente recibió mantenimiento de la D.G.C. Construida entre 1937 y 1943. Ayudo al desarrollo de poblaciones como Santa Ana, San Salvador, San Miguel, etc. Algunos tramos han sido ampliados, reasfaltados o reconstruidos.	Se realizan trabajos de ampliación en algunos tramos, pues su ancho resulta inadecuado para el volumen de tráfico actual. Es ampliamente utilizada, pero hay tramos con alineamientos con poca visibilidad.

RESUMEN DE LA HISTORIA DE LAS CARRETERAS MAS IMPORTANTES DE EL SALVADOR.

COBERTURA	CARRETERA	ANTES	AHORA
ZONA OCCIDENTAL	AHUACHAPAN - EL JOBO.	Construida entre 1964 y 1965, sería la ruta mas oorta entre la ciudad de Guatemala y San Salvador.	Utilizada para el transporte de mercadería entre Guatemala y San Salvador. Su periodo de diseno finalizo, es necesario reconstruir.
	SAN SALVADOR - ACAJUTLA.	Iniciada en 1964. Se orco debido a la gran actividad industrial de la zona y a la apertura del Puerto de Acajutla.	Se realizan trabajos de ampliación de el ancho de toda je. Se producen muchos accidentes debido a la afluencia de transporte pesado y al ancho reducido de la carretera.
	SANTA ANA - METAPAN - ANGUIATU.	Construida en 1981 y 1982. Interoconexión con la carretera Panamericana, permitirla el tráfico vehicular rápido de productos de Guatemala o de las fabricas de cemento oerianas a Metapán.	Condición aceptable debido al mantenimiento que ha recibido durante su periodo de diseno.
ZONA CENTRAL	SANTA TECLA - LA LIBERTAD.	Iniciada en Junio de 1964, permitio una rápida movilización de productos pesqueros hacia San Salvador y Santa Tecla.	Presenta condiciones aceptables, debido a la topografía irregular del terreno existen numerosas curvas y pendientes fuertes, por lo que hay muchos accidentes.
	SAN SALVADOR - COMALAPA. (ANTIGUA)	Se inicio su construcción en Mayo de 1934. Debido a un copioso temporal, parte del dinero destinado a la obra se utilizó para remover escombros y en reparaciones. Fue concluida en 1938.	En mal estado. El tráfico ha disminuido debido a la construcción de una autopista.

1.3.0 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

La red vial de El Salvador muestra una acelerada recuperación y engrandecimiento a la vez, ya que a raíz del conflicto de los años 80 sufrió serios daños en toda su estructura ya sea por la falta de mantenimiento, finalización del período de diseño o por los problemas políticos y sociales que vivió el país. Es por ello que vemos la necesidad de realizar una investigación que nos permita comparar los métodos más importantes usados en el país para el diseño de pavimentos como son el empleado por la AASHTO (Americana Association of State Highway and Transportation Officials) y el del Instituto Americano del Asfalto (The Asphalt Institute thickness Dising Asphalt Paviment) y así poder determinar cual es el más favorable aprovechando los materiales y características de la zona, para obtener mayores beneficios.

Con este estudio comparativo se pretende dar a conocer los últimos avances referente al diseño de pavimentos tomando en cuenta las investigaciones hechas por las instituciones antes mencionadas, usando para ello las publicaciones más recientes.

Esta comparación ayudará a seleccionar el uso de un diseño en cuanto a lo económico y durable, con espesores mínimos de capas, con la finalidad de proteger las capas inferiores incluyendo la subrasante, de algunos daños que pueden ser ocasionadas por cargas excesivas producidas por el tráfico vehicular o cualquier otro factor.

Con este estudio y comparación de métodos de diseño se busca disminuir los costos de ejecución y mantenimiento de carreteras, optimizando el uso de los espesores de las capas de los materiales.

1.4.0 JUSTIFICACION

La principal justificación para este trabajo de graduación es lograr, a partir de los documentos que existen por separado para cada uno de los métodos de diseño, un trabajo que muestre una comparación entre la metodología usada por la AASHTO y El Instituto Americano del Asfalto con respecto al estudio de los espesores de la estructura del pavimento, lo cual redundará en una optimización de la aplicación de cada uno de ellos.

En nuestro medio éste tipo de investigación no ha sido muy desarrollada, pues la tendencia se ve centralizada en el diseño geométrico, dando una menor importancia a la comparación de los métodos antes mencionados. Con una investigación de este tipo El Salvador contará con una mejor solución para el diseño estructural del pavimento.

Todas las carreteras o caminos, principalmente las asfaltadas difícilmente tendrá carácter obsoleto, de manera que un trabajo de esta naturaleza implica un estudio que se puede utilizar desde ya y por lo consiguiente en un futuro.

Se espera con éste trabajo aclarar muchas problemáticas que se dan en nuestro medio, especialmente las de carácter económico, y con ello dejar

precedencia a futuros estudiantes para que puedan dar seguimiento al desarrollo del tema (complementar, actualizar etc.)

Tomando en cuenta lo anterior se espera que, optimizando los espesores de la estructura a través del estudio y comparación de los métodos mencionados, se reducirán las cantidades de los insumos, la cual significaría un ahorro a la hora de realizar proyectos de carreteras.

Lo antes mencionado se reflejaría en los gastos nacionales ya que las carreteras son parte importante dentro del presupuesto del país.

Esperamos que con éste estudio el beneficiado sea todo el país, especialmente Ingenieros, estudiantes y todo aquel que forme parte de un proyecto de carretera, en lo referente al diseño estructural del pavimento, lo cual hasta cierto punto es una necesidad de estudio dentro de nuestro medio, ya que debido a que en el país no se ha trabajado masivamente en pavimentos asfálticos durante los últimos años, no ha habido una actualización en esta tecnología, además que los nuevos profesionales prácticamente desconocen lo relativo al diseño y construcción de pavimentos asfálticos.

1.5.0 OBJETIVOS

Se ha investigado que el diseño estructural de pavimentos es importante a la hora de mencionar los costos del proyecto en su vida útil y unido a esto, no

contamos con estudios comparativos de los métodos analizados, AASHTO y del Instituto Americano del Asfalto. Partiendo de lo anterior se pretende conseguir con este trabajo los siguientes objetivos generales y específicos:

1.5.1 OBJETIVOS GENERALES

- 1- Comparar los parámetros utilizados por la AASHTO 1993 y el Instituto Americano del Asfalto 1991, en lo referente al diseño estructural de pavimentos.
- 2- Diseñar una estructura de pavimento según AASHTO 1993
- 3- Diseñar una estructura de pavimento según el Instituto Americano del asfalto 1991.

1.5.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

Para esto se ha planificado analizar los dos métodos propuestos :

1. Desarrollar un diseño específico para cada uno de los métodos, utilizando los materiales del lugar, ya que éste conlleva a una reducción de costos y aumento de beneficios para los resultados del proyecto.
2. Determinar cual es el método de diseño estructural de pavimentos que se recomienda a utilizar en nuestro medio tomando en cuenta el aspecto técnico y económico.

1.6.0 ALCANCES

Se hará una investigación de los diferentes tipos de pavimentos asfálticos en El Boulevard del Ejército Nacional, en el tramo específico de estudio comprendido entre los km. 2 y km. 8.5.

Además con la información obtenida por la Dirección General de Caminos (DGC), empresas constructoras, supervisoras, y las visitas de campo, se podrá determinar los tipos de daños e intensidad que se muestran en el pavimento del Boulevard del Ejército Nacional, principalmente por los efectos del tránsito actual.

Al final del estudio se comparan los métodos de diseño AASHTO e Instituto Americano de Asfalto, aplicadas al tramo seleccionado; para recomendar uno de ellos, (dependiendo de sus ventajas y desventajas técnicas y económicas), para una posible ampliación de carriles.

1.7.0 LIMITACIONES

Este estudio no compara todos los métodos utilizados en el país, sino que se centraliza en los métodos AASHTO e Instituto Americano del Asfalto por ser éstos los más utilizados en nuestro medio.

Para el estudio y comparación de estos métodos se utilizó bibliografía actualizada la cual fue analizada en sentido crítico, ya que el diseño de pavimentos se encuentra sometido a constantes investigaciones.

Las estructuras de pavimentos parecen ser simples pero resultan ser complejas, por lo que se hace difícil con los recursos disponibles hacer un estudio completo de todo El Boulevard del Ejército Nacional (CA-1) pues cubre muchos kilómetros; es por ello que se tomaron tramos específicos a lo largo del mismo.

1.8.0 METODOLOGIA

Para el desarrollo del trabajo, se presenta la manera en que se llevó a cabo la investigación.

Se aplicaron tres tipos de investigación :

- 1- Bibliográfica
- 2- De campo
- 3- De laboratorio.

1- Investigación Bibliográfica

En primer lugar, se procedió a la investigación bibliográfica que incluye documentos elaborados por la Dirección General de Caminos, así como Empresas Constructoras y Supervisoras. Además se consultaron:

- Seminarios, conferencias y Tesis de grado relacionadas con el tema
- Se realizaron consultas y entrevistas a profesionales especializados en el área de estudio.
- Otros.

2- Investigación de Campo

Se realizaron visitas de campo, específicamente al tramo de carretera en estudio, con el objeto de diagnosticar y evaluar las condiciones del pavimento, tomar fotografías de los puntos dañados o posibles fallas, también se obtuvieron muestras de material para el desarrollo de pruebas de laboratorio y determinar la estratigrafía del subsuelo del lugar.

3- Ensayos de Laboratorio.

Con las muestras obtenidas en el lugar se ejecutaron los ensayos de laboratorio, para la obtención de los parámetros necesarios para la elaboración de un diseño óptimo para cada uno de los métodos de diseño de pavimentos flexibles en estudio, identificando en forma comparativa las principales ventajas y desventajas de cada uno de los métodos.

Luego se trabajó en gabinete, recopilando, procesando y analizando la información obtenida, utilizando para ello cuadros, gráficos, fotografías y muestras para una mejor visualización.

Finalmente se elaboraron las conclusiones pertinentes a dicho estudio, las cuales se presentan en el capítulo V de éste documento.

1.9.0 MARCO TEORICO

Debido al deterioro que presentan algunas carreteras de nuestro país, surge la necesidad e inquietud de profundizar en el diseño estructural de los pavimentos flexibles consistente en la determinación de espesores de capas a partir de los métodos de diseño AASHTO y del Instituto Americano del Asfalto.

En este trabajo de graduación se comparan teóricamente dichos métodos, aplicados en un ejemplo práctico a un tramo de carretera específico, que en nuestro caso fué el Boulevard del Ejército Nacional (CA-1), entre los kilómetros 2.5 y 8.0.

Cabe mencionar que dichos resultados podrán utilizarse en un futuro cuando se requiera ampliar el número de carriles del tramo.

1.9.1 DEFINICIÓN DE PAVIMENTO

Se define como pavimento¹ al piso construido por el hombre con el fin de proporcionar una mejor calidad sobre una terracería compactada para que el tránsito sea más rápido, seguro, confortable y eficiente.

Un pavimento adecuado es el que llega a la falla funcional después de haber resistido el tránsito de proyecto, hasta llegar a la calificación de rechazo.

1.9.2 CLASIFICACIÓN DE LOS PAVIMENTOS

La clasificación de los pavimentos varían de autor en autor, pero si se toma la utilizada por Jesús Moncayo V²., los pavimentos se pueden clasificar como:

- a- Flexibles
- b- Rígidos
- c- De adoquines
- d- Empedrados

¹ Tomado de Trabajo de Graduación "Estudio Comparativo de los Diferentes Tipos de Pavimentos Asfálticos Usados en El Salvador", Autor: Alex Enrique Alas Merlos, 1989, UES.

² Tomado del libro: "Manual del Pavimento. Asfalto, Adoquín, Empedrado y Concreto", Universidad de Guadalajara, Compañía Editorial S.A., México D.F.

1.9.3 PAVIMENTOS FLEXIBLES

Los pavimentos flexibles están constituidos por varias capas de materiales que deben tener la resistencia necesaria para soportar el tráfico, producto del cual la resistencia a las deformaciones serán de forma decreciente con la profundidad.

Es una estructura que se construye sobre una subrasante o terracería compactada, cuyos elementos son una combinación de agregados minerales y aglutinantes bituminosos.

Para fines de construcción de caminos estos aglutinantes bituminosos son líquidos y viscosos.

La consistencia de los aglutinantes a las temperaturas normales son variables, las cuales van desde ligeramente más espesas que el agua hasta llegar a ser materiales duros y quebradizos fáciles de romper con un martillo; pero estos más duros fluyen cuando son sometidos a temperaturas más elevadas y continuas; siendo esta una característica propia de los aglutinantes bituminosos; por esta condición de fluidez, estos pavimentos son conocidos como flexibles.

Para este tipo de pavimentos la carga recibida es distribuida y disipada a través de las diferentes capas de la estructura hasta llegar a transmitir a la subrasante una carga que no excede a la de su capacidad soportante.

1.9.4 ESTRUCTURA DE LOS PAVIMENTOS FLEXIBLES

En los pavimentos flexibles los agregados constituyen del 88% al 96% del peso del pavimento, o más del 75% del volumen del mismo. Los materiales comunes más usados son:

Piedra partida, grava triturada y no triturada y arena; también existe la posibilidad de utilizar escoria volcánica.

La estructuración de éste tipo de pavimentos está constituida por capas de dichos materiales, las cuales reciben la siguiente denominación de abajo hacia arriba:

- a- Suelo soportante o subrasante
- b- Sub-base
- c- Base
- d- Carpeta de Rodamiento
- e- Sello impermeabilizante.

Cabe mencionar que dentro de esta estructuración, algunas de ellas podrían eliminarse en cierto momento, tal es el caso de la sub-base, la cual desaparecerá de la estructura si la subrasante cumple con un CBR adecuado y

las condiciones generales del suelo lo permiten. De igual forma, en ocasiones no se emplea la capa de sello.

En la figura No. 1.1 presentada a continuación, se observa la estructuración típica de los pavimentos flexibles.

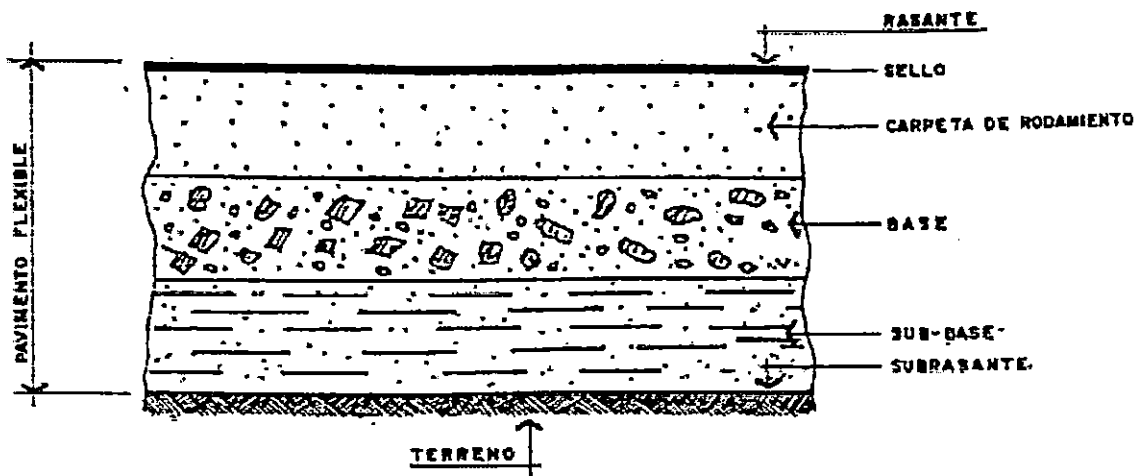


FIGURA 1.1

ESTRUCTURA DE PAVIMENTO FLEXIBLE

Para que un pavimento flexible proporcione buenos resultados, es necesario que éste tenga durante su vida útil las siguientes cualidades: Ausencia de agrietamiento y deformaciones, resistencia a la intemperie (efectos del agua superficial, calor, frío y oxidación); resistencia a la humedad interna, y que tenga una superficie uniforme e impermeable.

1.9.5 SUELO SOPORTANTE O SUBRASANTE

No es directamente una capa y pertenece a todos los tipos de pavimento, pero es de mucha importancia definir sus funciones y características.

Para los pavimentos flexibles es la zona que soporta las cargas de tránsito transmitidas por la sub-base y base, y esta limitado en su parte superior por la superficie subrasante.

Existen dos funciones básicas que debe de cumplir el suelo de soporte y son:

- a- Mantener el mayor valor posible de soporte; porque entre más fuerte se considere la superficie, menor será el costo de las capas superiores.
- b- El movimiento diferencial vertical debe de ser mínimo; de esta manera las ondulaciones en la superficie serán menores y el rodamiento vehicular será mas suave.

1.9.6 SUB-BASE

La sub-base es una capa de material selecto, que se coloca para atenuar o suavizar las deformaciones perjudiciales para la subrasante, por ejemplo cambios volumétricos asociados a cambios de humedad, evitando que se reflejen a la superficie del pavimento. Otras funciones de la sub-base:

- -Servir de drenaje al pavimento; esto quiere decir que actúa como drenaje para desalojar el agua que se infiltre al pavimento.
- -Elimina o disminuye en lo posible, los cambios de volumen, elasticidad y plasticidad perjudiciales que pudiera tener el material de la subrasante.
- -Controla la ascensión capilar procedente de las capas freáticas, protegiendo el pavimento de posibles deformaciones que se producen más que todo en época lluviosa.

Los materiales empleados como subbase son de tipo granular, recomendándose que tengan un valor de soporte (CBR) mínimo del 30% sobre muestra saturada y compactada al 100% del proctor modificado u otra compactación que recomiende el Ingeniero en el lugar del trabajo, un índice plástico (IP) no mayor 9 y un límite líquido (LL) no mayor de 25.

Además éstos materiales deben ser fáciles de compactar para poder alcanzar la densidad máxima; naturalmente cuando menor es la calidad del material colocado mayor será el espesor necesario para soportar los esfuerzos transmitidos.

1.9.7 BASE

Las principales funciones de la base son:

- -Proporcionar un elemento resistente que transmita a la sub-base y a la subrasante los esfuerzos producidos por el tránsito sobre la carpeta asfáltica.
- -Drenar el agua que se filtre a través de la carpeta y hombros hacia las cunetas.
- -Ser resistente a los cambios de temperatura, humedad y desintegración por abrasión producida por el tránsito.
- -Además puede considerarse como una función económica, ya que permite reducir el espesor de la carpeta asfáltica que es más costosa.

Por otro lado al hablar de base debemos considerar dos clases:

- Base Granular y
- Base Estabilizada: suelo con cemento portland, cal o asfalto.

Los materiales empleados en las bases granulares pueden ser: grava o piedra triturada; grava suelo y arena.

Con respecto a las bases estabilizadas se podría decir que es un asunto económico, que hay casos en los que es mejor y más barato recurrir a un

mejoramiento del suelo del lugar, que transportar otros materiales desde grandes distancias.

Los siguientes casos pueden justificar una estabilización:

- a. Un suelo de subrasante desfavorable, muy arenoso, o muy arcilloso.
- b. Materiales para bases o sub-base en el límite de especificaciones.
- c. Condiciones de humedad desfavorable.
- d. Cuando se necesita una base de calidad superior, como en un autopista.
- e. En repavimentación, aprovechando los materiales existentes.

1.9.7.1 ESTABILIZACION DE BASE CON SUELO CEMENTO

La estabilización de suelo con cemento portland es la más usada en el mundo, es muy sencilla de hacer y no necesita equipo especial de construcción.

En nuestro país no se ha usado mucho las capas de suelo cemento, sólo se emplea el cemento como un material que sirve para disminuir la plasticidad en suelos fuera de especificaciones. Este papel de modificador, es muy limitado para el cemento.

Al mezclar un suelo con cemento se produce un nuevo material, con mejoras características que el usado como agregado. Esta estabilización no es tan sensible a la humedad como la hecha con asfalto. Pueden usarse casi todos los suelos para efectuarlo, excepto los altamente orgánicos, aunque los más convenientes son los granulares, fáciles de disgregar. Los limos, las arenas

limosas y arcillosas, así como los talpetates, todas las gravas y las arenas son agregados adecuados para producir suelo cemento. Algunas ventajas de las bases estabilizadas respecto a la de los suelos granulares son:

- a. Es más resistente y como capa base reparte las cargas a una mayor área, permitiendo así reducir el espesor de las capas. Espesor de suelo cemento = 0.6 espesor suelo granular.
- b. Tiene mayor módulo de elasticidad.
- c. Es más impermeable.
- d. Es muy resistente a la erosión.
- e. En presencia de la humedad, en lugar de perder resistencia la aumenta.
- f. Al secarse no pierde compactación, como muchos suelos granulares.
- g. Su resistencia aumenta bastante con el tiempo.

1.9.7.2 ESTABILIZACION DE SUELO CON CAL.

El uso de cal para mejorar suelos con mayor plasticidad, a parte de conseguir ese fin, aumenta también su resistencia a la comprensión sin confinar, produciendo una textura granular más abierta.

La cantidad de cal es de un 2% a 8% en peso. Para que la cal reaccione conveniente (este no es el caso del cemento), se necesita que el suelo tenga minerales arcillosos, o sea sílice y alúmina, y se pueda lograr la acción puzolánica, que aglomerará adecuadamente las partículas del suelo, El suelo

cemento adquiere su resistencia rápidamente, ya que solo se necesita que el suelo se hidrate adecuadamente. En cambio el suelo-cal necesita la reacción química de los iones calcio y los minerales arcillosos que lentamente adquieren resistencia.

Una ventaja del suelo-cal es que su período de curado puede iniciarse más tarde, en cambio, el suelo cemento requiere curado inmediato. Por lo general, las arenas no reaccionan favorablemente con la cal y es difícil estabilizarlas con ella.

El éxito de la estabilización con cal, no solo para disminuir plasticidad, sino para adquirir resistencia, es el tipo de suelo o el tipo de minerales arcillosos que contengan.

El criterio para diseñar en el laboratorio las mezclas suelo-cal, depende del papel que vaya a desempeñar la cal:

- a. Modificador de plasticidad o humedad.
- b. Proporcionador de resistencia.

1.9.7.3 ESTABILIZACION DE BASES CON ASFALTO

En algunos casos conviene estabilizar un material usando algún producto asfáltico para elaborar capas base o sub-base. A estas bases asfálticas también se les conoce como "Bases Negras". El uso de productos asfálticos (asfaltos

rebajados, emulsiones asfálticas y cementos asfálticos), está limitado a suelos granulares o de partículas gruesas. Es muy difícil estabilizar un material arcillosos, por los grumos de esos suelos.

La estabilización con asfalto puede tener dos fines:

- a. Reducir la absorción de agua del material, usando poca cantidad de asfalto.
- b. Incrementar la resistencia de un material usando mayor cantidad de asfalto, como en las bases asfálticas.

1.9.8 CARPETA DE RODAMIENTO.

Es la parte superior del pavimento y la que soporta directamente las solicitaciones de tránsito por lo que absorbe en primera instancia el peso vehicular. Además es la encargada de proporcionar una superficie de rodamiento adecuada, con textura y color convenientes y poder resistir los efectos abrasivos del tráfico. Hasta donde sea posible, debe impedir el paso del agua al interior del pavimento.

1.9.9 SELLO IMPERMEABILIZANTE

Es el que en algunas ocasiones, se coloca sobre la capa de rodamiento; siendo su función principal impermeabilizarla. Está formado por una mezcla bituminosa, sobre la cual se esparce a veces un riego de arena o chispa.

1.9.10 PAVIMENTOS RIGIDOS

Un pavimento rígido está integrado por concreto de cemento portland; consiste en una mezcla relativamente rica en cemento portland, arena y agregado grueso tendido en una sola capa; con o sin acero de refuerzo (figura No 1.2). Cuando se construye adecuadamente, tiene una larga vida y un costo de mantenimiento relativamente bajo. Pocas veces es resbaladizo, aún cuando se encuentra húmedo, a menos que esté cubierto con lodo o aceite.

Las condiciones de las losas de pavimentos de concreto están regidas por las propiedades del concreto empleado en el colado y por las propiedades de la infraestructura así como de las capas de asiento. El concreto soporta esfuerzos de compresión relativamente elevados, pero tiene muy poca resistencia a la tensión; debido a esto la resistencia a la flexión de las losas también es baja. El concreto como otros materiales, se dilata o se contrae cuando la temperatura aumenta o disminuye.

Estas complicaciones y otras que no se mencionan aquí, hacen que la determinación teórica de los esfuerzos en las losas de pavimento de concreto sea extremadamente difícil.

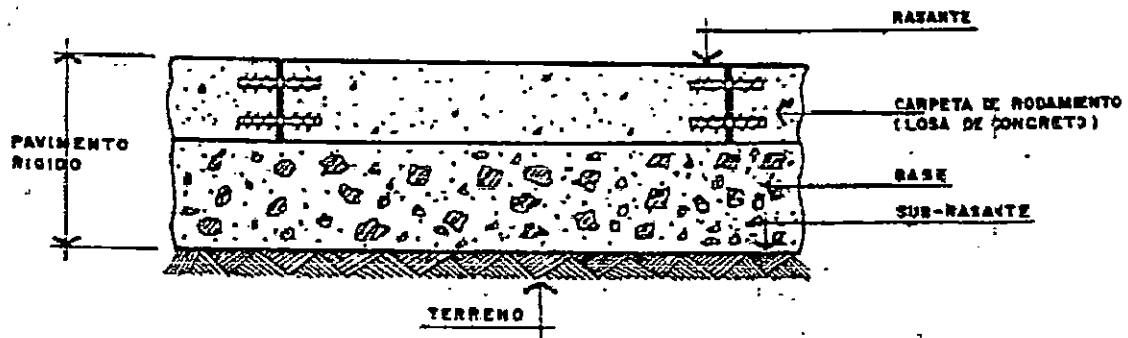


FIGURA No 1.2

ESQUEMA BASICO DE LA ESTRUCTURA DE UN PAVIMENTO RIGIDO

1.9.11 PAVIMENTOS DE ADOQUINES

Los adoquines de concreto son elementos macizos, prefabricados, de espesor uniforme e igual entre sí con forma de prisma recto tal que al colocarlos sobre una superficie encajen unos con otros de manera que solo queden juntas entre ellos (figura No 1.3).

Los pavimentos de adoquín tiene un rango de aplicación casi tan amplio como el de los otros tipos de pavimentos. Se pueden utilizar en andenes, zonas peatonales, en vías internas de urbanizaciones, calles y avenidas, con tráfico vehicular que puede ir desde unos cuantos vehículos livianos, hasta gran número de vehículos pesados; en zonas de cargas, patios de puertos, plataforma de aeropuertos y zonas donde se tienen cargas muy altas. Este rango amplio de aplicaciones implica la necesidad de formular diseños diferentes para la estructura del pavimento según el tráfico que va a soportar y las características del suelo sobre el cual se construirá con variaciones en el espesor de los adoquines, en el material y espesor de la base.

Este diseño se puede elaborar con métodos apropiados que garanticen el buen desempeño y durabilidad del pavimento, lo que se refuerza con unos adecuados procedimientos y controles durante su construcción.

Las ventajas que ofrecen los pavimentos de adoquines sobre los otros tipos de pavimentos, en varios aspectos específicos son :

- Al proceso de construcción
- A su apariencia
- Al manejo del pavimento.
- Las relativas a la seguridad.
- Las relacionadas a la durabilidad
- La relativa al costo de construcción

Algunas limitaciones que presentan los pavimentos de adoquines son:

- Se debe apartar del nivel freático del terreno.
- No debe perder su sello y estabilidad ante la caída de lluvia por copiosas que éstas sean.
- Nunca debe trabajar como canal colector de aguas que pueda llegar a soportar corrientes voluminosas y rápidas.
- Nunca se deben someter a un chorro de agua a presión.
- Genera más ruidos e induce mayor vibración al vehículo que otros tipos de pavimentos.
- No son aconsejables para velocidades mayores de 80 Km/hr.

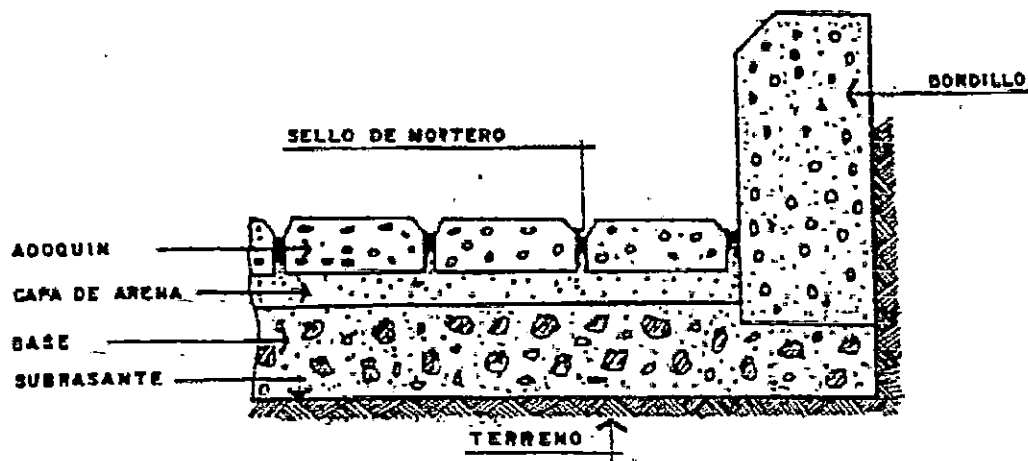


FIGURA No. 1.3

**ESQUEMA BASICO DE LA ESTRUCTURA DE UN
PAVIMENTO DE ADOQUÍN**

1.9.12 PAVIMENTOS EMPEDRADOS

Actualmente, estos pavimentos se han dejado para obras de tipo turístico o calles de poblaciones pequeñas de poco tránsito. Sin embargo se puede estructurar un pavimento de estos para resistir tránsitos relativamente pesados, colocándoles una capa base adecuada y cementando adecuadamente las piedras. Esto se logra, estructural y estéticamente, colando sobre la base o subrasante una capa asiento de concreto pobre (150 -200 kg/cm²) y ahogando en ella dos tercios del espesor de las piedras, dejando el resto para apariencia empedrado. Bien diseñados y construidos, estos pavimentos pueden ser tan hermosos como los pavimentos adoquinados.

La capa de piedras, bien colocadas a mano, se puede considerar como una carpeta que recibe las cargas de los vehículos y las transmite a las siguientes capas. Por lo tanto una capa empedrada vale lo que la capa o capas abajo de ella valen.

Las piedras tienen dimensiones muy variables y su tamaño máximo determina el espesor del empedrado. Un empedrado de calle para peatones se puede hacer con pequeñas piedras de 5.00 a 6.00 cms.

No hay regla ni especificaciones al respecto. La regla es la costumbres o práctica del lugar para absorber las irregularidades de las piedras, de manera

que superficialmente estén niveladas, se debe colocar una capa de asiento de arena limosa, para asentarlas en ella.

Todos los pavimentos son de gran importancia por las ventajas que ofrecen al tránsito vehicular moderno; pero en este trabajo de graduación solamente estudiaremos los pavimentos flexibles, por las siguientes razones :

- El estudio y comparación es exclusiva para pavimentos flexibles.
- Para construir una carretera de concreto asfáltico se requiere una inversión inicial menor, comparadas con las de concreto hidráulico.
- Los proyectos futuros en construcción o en estudio, están diseñados para pavimentos asfálticos, sin descartar la construcción de pavimentos rígidos.

1.10.0 INVESTIGACION DE CAMPO (DIAGNOSTICO)

1.10.1 INTRODUCCION

Tomando en consideración el alcance de este trabajo de investigación, se realizó un diagnóstico de la estructura actual del pavimento en el tramo en estudio por medio de una inspección visual y el auxilio de la Dirección General de Caminos (D.G.C.) como fuente de información, para poder determinar las

diferentes capas de rodadura que la componen ya sea esta de concreto asfáltico, tratamiento superficial, etc.

1.10.2 FUNCIONAMIENTO Y CONDICIONES ESTRUCTURALES

En lo que a funcionamiento se refiere se puede destacar que la mayor parte de la carpeta superficial esta constituida por concreto asfáltico formado por dos capas de espesores variables, (ver cuadro núcleos de pavimentos).

Existe una variedad de fallas a lo largo del camino pero las de mayor importancia podemos describir las siguientes:

A) AGRIETAMIENTOS EN FORMA DE PIEL DE COCODRILO.

Es la falla mas común que existe en el tramo de carretera la cual consiste en grietas interconectadas que forman una serie de pequeños bloques que semejan una piel de cocodrilo, (ver fotografía No 1).

En la mayoría de los casos, este tipo de agrietamientos son ocasionados por deflexiones excesivas de una superficie apoyada sobre una subrasante o capas inferiores del pavimento inestables. El soporte inestable es, generalmente consecuencia de la saturación de bases granulares o subrasantes.

En la mayoría de los casos las áreas afectadas son pequeñas, sin embargo algunas veces resultan secciones grandes. Esto ocurre, probablemente debido a la acción de cargas repetidas que exceden la capacidad de carga del pavimento; que es caso típico en el tramo de carretera por el acelerado incremento del tráfico.

B) GRIETAS EN LOS BORDES

Son grietas longitudinales que se presentan en el borde del pavimento, en algunos casos van acompañadas de grietas transversales que se extienden en dirección hacia el cordón.

Este tipo de grietas generalmente se debe a la falta de soporte lateral o falta de hombro. También pueden haber sido ocasionadas por el asentamiento o desplazamiento del material que se encuentra debajo del área agrietada, lo cual, a su vez, puede ser el resultado de drenaje deficiente, encogimiento debido a la evaporación del agua en los suelos cercanos a la falla. Para los dos últimos casos, los arbustos o cualquier vegetación fuerte próxima al borde de pavimento pueden ser la causa (Fotografía No. 2).

C) GRIETAS DE REFLEXION

Son grietas que se presentan en el recubrimiento asfáltico que reflejan la configuración de las grietas de la estructura del pavimento que se encuentra debajo.

Estas grietas son de apariencia longitudinal, aparecen con mas frecuencia en los recubrimientos asfálticos sobre concreto de cemento Portland y sobre bases tratadas con cemento.

También aparecen en este caso debido a que la estructura presenta doble recarpeteo y los recubrimientos asfálticos viejos no fueron debidamente reparados para colocar la nueva estructura, (ver cuadros núcleos de pavimentos).

Las grietas de reflexión son ocasionadas por los movimientos horizontales o verticales del pavimento que se encuentra debajo del recubrimiento, producidos por la expansión y contracción debidos a cambios de temperatura o de humedad. También pueden ser ocasionadas por el trafico o por movimientos del suelo, y por la perdida de humedad de la subrasante que tenga alto contenido de arcilla.

D) GRIETAS A LO LARGO DE LA JUNTA DE LOS CARRILES

Esta grietas son separaciones longitudinales a lo largo de la junta entre carriles.

Este tipo de grietas es debido, generalmente, a la debilidad de la junta entre las capas de pavimento contiguo, cuando este se esta expandiendo (ver fotografía No. 3).

E) AHUELLAMIENTO

Son depresiones canalizadas que se forman en los pavimentos asfálticos bajos las huellas de las ruedas.

Los ahuellamientos son productos de la consolidación o por el movimiento lateral, bajo el tráfico, de una o más capas inferiores, o por desplazamientos, en la propia capa asfáltica superficial. Puede desarrollarse, bajo la acción del tráfico, en los pavimentos asfálticos nuevos que han tenido poca compactación durante su construcción o también por movimientos plásticos de las mezclas que no tengan suficiente estabilidad para soportar el tráfico.

F) BACHES

Existen cavidades de diferentes tamaños, que están formadas en el pavimento como resultado de desintegración localizada, (Fotografía No.4).

Los baches son causados, generalmente por debilidad del pavimento, resultado de la escasez de asfalto, superficie de asfalto demasiado delgada, demasiados finos, o drenaje deficiente.

G) EXUDACION O AFLORAMIENTO DEL ASFALTO

Se puede observar esta falla cuando hay temperaturas altas. La exudación es la salida hacia la superficie del asfalto de un pavimento asfáltico, y formándose una película de asfalto sobre la superficie.

La causa principal o mas común, es un exceso de asfalto en una o mas de las capas del pavimento.

Esto puede resultar cuando se usa una mezcla en planta demasiado rica, en asfalto, una capa de sello mal construida, una imprimación o capa de pega demasiado gruesa, o un solvente que arrastra el asfalto hacia la superficie.

El trafico demasiado pesado puede ocasionar la compresión del pavimento que contiene demasiado asfalto, obligando a este a brotar hacia la superficie.

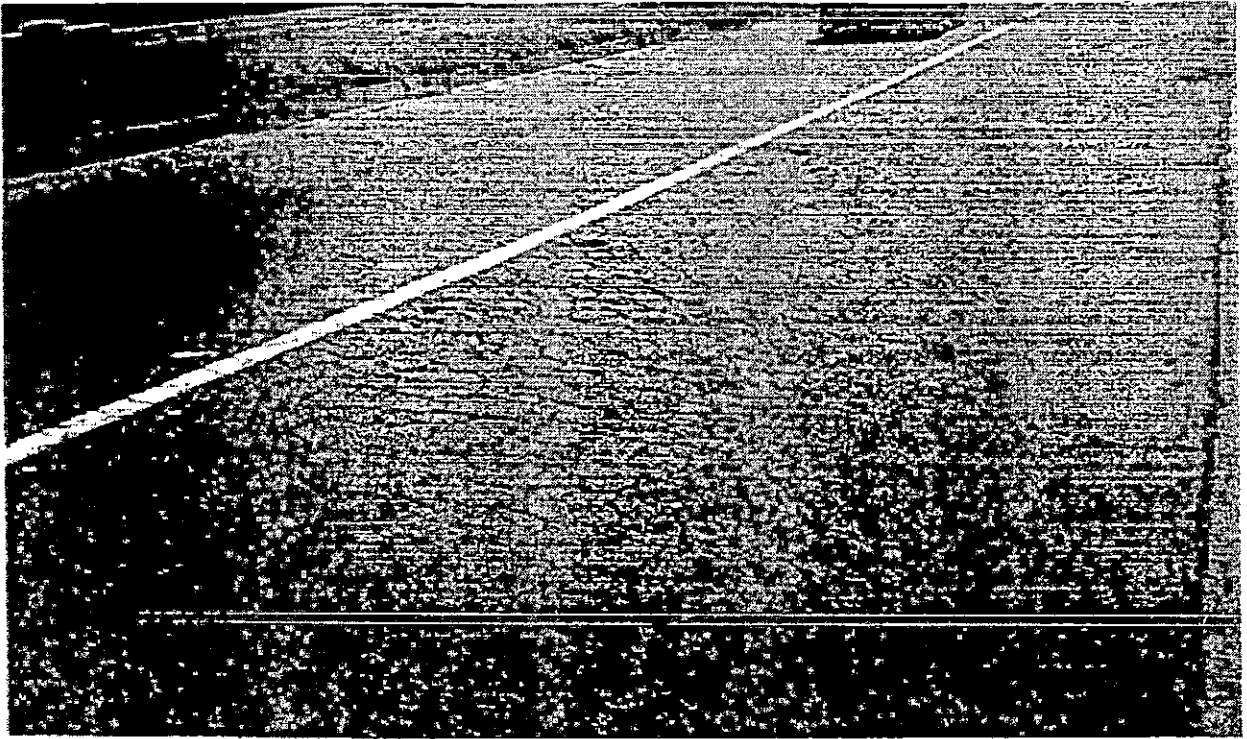
H) PERDIDA DEL AGREGADO DE CUBIERTA

Es el desprendimiento, bajo la acción del trafico, del agregado de un pavimento tratado superficialmente, (ver fotografía No.5).

Si el agregado no se esparce inmediatamente después de aplicar el asfalto a la superficie del pavimento, este puede haberse enfriado demasiado para retenerlo. Si el agregado se coloca demasiado empolvado o muy húmedo, el

asfalto puede ser incapaz de retenerlo bajo la acción del tráfico o, si se utiliza el equipo de compactación no adecuado, el agregado puede desprenderse en las pequeñas depresiones donde la compactadora no toca o aplica mala compactación. Otras razones pueden ser; el tiempo demasiado frío cuando se aplica el tratamiento; permitir el tráfico rápido sobre el nuevo tratamiento superficial.

ANEXOS



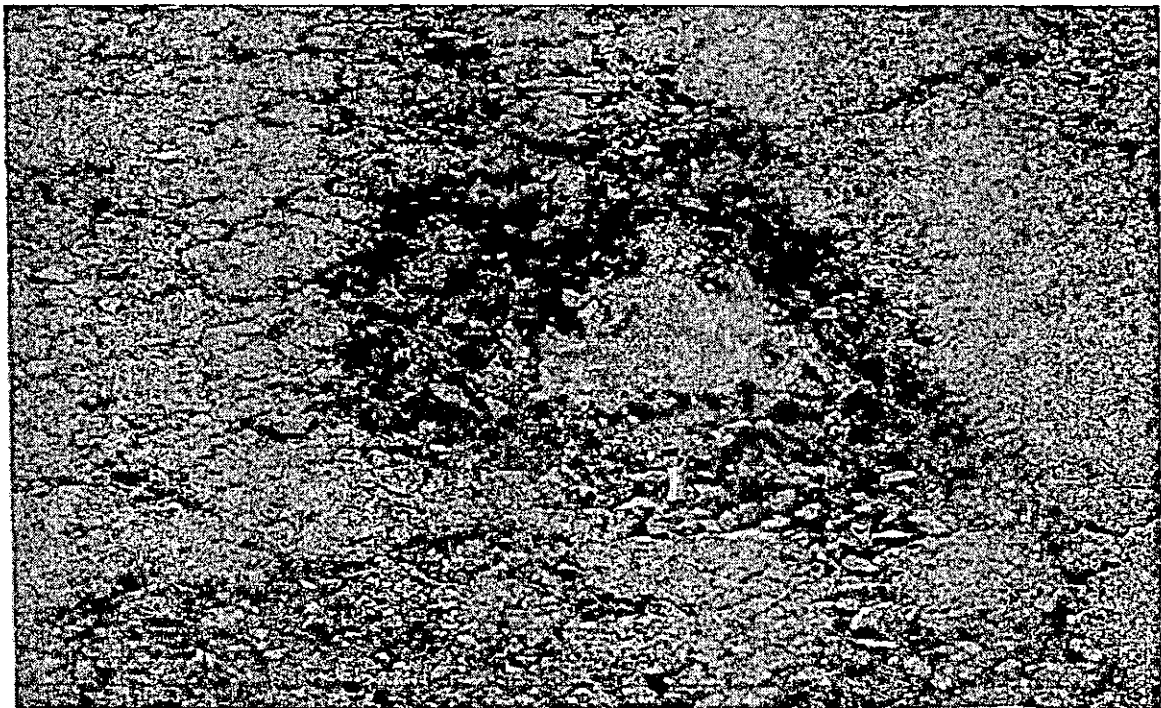
FOTOGRAFIA No 1. Muestra agrietamientos en forma de piel de cocodrilo y grietas en los bordes.



FOTOGRAFIA No 2. Se pueden ver las grietas en los bordes y piel de cocodrilo



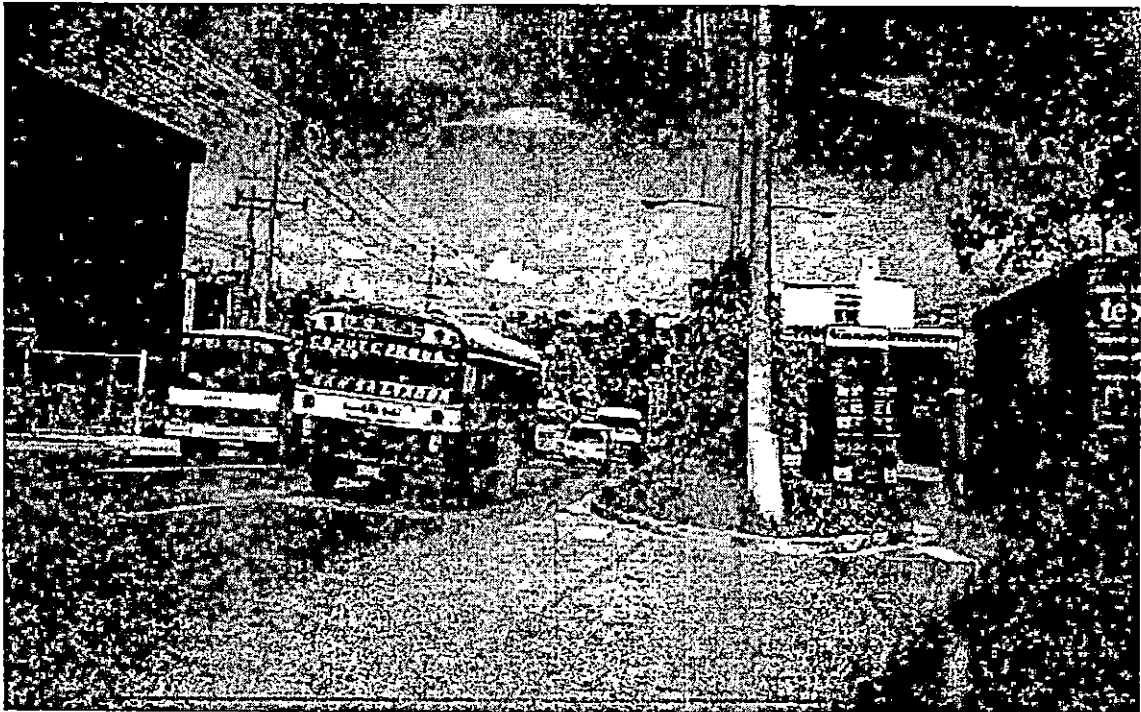
FOTOGRAFIA No 3. Se puede ver las grietas a lo largo de la junta de los carriles y el afloramiento del asfalto.



FOTOGRAFIA No 4. Representa un bache y ciertos agrietamientos.



FOTOGRAFIA No 5. Muestra pérdida del agregado o desprendimiento, bajo la acción del tráfico.



FOTOGRAFIA No 6. Representa el tipo de vehículo que circula por la vía. El cual es un tráfico demasiado pesado.

NUCLEOS PAVIMENTOS BOLTADOS EL EJERCITO
 PONIENTE A ORIENTE CARRETERA DEBIDO

MUESTRA NO.	ESTACION	DESVIO	ESPESOR NORMAL	DESCRIPCION
M-1	0+000	1.0	8 cm.	3.00 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - NO. 200 CEMENTACION NORMAL. SUPERFICIE RUGOSA SIN GRIetas. 2.50 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - NO. 200 CEMENTACION. NORMAL. 2.50 cm. CONCRETO GRADUADO NORMAL. BASE GRANULAR.
M-2	0+600	1.50 m. DE DE CORDON NORMAL	9 cm.	3.50 cm. DE CONCRETO GRADUADO 1/2" - NO. 200 CEMENTACION NORMAL. SIN SUPERFICIE SELADA SIN GRIetas. 5.50 cm. CONCRETO GRADUADO 1/2" - NO. 200 CEMENTACION NORMAL. NO HAY LIGA CON LA CAPA SUPERIOR. BASE GRANULAR.
M-3	0+1800	5.50 m. DE CORDON NORMAL	5.5 cm.	2.50 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - 200 CEMENTACION NORMAL SUPERFICIE RUGOSA SIN GRIetas. 3.00 cm. MAGDAM HIDRAULICO SIN MARCA DE ASALTO 1" NO. 4. BASE DE CONCRETO HIDRAULICO.
M-4	2+400	2.50 m. DE CORDON NORMAL	8 cm.	6.00 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - NO. 200 CEMENTACION NORMAL SUPERFICIE SELADA SIN GRIetas. BASE DE CONCRETO HIDRAULICO.
M-5	3+000	1.50 m. DE CORDON NORMAL	8 cm.	3.00 cm. CONCRETO GRADUADO 3/2" - 200 CEMENTACION NORMAL SUPERFICIE SELADA SIN GRIetas. 2.00 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - NO. 200 CEMENTACION PARCIAL NO HAY LIGA CON LA CAPA SUPERIOR. 3.00 cm. DE MEXCMA GRADUADA Y LIGA PORRE OXIGENA (SE HAYE Y LA FRESION DE LOS CEGOS). BASE GRANULAR.

NUCLEOS PAVIMENTOS BOULEVARD EL EJERCITO
PONIENTE A ORIENTE CARRIL DERECHO

MUESTRA No.	ESTACION	DESVIO	ESPEJOR TOTAL	DESCRIPCION
M-6	3+900	1.50 m. DE CORDON SUR	5.50 cm.	5.50 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4, - No. 200 CEMENTACION NORMAL, SUPERFICIE SELLADA SIN GRIETAS. BASE GRANULAR.
M-7	4+500	1.50 m. DE CORDON NORTE	10 cm.	4.00 cm. DE CONCRETO GRADUADO 3/4" - No. 200 CEMENTACION NORMAL. SUPERFICIE RUGOSA SIN GRIETAS 3.50 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - No. 200 CEMENTACION PARCIAL NO HUBO LIGA CON CAPA ANTERIOR. 2.50 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - No. 200 CEMENTACION NORMAL, NO HUBO LIGA CON CAPA ANTERIOR. BASE GRANULAR.
M-8	4+500	1.50 m. DE CORDON SUR	8 cm.	2.50 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - 200 CEMENTACION NORMAL SUPERFICIE RUGOSA SIN GRIETAS. 2.50 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - 200 CEMENTACION NORMAL, NO HAY LIGA CON LA CAPA SUPERIOR. 3.00 cm. DE CONCRETO GRADUADO 3/4" No. 200 CEMENTACION PARCIAL, NO HAY LIGA CON LA CAPA SUPERIOR. BASE GRANULAR CON BUENA GRANULOMETRIA.
M-9	2+800	1.50 m. DE CORDON NORTE	7 cm.	1.00 cm. SELLO DE MEZCLA FINA No. 4 - No. 200 SIN GRIETAS. 6.00 cm. MEZCLA GRADUADA POBRE 1 1/2" - No. 4 ABIERTA, CEMENTACION PARCIAL BASE GRANULAR.

FUENTE: DIRECCION GENERAL DE CAMINOS

NUCLEOS PAVIMENTOS BOULEVARD EL EJERCITO
PONIENTE A ORIENTE CARRIL DERECHO

MUESTRA No.	ESTACION	DESVIO	ESPESOR TOTAL	DESCRIPCION
X-10	5-300	1.50 m. DE CORDON SUR	5 cm.	5.00 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - No. 200 CEMENTACION NORMAL. SUPERFICIE SELLADA SIN GRIETAS. BASE GRANULAR.
X-11	5-840	1.50 m. DE CORDON NORTE	5 cm.	1.50 cm. DE CONCRETO GRADUADO 3/4" - No. 200 CEMENTACION NORMAL. SUPERFICIE SELLADA SIN GRIETAS. 3.50 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - No. 200 CEMENTACION PARCIAL. BASE GRANULAR CON BUENA GRANULOMETRIA.
X-12	6-310	2.10 m. DE CORDON SUR	6 cm.	2.50 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - 200 CEMENTACION NORMAL SUPERFICIE SELLADA SIN GRIETAS. 3.50 cm. CONCRETO GRADUADO 3/4" - 200 CEMENTACION NORMAL. 3.00 cm. DE CONCRETO GRADUADO 3/4" No. 200 CEMENTACION PARCIAL, NO HAY LIGA CON LA CAPA SUPERIOR. BASE GRANULAR CON BUENA GRANULOMETRIA.
X-9	2-800	1.50 m. DE CORDON NORTE	7 cm.	1.00 cm. SELLO DE MEZCLA FINA No. 4 - No. 200 SIN GRIETAS. 6.00 cm. MEZCLA GRADUADA SOBRE 1 1/2" - No. 4 ABIERTA, CEMENTACION PARCIAL BASE GRANULAR.

FUENTE: DIRECCION GENERAL DE CAMINOS

CAPITULO II

**GUIA AASHTO PARA EL DISEÑO DE
ESTRUCTURAS DE PAVIMENTOS-1993.**

2.1.0 INTRODUCCION.

La información que AASHTO proporciona es utilizada para elaborar los criterios y procedimientos de diseño estructural de pavimentos. este método de diseño se desarrollo basado en las ecuaciones de regresión de comportamiento de pavimentos en las pistas de ensayo AASTHO (Road Test).

En base a lo anterior, se da una guía que indica cada paso de todo lo necesario para poder obtener datos que pueden ser introducidos a ecuaciones o programas de computación y obtener resultados satisfactorios.

Esta guía de diseño va orientada básicamente a pavimentos flexibles, pero el método también es aplicado a pavimentos rígidos, los cuales están fuera del alcance de este estudio.

2.2.0 ANTECEDENTES

En años anteriores (década de los 20), los pavimentos se diseñaban sin pruebas de laboratorio, sólo se tomaba en cuenta la experiencia y el sentido del proyectista, lo cual generaba que los resultados a veces fueran dudosos.

Un caso claro de falla en resultados se daba cuando los datos eran utilizados para zonas de diferente tipo de suelos, diverso tráfico y distinto clima.

En esta época lo que se buscaba era proteger la subrasante de tensiones excesivas, colocando un espesor suficiente de material por encima de ésta (método utilizado en la Mecánica de Suelos).

Otro método utilizado en años pasados era el de Índice de Grupo, el cual nos dice que para subrasantes con alto índice de Grupo les correspondía grandes espesores de pavimentos.

El problema de éste método es que no especificaba cargas por eje, simplemente tenía en cuenta el número de vehículos pesados por día.

Así, como los dos métodos mencionados anteriormente, existe otros de igual importancia, los cuales son:

- Métodos Edafológicos.
- Métodos Basados en la Resistencia.
- Métodos del valor Soportante California (CBR).
- Método del Valor R de Hveem.
- Métodos Basados en Ensayos de Carga-Deformación.
- Métodos Basados en Ensayos Triaxiales.

Después de los años veinte se empieza a estudiar y a determinar que las cargas de tránsito y su distribución por ejes eran uno de los factores

fundamentales en el diseño de pavimentos. A raíz de esto se comienzan a realizar los caminos de prueba (Road Test), entre los que podemos mencionar:

- Road Test de Bates.
- Road Test de Maryland.
- Road Test de la WASHO.
- Road Test de la AASHO.

Este último ensayo fue el más completo. el cual introdujo el concepto de servicibilidad en el diseño de pavimentos.

La servicibilidad es una medida de la capacidad del pavimento para brindar una superficie lisa y suave al usuario.

De estos estudios anteriores se obtuvieron datos bastantes confiables pero adolecía de ciertos defectos como considerar: un único medio ambiente, el mismo tipo de subrasante y materiales para pavimentos.

A raíz del vacío dejado por el ensayo anterior, el método de diseño AASHTO tenía éstas limitaciones:

1. Verificación.
2. Base de datos estadísticos Inadecuados.
3. Definiciones no reales de falla.

En los años de 1972 y 1981 se publicaron versiones provisionarias de la guía AASHTO. aunque en 1981 no hubo cambios en este rubro con respecto a 1972.

La ecuación de diseño de la guía AASHTO-72 era:

$$\log W_{18} = 9.36 \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{G_1}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + \frac{1}{F_R} + 0.372(S, -3., 0)$$

$$\text{Siendo } G_1 = \log \frac{(4.2 - P_1)}{(4.2 - 1.5)}$$

En el año de 1986 se publicó una versión la cual presentaba muchas innovaciones, entre las que podemos mencionar:

- Aparece el concepto de confiabilidad de diseño, que permite al proyectista diseñar un pavimento con un nivel apropiado de riesgo.
- Se introduce el Módulo de Resiliencia en sustitución del CBR de la subrasante como dato de entrada. Esto permite hacer una mejor definición de las propiedades de los materiales.
- El Módulo de Resiliencia puede aplicarse también a materiales estabilizados y no estabilizados.

- Las condiciones de drenaje están tomadas en cuenta con los coeficientes de drenajes m_i . Estos son función de la calidad del drenaje y el porcentaje de tiempo que la estructura estará sometida a niveles de humedad próximas a la saturación.
- También considera los efectos ambientales, como condiciones de humedad y temperatura, prevé el efecto de hinchamiento por subrasantes expansivas y el efecto de hinchamiento por congelación.

2.3.0 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.

2.3.1 VARIABLES DE ENTRADA O DISEÑO.

Se describen a continuación las variables de diseño a considerar en el método AASHTO. Estas variables de diseño se deben de considerar para el diseño y construcción de cualquier tipo de pavimento las cuales son:

- Variables de Tiempo.
- Capacidad Soportante de la Subrasante.
- El Tránsito.
- Confiabilidad.
- Efectos Ambientales.

2.3.1.1 VARIABLES DE TIEMPO.

Aquí se debe de considerar las restricciones en el tiempo que de cualquier forma afectan el diseño de pavimentos. Se tiene que seleccionar los períodos de diseño y análisis ya sea para pavimentos de alto o bajo tránsito.

El período de diseño (comportamiento) es el período de tiempo transcurrido, en el cual una construcción o rehabilitación se determina desde su serviciabilidad inicial hasta su serviciabilidad final, momento donde requiere una rehabilitación.

Es importante que se seleccionen los límites mínimos y máximos del período del diseño basados en factores como; clasificación funcional de pavimentos, fondos disponibles para una inversión inicial, tiempo de duración de una obra nueva, políticas y experiencia de la agencia diseñadora.

El período de diseño máximo es el mayor espacio de tiempo que se puede esperar que dure cierta alternativa; la selección de los períodos de tiempo largo pueden generar la creación de diseños no reales. si se requiere efectuar un análisis de costos apropiados en el período de diseño máximo de un tipo determinado de pavimentos.

El período de análisis es el tiempo total que cada estrategia de diseño debe cubrir o el tiempo definido para fines de evaluación económica con el objetivo de hacer una comparación de alternativas. Puede ser igual que el

período de diseño, pero en casos donde se prevén reconstrucciones a lo largo del tiempo, el período de análisis comprende varios períodos de diseño, el del pavimento original y el de distintas rehabilitaciones.

El período de análisis debe ser seleccionado de manera que incluya por lo menos una rehabilitación. Generalmente se toma un período de análisis de 20 años.

Los períodos de análisis recomendados según el tipo de vialidad son:

TABLA No 2.1

TIPO DE CAMINO	PERIODO DE ANALISIS (AÑOS).
ALTO TRAFICO URBANO	30-50
ALTO TRAFICO RURAL	20-50
BAJO TRAFICO PAVIMENTADO	15-25
BAJO TRAFICO NO PAVIMENTADO	10-20

2.3.1.2 SUBRASANTE.

Las propiedades de los suelos de subrasante es una de las variables de de entrada más importantes en los diseños de pavimentos. Estas propiedades siempre estarán presentes aunque la subrasante sea estabilizada, compactada, etc.

Para conocer estas propiedades es necesario un muestreo muy amplio que abarque todo lo largo del proyecto. Las muestras son llevadas al laboratorio para ser ensayadas (granulometría, humedad, límites de Atterberg, contenido de humedad óptimo, CBR y clasificación). Todos éstos datos constituyen una herramienta fundamental para el comienzo del proyecto.

A) Clasificación de los Suelos.

La clasificación de los suelos nos indica las propiedades físicas de los suelos. La clasificación que mejor se adapta para reflejar las propiedades de un suelo como subrasante es la de AASHTO. Sus variables de entrada son la granulometría y plasticidad.

En general un suelo, de acuerdo a su granulometría, se divide en:

- Grava: tamaño < 76.2 mm. (3") hasta tamiz No 10 (2 mm).
- Arena Gruesa: tamaño < 2 mm. hasta tamiz No 40 (0.425 mm).
- Arena Fina: tamaño < 0.425 mm. hasta tamiz No 200 (0.075 mm).

- Limos y Arcillas: tamaños menores de 0.075 mm.

Según AASHTO, un suelo fino tiene más del 35% que pasa el tamiz No 200 y se denominan A-4, A-5, A-6 ó A-7.

Dos suelos finos con granulometrías muy similares pueden tener propiedades diferentes según su plasticidad, la cual es analizada sobre la fracción que pasa el tamiz No 40. Esta propiedad es analizada con los límites de Atterberg.

En Ingeniería de Carreteras sólo interesan el límite líquido (LL) y el límite olástico (LP), cuya diferencia es el índice de plasticidad, que nos indica la plasticidad del material, o sea el rango de humedad dentro del cual el suelo puede ser amasado.

Resumiendo, se puede decir que para suelos gruesos la propiedad más importante es la granulometría, mientras que para suelos finos es la plasticidad.

La figura No 2.1 se ve la ubicación de los distintos suelos finos, de acuerdo al gráfico de plasticidad de la AASHTO.

B) Relación entre Humedad y Densidad.

La relación entre la humedad y la densidad para un suelo compactado es muy importante en las propiedades del mismo. Se tienen los ensayos Proctor T-

99 (Standard) y T-180 (Modificado), los cuales permiten determinar la humedad óptima. es decir la humedad a la que el suelo alcanza su densidad máxima y por lo tanto presenta sus mejores propiedades mecánicas. Del valor de esta humedad óptima depende la energía de compactación brindada al suelo, en caso de incrementarse, la humedad óptima será menor y la densidad seca máxima mayor, corriéndose el pico de la curva hacia arriba y a la derecha de la Figura No 2.2

C) Valor de Soporte California.

Mide la resistencia del suelo a la penetración de un pistón de 3 plg². de área en una probeta de suelo. la fuerza requerida para forzar el pistón dentro del suelo se mide a determinados intervalos de penetración. Esta fuerzas se comparan con las necesarias para producir iguales penetraciones en una muestra patrón que es una piedra partida bien graduada. El CBR es por definición:

$$CBR = \frac{\text{Carga que produce una penetracion de 2.5 mm en el suelo}}{\text{Carga que produce una penetracion de 2.5 mm de la muestra patron}}$$

Y se mide en porcentaje, el cual es muy variable, 2 a 3% para arcillas plásticas, a 70% o más para materiales granulares de buena calidad.

D) Módulo de Resiliencia en el Diseño de Pavimentos.

En el nuevo método AASHTO (1986 y 1993), el Módulo Resiliente reemplaza al CBR como variable que caracteriza la subrasante, subbase y base. el procedimiento de diseño de pavimento flexible de la AASHTO requiere la entrada de un Módulo de Resiliencia Efectivo (M_R) del suelo de la subrasante, equivalente al efecto combinado de todas las variaciones que sufre el módulo debido a la acción del clima.

Cuando es de esperar que la subrasante tenga contenidos de humedad variables a lo largo del año, es necesario hacer un estudio de las variaciones del M_R con la humedad para determinar un M_R promedio de diseño. A continuación se describe el procedimiento de cálculo:

- La variación del Módulo de Resiliencia efectivo durante diferentes épocas del año se debe evaluar para cuantificar el daño relativo que sufre el pavimento en cada estación climatológica del año y poder determinar el daño total en el diseño del pavimento.

Estos valores pueden ser calculados de las siguientes formas:

1. Se hacen ensayos en laboratorio de Módulo de Resiliencia sobre muestras representativas de suelo bajo condiciones de tensión y humedad que simulen las que tienen lugar a lo largo del año. Con esto

se establece una relación de laboratorio entre Módulo Resiliente y contenido de Humedad.

2. Se determina el Módulo de Resiliencia in situ en función de las deflexiones medidas en pavimentos para las diferentes estaciones del año. Este módulo Resiliente se ajusta para estudiar la posible diferencia entre resultados de laboratorio o en situ.
3. Se pueden estimar valores normales (o de verano de M_R en función de las propiedades conocidas del suelo y usar relaciones empíricas para estimar las variaciones estacionales. En USA el M_R por deshielo en primavera es de un 10 a un 20% de un M_R normal y el correspondiente al suelo congelado es de dos órdenes de magnitud mayor que el normal.

- Dividir el año en períodos en los cuales M_R es constante. Este período no debe ser menor de 15 días.
- Con Cada valor de M_R se determina, mediante el ábaco de la Figura No 2.3, el valor del daño relativo (u_f) para cada estación o bien puede usarse la siguiente ecuación:

$$u_f = 1.18 \times 10^8 \times M_R^{-2.32}$$

Donde. M_R esta expresado en psi.

- Luego se determina un daño relativo medio anual sumando todos los valores de u_f y dividiendo por el número de períodos:

$$u_{f(prom.)} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} u_f}{n}$$

- El módulo de Resiliencia efectivo M_R de la subrasante es el que corresponde al u_f promedio ya determinado y éste valor es el valor a considerar en el diseño del pavimento flexible, usando la ecuación siguiente:

$$M_R = 10^{\log \frac{\left(\frac{u_{f prom}}{1.18^n \times 10^8} \right)}{-2.32}}$$

Dado que en nuestro país no se cuenta con el equipo de laboratorio para ejecutar un ensayo de Módulo Resiliente de suelos de subrasante, es conveniente relacionarlo con otras propiedades de los materiales. Por ejemplo, con respecto al CBR se tiene:

$$\text{Shell (Heukelom - Klomp) } M_R (\text{psi}) = 1500 \times \text{CBR}$$

La ecuación anterior es considerada razonable para suelos finos con CBR sumergidos menores del 10%, pero este valor de 1500 puede variar entre 750 y 3600 para M_R en psi.

Como referencia, suelos con módulo de Resiliencia de 3000 PSI son considerados con pobres características de resistencia mientras que módulos de 10000 PSI corresponde a suelos de buenas características.

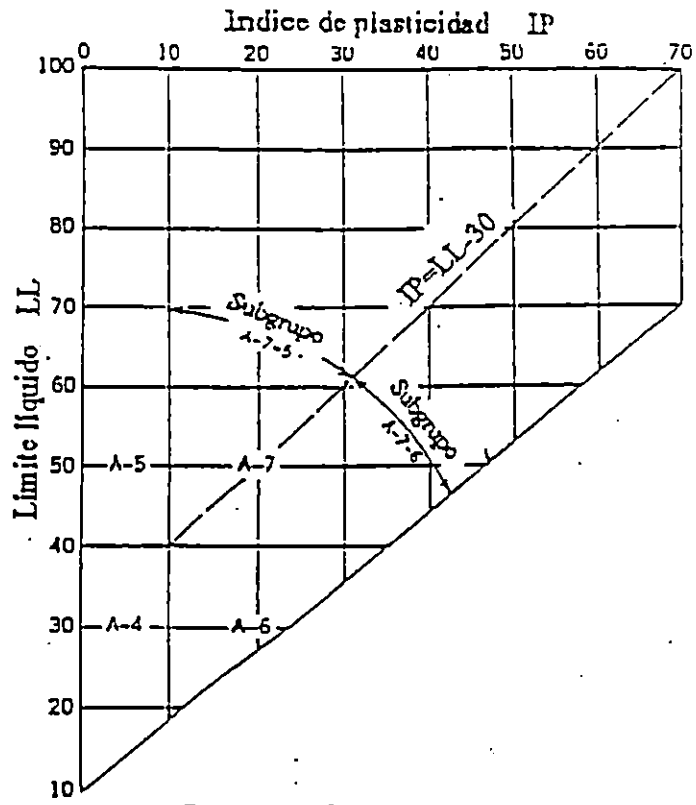


FIGURA Nº 2.1
GRAFICA DE PLASTICIDAD DE LA AASHTO

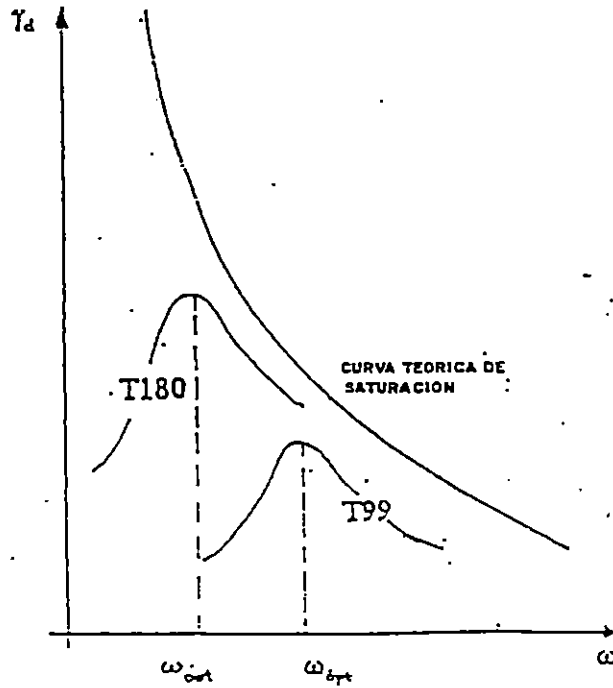
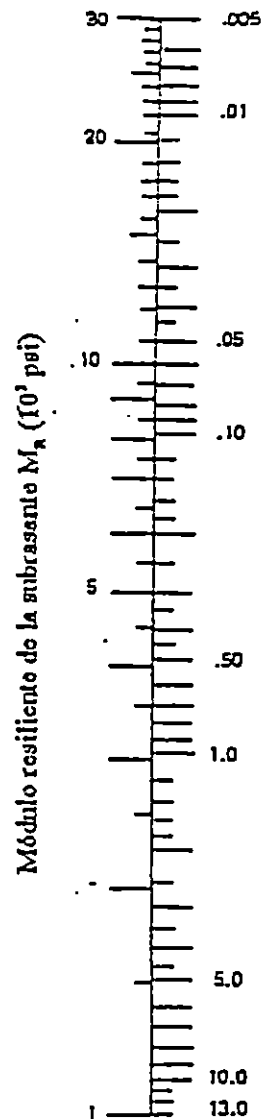


FIGURA Nº 2.2
CURVAS HUMEDAD-DENSIDAD DE PROCTOR

Mes	Módulo resiliente de la subrasante M_R (psi)	Daño relativo u_f
Enero		
Febrero		
Marzo		
Abril		
Mayo		
Junio		
Julio		
Agosto		
Septiembre		
Octubre		
Noviembre		
Diciembre		
Suma:	$\Sigma u_f =$	

Promedio $\bar{u}_f = \frac{\Sigma u_f}{n} =$ _____

Módulo resiliente efectivo de la subrasante M_R (psi) = _____ (corresponde a \bar{u}_f)



Daño relativo u_f
Ecuación: $u_f = 1,18 \times 10^{-1.11} M_R^{-1.11}$

FIGURA Nº 2.3
GRAFICA PARA ESTIMAR EL MODULO RESILIENTE EFECTIVO

2.3.1.3 TRÁNSITO

El procedimiento de diseño del método AASHTO está basado en las cargas esperadas y acumulativas de un eje equivalente a 18000 libras durante el período de diseño: "Número de repeticiones de carga equivalente de un eje simple de ruedas duales de carga standard de 18,000 lb (80 KN). Se les denominará de aquí en adelante ESAL.

2.3.1.3.1 Conversión de Tránsito de ESAL.

Las diferentes cargas actuantes sobre un pavimento producen diferentes tensiones y deformaciones en el mismo. Además, diferentes espesores de pavimentos y diferentes materiales responden de diferente manera a una misma carga. Como las diferentes cargas producen diferentes tensiones y deformaciones en el pavimento, las fallas serán distintas. Para tener en cuenta esta diferencia, el tránsito es reducido a un número equivalente de ejes de una determinada carga que producirán el mismo daño que toda la composición del tránsito. Esta carga tipo según AASHTO es de 18,000 lb. ó 80 KN. La conversión se hace a través de los factores equivalentes de carga LEF ("Load Equivalent Factor").

2.3.1.3.2 Factor Equivalente de Carga.

El factor equivalente de carga o LEF, es un valor numérico que expresa la relación entre la pérdida de serviciabilidad causada por una carga de un tipo de eje y la producida por el eje standard de 80 KN en el mismo eje.

$$LEF = \frac{\text{No de ESAL's de 80 KN que producen una perdida de serviciabilidad}}{\text{No de ejes} \times \text{KN que producen la misma perdida de serviabilidad}}$$

Por ejemplo, para producir una pérdida de serviciabilidad de 4.2 a 2.5 son equivalente:

100,000 ejes simples de 80 KN

14,347 ejes simples de 133 KN

$$LEF = \frac{100,000}{14,347} = 6.97$$

2.3.1.3.3 Factor de Camión.

El LEF da una manera de expresar los niveles equivalentes de daño entre ejes, pero también es conveniente expresar el daño en términos del deterioro producido por un vehículo en particular; es decir, los daños producidos por cada eje de un vehículo son sumados para dar el daño producido por ese vehículo. Así nace el concepto de factor de camión que es definido como el número de ESALs por vehículo. Este factor de camión puede ser computado para cada

clasificación general de vehículos o para todos los camiones comerciales como un promedio para una dada configuración de tránsito. Es más preciso considerar factores de camión para cada clasificación general de vehículos.

$$\text{Factor de Camion (TF)} = \frac{\text{No ESALs}}{\text{No Camiones}}$$

2.3.1.3.4 Factor de Distribución por Dirección (DD).

Este factor se expresa como una relación entre las distribuciones de ESALs en ambos sentidos de circulación. Normalmente es 0.5, es decir, que el total del flujo vehicular censado, la mitad va por cada dirección, pero en algunos casos puede ser mayor en una dirección que en otra, por lo que debería adoptarse un valor mayor.

2.3.1.3.5 Factor de Distribución por Carril (LD).

El carril de diseño es aquel que recibe el mayor número de ESALs, por lo que este factor se expresa en %. Para un camino de dos carriles, cualesquiera puede ser el carril del diseño, ya que el tránsito por dirección obligadamente circula por ese carril. Para este caso LD = 1. Para caminos de varios carriles, para efectos de diseño se toma el carril mas externo, dado que los vehículos, y por lo tanto la mayor parte del ESALs, usan ese carril. Como guía pueden emplearse los siguientes valores:

TABLA No 2.2

NUMERO DE CARRILES EN CADA	FACTOR DIRECCIONAL LD
1	1.00
2	0.80-1.00
3	0.60-0.80
4	0.5-0.75

Generalmente los datos de tránsito que se recopilan son los ESALs acumulados en ambos sentidos de tráfico, pero para fines de diseño se requiere el tráfico que afecta en el carril de diseño ESAL. La siguiente ecuación define el ESAL en el carril de diseño:

$$ESAL = DD \times DI \times ESALs$$

Donde:

- ESAL : ESAL en el carril de diseño
- ESALs : ESAL considerando el tráfico en ambos sentidos
- DD : Factor de distribución por dirección

DL : Factor de distribución por carril

2.3.1.3.6 Procedimiento de Cálculo Riguroso.

Este método riguroso requiere el uso de factores de camión por cada clase individual de camiones. En este caso puede realizarse usando la planilla de la tabla No 2.3.

- a. Para la columna 1 es el volumen diario para cada vehículo tipo.
- b. La columna 2 tiene el factor de crecimiento para cada tipo de vehículo. Al multiplicar columna 1 y columna 2 nos resulta el tránsito de diseño que se pone en la columna 3. El factor de crecimiento depende de la tasa de crecimiento y el período de análisis y se obtiene de la tabla No 2.4. Cada tipo de vehículo puede tener tasa de crecimiento distinta, dado que no tienen que crecer al mismo tiempo.
- c. La columna 3 es igual al producto de 1 y 2 por 365 días y resulta la cantidad acumulada de vehículos de cada tipo en el período de análisis.
- d. La columna 4 es el factor de ESAL para cada tipo de vehículo. Para el cálculo del TF se deben analizar los distintos pesos de ejes para cada tipo de vehículo.
- e. La columna 5 es el producto de 3 y 4. La suma de 5 es el número total de ESALs a usar para el diseño del pavimento, el cual debe afectarse por el factor de distribución direccional por carril.

Tabla No 2.3

PLANILLA PARA CALCULO DE ESAL

Ubicación:		Período de análisis:—años			
Tipo de vehículos	Volúmen diario	Factores de crecimientos	Tránsito de diseño	Factor de Camión TF	Número de ESALs p/diseño
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Autos Omnibus					
Pick Ups					
Otros veh. 2 ejes y 4 ruedas					
Camiones (2 ejes y 6 ruedas)					
Camiones (3 ó más ejes)					
Total					
Semirremolque (3 ejes)					
Semirremolque (4 ejes)					
Semirremolque (5 ó más ejes)					
Total					
Camión con acople (5 ejes)					
Camión con acople (6 o más ejes)					
Total					
Total Vehículos					ESALs diseño:

2.3.1.3.7 Factores que afectan el Cálculo del ESALs.

- Valor inicial de serviciabilidad
- Valor final de la serviciabilidad
- Resistencia del pavimento
- Composición del tránsito
- Peso y porcentaje de camiones
- Configuración de ejes
- Presión de neumáticos

2.3.1.4 CONFIABILIDAD

La confiabilidad es la probabilidad de que el sistema estructural que forma el pavimento cumpla su función prevista dentro de su período de diseño bajo las condiciones (medio ambiente) que tiene lugar en ese lapso.

Ante el crecimiento del tráfico, las dificultades de definir el tráfico y de las expectativas del público, el riesgo de que los pavimentos no se comporten adecuadamente frente a las expectativas deben ser minimizados. La tabla No 2.5 da los niveles de confiabilidad recomendados por AASHTO.

TABLA N^o 2.4

Factores de crecimiento de tránsito

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

Factor = $(1 + g)^n$ / g donde $g = \text{tasa}/100$ y no debe ser nula. Si la tasa de crecimiento anual es nula, el factor de crecimiento es igual al periodo de análisis.

TABLA No 2.5

TIPO DE CAMINO	CONFIABILIDAD RECOMENDADA	
	ZONA URBANA	ZONA RURAL
Rutas interestatales autopistas	85-99.9	80-99.9
Arterias principales	80-99	75-99
Colectoras	80-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Cuando la construcción por etapas es considerada (periodo de diseño < periodo de análisis) se deben componer las confiabilidades para cada etapa para tener la confiabilidad en todo el periodo de diseño. Así se tiene:

$$R_{etapa} = (R_{total})^{1/n}$$

Donde:

n = Es el numero de etapas previstas.

El siguiente procedimiento permite diseñar un pavimento para un nivel predeterminado de Confiabilidad. La desviación standard del comportamiento del pavimento y el transito estimado en el periodo de diseño pueden ser determinados para un caso de diseño en particular si se dispone de suficiente

información o en caso contrario se pueden usar los valores de la tabla No 2.6 desarrollando a partir de análisis de varianza y en base a predicciones futuras de tránsito por la AASHTO Road Test.

TABLA No 2.6

CONDICION DE DISEÑO	DESVIO STANDARD (S)	
	FLEXIBLE	RIGIDO
Varianza en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito.	0.44	0.34
Varianza en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito.	0.49	0.39

2.3.1.5 EFECTOS AMBIENTALES

El ambiente puede afectar el comportamiento del pavimento en varias formas; los cambios de temperatura y humedad pueden afectar la resistencia, durabilidad y capacidad de carga del pavimento y de los suelos de subrasante. Otros impactos ambientales mayores pueden considerarse, en los climas muy fríos, a la expansión y congelamiento de los suelos de subrasante, reduciendo la calidad de manejo y serviciabilidad del pavimento.

Si cualquiera de los dos factores (expansión o congelamiento) afectan en la pérdida significativa de la serviciabilidad y calidad de manejo; estos deben ser considerados en el diseño de las estructuras del pavimento en todo el periodo de análisis. En la figura No 2.4 se indica la pérdida de serviciabilidad por efectos ambientales que es el resultado de sumar los efectos de expansión y congelamiento. Por medio de esta gráfica es posible estimar la pérdida de serviciabilidad para diferentes intervalos de tiempo.

En El Salvador la pérdida de serviciabilidad por congelamiento es poco probable que ocurra, pero sí por la acción de suelos expansivos.

Las siguientes expresiones permiten desarrollar la curva de pérdida de serviciabilidad por factores ambientales.

- Para suelos expansivos

$$\Delta PSI_{sw} = 0.00335 \times V_R \times P_s \times (1 - e^{-\theta})$$

Donde:

ΔPSI_{sw} : Pérdida de serviciabilidad debido a la expansión de suelos de subrasante.

θ : Tasa constante de expansión. variable entre 0.40 y 0.20. Los valores mayores corresponden a que el suelo de

subrasante es expuesto a una gran humedad debido a las precipitaciones, pobres condiciones de drenaje u otras. Valores menores se adoptan cuando el suelo es menos accesible por el agua; dificultad de ingreso y suelos sin grietas. La figura No 2.5 puede ser usada como guía.

V_R : Potencial de levantamiento vertical (pulg.), representa el levantamiento que puede ocurrir ante condiciones extremas de expansión (alta plasticidad y porosidad). Variable entre 0 y 4 pulgadas. Se obtiene de ensayos en laboratorio (ASTM D424). La figura No 2.6 permite estimar este valor en función de la plasticidad, condición de humedad y espesor de capa de suelo.

P_s : Probabilidad de expansión, % del área total sujeto a expansión. La probabilidad de expansión es considerada en 100% si el índice de Plasticidad del suelo es mayor del 30% y el espesor de la capa es mayor de 60 cm. o si V_R es mayor de 0.2 pulg.

t : Tiempo en años. Corresponde al periodo de diseño adoptado.

El desarrollo de la ecuación anterior permite definir la curva de la figura No 2.4 que es la manera correcta de proceder. La figura No 2.7 puede ser utilizada para identificar el potencial de expansión.

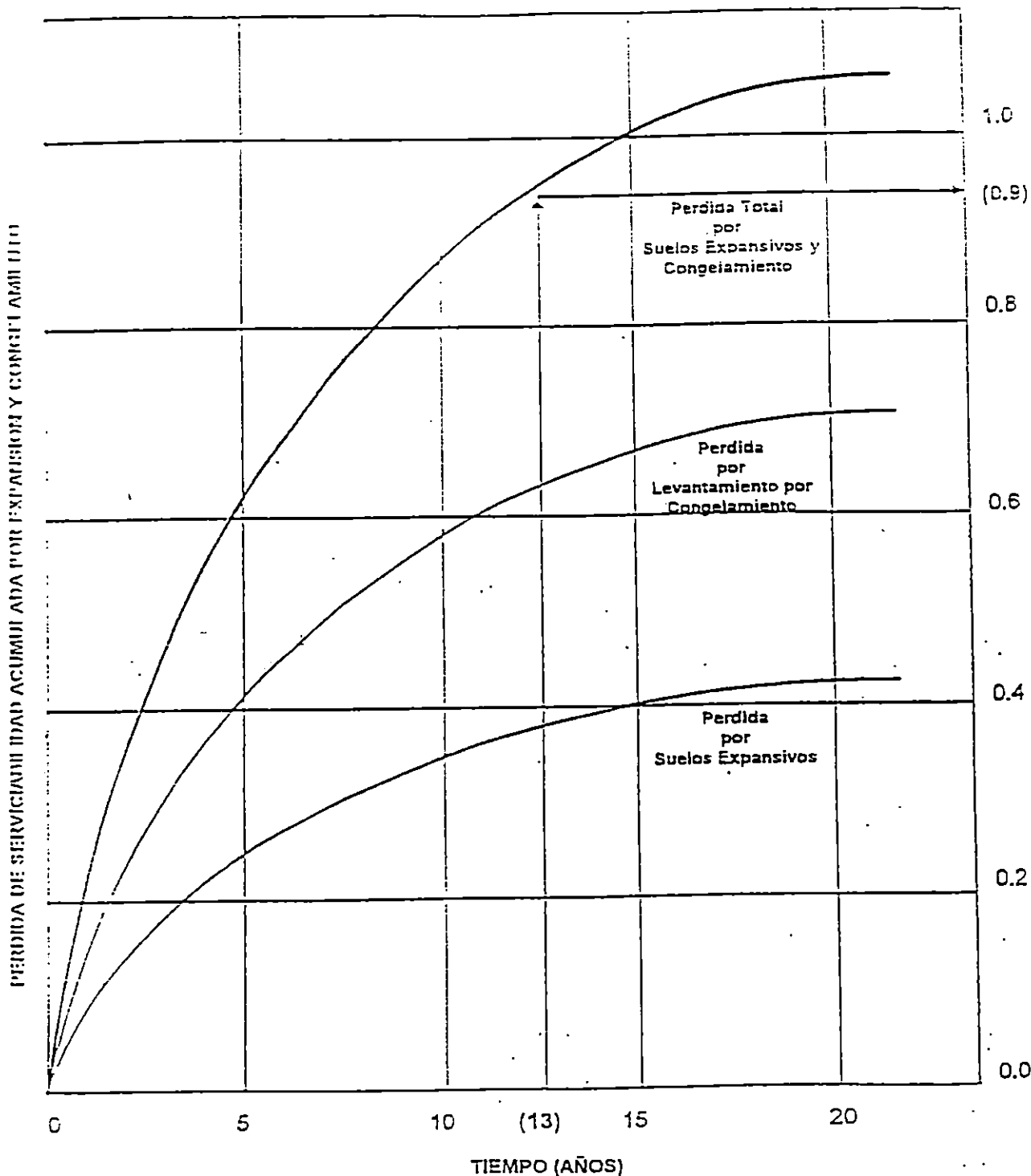


FIGURA Nº 2.4
 EJEMPLO CONCEPTUAL DEL GRAFICO DE PERDIDA DE SERVICIABILIDAD EN EL TIEMPO POR EFECTOS AMBIENTALES
 (DESARROLLAR PARA CADA LOCALIDAD ESPECIFICA)

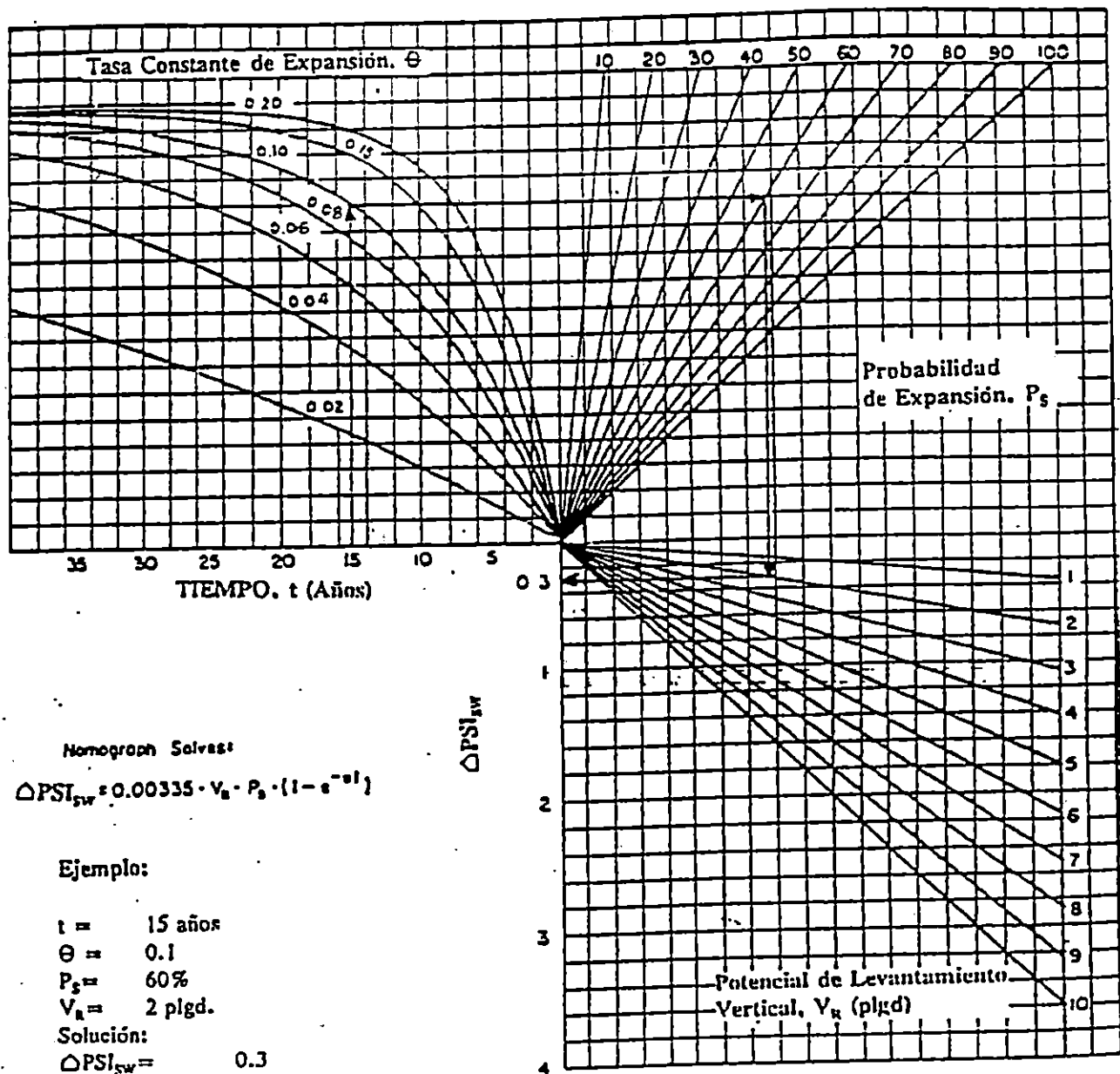
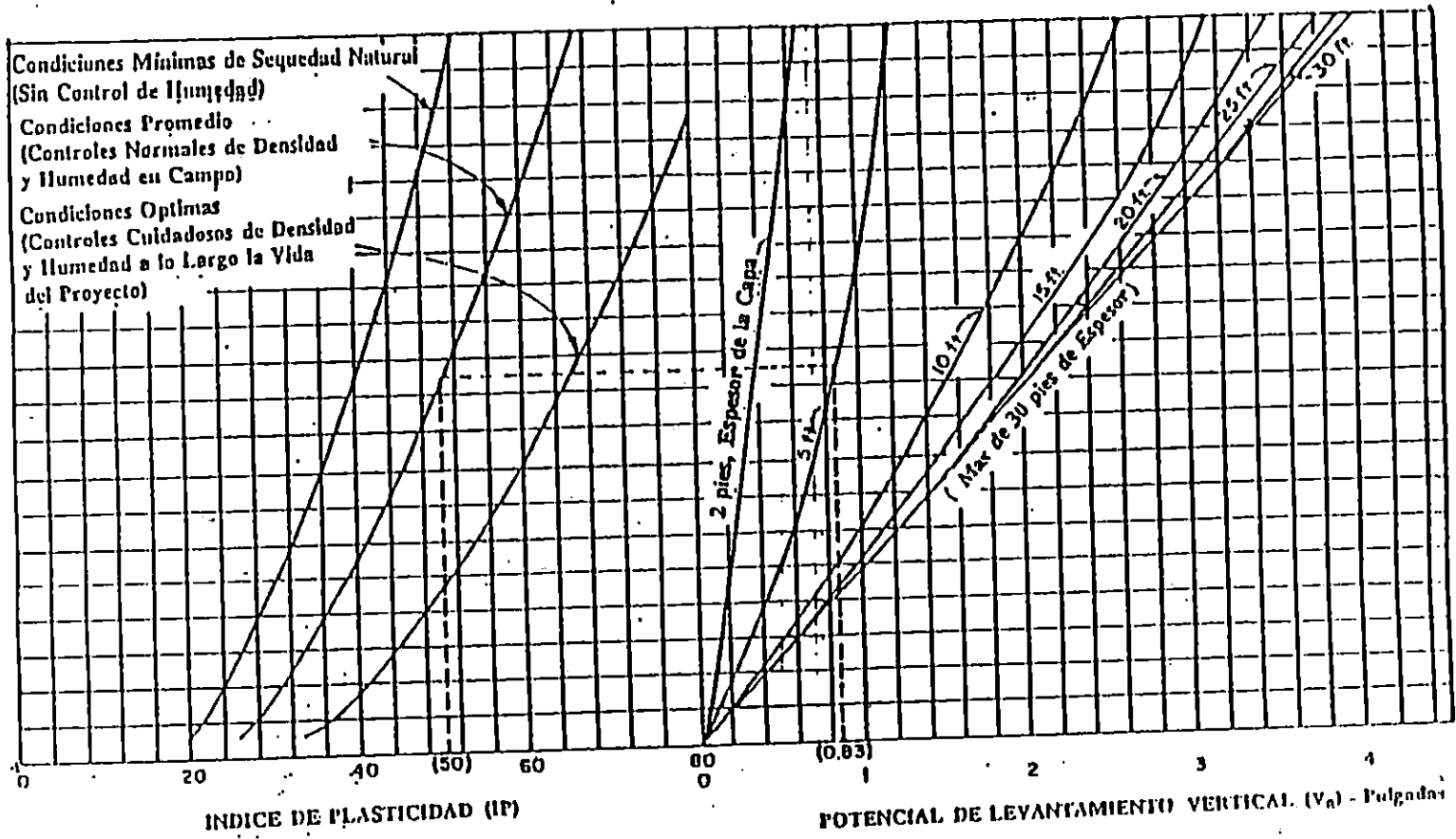
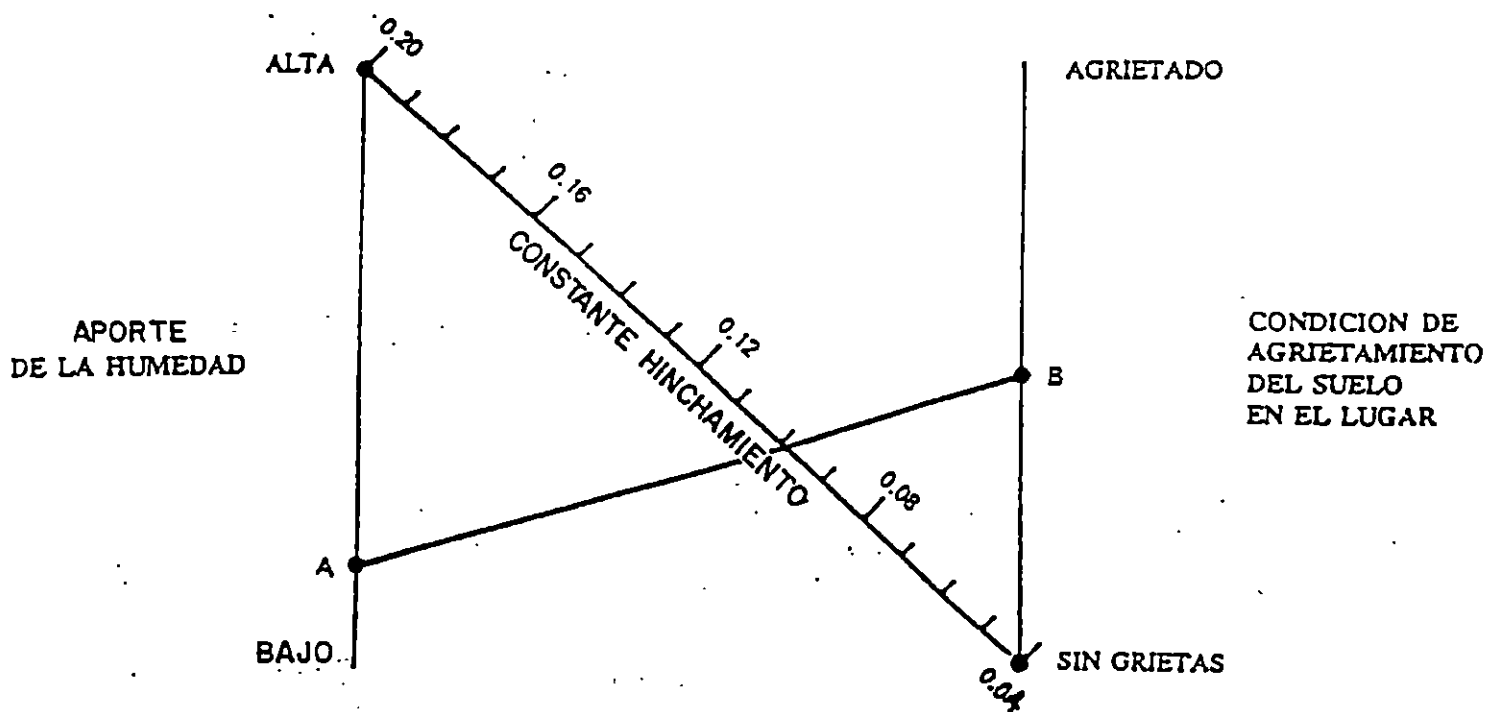


FIGURA Nº 2.5
 GRAFICA PARA ESTIMAR LA PERDIDA DE SERVICIABILIDAD POR SUELOS EXPANSIVOS



- Notas:
1. La gráfica se desarrollo bajo las siguientes asunciones:
 - a. Los suelos de subrasante, para los espesores mostrados, todos pasan la malla N^o 40.
 - b. Los suelos de subrasante tienen un contenido de humedad e índice de plasticidad uniforme en todo el espesor de la capa para las condiciones mostradas.
 - c. Una presión de subrecarga de 20 pulgadas de suelo (+/- 10 pulgadas no tendrían efecto del material).
 2. Otros cálculos son necesarios para determinar V_a con otras presiones de subrecarga.

FIGURA N^o 2.6
GRAFICA PARA ESTIMAR EL POTENCIAL DE LEVANTAMIENTO VERTICAL DE SUELOS NATURALES



NOTAS:

a) **BAJA ACCESIBILIDAD DE LA HUMEDAD**

Baja Precipitación
Buen Drenaje

b) **ALTA ACCESIBILIDAD DE LA HUMEDAD**

Alta Precipitación
Pobre Drenaje
Cercanía de Obras de Drenaje Transversal

c) **CONDICION DE AGRIETAMIENTO DEL SUELO EN EL LUGAR**

d) **USO DEL NOMOGRAMA**

- 1) Seleccione la condición de accesibilidad de la humedad que puede estar entre alta y baja (tal como A).
- 2) Seleccione la condición de agrietamiento del suelo en el lugar (tal como B). Esta escala debe ser desarrollada por cada agencia.
- 3) Trazar una línea recta uniendo A y B.
- 4) Lea la tasa constante de expansión en la diagonal (0.10).

FIGURA Nº 2.7
NOMOGRAMA PARA ESTIMAR LA TASA CONSTANTE DE EXPANSION

2.3.2 CRITERIOS DE ADOPCION DE NIVELES DE SERVICIABILIDAD.

La serviciabilidad se define como la habilidad del pavimento para brindar un uso confortable y seguro al tráfico. Hay dos formas de definir la serviciabilidad, una es el Índice de Rugosidad que esta basada únicamente en la rugosidad del pavimento y está definida como las irregularidades en la superficie del pavimento que afectan la calidad de la marcha, la seguridad e incremento de los costos de mantenimiento del vehículo; y la otra forma de medir la serviciabilidad es a través del Índice de Serviciabilidad Presente (PSI), que esta basada en la rugosidad así como la medida de los deterioros en la superficie del pavimento: ahuellamiento, figuración y baches. El PSI oscila entre un valor mínimo de 0 (condición impasable) y un valor máximo de 5 (condición excelente). En la Tabla No 2.7 están indicados los niveles de serviciabilidad.

TABLA No 2.7

CONDICION	PSI
Muy pobre	0-1
Pobre	1-2
Regular	2-3
Buena	3-4
Muy buena	4-5

En el diseño de pavimentos deberán ser establecidos los índices de serviciabilidad inicial y final para calcular la variación total en la serviciabilidad (PSI) que será empleado en las ecuaciones de diseño.

El índice de serviciabilidad inicial (P_o) es función de la estructura de pavimento diseñado y la calidad de la construcción del mismo. Los valores recomendados son:

P_o : 4.5 para pavimento rígido.

P_o : 4.2 para pavimentos flexibles.

El índice de serviciabilidad final (P_t) es el valor más bajo que se admite antes de efectuar una rehabilitación del pavimento, en función de la categoría del camino o clasificación funcional del pavimento. Los valores recomendados son:

P_t : 2.5 ó más para vías de gran importancia.

P_t : 2.0 para caminos de menor importancia.

Un criterio para definir un valor mínimo de serviciabilidad final (P_t) puede ser establecido sobre la base de la aceptación del usuario (PSR).

El dato requerido en el procedimiento de diseño de espesores de pavimentos flexibles de AASHTO es el cambio en el $PSI = P_o - P_t$ que puede ser aplicada a pavimentos flexibles y rígidos.

Debido a que muchas agencias trabajan con valores de rugosidad aparece el International Roughness Index, IRI, que es una medida estándar de la rugosidad a la cual pueden compararse otras medidas de rugosidad. Además se relaciona el IRI con el PSR a través de la ecuación:

$$PSR = 5 \times e^{(-0.0041IRI)}$$

Donde:

IRI : International Roughness Index, en pul/milla.

2.3.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Como ya se ha hablado, la variable para la caracterización de los materiales en el método AASHTO es el módulo Resiliente (M_R), y en función de los mismos se obtienen los coeficientes estructurales o de capa.

2.3.3.1 CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO.

El método AASHTO se apoya en la determinación de las propiedades de los materiales para la estimación de los valores apropiados del coeficiente de capa. Los ensayos de preferencia son los del módulo de Resiliencia (método AASHTO T 724) para materiales granulares no ligados y el módulo elástico

(ASTM D 4123), para materiales de concretos asfálticos y otros materiales estabilizados.

El coeficiente de capa (a_i) es una medida de la habilidad relativa de una unidad de espesor de un material dado para funcionar como componente estructural del pavimento, se expresa en 1/unidad de longitud.

Estos coeficientes de capa pueden ser determinados en base a ensayos de carreteras o de relaciones basadas en las propiedades de los materiales como son el módulo de Resiliencia. A continuación se detallan coeficientes de capa para algunos materiales.

A) Concreto Asfáltico.

En las figuras No 2.8 a y b representan un ábaco, válido para estimar el coeficiente de capa de los concretos asfálticos, donde estos coeficientes (a_i) están en función de la estabilidad Marschall (I_b), del cohesiómetro de Hveem y del módulo Resiliente respectivamente.

Se recomienda tener cuidado con la selección de los coeficientes de capas de concretos asfálticos con valores de módulo de Resiliencia mayores de 450,000 psi, puesto que su incremento en la rigidez va acompañado del incremento térmico o por fatiga.

Valores de ai entre 0.38 y 0.44 (1/pulg) son recomendados. Las pruebas AASHTO adoptan el valor de 0.44

En las figuras No 2.9, 2.10, 2.11 y 2.12 se muestran ábacos para determinar los coeficientes estructurales de capa para materiales de: bases granulares, subbase granulares, bases tratadas con cemento y bases tratadas con asfalto.

La tabla mostrada a continuación presenta sumariamente los valores de coeficientes estructurales de capa normalmente empleados.

TABLA No 2.8

COEFICIENTES DE CAPA (ai 1/pulg)	
MATERIAL	VALORES
Concreto asfáltico	0.30-0.44
Base estabilizada con asfalto	0.20-0.38
Base tratada con cemento	0.15-0.20
Base tratada con cal	0.15-0.20
Base de piedra triturada	0.13-0.14
Subbase granular	0.09-0.12

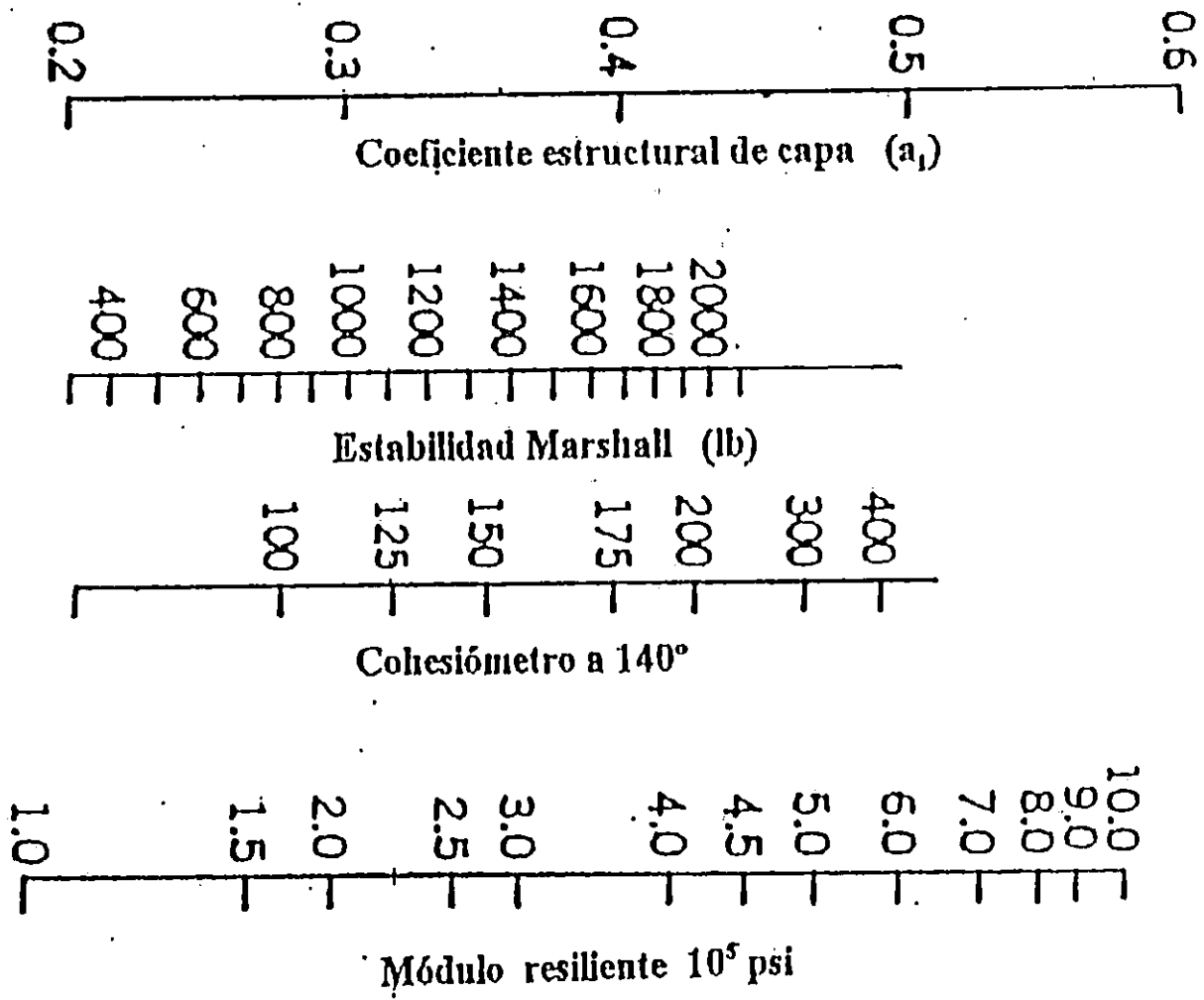


FIGURA Nº 2.8 (a)

COEFICIENTES ESTRUCTURALES PARA CAPAS ASFÁLTICAS

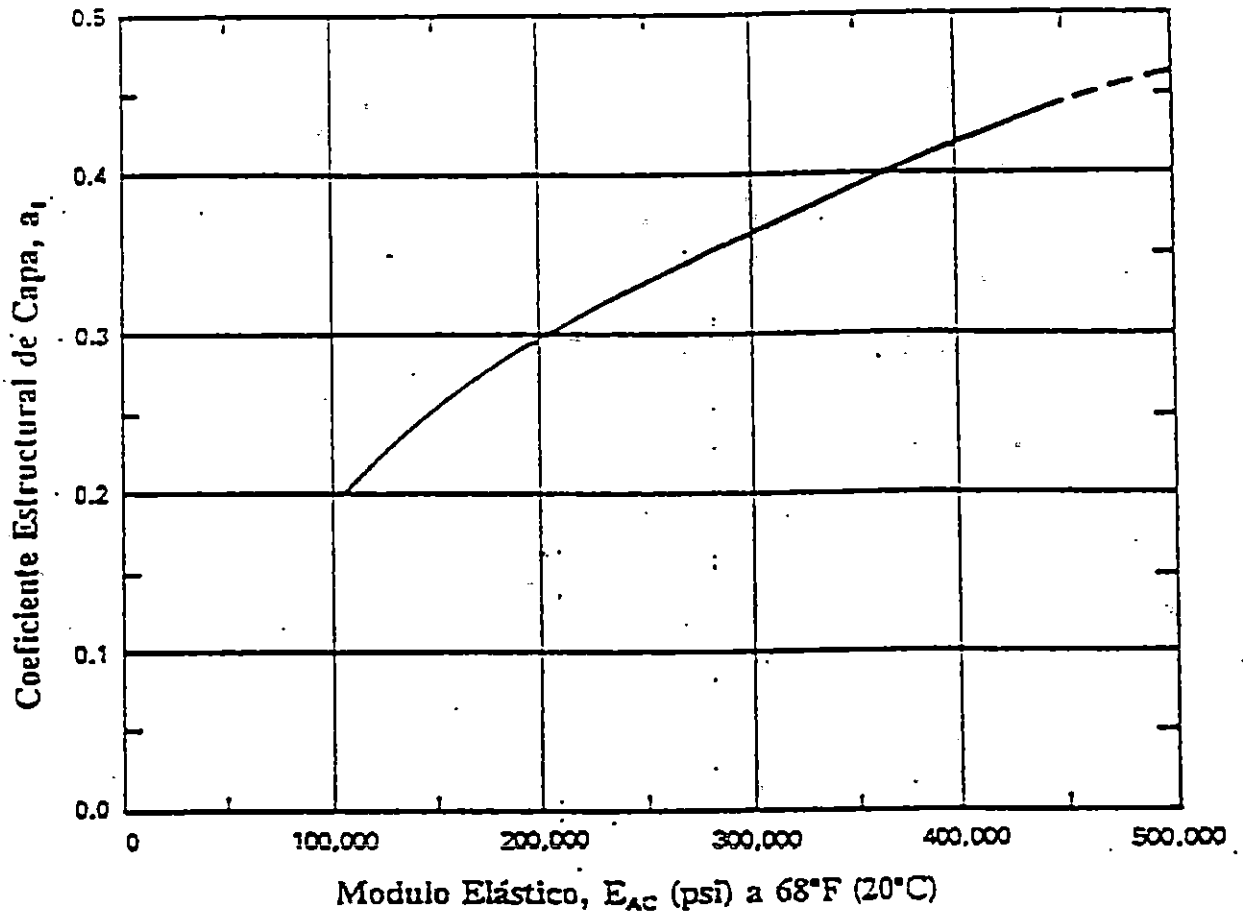


FIGURA N° 2.8 (b)

GRAFICA PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE DE CAPA DE CONCRETOS ASFALTICOS

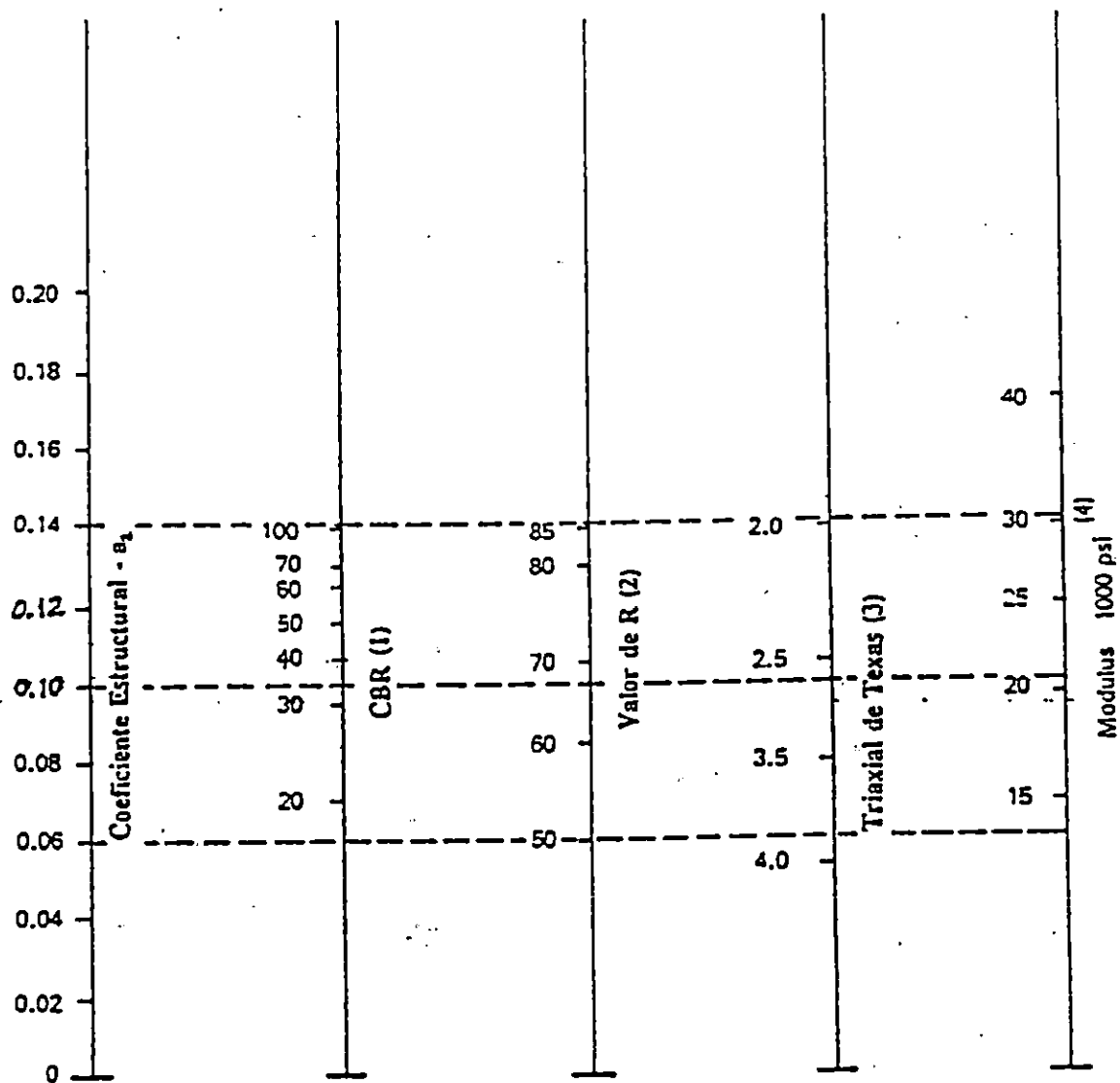


FIGURA Nº 2.9
 GRAFICA PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE DE CAPA DE BASES GRANULARES

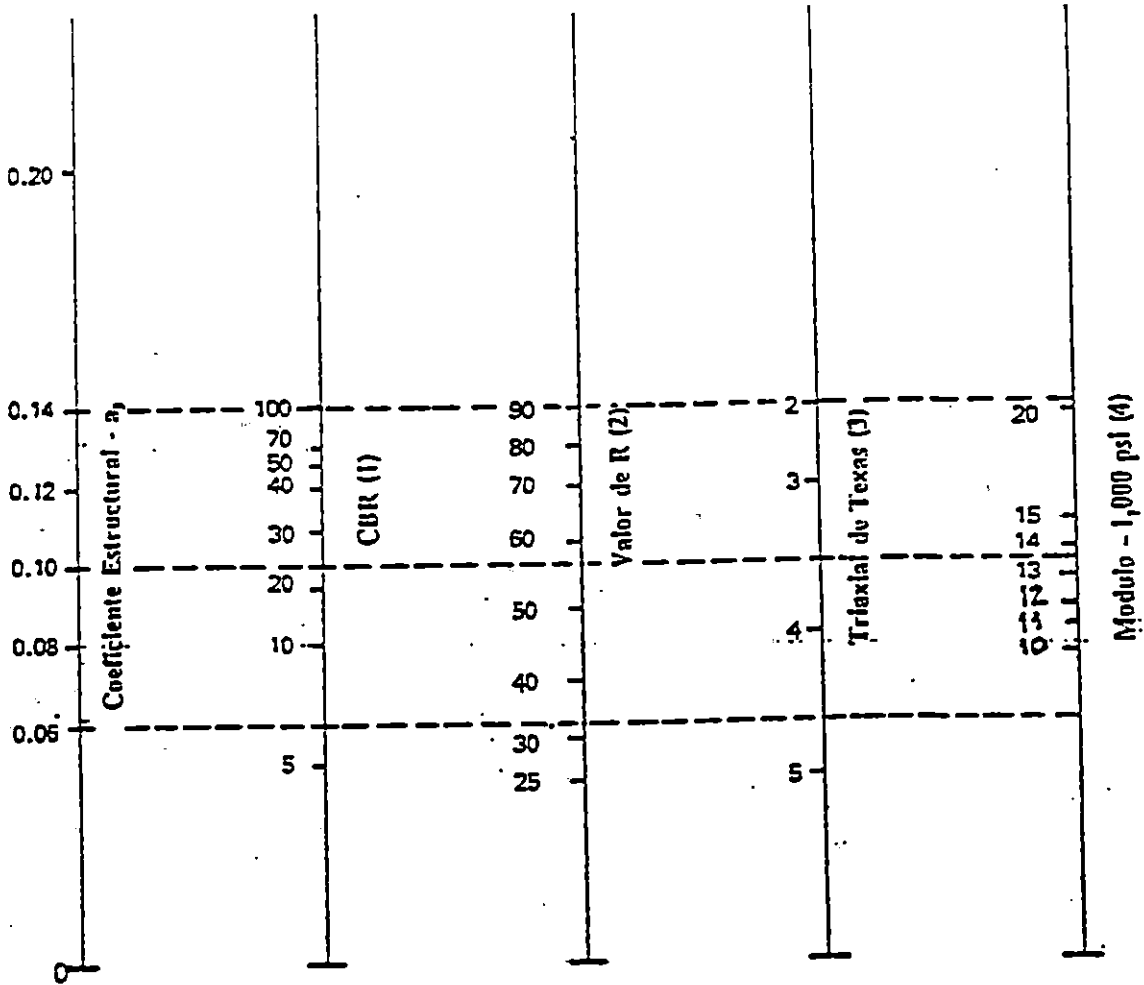


FIGURA N^o 2.10
 GRAFICA PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE DE CAPA DE SUBBASES GRANULARES.

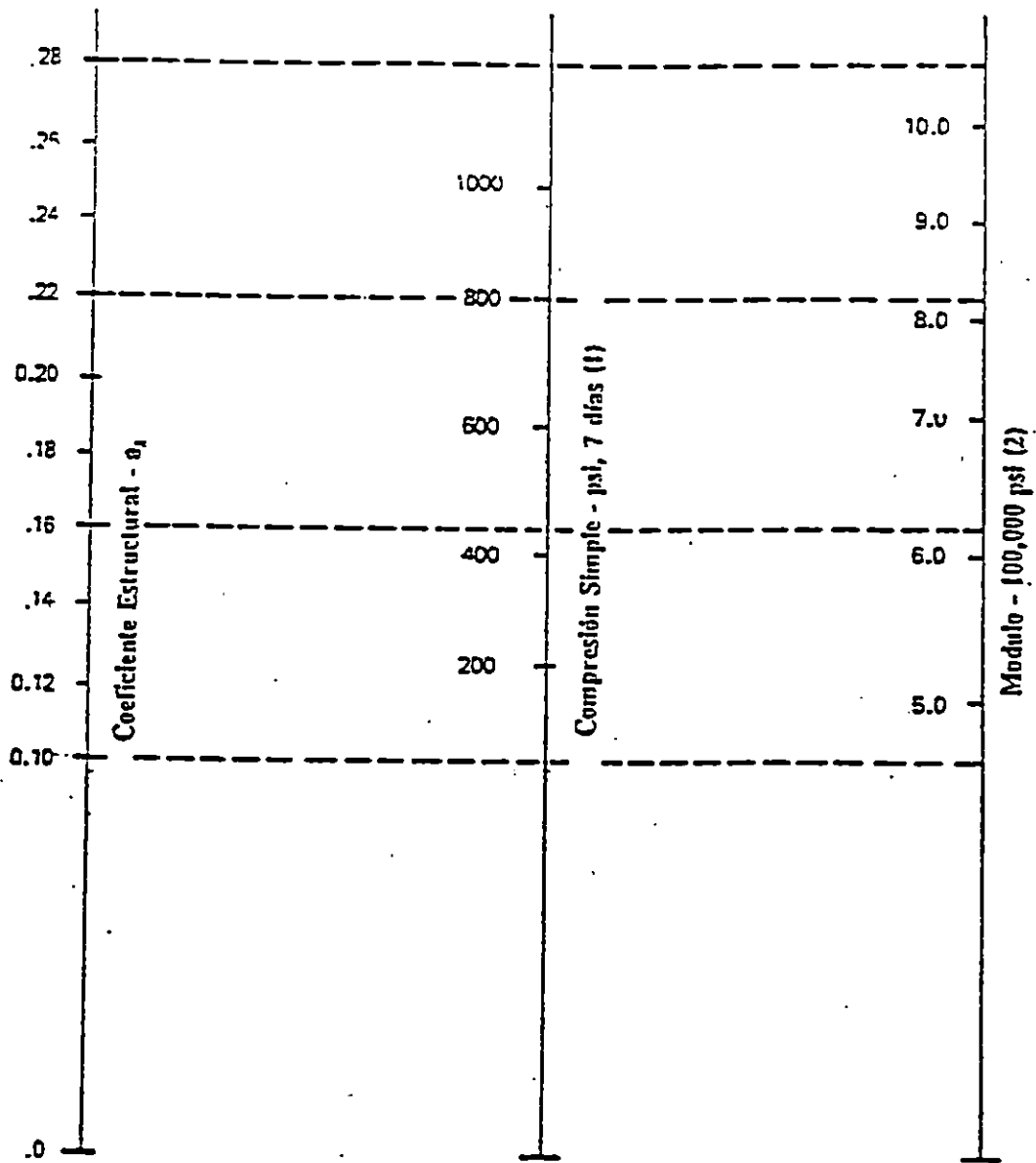


FIGURA Nº 2.11

GRAFICA PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE DE CAPA DE BASES TRATADAS CON CEMENTO

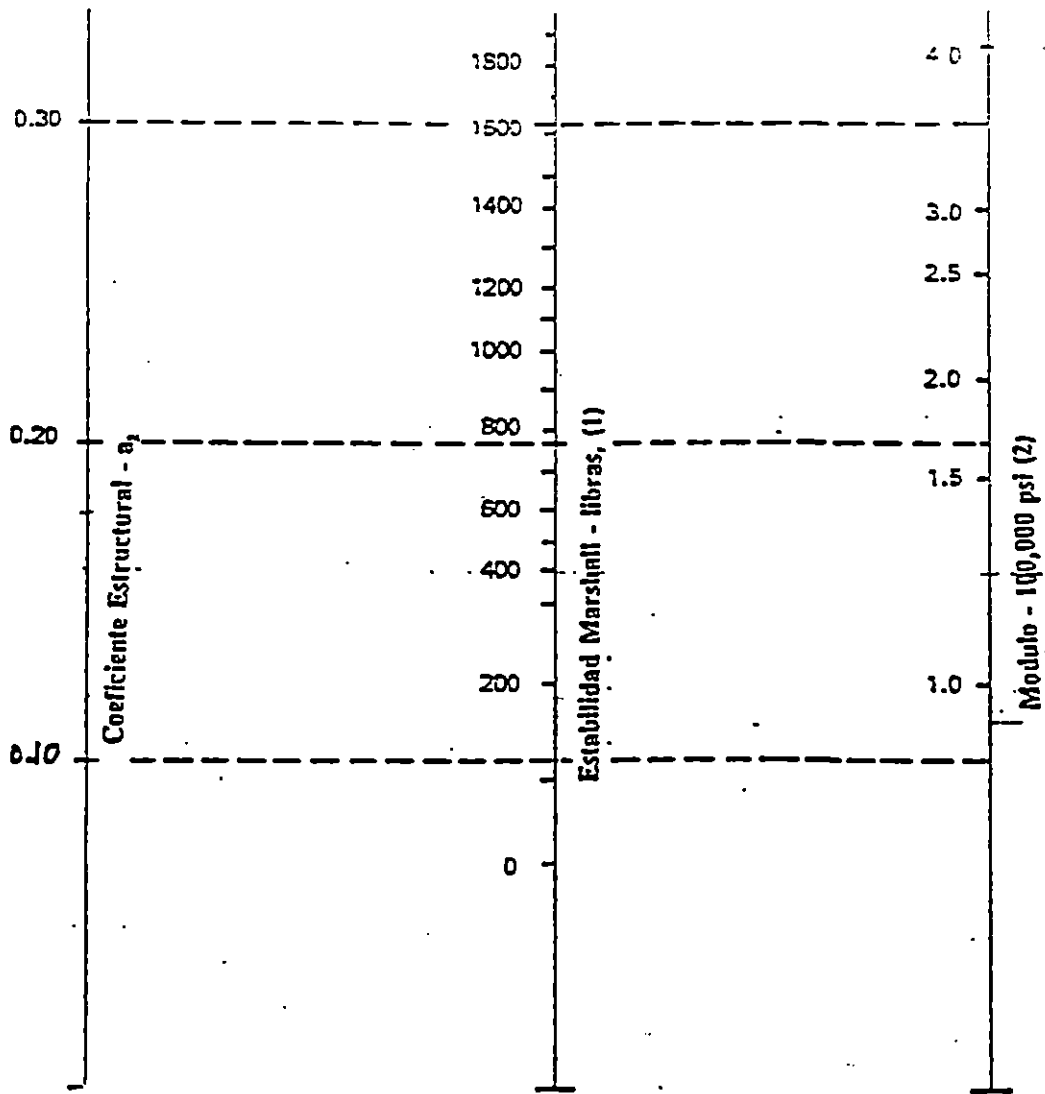


FIGURA Nº 2.12
 GRAFICA PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE DE CAPA DE BASES TRATADAS CON ASFALTO

2.3.4 CONDICIONES DE DRENAJE.

La humedad tiene una gran influencia sobre las propiedades de los materiales que constituyen el paquete estructural y sobre el comportamiento de los pavimentos en general. La subbase y base granular deben de ser diseñadas para drenar rápidamente el agua del pavimento. La drenabilidad del material o calidad de drenaje es función de varios aspectos incluyendo la permeabilidad del material, su granulometría, % del material tipo (pasa malla No 200) y las condiciones geométricas de la superficie y subrasante del pavimento.

El método AASHTO prevé los medios para ajustar los coeficientes de capa para tomar en cuenta los efectos de ciertos niveles de drenaje en el comportamiento del pavimento.

La tabla No 2.9 indica los tiempos de drenaje recomendados por AASHTO. Estas recomendaciones están basadas en el tiempo requerido para drenar la capa base hasta un grado de saturación del 50%. Sin embargo, el criterio del 85% de saturación reduce en forma significativa el tiempo real usado para seleccionar la calidad del drenaje.

TABLA No 2.9

Calidad de drenaje	50% saturación	85% saturación en:
Excelente	2 horas	2 horas
Bueno	1 día	2 a 5 horas
Regular	1 semana	5 a 10 horas
Pobre	1 mes	más de 10 horas
Muy pobre	el agua no drena	mucho más de 10 horas

El efecto del drenaje de las capas no tratadas (base granular y subbase granular que yacen por debajo de las capas asfálticas está considerado por la multiplicación de los coeficientes de capa (a_i) y los coeficientes de drenaje m_i que afectan a las capas no ligadas.

La tabla No 2.10 muestra coeficientes de drenaje para pavimentos flexibles recomendados por AASHTO.

TABLA No 2.10

COEFICIENTES DE DRENAJE m_i				
Calidad de drenaje	% de tiempo en el que el pavimento está expuesto a niveles de humedad próximos a la saturación			
	< 1%	1-5%	2-25%	> 25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Bueno	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
Pobre	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy Pobre	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Las condiciones de drenaje utilizadas en el ensayo de carreteras AASHTO, se consideraron como regulares y los valores m_i de los mismos, se asumieron como 1.0 sin importar el material. Estos materiales probablemente recibirán factores de modificación del drenaje por debajo de 1.0 en el caso de una construcción nueva, por lo que el diseñador deberá seleccionar valores apropiados para reducir la posibilidad de un infradiseño.

2.3.5 CALCULO DE LOS ESPESORES DE LAS CAPAS DEL PAVIMENTO.

El procedimiento AASHTO de diseño de pavimentos puede ser efectuado empleando las variables y ecuaciones discutidas mas adelante. Estas ecuaciones pueden resolverse manualmente y/o usando nomogramas.

El procedimiento manual es muy exacto, si bien los nomogramas simplifican el proceso, éstos hacen de sus soluciones, en alguna manera, menos precisas que las soluciones manuales o computarizadas.

El primer paso para el diseño por el método AASHTO es la determinación del número estructural (SN) para el nivel tráfico en cuestión. Posteriormente se definen varias alternativas de prueba que provean el número estructural adecuado, satisfacen requerimientos de espesores mínimos, y protegen adecuadamente las capas inferiores.

Luego se ajusta el período de diseño correspondiente para tener en cuenta la pérdida de serviciabilidad debido a condiciones ambientales. De requerirse la opción de construcción por etapas es considerada para admitir rehabilitaciones dentro del período de análisis por razones económicas y/o ambientales.

2.3.5.1 DETERMINACIÓN DEL NÚMERO ESTRUCTURAL REQUERIDO.

La figura No 2.13 presenta el nomograma recomendado para la determinación del número estructural de diseño requerido para condiciones específicas.

Dicho nomograma resuelve la siguiente ecuación:

$$\text{Log}(W_{18}) = Z_R \times S_o + 9.36 \times \log(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log(PSI)}{(4.2 - 1.5)} + 2.32 \times \log M_R^{-8.07}$$
$$\left[0.4 + \frac{10.94}{(SN + 1)^{5.19}} \right]$$

Los datos requeridos en esta ecuación son:

- El tráfico estimado durante el período de diseño $W_{18} = \text{ESAL}$

Valor de confiabilidad R se asume que los datos ingresados corresponden a valores promedio (tabla 2.11). Para el cálculo manual, emplear los siguientes valores de Z_R que se obtienen de la aplicación de la confiabilidad del diseño.

TABLA No 2.11

Confiabilidad R (%)	Z_R
50	-0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
92	-1.405
93	-1.476
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.831
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

- La desviación estándar promedio S_o
- El módulo efectivo de Resiliencia de la subrasante, M_R
- La pérdida de nivel de servicio de diseño $PSI = P_o - P_t$

2.3.5.2 PRUEBA DE ALTERNATIVAS DE ESPESORES DE CAPAS DEL PAVIMENTO.

Una vez determinado SN se deben de identificar varias combinaciones de espesores que corresponden al número estructural requerido, utilizando la siguiente ecuación:

$$SN = \sum_{i=1}^{i=n} (a_i D_i m_i) = a_1 \times D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Donde:

- a_i : Coeficiente de la capa i (1/pulg)
- D_i : Espesor de la capa i pulgs.
- m_i : Coeficiente de drenaje de la capa i.

Esta ecuación no tiene una solución única. Existen muchas combinaciones de capas de pavimentos que pueden adoptarse para alcanzar el número estructurado (SN). Consideraciones de diseño, construcción y de costos permiten reducir el número de combinaciones posibles de capas así como evitar la posibilidad de diseño imprácticos.

2.3.5.3 CONCEPTO DE ANÁLISIS DE CAPAS.

Las estructuras de pavimentos son sistemas de capas que deben diseñarse adecuadamente. Las capas de base y subbase granular deben de ser protegidas de esfuerzos verticales excesivos que pueden originar deformaciones permanentes. esto implica que la necesidad por espesores mínimos de cada capa es la estructura del pavimento para los requerimientos de tráfico. Esta ecuaciones para el análisis de capa se muestran en la figura No 2.14.

El nomograma de la figura No 2.13 permite determinar los números estructurales requeridos para proteger cada capa de base o subbase granular (SN_i), utilizando en cada caso el módulo de Resiliencia de estos materiales en vez de la subrasante; lo más aconsejable es hacerlo por la fórmula descrita en la figura No 2.14. entonces el espesor mínimo de concreto D_1^* se determina dividiendo el número estructural requerido para proteger la base granular (SN_1) por el coeficiente de capa del concreto asfáltico (SN_1/a_1).

El espesor seleccionado de concreto asfáltico debe ser mayor o igual que este mínimo (D_1).

El espesor mínimo de base se selecciona en forma análoga buscando proteger la subbase. El número estructural que provee el espesor seleccionado del concreto asfáltico ($SN_1^* = a_1 D_1$) se resta del valor necesario para proteger la subbase (SN_2). Este valor se divide por el coeficiente estructural de la base

(teniendo en cuenta el efecto del drenaje), para obtener el espesor (D_2^*). El espesor seleccionado de la base debe ser mayor o igual que dicho valor (D_2).

Finalmente, el espesor mínimo de subbase granular (D_3^*) se calcula restando el número estructural requerido para proteger la subrasante (SN_3), ~~el~~ el valor correspondía a la base más el concreto asfáltico. El resultado de ésta diferencia dividido por el coeficiente estructural de la subbase (incluido el efecto del drenaje) es el espesor mínimo de esta capa (D_3).

El número estructural finalmente, considerando los espesores de las capas seleccionadas, debe ser mayor que aquel obtenido del nomograma para proteger la subrasante (SN_3). Se hace notar que los espesores deberían ser definidos con aproximación a 0.5 plg (figura No 2.14).

Este procedimiento no es aplicable cuando se trata de determinar espesores de capa sobre materiales con Módulos de Resiliencia por encima de 40,000 psi. En estos casos la selección de espesores se debe hacer basados en consideraciones de efectividad de costos mínimos prácticos constructivos.

NOMOGRAMA RESUELVE:

$$\log_{10} \frac{W}{18} = Z_R \cdot S_o + 9.36 \cdot \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 \cdot \log_{10} M_R - 8.07$$

86

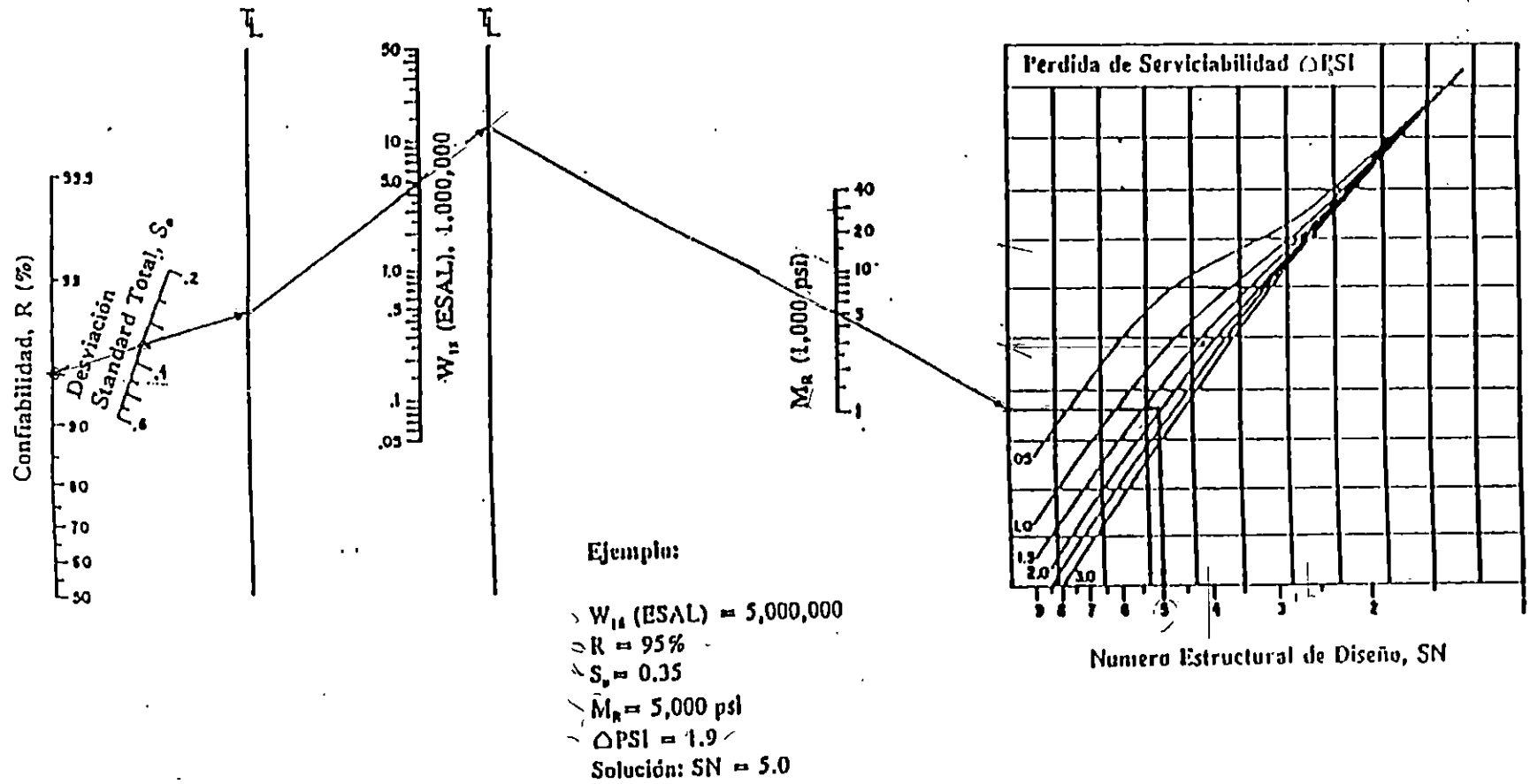
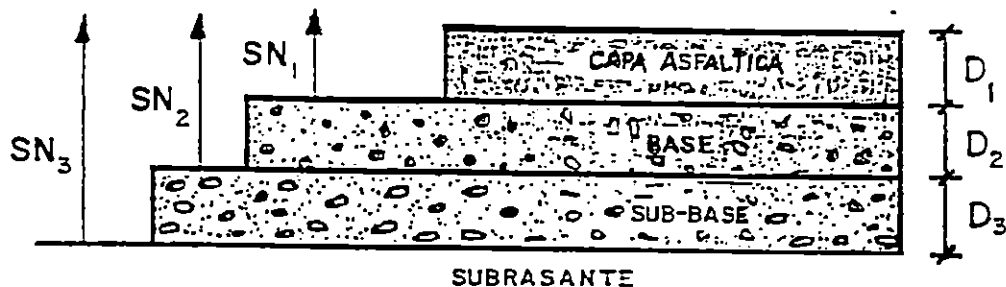


FIGURA Nº 2.13

NOMOGRAMA DE DISEÑO AASHTO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES



$$D_1 \geq D_1^* = SN_1 / a_1$$

$$SN_1^* = a_1 \times D_1 \geq SN_1$$

$$D_2 \geq D_2^* = (SN_2 - SN_1^*) / (a_2 \times m_2)$$

$$SN_1^* + SN_2^* = a_1 \times D_1 + a_2 \times m_2 \times D_2 \geq SN_2$$

$$D_3 \geq D_3^* = \{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)\} / (a_3 \times m_3)$$

$$SN_1^* + SN_2^* + SN_3^* = a_1 \times D_1 + a_2 \times m_2 \times D_2 + a_3 \times m_3 \times D_3 \geq SN_3$$

- 1) Los valores de SN se obtienen de la ecuación AASHTO. Los valores de "a y m" se seleccionan de las recomendaciones AASHTO.
- 2) EL asterisco (*) mostrado en D indican los valores mínimos obtenidos de las ecuaciones mostradas. Mientras que los asteriscos para el caso de los valores de SN indican el número estructural para los espesores de capas adoptados y coeficientes ASSHTO seleccionados.

FIGURA N° 2.14
DISEÑO DE ESPESORES DE CAPAS DEL PAVIMENTO EMPLEANDO
EL CONCEPTO DE ANALISIS DE CAPAS

2.3.5.4 ESTABILIDAD Y FACILIDAD DE CONSTRUCCIÓN.

Es generalmente impráctico y antieconómico colocar capas que sean menores de ciertos espesores mínimos. también la magnitud del tráfico requiere espesores mínimos de capas por estabilidad y adhesión.

Los siguientes son valores mínimos sugeridos, los cuales se deberán modificar de acuerdo con las condiciones locales.

Tabla No 2.12

TRAFICO (ESAL)	ESPESOR MINIMO (PULGADAS)	
	CONCRETO ASFALTICO	BASE GRANULAR
MENOS DE 50,000	1.0	4
50,000 A 150,000	2.0	4
150,000 A 500,000	2.5	4
500,000 A 2.000,000	3.0	6
MAS DE 7.000,000	4.0	6

El efecto de tratamientos superficiales es generalmente despreciable; sin embargo, estas mejoran substancialmente las condiciones de base y subbase. Su efecto se debe evaluar con base a las condiciones particulares del proyecto.

CAPITULO III

**PROCEDIMIENTO DE DISEÑO
ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS
UTILIZADO POR EL INSTITUTO
AMERICANO DEL ASFALTO (MS-1)**

3.1 INTRODUCCION

3.1.1 ALCANCE DEL MANUAL

El manual del Instituto Americano del Asfalto presenta una metodología para el diseño estructural de los espesores de capas del pavimento utilizando cemento asfáltico en toda o parte de la estructura. Se incluyen varias combinaciones de concreto asfáltico de superficie, base de concreto asfáltico y bases o subbases granulares. El Manual presenta guías para la definición de las propiedades de los suelos de subrasante, propiedades de los materiales que conforman las capas de pavimentos y parámetros de tráfico requeridos para la selección de los espesores apropiados de las capas del pavimento. El manual presenta también procedimientos para el diseño de la construcción en etapas y el análisis económico.

También se incluyen recomendaciones para los requerimientos de compactación.

3.1.2 BASE DEL MANUAL

El pavimento flexible es considerado como un sistema elástico multicapas. Para desarrollar esta metodología de diseño, se ha recurrido a la teoría establecida, a la experiencia, a datos de ensayos y a un programa de computadora analítico (DAMA) . La metodología del diseño ha sido simplificada

a cartas de diseño para eliminar la necesidad de la computadora o de complicados ensayos de laboratorio.

El programa de análisis elástico de multicapas, DAMA, y un programa de computadora para el diseño de espesores (HWY) pueden ser obtenidos en el Asphalt Institute

La metodología considera 2 condiciones de esfuerzo-deformación unitaria (Stress-strain) específicas según se ilustra en las Figuras 3.1 y 3.2.

En la primera condición (Figura 3.1a) la carga W es transmitida a la superficie del pavimento a través de la llanta como una presión vertical uniforme, P_0 . La estructura del pavimento distribuye los esfuerzos verticales reduciendo la magnitud de la presión vertical hasta un valor máximo P_1 en la superficie de la subrasante.

La Figura 3.1b ilustra de manera general como la máxima presión vertical disminuye con la profundidad de P_0 a P_1 .

La segunda condición se ilustra en la Figura 3.2 donde la carga de llanta W deflecta el pavimento causando esfuerzos y deformaciones unitarias tanto de tensión como de compresión en la capa asfáltica.

Las curvas de diseño presentadas en este manual han sido desarrolladas utilizando criterios de deformación unitaria máxima de tensión en el fondo de la

capa asfáltica y criterios de deformación unitaria de compresión vertical en la superficie de la subrasante impuestas por las cargas del tráfico.

3.1.3 BASES ASFÁLTICAS.

El manual incluye cartas de diseño para capas de base de concreto asfáltico y bases granulares.

Las bases asfálticas ofrecen muchas ventajas comparadas con las bases granulares. Una de las mayores ventajas es que la base asfáltica resiste los esfuerzos mucho mejor que la base granular, la cual no posee resistencia a la tensión. Consecuentemente, para las mismas condiciones de cargas las bases asfálticas pueden ser construidas con un espesor menor que las bases granulares.

Otras ventajas importantes de la base asfáltica son:

- Bajo una adecuada construcción, las bases asfálticas producen pavimentos de mejor calidad de circulación.
- Agregados desechados para la capa asfáltica de superficie pueden frecuentemente ser usados en bases asfálticas.
- Las bases asfálticas son excelentes para el desarrollo de la construcción en etapas.
- Se reducen las demoras en la construcción ocasionadas por el mal tiempo.

- La base asfáltica puede ser usada por el tráfico de la construcción antes de colocar la capa de superficie, agilizando de esta manera la construcción.

3.1.4 PAVIMENTO TODO-CONCRETO ASFÁLTICO.

Un pavimento todo-concreto asfáltico (full-depth asphalt pavement) es un pavimento en el que se utilizan mezclas asfálticas para todas las capas encima de la subrasante natural o mejorada. Además de las ventajas citadas en 3.1.3, el pavimento todo-concreto asfáltico no "atrapa" agua que puede causar fallas en la base o en subrasante como sucede frecuentemente en el caso de bases granulares. De hecho, no hay o existe una pequeña reducción en la capacidad soporte de los suelos de subrasante bajo pavimentos todo-concreto asfáltico.

De acuerdo a estudios limitados se ha encontrado que, luego de la construcción, el contenido de humedad de una subrasante arcillosas se estabiliza a un contenido de humedad menor en los pavimentos todo-concreto asfáltico, fenómeno generalmente opuesto al que se encuentra cuando se emplean bases granulares. Sin embargo, el uso de pavimentos todo-concreto asfáltico no elimina la necesidad de considerar el subdrenaje adecuado. El diseño de un adecuado sistema de drenaje es un aspecto esencial a considerar dentro del diseño de pavimentos. Incluso cuando no se consideran sistemas de subdrenaje, drenes interceptores frecuentemente son requeridos para desviar las aguas freáticas. Otras ventajas del pavimento todo-concreto asfáltico son:

- Se reduce el tiempo de construcción.
- Cuando se construye en capas gruesas, 100 mm ó mas. se puede extender la temporada de construcción.
- Existe una menor interferencia con los sistemas de servicios públicos durante la construcción de calles en ciudades, principalmente debido a que el espesor del pavimento todo-concreto asfáltico es menor que aquellos con capas de base y/o subbase granular.

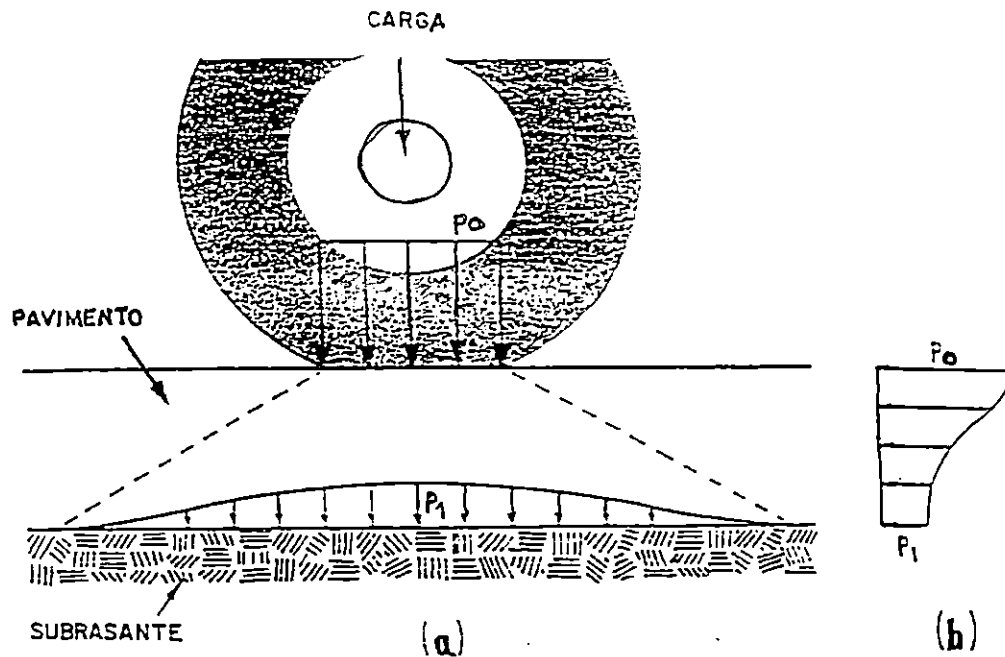


FIGURA 3.1

DISTRIBUCION DE LA PRESION DE CARGA A TRAVES DE LA ESTRUCTURA DE PAVIMENTO

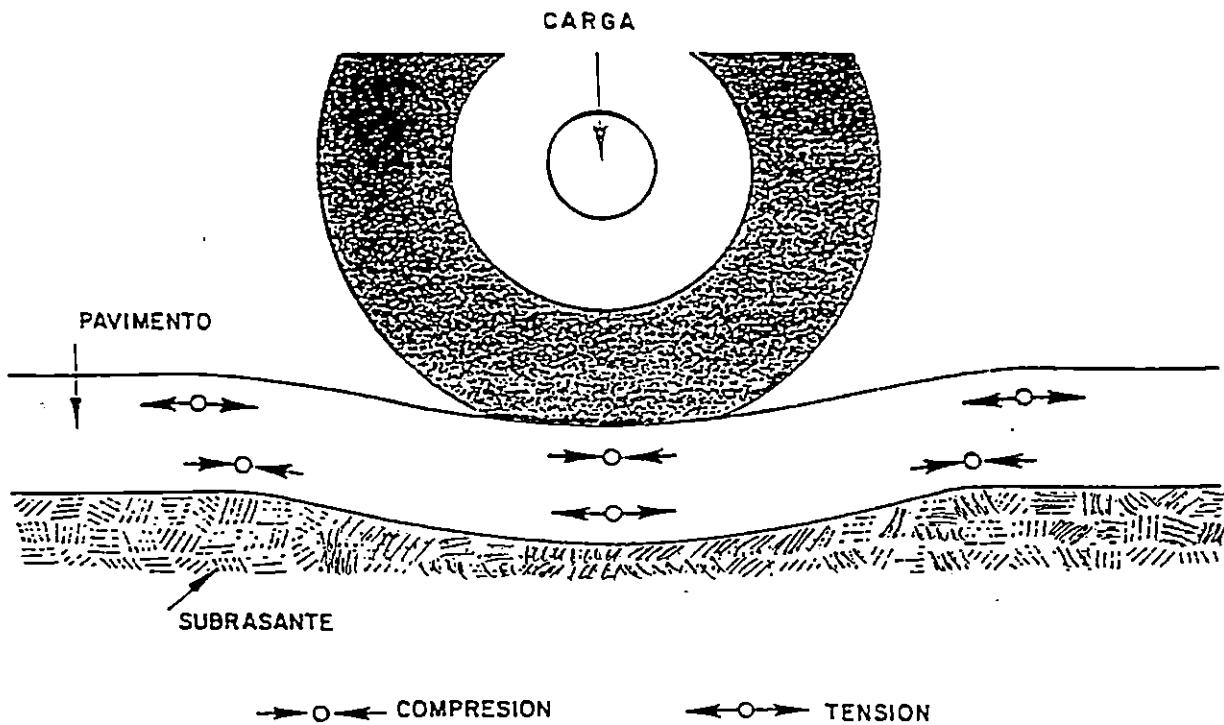


FIGURA 3.2

LA DEFLEXION DEL PAVIMENTO ORIGINA ESFUERZOS DE TENSION Y COMPRESION EN LA ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO

3.2 CONSIDERACIONES DEL DISEÑO

3.2.1 INTRODUCCION

Esta sección discute la selección de los factores apropiados para el diseño estructural de pavimentos flexibles. Se presenta información sobre la clasificación de vialidades, la selección de tipos de materiales y su reacción al tipo de tráfico, el uso de la construcción en etapas y la comparación económica de diferentes alternativas, Los métodos para definir detalladamente cada uno de los factores de diseño son presentados en las secciones respectivas.

Generalmente, el conocimiento de las características de tráfico, clima, condiciones de los suelos de subrasante, es mayor para carreteras de alto volumen de tráfico que para caminos de bajo volumen de tráfico mayores exigencias son requeridas en los materiales de construcción a emplearse y en los estándares de construcción de modo de lograr un buen comportamiento del pavimento en un mayor periodo de servicio del pavimento. En tal sentido el grado de complejidad aplicado al diseño de un pavimento puede variar dependiendo de la clase de carretera o calle que se considere.

3.2.2 CLASIFICACION DE CARRETERAS Y CALLES

La Administración Federal de Caminos Norteamericana (FHWA) clasifica a las carreteras y calles con un sistema de clasificación funcional que puede ser de

ayuda para determinar apropiadamente los factores de tráfico y otras variables de diseño necesarias. La clasificación funcional consiste en organizar las carreteras y calles en diferentes clases, o sistemas, de acuerdo al tipo de servicio que estas proporcionan:

SISTEMAS RURALES	SISTEMAS URBANOS
SISTEMA DE ARTERIAS PRINCIPALES	SISTEMA DE ARTERIAS PRINCIPALES
- Interestatales	- Interestatales
- Otras arterias principales	- Otras autopistas
	- Otras arterias principales
SISTEMA DE ARTERIAS MENORES	SISTEMA DE ARTERIAS DE CALLES MENORES
SISTEMA COLECTOR	SISTEMA COLECTOR DE CALLES
- Alimentadores mayores	
- Alimentadores menores	
SISTEMA LOCAL	SISTEMA LOCAL DE CALLES

3.2.3 SELECCION DE VARIABLES DE DISEÑO

En lo posible, las propiedades de los suelos de subrasante y materiales de construcción, los valores de tráfico, los factores climáticos y otras variables de diseño deben basarse en estudios de datos reales. Sin embargo, en muchos casos y particularmente para caminos secundarios y calles, la información necesaria no esta disponible. Para estos casos el manual presenta guías apropiadas en las respectivas secciones.

Algunas recomendaciones de valores de las variables de diseño varían según la clasificación de la vialidad o del nivel de tráfico de diseño. Cuanto mayor es el tráfico, se seleccionan valores más conservativos resultando por tanto estructuras de mayor espesor. Por ejemplo, la resistencia de diseño de los suelos de subrasante recomendado es más bajo cuanto menor es el tráfico. Por otro lado, los requerimientos de espesor mínimo de mezcla asfáltica es también una función del nivel del tráfico y el tipo de base.

Si el conocimiento de las propiedades de los suelos de subrasante y de los materiales de las capas de pavimento es escaso, y si el control de calidad de la construcción es inadecuado, es probable que el pavimento resultante tenga una calidad variable y por ende un comportamiento heterogéneo. Cuanto mayor es la variabilidad del pavimento construido, existirá una mayor probabilidad de fallas prematuras, dando lugar a mayores costos de mantenimiento. Además la selección del tipo de base puede afectar el comportamiento del pavimento.

3.2.4 CONSTRUCCIÓN POR ETAPAS.

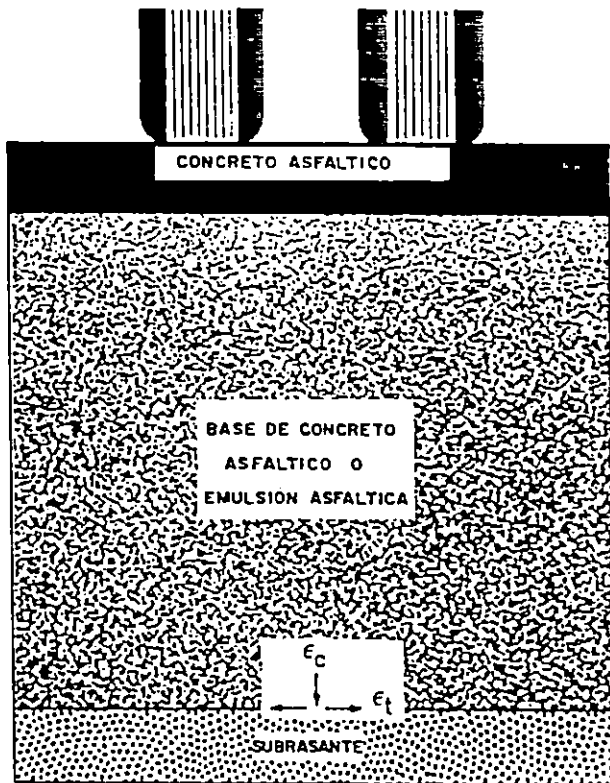
Existen numerosas situaciones de tipos de tráfico donde es apropiado considerar la construcción en etapas. Un ejemplo de estos son calles en una nueva colonia. En este caso, puede construirse la base asfáltica para satisfacer la demanda del tráfico de construcción y la fase final del proyecto colocar la capa asfáltica de superficie. Otro ejemplo, lo constituye una vía en la que se

prevé un aumento considerable de tráfico en el futuro. Una ventaja importante de la construcción por etapas radica en la posibilidad de corregir fallas a nivel de la subrasante o bases causadas por el tráfico, antes de proceder a colocar las capas remanentes. La colocación de estas capas finales permite conseguir un mejor acabado superficial por un mayor periodo mas largo.

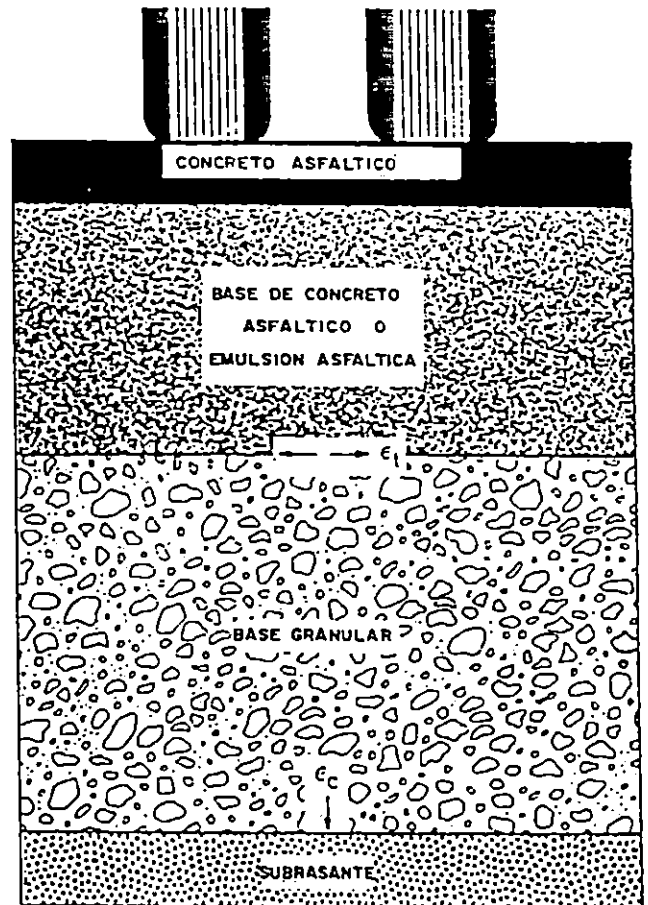
3.2.5 COMPARACIONES ECONOMICAS.

Frecuentemente, pero no siempre, la selección del tipo de base o la decisión de usar la construcción por etapas se basa en un análisis económico de las alternativas viables.

El procedimiento adoptado para la comparación de alternativas utiliza el concepto del Valor Presente Neto. En este procedimiento, los costos de inversión inicial y futuros se reducen a su "Valor Presente Neto", sin embargo, el "menor costo inicial o total" no es siempre la base mas lógica para tomar decisiones. Una de las razones fundamentales para proponer la construcción en etapas, por ejemplo, es que las condiciones futuras de tráfico puedan ser desconocidas.



a. PAVIMENTO TODO-CONCRETO ASFALTICO



b. PAVIMENTO ASFALTICO CON BASE GRANULAR

FIGURA 3.3

LOCALIZACION DE LAS DEFORMACIONES A CONSIDERAR EN EL PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

3.3 PRINCIPIOS DE DISEÑO

3.3.1 BASE DE DISEÑO

En este método de diseño el pavimento es modelado como un sistema de multicapas elásticas. El material de cada capa es caracterizado por su Modulo de Elasticidad y su coeficiente de Poisson. El trafico aplicado al pavimento se expresa en un numero de repeticiones de un eje simple con ruedas duales y una carga de 18,000 libras (80 kN).

En el análisis, cada rueda dual es representado por dos áreas circulares con un radio de 115 mm (4.52") y una distancia entre centros de 345 mm (13.51"), resultando una presión de contacto de 483 kPa(70 psi). Esta configuración standard de carga puede ser modificada fácilmente en el programa DAMA.

El método puede ser usado para diseñar pavimentos asfálticos con varias combinaciones de mezclas asfálticas de superficie y base, y con bases y subbases granulares. La Figura 3.3 muestra esquemáticamente algunas secciones típicas de pavimentos.

Los pavimentos todo-concreto asfáltico (Full-Depth) son modelados como un sistema de 3 capas, mientras que pavimentos con capas granulares son modelados como un sistema de cuatro capas.

La subrasante (capa inferior bajo el pavimento) se asume infinita en la dirección vertical y horizontal. Las capas del pavimento, son consideradas horizontalmente infinitas.

Asimismo se asume que existe una continuidad total (fricción total) en las interfaces entre las capas.

3.3.2 CRITERIOS DE DISEÑO

En la metodología adoptada para este capítulo, se asume que la carga en la superficie del pavimento produce 2 deformaciones unitarias que son consideradas críticas para el diseño (ver Figura 3.3). Estas deformaciones unitarias son:

- La deformación unitaria horizontal de tensión en el fondo de la capa asfáltica mas profunda, denominada, ϵ_t .
- La deformación unitaria vertical de compresión en la parte superior de la capa de subrasante, denominada ϵ_c .

Si la deformación unitaria horizontal es excesiva se producirán fisuras en la capa asfáltica, mientras que si la deformación unitaria vertical es excesiva, se producirán deformaciones permanentes en la superficie del pavimento (ahuellamiento) por sobrecargar la subrasante. Deformaciones excesivas en las otras capas tratadas son controladas imponiendo ciertos límites en las propiedades de los materiales.

Para desarrollar los criterios de diseño, se calcularon las deformaciones unitarias y usando el programa de cómputo llamado DAMA.

DAMA está basado en el programa de cómputo desarrollado por la Chevron para el análisis elástico de esfuerzos y deformaciones unitarias de un sistema de N-Capas. Dicho programa puede considerar una amplia variedad de características de materiales, condiciones de carga y condiciones ambientales.

3.3.3 CARACTERIZACION DE MATERIALES.

Todos los materiales son caracterizados por un Modulo de Elasticidad (también llamado Modulo Dinámico, para el caso de mezclas asfálticas o Modulo de Resiliencia para el caso de suelos y materiales granulares) y un coeficiente de Poisson. Valores específicos son seleccionados en base a experiencia y estudios extensos de datos de ensayos.

3.3.3.1 CONCRETO ASFÁLTICO.

El Modulo Dinámico de las mezclas asfálticas es fuertemente dependiente de la temperatura. En el desarrollo de las curvas de diseño de este manual se utilizó la relación modulo-temperatura de una mezcla típica de alta calidad. Para simular el efecto de la temperatura y sus variaciones durante el año, se utilizaron tres distribuciones típicas de la temperatura promedio mensual del aire, que representan tres regiones climáticas típicas de Los Estados Unidos

de Norteamérica. Los valores apropiados de "módulos dinámicos" fueron seleccionados luego de un estudio exhaustivo de las relaciones modulo-temperatura y las propiedades de los asfaltos.

3.3.3.2 MATERIALES GRANULARES.

Los Módulos de Resilencia de los materiales granulares varían con las condiciones de esfuerzo en el pavimento. Los valores utilizados en el desarrollo de las gráficas de diseño varían al menos entre 15,000 psi (103 Mpa) hasta más de 50,000 psi (345 Mpa).

3.3.4 CONSIDERACIONES AMBIENTALES.

En adición a los efectos de las variaciones mensuales de temperatura sobre los módulos dinámicos de las mezclas asfálticas, las gráficas de diseño también toman en consideración los efectos ambientales sobre los módulos de Resiliencia de la subrasante y las capas granulares. En el caso de la subrasante, este se corrigió utilizando un modulo Resiliente incrementado para representar la época de helada en el invierno y un modulo Resiliente reducido para representar la época de descongelamiento en primavera. En forma similar se consideraron los efectos ambientales para las bases granulares.

3.3.5 GRÁFICAS DE DISEÑO.

El programa DAMA fue utilizado para determinar los espesores en función de las dos deformaciones unitarias críticas descritas en la Sección 3.3.2. Para cada condición analizada se obtuvieron 2 espesores, uno para cada deformación unitaria crítica, y el mayor valor fue utilizado para preparar las gráficas de diseño. Por esta razón varias de las gráficas de diseño presentan formas asociadas con 2 criterios diferentes.

En las gráficas de diseño, para ciertos niveles de tráfico, se muestran requerimientos de espesores mínimos. En aquellos casos donde estos espesores mínimos no fueron obtenidos directamente de los cálculos con el programa DAMA, estos fueron seleccionados basados en la experiencia, incluyendo de los caminos de ensayo AASHO, otros estudios y ediciones anteriores de este manual.

3.4 ANÁLISIS DE TRAFICO

3.4.1 INTRODUCCION

El propósito de esta sección es proporcionar métodos para la determinación de datos de tráfico que sigan de insumo al método de diseño estructural presentado en la Sección 3.6.

De primordial importancia se consideraban las características del tráfico en un periodo de tiempo determinado. El tipo y número de ejes de los vehículos así como la magnitud de cargas en cada uno de los ejes son parámetros necesarios de conocer para predecir las cargas que actuarán en el pavimento. Típicamente las cargas en los ejes varían de ligeras (menos de 2,000 lb (9 kN)) a pesadas (más allá de los límites legales).

Investigaciones han demostrado que es posible representar, el efecto que tiene cualquier eje cargado sobre el comportamiento de un pavimento, a través del "Número de Repeticiones de Carga Equivalente de un Eje Simple de Carga Standard de 18,000 lb (80 kN)", denotado como ESAL. Por ejemplo, un aplicación de un eje simple de 20,000 lb (80 kN) es igual a 1.5 aplicaciones de un eje simple de 18,000 lb. Por otro lado, se requieren casi 4 aplicaciones de un eje de 13,000 lb (58 kN) para igualar una aplicación del eje simple de 18,000 lb (80 kN).

El procedimiento para el análisis de tráfico presentado en este capítulo incorpora el concepto de ESAL, en forma similar a lo planteado por el Método AASHTO discutido en el capítulo anterior. Por consiguiente, se requiere conocer el número y tipo de vehículos, o el número, tipo y carga de los ejes, pronosticados en la vialidad. En muchos países se acostumbra recolectar estos datos cada uno o dos años. Todos los procedimientos de análisis de tráfico presentado en el presente manual fueron derivados de estudios de conteos de vehículos y datos de cargas efectuados en varios estados de los Estados Unidos de Norteamérica.

3.4.2 ESTIMACION DEL VOLUMEN DE TRAFICO.

La estimación de los volúmenes de tráfico iniciales y futuros para el diseño estructural de pavimentos requiere de un estudio y análisis exhaustivos. La información presentada en esta sección puede ser usada para este propósito.

3.4.2.1 METODO DE ANÁLISIS.

Para comparar diversas alternativas de pavimentos es preciso seleccionar un periodo de tiempo para el análisis económico. Esto se conoce como el Periodo de Análisis, el cual es discutido en detalle en la Sección 3.8 "Análisis Económico".

3.4.2.2 CLASIFICACIÓN Y NUMERO DE VEHÍCULOS

El análisis de tráfico usado en este capítulo, requiere un estimativo del numero de vehículos de diferentes tipos, tales como automóviles, buses, camiones con y sin acoples, etc. que se prevean en la vía. Toda esta información debería estar disponible para ser usada en el diseño estructural.

Cuando no hay disponibilidad de datos de conteo y clasificación de tráfico, estimados pueden ser adoptados empleando los datos presentados en la Tabla No. 3.1, "Distribución de Camiones en Diferentes Clases de Carreteras-U.S.A.". Esta tabla compila los resultados obtenidos por varios estados con la

colaboración de la FHWA. El margen de porcentajes en la Tabla No 3.1 indica el rango probable en los Estados Unidos. En algunos casos individuales pueden presentarse valores mayores o menores que el rango.

Datos estadísticos para el año 1986 indican que el volumen de vehículos pesados promedio en todos los tipos de carreteras de Estados Unidos fue de 7% del volumen total. Regionalmente puede esperarse un rango entre 2 o más del 25%. Un 10% de camiones pesados es común en autopistas urbanas con una variación entre 5 y 15%. Durante las horas pico el porcentaje de vehículos pesados, dicho porcentaje es cerca del 50% del porcentaje diario de vehículos pesados en arterias urbanas y varía entre 50 y 65% en carreteras.

El uso de la información de tráfico local es recomendada, estando dicho tráfico sujeto a variaciones, por tanto precauciones deben ser tomadas para la recolección y análisis de datos.

TABLA No. 3.1

DISTRIBUCION DE VEHICULOS PESADOS EN DIFERENTES CLASES DE CAMINOS EN LOS ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA

TIPO DE VEHICULO	PORCENTAJE DE VEHICULOS PESADOS											
	SISTEMA RURAL					SISTEMA URBANO						
	INTER ESTATAL	OTRA PRINCIPAL	ARTERIA MENOR	COLECTOR		RANGO	INTER ESTATAL	OTRA AUTOPISTA	OTRA PRINCIPAL	ARTERIA MENOR	COLECTOR	RANGO
				MAYOR	MENOR							
*Vehículos Pesados Simples												
2-ejes, 4 ruedas	43	60	71	73	80	43-80	52	66	67	84	86	52-86
2-ejes, 6 ruedas	8	10	11	10	10	8-1	12	12	15	9	11	9-15
3-ejes o más	2	3	4	4	2	2-4	2	4	3	2	<1	<1-4
Todas las Unidades Simples	53	73	86	87	92	53-92	66	82	85	95	97	66-97
*Vehículos Pesados Múltiples												
4 ejes-o menos	5	3	3	2	2	2-5	5	5	3	2	1	1-5
5-ejes **	41	23	11	10	6	6-41	28	13	12	3	2	2-28
6-ejes o más **	1	1	<1	1	<1	<1-1	1	<1	<1	<1	<1	<1-1
Todas las unidades múltiples	47	27	14	13	8	8-47	34	18	15	5	3	3-34
*Todos los vehículos pesados	100	100	100	100	100		100	100	100	100	100	

* Compilado en base a datos de la División de Estadísticas de la U.S. Federal Highway Administration
 ** Incluyendo combinaciones de trailers en algunos estados

3.4.2.3 CARRIL DE DISEÑO

Para calles y carreteras de 2 carriles, el carril de diseño puede ser cualquiera de los carriles de la vía mientras que para vías de múltiples carriles se usa generalmente el carril externo. Bajo ciertas condiciones es probable que haya un menor tráfico de camiones en una dirección. En muchas localidades es posible que los camiones cargados circulen en una dirección, mientras que los camiones vacíos en la otra. A falta de información precisa puede usarse la guía presentada en la Tabla No 3.2 para determinar la proporción de camiones en el carril de diseño.

TABLA No 3.2

NUMERO DE CARRILES (DOS DIRECCIONES)	PORCENTAJE DE VEHICULOSPESADOS EL CARRIL DE DISEÑO
2	50
4	45 (35-48)*
6 ó más	40 (25-48)*

3.4.2.4 PERÍODO DE DISEÑO

Un pavimento puede ser diseñado para soportar el efecto acumulativo del tráfico durante cualquier periodo de tiempo. El periodo seleccionado, en años,

para el cual se diseña el pavimento se denomina Período de Diseño. Al término de este periodo puede esperarse que el pavimento requiera de trabajos rehabilitación, usualmente a través de un refuerzo asfáltico, para devolverle su adecuado nivel de servicio. Entonces, no debe confundirse Período de Diseño con Vida Útil o Período de Análisis. La Vida Útil de un pavimento puede extenderse indefinidamente por medio de refuerzos asfálticos u otras medidas de rehabilitación, hasta que la vía sea abandonada o se tome obsoleta, ya sea por cambios de rasante, alineamiento u otros factores. Período de Análisis en cambio es un termino empleado para el caso de evaluaciones económicas como se indico anteriormente.

3.4.2.5 CAPACIDAD DE LA CARRETERA

Es importante considerar el numero de carriles necesarios para satisfacer los volúmenes de trafico inicial y durante el periodo de diseño.

3.4.2.6 TASA DE CRECIMIENTO DEL TRÁFICO

El pavimento debe diseñarse para servir adecuadamente la demanda de trafico durante un periodo de años. El crecimiento del trafico (positivo o negativo) debe anticiparse para determinar los requerimientos estructurales de la vía. Registros históricos de trafico de vialidades similares a aquella bajo estudio así como de programas de desarrollo comunal o regional (población) pueden servir como base para la estimación del crecimiento del trafico. La tasa

de crecimiento del tráfico en forma global aparenta no ser marcadamente diferente en zonas urbanas o rurales; sin embargo, debido a que las tasas de crecimiento promedio están basadas en el total de kilómetros viajados por los vehículos, es aconsejable, en lo posible, determinar separadamente la tasa de crecimiento para vehículos pesados y livianos.

El crecimiento normal en los Estados Unidos varia entre 3 y 5% por año (compuesto), pero con nuevas carreteras o zonas de desarrollo, esta tasa puede ser de mayor magnitud. En Estados Unidos se han sugerido tasas de crecimiento entre 4 y 9% para carreteras rurales y de 8 a más del 10% para algunas autopistas interestatales. Al aplicar la tasa de crecimiento hay que evitar exceder capacidad de vehículos de la vía ya que esto acarrearía un diseño innecesariamente conservativo.

La tasa de crecimiento puede incluirse en el diseño empleándose los factores de crecimiento mostrados en la Tabla No. 3.3. Estos factores, multiplicados por el volumen de tráfico del primer año (ESAL primer año), proporcionan el volumen total de carga anticipado durante el Periodo de Diseño (ESAL).

TABLA No. 3.3

FACTOR DE CRECIMIENTO *

PERIODO DE DISEÑO (AÑOS - n)	TASA DE CRECIMIENTO ANUAL PORCENTAJE (r)							
	SIN CRECIMIENTO	2	4	5	8	7	8	10
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
2	2.0	2.04	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.1
3	3.0	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.0	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.0	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.0	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.0	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.0	8.58	9.21	9.55	9.9	10.26	10.64	11.44
9	9.0	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.58
10	10.0	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	11.0	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	12.0	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	13.0	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	14.0	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	15.0	17.29	20.02	21.08	23.28	25.13	27.15	31.77
16	16.0	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	17.0	20.01	23.70	25.84	28.21	30.84	33.75	40.55
18	18.0	21.41	25.65	28.13	30.91	34.0	37.45	45.6
19	19.0	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	20.0	24.30	29.78	33.06	36.79	41.0	45.76	57.28
25	25.0	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	30.0	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	35.0	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

* FACTOR= $(1+r)^n - 1 / r$, donde r=tasa de crecimiento/100+0. Si la tasa de crecimiento anual es cero, el Factor es igual al Período de Diseño,

3.4.3 ESTIMACION DEL ESAL.

El análisis de tráfico permite determinar el "Numero de Repeticiones de Carga Equivalente de un Eje Simple de Carga Standar de 18,000 lb (80 kN)", ESAL, valor que es empleado en laminación de los espesores del pavimento. La siguiente terminología es utilizada:

- Factor de Vehículo: Es el numero de ESAL que contribuye una ,pasada de un vehículo dado.
- Factor de Carga Equivalente: Es el numero de ESAL que contribuye una pasada de un eje de carga dado.
- Numero de Vehículo: El numero total de vehículos considerados.

El valor de ESAL es calculado multiplicando, para cada tipo de vehículo de carga, el numero de vehículos por el Factor de Vehículo:

$$ESAL \sum_{i=0}^{i=n} (\text{Numero de Vehiculos Clase} \times \text{Factor de Vehiculo Clase}).$$

Los factores de vehículo se determinan de los datos de distribución de los grupos de carga de los ejes usando los factores de carga equivalente:

$$FACTOR DE VEHICULO = \frac{\sum_{i=0}^{i=n} (\text{Numero de Ejes} \times \text{Factor de Carga Equivalente})}{\text{Numero de Vehiculos}}$$

Los factores de carga equivalente pueden obtenerse de la Tabla No. 3.4. La Figura 3.4a presenta un ejemplo de calculo de ESAL para varios tipos de ejes de carga, asimismo la Figura 3.4b ilustra el calculo del factor de vehículo para dos vehículos empleando los factores de carga equivalente de la Tabla No. 3.4. El procedimiento para calcular el factor de vehículo promedio es mostrada en la Tabla No 3.5.

Los factores de vehículo pueden calcularse para vehículos individuales de cualquier tipo. Se recomienda que el factor de vehículo se determine para cada tipo de vehículo (Unidades de 2 ejes, unidades de 3 ejes, unidades trayler de 5 ejes, etc.). La tabla 3.6 presenta factores de vehículo típicos en carreteras de los Estados Unidos de Norteamérica. Estos fueron calculados de datos recolectados por diferentes estados norteamericanos y recopilados por la FHWA de estudios realizados en mas de 600 localidades en los Estados Unidos durante 1985.

Las características de la presente flota de vehículos esta cambiando gradualmente a medida que los vehículos antiguos son reemplazados por otros de tecnologías mas modernas, los tipos de neumáticos existentes están siendo reemplazados por neumáticos radiales, implicando estos últimos cambios en las presiones de contacto al pavimento, adicionalmente los sistemas de suspensión de los vehículos están siendo mejorados. Todos estos cambios en la industria automotor ha generado muchos esfuerzos de investigación para evaluar el impacto global de estos avances en la vida de los pavimentos creando la posibilidad de establecer nuevos factores de carga equivalente en un futuro.

El mayor factor de vehículo promedio mostrado en la Tabla No 3.6 es de 2.21. Cabe señalar que factores de vehículo mayores han sido reportados en vías con elevados volúmenes de vehículos extremadamente cargados. Bajo ciertas circunstancias, tales como caminos de acceso a zonas de operaciones comerciales pesadas, operaciones mineras o zonas de extracción maderera, los factores de vehículo exceden el valor de 5.

3.4.4 DETERMINACION DEL ESAL DE DISEÑO.

Los siguientes pasos delimitan el procedimiento para determinar el ESAL de diseño:

1. Determine el número promedio de cada tipo de vehículo anticipado en el carril de diseño durante el primer año de servicio.
2. Determine, de los datos de carga de eje, o seleccione de la Tabla No. 3.6, un factor de vehículo para cada tipo de vehículo identificado en el paso (1).
3. Seleccione, de la Tabla No. 3.3, para el período de diseño adoptado y la tasa de crecimiento anual, un factor de crecimiento para todos los vehículos o factores separados para cada tipo, según sea apropiado.
4. Multiplique el número de vehículos de cada tipo por el factor de vehículo y el factor de crecimiento respectivos determinados en pasos (2) y (3).
5. Sume los valores obtenidos para determinar el ESAL de diseño.

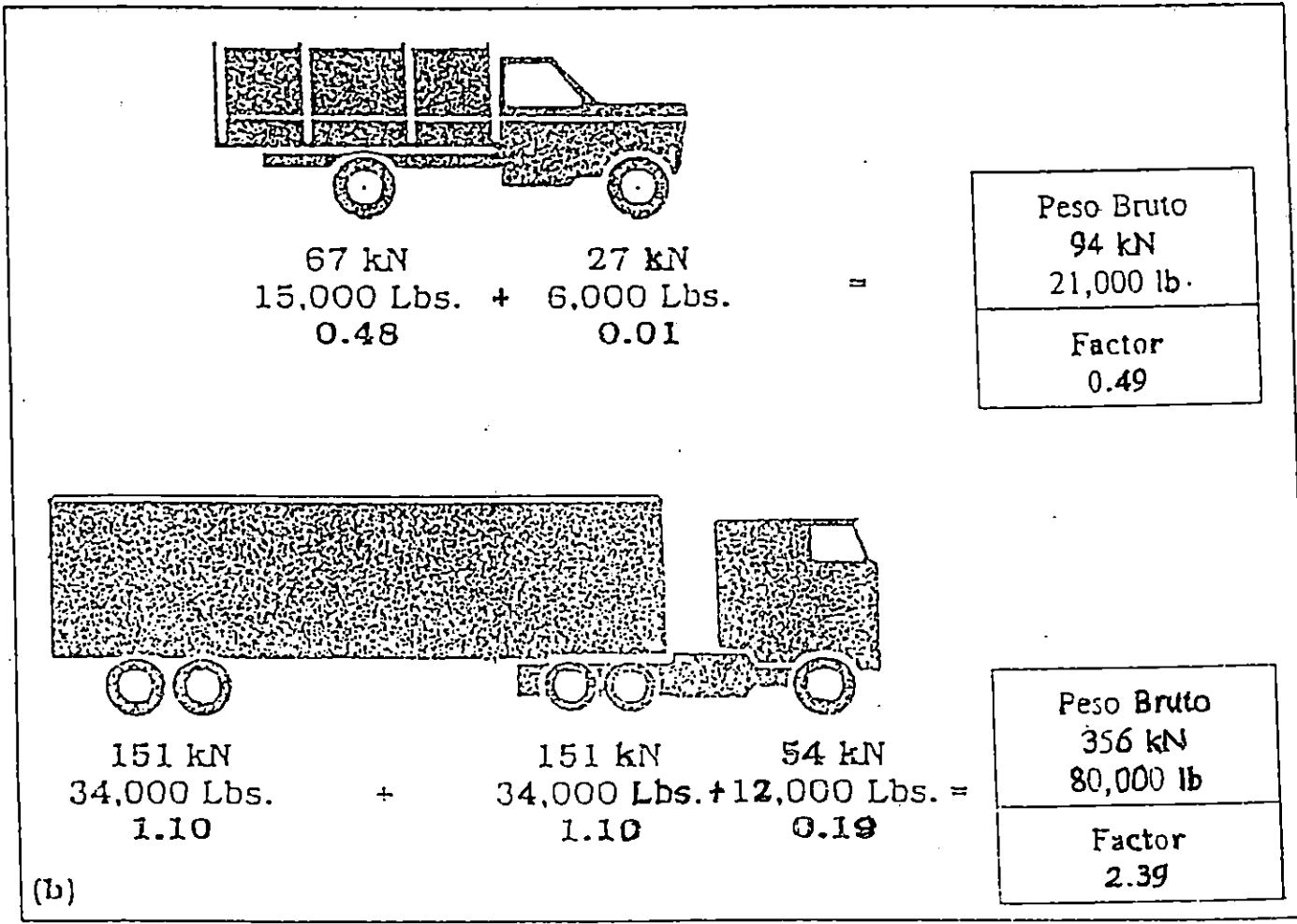
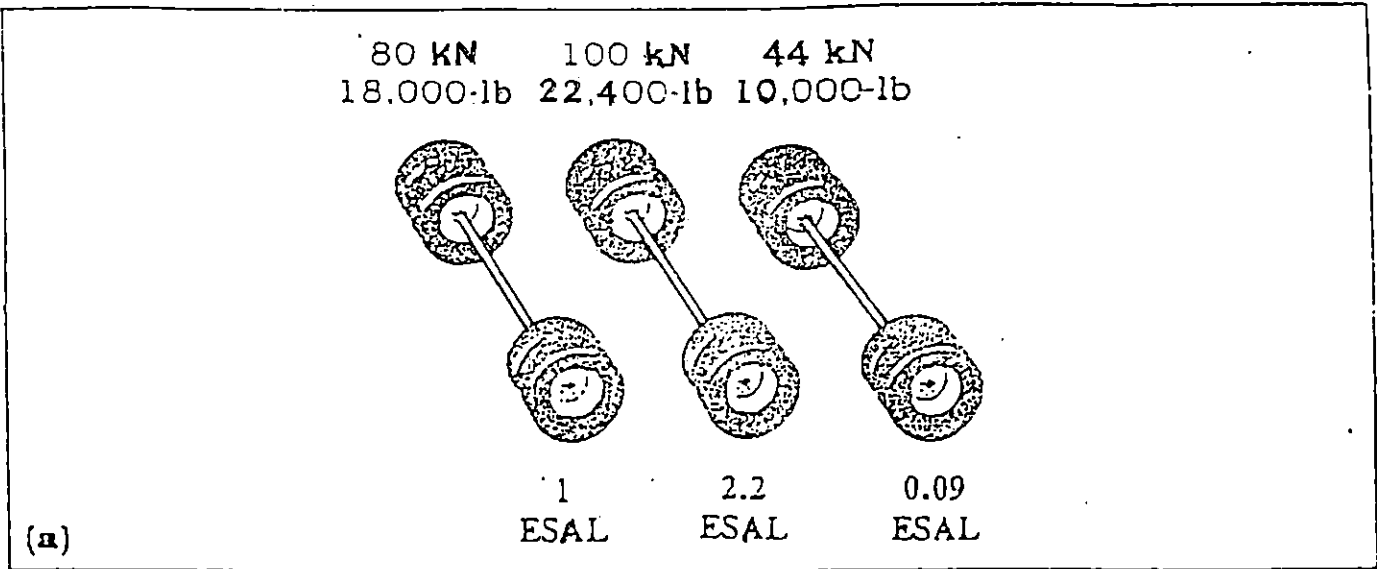


FIGURA 3.4 FACTORES DE EQUIVALENCIA DE CARGA

TABLA No. 3.4

FACTORES DE CARGA EQUIVALENTE *

PESO BRUTO DEL EJE		FACTORES DE EQUIVALENCIA DE CARGA		
kN	lb	Eje Simple	Eje Tandem	Eje Tridem
4.45	1	0.00002		
8.9	2	0.00008		
17.8	4	0.00209	0.0003	
26.7	6	0.01043	0.001	0.0003
35.6	8	0.0343	0.003	0.001
44.5	10	0.0877	0.007	0.002
53.4	12	0.189	0.014	0.003
62.3	14	0.36	0.027	0.006
71.2	16	0.623	0.047	0.011
80.0	18	1.000	0.077	0.017
89.0	20	1.51	0.121	0.027
97.9	22	2.18	0.180	0.04
106.8	24	3.03	0.260	0.057
115.6	26	4.09	0.364	0.08
124.5	28	5.39	0.495	0.109
133.4	30	6.97	0.658	0.145
142.3	32	8.88	0.857	0.191
151.2	34	11.18	1.095	0.246
160.1	36	13.93	1.38	0.313
169.0	38	17.2	1.70	0.393
178.0	40	21.08	2.08	0.487
187.0	42	25.64	2.51	0.597
195.7	44	31.00	3.00	0.723
204.5	46	37.24	3.55	0.868
213.5	48	44.50	4.17	1.033
222.4	50	52.88	4.86	1.22
231.3	52		5.63	1.43
240.2	54		6.47	1.66
249.0	56		7.41	1.91
258.0	58		8.45	2.20
267.0	60		9.59	2.51
275.8	62		10.84	2.85
284.5	64		12.22	3.22
293.5	66		13.73	3.62
302.5	68		15.38	4.05
311.5	70		17.19	4.52
320.0	72		19.16	5.03
329.0	74		21.32	5.57
338.0	76		23.66	6.15
347.0	78		26.22	6.78
356.0	80		29.0	7.45
364.7	82		32.0	8.2
373.6	84		35.3	8.9
382.5	86		38.8	9.8
391.4	88		42.6	10.6
400.3	90		46.8	11.6

* Del Apéndice D del ASSHTO Guide for Design of Pavement Structures, 1986.

TABLA 3.5

EJEMPLO DE LA DISTRIBUCION DE CARGA EN LOS EJES EN LOS ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA
 (Basado en Conteos de Vehiculos Pesados y Datos de Pesos para Carreteras Rurales Interestatales Típicas)

CARGA EN LOS EJES		No.DE EJES POR 1000 VEHICULOS (2)	FACTOR DE CARGA EQUIVALENTE (3)	ESAL (2)x(3) (4)
kN (1)	(1000 lb)			
Ejes Simples				
<13.35	(<3)	604	0.0002	0.1
13.35-31.15	(3-7)	557	0.006	3.3
31.35-31.15	(7-8)	140	0.028	3.9
35.6-53.4	(8-12)	493	0.087	42.9
53.4-71.2	(12-16)	154	0.360	55.4
71.2-80.0	(16-18)	75	0.811	60.8
80.0-89.0	(18-20)	33	1.25	41.2
89.0-97.8	(20-22)	5	1.84	9.2
97.8-106.8	(22-24)	2	2.60	5.2
106.8-115.6	(24-26)	1	3.56	3.6
115.6-133.5	(26-30)	1	5.42	5.4
Ejes Tandem				
<26.7	(<6)	22	0.010	0.2
26.7-53.4	(6-12)	227	0.010	2.3
53.4-80.0	(12-18)	162	0.037	6.0
80.0-106.8	(18-24)	108	0.150	16.2
106.8-133.5	(24-30)	140	0.429	60.1
133.5-142.3	(30-32)	58	0.757	43.9
142.3-151.2	(32-34)	25	0.97	24.3
151.2-160.0	(34-36)	6	1.23	7.4
160.0-169.0	(36-38)	3	1.54	4.6
169.0-178.0	(38-40)	1	1.89	1.9
178.0-187.0	(40-42)	1	2.29	2.3
187.0-195.7	(42-44)	1	2.75	2.8
195.7-204.5	(44-46)	1	3.27	3.3
204.5-222.4	(46-50)	1	4.17	4.2
>222.4	>50)	1	5.2	5.2
(usar 226.8 (51)				ESAL = 415.7

Factor de Vehículo Pesado Promedio = ESAL/No Vehiculos= 415.7/1000 = 0.42

TABLA No. 5.6

DISTRIBUCION DE LOS FACTORES DE VEHICULOS PARA DIFERENTES CLASES DE CAMINOS Y VEHICULOS - ESTADOS UNIDOS⁴

TIPO DE VEHICULO	FACTORES DE VEHICULO PESADO											
	SISTEMA RURAL					SISTEMA URBANO						
	INTER ESTATAL	OTRA PRINCIPAL	ARTERIA MENOR	COLECTOR		RANGO	INTER ESTATAL	OTRA AUTOPISTA	OTRA PRINCIPAL	ARTERIA MENOR	COLECTOR	RANGO
				MAYOR	MINOR							
*Vehículos Pesados Simples 2-ejes, 4 ruedas	0.003	0.003	0.003	0.017	0.003	0.003- 0.0017	0.002	0.0015	0.002	0.006		0.006 0.015
2-ejes, 6 ruedas	0.21	0.25	0.28	0.41	0.19	0.19-0.41	0.17	0.13	0.24	0.23	0.13	0.13-0.24
3-ejes o más	0.61	0.86	1.06	1.26	0.45	0.45-1.26	0.61	0.74	1.02	0.76	0.72	0.61-1.02
Todas las Unidades Simples	0.06	0.08	0.08	0.12	0.02	0.03-0.12	0.05	0.06	0.09	0.04	0.16	0.04-0.16
*Vehículos Pesados Múltiples												
4 ejes-o menos	0.62	0.92	0.62	0.37	0.91	0.37-0.91	0.98	0.48	0.71	0.46	0.4	0.40-0.98
5-ejes **	1.09	1.25	1.05	1.67	1.11	1.05-1.67	1.07	1.17	0.97	0.77	0.63	0.63-1.17
6-ejes o menos**	1.23	1.54	1.04	2.21	1.35	1.04-2.21	1.05	1.19	0.9	0.64		0.64-1.19
Todas las unidades múltiples	1.04	1.21	0.97	1.52	1.08	0.97-1.52	1.05	0.96	0.91	0.67	0.53	0.53-1.05
*Todos los vehículos pesados	0.52	0.38	0.21	0.3	0.12	0.12-0.52	0.39	0.23	0.21	0.07	0.24	0.07-0.39

* Compilando en base de datos de la división de Estadística de Carreteras de la U.S. Federal Highway Administration.

** Incluye combinaciones de full-trayler en algunos estados.

La Figura muestra un ejemplo de la determinación del ESAL de diseño para una carretera rural de 4 carriles siguiendo el procedimiento ya indicado.

PROYECTO: CAMINO RURAL DE 4 CARRILES			PERIODO DE DISEÑO 20 AÑOS.	
TIPO DE VEHICULO	No DE VEHICULOS (Por año) (1*)	FACTOR DE VEHICULO 2	4% TASA DE CRECIMIENTO 3	ESAL (1X2X3) 4
Unidades simples				
2 ejes, 4 llantas	84,700 x	0.003 x	29.8 =	7,600
2 ejes, 6 llantas	15,800 x	0.21 x	29.8 =	98,900
3 o más ejes	4,000 x	0.61 x	29.8 =	72,700
Todos los simples	104,500 x		Sub-Total	179,200
Semi-traylers y combinaciones				
4 ejes o menos	9,800 x	0.62 x	29.8 =	181,100
5 ejes	80,800 x	1.09 x	29.8 =	2,624,500
6 ejes o más	7,000 x	1.23 x	29.8 =	256,600
Todas las combinaciones	92,600 x		Sub-Total	3,062,200
Todos los vehiculos	107,100 x	ESAL DE DISEÑO	Total	3,241,400

*Basado en un TPDA = 5,000 durante el primer año, 45% en el carril de diseño, 24% vehículos pesados.

Figura 3.5 EJEMPLO DE HOJA DE TRABAJO PARA EL ANALISIS DE TRAFICO.

Otro factor que debería tenerse en consideración para la determinación del ESAL es el efecto perjudicial de las altas presiones de contacto de los

neumáticos. Si las medidas actuales de la presión de inflado de los neumáticos indican valores significativamente por encima del valor de la condición estándar de 70 psi, entonces los factores de carga equivalente de la Figura No 3. 6 deberían de emplearse para modificar el valor inicial del ESAL de diseño debido a este incremento en el nivel de esfuerzos. Este ajuste es efectuado multiplicando el ESAL de diseño inicial por el factor de ajuste ESAL (de la línea apropiada de espesores de concreto asfáltico mostradas en la Figura 3.6) para cada vehículo individual o la condición del vehículo promedio. Normalmente la presión de contacto de los neumáticos es igual al 90% de la presión de inflado.

3.4.5 HOMBROS, CALLES RESIDENCIALES Y ZONAS DE PARQUEO

Carreteras y calles que transportan un gran volumen de tráfico de automóviles con un número bajo de camiones requieren una atención especial. A continuación se presentan guías para determinar el ESAL de diseño en estas arterias.

3.4.5.1 CALLE RESIDENCIALES Y ZONAS DE PARQUEO

Estas áreas cuentan con casi un 100% de tráfico liviano. Un diseño basado en los factores de carga equivalente de la Tabla No. 3.4 puede resultar en una estructura que es muy débil para soportar tráfico pesado ocasional como buses, recolectores de basura, concreteteras, maquinaria de mantenimiento, etc. Por consiguiente se recomienda tratar de hacer un estimativo realista del tráfico

futuro de vehículos pesados, caso contrario deben usarse las recomendaciones de espesores mínimo dado en la Sección 3.6 Procedimientos de Diseño Estructural.

3.4.5.2 HOMBROS

Los hombros asfálticos son construidos para aumentar la seguridad y servir de refugio durante una parada de emergencia de los vehículos. Así como los hombros deben soportar el tráfico desviado y seguir como carriles temporarios durante operaciones de construcción y mantenimiento. En algunos casos los hombros son empleados como carriles de tráfico lento. Por estas razones, y cuando es posible estimar el tráfico, es recomendable que los hombros sean diseñados usando los principios y procedimientos adoptados por este manual para los carriles de circulación principales. Como mínima protección contra el daño ocasionado por el tráfico pesado se recomienda que el ESAL de diseño para hombros sea por lo menos el 2% del ESAL de diseño del carril de diseño.

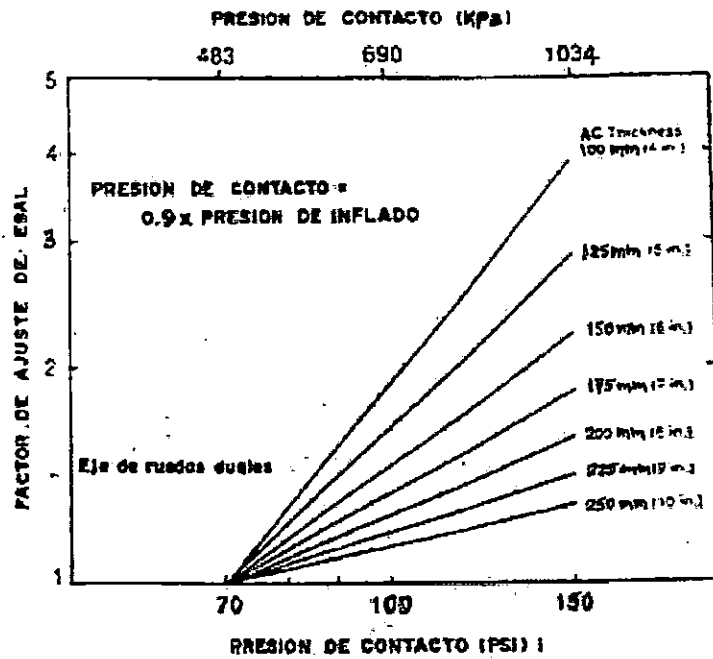


Figura 3.6

3.5.0 EVALUACION DE MATERIALES

3.5.1 GENERAL

Para un tráfico dado, el diseño del pavimento involucra tres pasos:

- Selección de materiales de construcción a ser empleados .
- Requerimiento de espesores de cada material seleccionado

- Requerimientos constructivos incluyendo el diseño de mezclas, compactación, entre otros.

Un elemento clave en cada uno de los pasos mencionados es la evaluación de los materiales que conformarán las capas del sistema pavimento-subrasante: Concreto asfáltico, productos asfálticos, agregados para bases y subbases y suelos de subrasante.

En la preparación de su manual, el Instituto del Asfalto ha investigado las propiedades de los posibles materiales a emplearse en la estructura del pavimento y la capa de subrasante. Las gráficas de diseño presentadas en el Anexo 1 fueron preparadas utilizando valores de constantes elásticas adecuadas, así que no es necesario que el usuario las determine.

Definitivamente, la propiedad caracterizadora de la subrasante es el Módulo de Resiliencia (Resilient Modulus, M_r). El procedimiento recomendado para determinar el valor de M_r se describe en el Manual de Suelos (MS-10) del Instituto Americano del Asfalto. Debido a que numerosas agencias no disponen del equipo necesario para efectuar el ensayo del Módulo de Resiliencia, este manual ofrece factores para determinar M_r en base a datos de CBR. Puesto que las correlaciones presentadas son aproximadas, de ser posible, se recomienda la adquisición del equipo necesario para efectuar el ensayo de Módulo de Resiliencia.

Se advierte que el valor M_r de los suelos de subrasante, depende de la magnitud del esfuerzo bajo la carga de diseño. Los espesores mostrados en las gráficas de diseño del Anexo 1, dependen del valor M_r de los suelos de subrasante. En tal sentido, debido cuidado debe ser tomado en cuenta para aproximar la presión de confinamiento y el esfuerzo desviador, durante el ensayo, a las condiciones de esfuerzos anticipadas en el campo. El método de ensayo recomienda una presión de confinamiento y un esfuerzo desviador que son razonables para la mayoría de ensayos.

3.5.2 SUBRASANTE

3.5.2.1 DEFINICIÓN

La subrasante se define como el suelo preparado y compactado para soportar la estructura del pavimento. La subrasante es llamada a veces "subsuelo" o "suelo de fundación".

3.5.2.2 SUBRASANTE MEJORADA

Una subrasante mejorada es una capa o capas de material mejorado colocado entre el suelo natural y la estructura del pavimento. Puede consistir en un material tratado en sitio o un material importado.

Una subrasante mejorada normalmente no es necesaria en el diseño y construcción de un pavimento todo-concreto asfáltico (Full-Depth). Dicha capa debería ser considerada cuando se encuentra una subrasante que no puede soportar al equipo de construcción. En tales casos la subrasante mejorada es utilizada como una plataforma de trabajo para la construcción de las capas del pavimento y no afecta el espesor de diseño del pavimento, es decir no es considerada como parte del pavimento. Un estudio de las condiciones en el sitio de trabajo es generalmente requerido para establecer la mejor solución.

3.5.2.3 MÉTODOS DE EVALUACIÓN

Las gráficas de diseño empleadas en éste método requieren un valor de Módulo de Resiliencia (M_r) de la subrasante, el cual puede determinarse a través de ensayos en laboratorio. Sin embargo, para facilitar el uso de las gráficas de diseño se presentan correlaciones del valor M_r con valores de:

- CBR de Suelos Compactos-ASTM D 1883 (AASHTO T 193)
(Compáctense las muestras de acuerdo a ASTM D 1557 (AASHTO T 180
Métodos B ó D)
- Valor de Resiliencia (R) - ASTM D 2844 (AASHTO Método T 190)

El Módulo de Resiliencia puede estimarse a partir del valor de CBR de acuerdo a la siguiente relación:

$$M_r(\text{MPa})=10.3*\text{CBR} \text{ ó } M_r(\text{psi})=1500*\text{CBR}$$

El Módulo de Resiliencia puede también estimarse a partir del valor R usando la relación:

$$M_r(\text{MPa})=8.0+3.8*(\text{Valor R}) \text{ ó } M_r(\text{psi})=1155+555*(\text{Valor R})$$

Las correlaciones presentadas son aplicables a materiales clasificados como CL, CH, ML, SC, SM y SP según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (ASTM D 2487) ó A-7, A-6, A-5, A-4 y suelos finos A-2 según el Sistema de Clasificación AASHTO M 145, o aquellos materiales con valores de M_r estimados por debajo de 30,000 psi (207 MPa). Estas correlaciones no son aplicables a materiales granulares, como subbase o base granular, en tales casos ensayos de laboratorio son necesarios conducir para obtener mayores valores de M_r de la subrasante.

Otras agencias han desarrollado correlaciones entre CBR o Valor R con el Módulo dinámico. Muchas de estas producen valores de M_r menores que aquellos obtenidos con las correlaciones indicadas anteriormente y consecuentemente incrementan los espesores del pavimento. Las gráficas de diseño de este manual asume las correlaciones indicadas en párrafos

anteriores, señalando que debe de tenerse el cuidado debido de no plantear mayores espesores de pavimento en forma innecesaria por emplear otras correlaciones.

3.5.2.4 MUESTREO Y ENSAYOS

Un plan de muestreo y ensayos debe ser preparado como un paso preliminar en el proceso de diseño. Guías generales para la selección de zonas de muestreo a lo largo de un proyecto se describen en el Apéndice B del Manual de Suelos (MS-10) del Instituto Americano del Asfalto. Dicho manual también proporciona guías para el desarrollo de perfiles longitudinales y para la clasificación de suelos.

La Tabla No 3.7 ofrece guías para la preparación de muestras y ensayos de suelos.

Para desarrollar un programa de ensayos de laboratorio que satisfagan las condiciones locales del proyecto es necesario contar con un adecuado juicio ingenieril. Las siguientes guías generales pueden ser de ayuda:

- Ensayar todos los suelos que se espera emplear en los 0.60 m. bajo la estructura del pavimento, en otras palabras bajo el nivel de los niveles de subrasante. En áreas de relleno, es necesario determinar primero la procedencia del material a emplearse como relleno. Los ensayos deben,

en lo posible, presentar la condición de los suelos de subrasante que probablemente controle el diseño.

- Si el perfil estratigráfico de los suelos revela que hay una variación errática de los mismos a lo largo del alineamiento propuesto, por ejemplo uno o más suelos principales se presentan erráticamente, es aconsejable realizar un plan de muestreo al azar dentro de los límites de cada tipo de suelo principal. Si la variación de suelos es sistemática, el alineamiento puede dividirse en tramos con condiciones de suelo similares para proceder con el muestreo.

Es necesario programar un suficiente número de ensayos que permita diseñar los pavimentos para cada tipo de suelo, en cuyo caso es deseable preestablecer la longitud mínima que justifica variaciones en el diseño de los pavimentos. En todo caso, si las longitudes de suelos de subrasante diferentes no son lo suficientemente largos como para justificar diferentes diseños, se hará un sólo diseño del pavimento para la condición del peor tipo de suelo.

- Planee un número suficiente de ensayos que permita la selección estadística de los Módulos de Resiliencia de la Subrasante de diseño. De 6 a 8 ensayos son recomendados para cada tipo de suelo.
- Si una muestra tiene un valor tan bajo de resistencia que indica presencia de una zona muy débil, deben obtenerse muestras adicionales para determinar los límites de tal zona. Esas zonas pueden requerir un

aumento de espesor del pavimento, o el reemplazo del material (subrasante mejorada) para proveer un soporte homogéneo a lo largo de toda la selección. Los valores obtenidos de los ensayos para estas zonas deberían de omitirse para el cálculo del Módulo de Resiliencia de la Subrasante de Diseño.

3.5.2.5 SELECCION DEL MODULO DE RESILIENCIA DE DISEÑO DE LA SUBRASANTE

Los valores individuales de resiliencia de los suelos de subrasante (de 6 a 8 ensayos) determinados de acuerdo a las recomendaciones de las secciones previas, son utilizadas para determinar el Módulo de Resiliencia de Diseño de la Subrasante. Para cada grupo de valores, M_r debe ser seleccionado en función del tráfico; cuanto mayor es el tráfico menor es el valor de Diseño de M_r esto se hace para obtener un diseño más conservativo para una vía de mayor volumen de tráfico.

El Módulo de Resiliencia de Diseño de la Subrasante (M_r) se define como el Módulo de Resiliencia de un grupo de valores, donde el 60, 75 u 87.5% del total de los valores analizados son mayores o iguales a él. Estos porcentajes se conocen como Valores Porcentiles y están relacionados con el tráfico como se indica en la Tabla 3.8

6-20

6-21

TABLA 3-8. LIMITES DE DISEÑO PARA SUBRASANTE

NIVEL DE TRAFICO (ESAL)	PERCENTIL DE DISEÑO (%)
10 ⁴ ó MENOS	60
ENTRE 10 ⁴ Y 10 ⁶	75
10 ⁶ O MAS	87.5

TABLA 3.7 ENSAYOS Y TAMAÑOS DE MUESTRA PARA SUELOS DE SUBRASANTE

NOMBRE DEL ENSAYO	USO	MÉTODO DE ENSAYO		TAMAÑO DE LA MUESTRA	
		AASHTO	ASTM		
Límite Líquido	Clasificación	T 89	D4318	2.5 kg (5 lb)	Para definir la humedad que define el estado plástico y líquido de los suelos.
Límite Plástico	Clasificación	T 90	D4318	2.5 kg (5 lb)	Para definir la humedad que define el estado plástico y semi-sólido de los suelos
Índice Plástico	Clasificación	T 90	D4318	2.5 kg (5 lb)	Para definir el rango de humedad en el cual el suelo se encuentra en estado plástico
Análisis Mecánico	Clasificación	T 88	D422	2.5 kg (5 lb)	Para definir la distribución de tamaño de partículas en el suelo.
Compactación	Relación humedad-densidad	T 180	D1557	11 Kg (25 lb)	Para definir la máxima densidad bajo cierto esfuerzo de compactación y la humedad para poder alcanzar tal densidad
CBR	Para el diseño de espesores	T 193	D1883	7 Kg (15 lb)	Para definir la capacidad de carga del suelo. El resultado es usado para calcular el Módulo de Resiliencia
Valor R	Para el diseño de espesores	T 190	D2844	9 Kg (20 lb)	Para definir la capacidad de carga del suelo. El resultado es usado para calcular el Módulo de Resiliencia
Módulo de Resiliencia M_r	Para el diseño de espesores	Asphalt Institute MS-10	Asphalt Institute MS-10	11 Kg (25 lb)	Para calcular el Módulo de Resiliencia de los suelos de subrasante

AASHTO= American Association of State Highway Transportation and Officials.

ASTM= American Society for Testing and Materials

- Ver también el Manual de Suelos MS-10 del Asphalt Institute.

El procedimiento para determinar el Módulo de Resiliencia de la Subrasante de Diseño M_r se ilustra a continuación:

- Paso 1 Seleccione el tráfico ESAL de diseño de acuerdo al procedimiento descrito en el Apartado 3.4
- Paso 2 Ensaye de 6 a 8 muestras de subrasante de acuerdo a la sección 3.5.2.4
Convierta los valores de CBR o valores de M_r según se indicó.
- Paso 3 Arregle los valores de M_r en secuencia numérica descendente.
- Paso 4 Para cada valor diferente de M_r empezando con el menor valor de M_r compute el número de valores que son iguales o mayores que aquel. Compute el porcentaje de cada uno de los valores con respecto al total de valores analizados.
- Paso 5 Plotee en un gráfico los resultados obtenidos; en el eje de abscisas los valores de M_r y en el eje de coordenadas los porcentajes de Valores Mayores o Iguales.
- Paso 6 Trace una curva suave, que mejor se adapte a los puntos ploteados en la gráfica. (Nota: si los resultados están bien distribuidos esta curva debe tener la forma de una "S" donde el

50% percentil debería de estar cerca del valor promedio de los datos analizados).

Paso 7 Lea de la curva el valor de Resiliencia de la subrasante para el valor percentil apropiado. Este es el valor de Módulo de la Subrasante de Diseño M_r

Ejemplo:

Determine el Módulo de Resiliencia de la Subrasante de Diseño para las siguientes condiciones:

Paso 1 Tráfico de diseño ESAL = 10^4 , 10^5 y 10^6

Paso 2 Los resultados de 7 ensayos produjeron los siguientes resultados de módulo de Resiliencia:

6,500; 8,500; 9,800; 9,900; 11,600; 15,500 psi.

Paso 3 Los valores percentiles de M_r se calculan como se indica a continuación:

M_r (psi)	NUMERO DE VALORES MAYORES O IGUALES A M_r	PORCENTAJE DE VALORES MAYORES O IGUALES (%)
15.500	1	(1/7) 100=14
11.600	2	(2/7) 100=29
9.900		
9.900	4	(4/7) 100=57
9.800	5	(5/7) 100=71
8.500	6	(6/7) 100=86
6.500	7	(7/7) 100=100

Paso 4 Dibújense los valores obtenidos como se indicó anteriormente, M_r y %

Paso 5 Los valores de Módulo de Resiliencia de la Subrasante de Diseño M_r para los tres niveles de tráfico dado, usando los percentiles adecuados se obtienen de la curva y son:

ESAL	PORCENTIL (%)	M_r
10 ⁴	60	10,000
10 ⁵	75	9,300
10 ⁶	87.5	8,250

3.5.2.6 REQUERIMIENTOS DE COMPACTACION DE LA SUBRASANTE

Para los suelos de subrasante a emplearse en la construcción, deben realizarse ensayos de compactación en el laboratorio para determinar la máxima densidad y humedad práctica a alcanzar en obra. Para los suelos de subrasante dichas características pueden obtenerse empleando el Método AASHTO T 180 (ASTM D 1557- martillo de 10 libras con caída de 18").

Los siguientes criterios de compactación son recomendados para los suelos de subrasante o sobrestantes mejoradas en la construcción de pavimentos asfálticos:

- **Suelos cohesivos**

Un mínimo de 95% de la densidad AASHTO T 180 método D para los 300 mm superiores y un mínimo de 90% para todos los rellenos por debajo de la capa de 300 mm. El contenido de humedad para la compactación de suelos cohesivos debe seleccionarse de manera tal que produzca la mayor resistencia remoldeada consistentes con las características de expansión.

Generalmente, los suelos cohesivos no expansivos deberían de compactarse del lado seco, con un contenido de humedad de 1 o 2% por debajo de la humedad óptima de compactación determinada en el laboratorio.

Suelos cohesivos expansivos, por otro lado, deben compactarse del lado húmedo, 1 o 2% por encima de la humedad óptimo de compactación para reducir los efectos de la expansión. En algunos casos puede ser necesario reducir el porcentaje de compactación requerido para prevenir excesos de expansión. La identificación de suelos expansivos puede efectuarse empleando el Método AASHTO T 258, "Determinación de Suelos Expansivos y Acciones Correctivas".

- **Suelos Friccionantes**

Un mínimo de 100% de la densidad AASHTO T 180 método D para los 300 mm superiores y un mínimo de 95% para todos los rellenos por debajo de la 300 mm. Arenas limpias y gravas que tienen un índice de plasticidad por debajo del 6% y que no se pegan cuando están secos son clasificados como suelos friccionantes. Estos suelos se pueden densificar con cargas vibratorias.

Los requerimientos de compactación deberían de ser lo suficientemente altos para asegurar que el Módulo de Resiliencia obtenido no esté por debajo de aquel definido para el diseño del pavimento. Si se especifica una reducción en los requerimientos de compactación, entonces el valor del Módulo de Resiliencia de la Subrasante de Diseño debe ser reajustado.

3.5.3 CONCRETO ASFÁLTICO PARA SUPERFICIE Y BASE

3.5.3.1 REQUERIMIENTOS DE MATERIALES PARA CONCRETO

ASFALTICO

Las soluciones presentadas en el manual del Instituto Americano del Asfalto están basadas en estudios exhaustivos de la relación Módulo Dinámico - Temperatura de las mezclas de concreto asfáltico denso. En general, no es necesario realizar ensayos sobre el concreto asfáltico para poder usar las gráficas de diseño del presente manual; siempre y cuando se satisfagan los siguientes requerimientos:

- La granulometría de los agregados de la mezcla debe cumplir con los requerimientos para concreto asfáltico del "Model Construction Specification for Asphalt Concrete and other Plant-Mix Types (SS-1)", cuando son ensayados de acuerdo a los procedimientos detallados en el "Mix Design Methods for Asphalt Concrete and other Hot-Mix Types (MS-2)", del Asphalt Institute.
- La mezcla de cemento asfáltico y agregados debe ser diseñada para satisfacer los criterios sugeridos en el Manual SS-1, y
- El concreto asfáltico debe compactarse a la densidad indicada en la siguiente sección.

Las gráficas de diseño contemplan 2 capas de concreto asfáltico: capa de superficie y base. Es necesario que ambas capas satisfagan los 3 requerimientos ya mencionados. El agregado puede consistir de piedra triturada o sin triturar o una combinación de ambas: sin embargo, el agregado grueso en la capa de superficie debe poseer un mínimo del 50% de agregados triturados.

3.5.3.2 CRITERIOS DE COMPACTACION DEL CONCRETO ASFÁLTICO

A fin de establecer una densidad de referencia a alcanzar en campo, las mezclas producidas en planta deben ser compactadas en el laboratorio. El Instituto del Asfalto recomienda el siguiente procedimiento:

- Divida la mezcla producida en lotes, cada lote puede considerarse igual a la mezcla producida durante un día.
- Determinar la densidad de referencia a alcanzar para cada lote, midiendo la densidad promedio en laboratorio (por ejemplo especímenes del ensayo Marshall) de muestras obtenidas al azar de los camiones que transportan la mezcla al sitio de trabajo. Dichas muestras representan sub grupos del lote. Normalmente de 4 a 6 muestras son requeridas por lote.

Determinar la densidad de campo de la mezcla compactada en obra a través la obtención de núcleos o ensayos con densímetro nuclear. Estos ensayos deben

realizarse en las secciones correspondientes a aquellas donde se obtuvieron las mezclas de los camiones para obtener la densidad de referencia. Se recomienda determinar 5 valores de densidad en el campo para cada lote de mezcla compactada. La densidad promedio de estos ensayos, representa la densidad de campo.

La densidad de campo debe ser:

- Igual o mayor que el 95% de la densidad de referencia sin que ningún valor individual sea menor que el 94%. o
- Igual o mayor que el 92% de la máxima gravedad específica teórica de la mezcla (ASTM D 2041), sin que ningún valor individual sea menor que el 90%.

Para mayor información consultar la especificación PM-1 "Acceptance Requirements" del "Model Construcción Specifications for Asphalt Concrete and Other Plant-Mix Types" (SS-1)

3.5.3.3 MEZCLAS DE EMULSIONES ASFÁLTICAS PARA BASES.

3.5.3.3.1 REQUISITOS PARA MATERIALES PARA MEZCLAS DE EMULSIONES ASFÁLTICAS.

Las mezclas de emulsiones asfálticas utilizadas para materiales de base en este manual, están caracterizados por tres tipos de mezclas:

- Tipo I. Mezclas de emulsiones asfálticas hechas con agregados de graduación densa, procesados.
- Tipo II. Mezclas de emulsiones asfálticas hechas con agregados semi procesados, de cantera.
- Tipo III. Mezclas de emulsiones asfálticas hechas con arenas o arenas limosas.

Los agregados y emulsiones asfálticas utilizadas en estos tipos de mezclas deberán satisfacer los requerimientos expresados en el Capítulo VII, "Manual Básico de Emulsiones Asfálticas" (MS-19), Instituto del Asfalto. El diseño de mezclas de emulsiones asfálticas deberá ser realizado utilizando los procedimientos y criterios incluidos en MS-19. Las propiedades de los materiales típicos de estas tres mezclas fueron utilizadas para desarrollar el espesor de diseño de las curvas para las secciones de pavimento asfáltico emulsificado incluidas en este manual.

Se requiere mezcla en planta para las emulsiones asfálticas Tipo I, de alta calidad y graduación densa, esto con el objeto de obtener los controles necesarios para una mezcla uniforme de los agregados, emulsiones asfálticas y, en algunos casos, del agua durante el proceso de mezclado. Para producir las mezclas de emulsiones asfálticas tipo II o Tipo III, se puede emplear el proceso de mezclado en planta o en el sitio de trabajo.

3.5.3.3.2 REQUISITOS DE COMPACTACION PARA MEZCLAS DE EMULSIONES ASFÁLTICAS.

No hay un procedimiento estándar para determinar la densidad de campo de las mezclas de emulsión asfáltica. El Instituto del Asfalto recomienda que el siguiente procedimiento sea empleado mientras se adopte un procedimiento normalizado:

Divida la producción de mezcla de emulsión asfáltica en lotes, cada lote igual a la mezcla producida durante un día. Determine la densidad final para cada lote midiendo la densidad promedio de seis especímenes de laboratorio, representando dos submuestras elegidas aleatoriamente tomadas de los camiones que llevan la muestras al sitio de trabajo. Los procedimientos de compactación de laboratorio recomendados se dan en el "Manual Básico de Emulsiones Asfálticas" (MS-19), Instituto del Asfalto. La densidad final deberá ser reportada como densidad seca.

Determine la densidad de compactación en el campo de cinco posiciones localizadas aleatoriamente en cada lote de la mezcla de compactación. La densidad del material compactado fresco puede determinarse utilizando un aparato de densidad nuclear, calibrado apropiadamente, o por medio de otro procedimiento. La determinación de las densidades hechas después del período de curado puede determinarse en mezclas obtenidas de materiales compactados por una técnica de perforación (core-drilling).

Todas las densidades compactadas deberán convertirse a densidad seca. Se recomienda que el promedio de las cinco densidades de campo realizadas en cada lote, sea igual o mayor que el 95 por ciento de la densidad promedio de los seis especímenes de laboratorio, y que ninguna determinación individual sea menor que el 92 por ciento.

Información adicional sobre compactación de mezclas de emulsiones asfálticas se encuentra en el "Manual Básico de Emulsiones Asfálticas" (MS-19), Instituto del Asfalto.

3.5.4 BASES Y SUBBASES GRANULARES

3.5.4.1 REQUERIMIENTOS PARA MATERIALES GRANULARES DE BASE Y SUBBASE

Para aquellos casos en que el diseño incorpora bases y subbases granulares se recomienda que éstas satisfagan los requerimientos de la Especificación ASTM D 2940 "Graded Aggregate Material for Bases or Subbases for Highways and Airports". Cuando sea apropiado se pueden, emplear los requerimientos dados en la Tabla 3.9

3.5.4.2. REQUERIMIENTOS DE COMPACTACION PARA BASES Y SUBBASES GRANULARES

Las bases y subbases granulares deben compactarse a un contenido de humedad óptimo, con una tolerancia del 1.5%, para obtener una densidad mínima del 100% de la densidad máxima de laboratorio determinada usando el método ASTM D 1557, método D (AASHTO T 180 método D).

**TABLA 3-9 REQUERIMIENTOS DE LA CALIDAD PARA
AGREGADOS DE BASE Y SUBBASE GRANULARES**

ENSAYO	REQUERIMIENTOS	
	SUBBASE	BASE
CBR, mínimo*, o	20	80
valor R, mínimo*	55	78
Límite Líquido, máximo, o	25	25
Índice de Plasticidad máximo, ó	6	NP
Equivalente de arena, mínimo	25	35
Pasante tamiz N° 200, máximo	12	7

* La fórmula presenta en la sección 5.04 que relaciona el CBR y valor R con el Módulo de Resiliencia de la subrasante no es aplicable en el caso de bases y subbases granulares.

La carga de compactación y la presión de contacto deben ser las más altas que el material de por sí pueda soportar, sin causar desplazamientos de la base o subbase o de la subrasante. A medida que se van colocando capas más fuertes puede aumentarse la carga y la presión para obtener la densidad final. Un mínimo de 3 densidades de campo deben obtenerse por cada 3,000 toneladas de material.

3.6.0 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

En este apartado se presentan los procedimientos para la determinación de los espesores de las capas de pavimento consistentes de capas de concreto asfáltico de superficie, con mezcla asfáltica de superficie con emulsión asfáltica

(con tratamiento superficial), concreto asfáltico de base, mezcla asfáltica de base con emulsión asfáltica y bases o subbases granulares.

Como ya se explicó en párrafos anteriores (Principios de Diseño), los espesores resultantes satisfacen 2 criterios de deformación unitaria: - la de compresión vertical en la parte superior de la subrasante y - La de tensión horizontal en el fondo de la capa asfáltica más profunda. Los espesores de diseño presentadas en las gráficas de diseño A-1 a A-36 (Anexo 1), para el Sistema de Unidades Internacionales (SI) y para el Sistema de Unidades Norteamericanas (US), representan el espesor mayor obtenido para satisfacer ambos criterios.

Los pasos involucrados en el diseño estructural son los siguientes:

- Paso 1: seleccione o determine los datos de entrada:
 - a) Tráfico, ESAL
 - b) Módulo de Resiliencia de la Subrasante de Diseño, M_r
 - c) Tipos de materiales para las capas base y de superficie.

- Paso 2: Determine los espesores de diseño usando los datos específicos de entrada.

- Paso 3: Diseñe los pavimentos para la construcción en etapas, de ser apropiado.

- Paso 4: Realice un análisis económico de las varias alternativas de diseño.

- Paso 5: Selecciones el diseño final.

3.6.1 DATOS DE ENTRADA PARA EL DISEÑO: TRAFICO, SUBRASANTE Y MATERIALES.

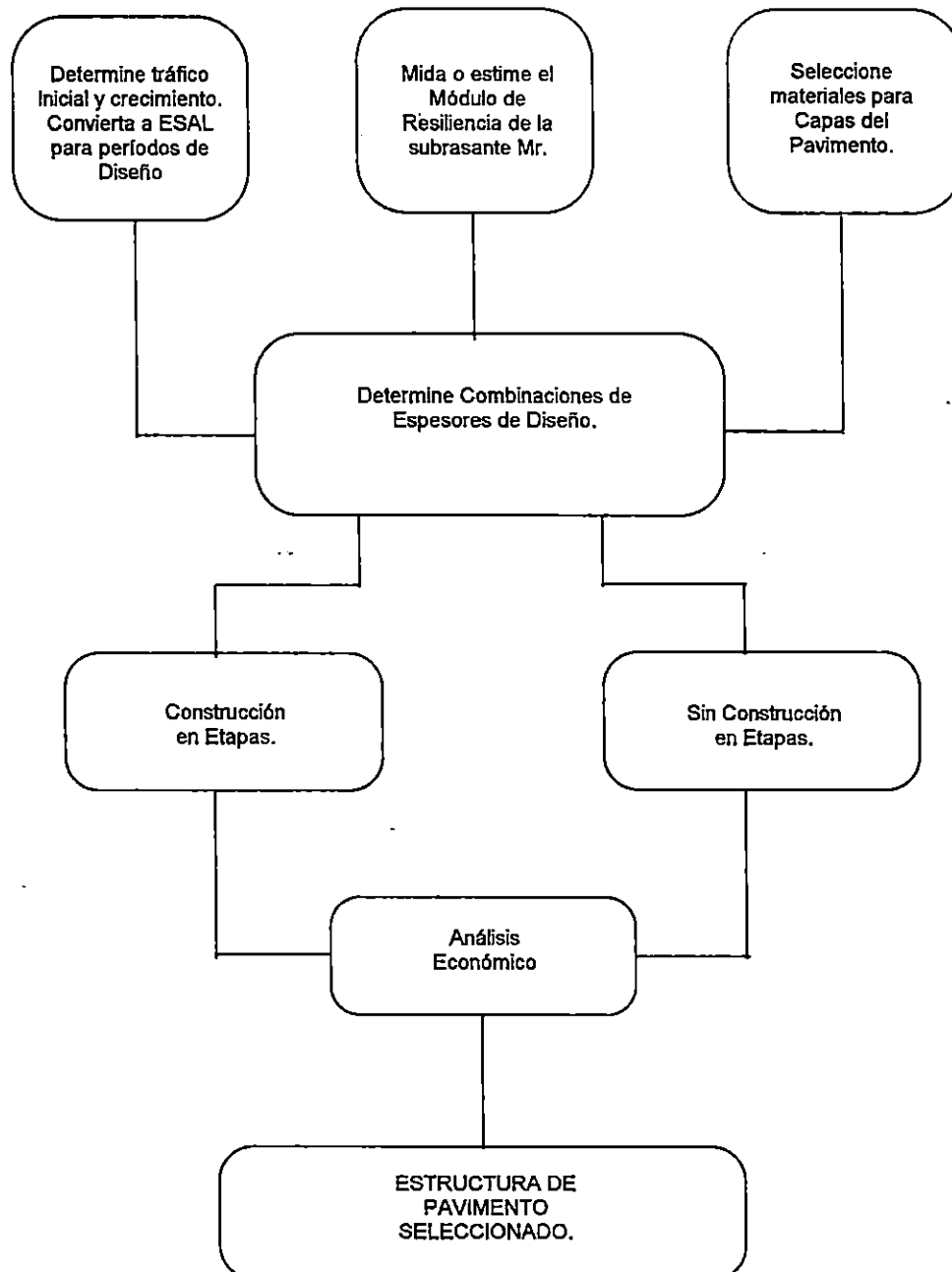
Los insumos comunes para el diseño de cualquier tipo de pavimento asfáltico son:

- Determinación del tráfico expresado en términos del "número de repeticiones de carga equivalente de un eje simple de carga standard de 18,000 lb. (80 KN)" esperado en el período de diseño considerado.

- Módulo de Resiliencia de diseño de la subrasante, Mr.

- Tipos de bases asfálticas a considerar: concreto asfáltico, mezcla con emulsiones asfálticas tipo I, II ó III, o base o sub-base granular.

Figura No 3.7 Flujograma de Diseño.



3.6.2 FACTORES AMBIENTALES.

Las gráficas de diseño presentadas en este manual fueron basadas en tres tipos de condiciones ambientales típicas de los Estados Unidos de Norteamérica.

En zonas donde existen suelos altamente susceptibles al fenómeno de heladas y donde las condiciones de temperatura son severamente bajas, es posible que sea necesario remover y reemplazar tales suelos por otros no susceptibles al levantamiento por heladas o en todo caso, tomar ciertas precauciones antes del inicio de la construcción del pavimento.

En climas extremadamente calientes, las mezclas asfálticas deberían ser diseñadas para mantener adecuada rigidez a altas temperaturas y resistir las deformaciones permanentes.

Debido a que las mezclas asfálticas son susceptibles a la temperatura, es aconsejable utilizar asfaltos de diferente grado de acuerdo a las condiciones existentes en la zona del proyecto. La tabla 3-10 recomienda grado de asfalto para ciertas condiciones de temperatura.

TABLA 3-10 CRITERIOS DE SELECCION DEL GRADO DE ASFALTO

Condición de Temperatura	Grado de Asfalto	
Frio, temperatura promedio anual \leq o igual 7°C	Ac-5 AR-2000 Pen 120/150	AC-10 AR-4000 Pen 85/100
Templado, temperatura promedio entre 7°C y 24°C	AC-10 AR-4000 Pen 85/100	AC-20 AR-8000 Pen 60/70
Cálido, temperatura promedio anual $>24^{\circ}\text{C}$	AC-20 AR-8000 Pen 60/70	AC-40 AR-16000 Pen 40/50

3.6.3 ESPEORES MINIMOS DE CONCRETO ASFÁLTICO.

Las gráficas de diseño del presente manual fueron preparadas considerando capas de concreto asfáltico de superficie y base que cumplen con los requerimientos de las mezclas con emulsiones asfálticas que adoptan los requerimientos estipulados en el ítem 3.6.3.3

Cuando una capa de concreto asfáltico es colocada encima de una mezcla de base con emulsión asfáltica de tipo II ó III la tabla 3-11 muestra los

espesores mínimos de concreto asfáltico recomendados. Sustituciones por mezclas con emulsiones asfálticas tipo I, pueden efectuarse según lo indicado en ésta tabla. Cuando la mezcla tipo I es empleada como una capa de base se debe considerar un tratamiento superficial en su superficie.

**TABLA 3-11 ESPESORES MINIMOS DE CONCRETO ASFÁLTICO
SOBRE BASES CON EMULSIONES ASFÁLTICAS**

Tráfico de diseño (esal)	Tipos II y III ¹	
	Milímetros	Pulgadas
10 ⁴	50	2
10 ⁵	50	2
10 ⁶	75	3
10 ⁷	100	4
>10 ⁷	130	5

¹ Sobre mezclas de base con emulsiones asfálticas tipo II y III puede emplearse concreto asfáltico o mezcla con emulsión asfáltica tipo I con un tratamiento bituminoso.

3.6.3.1 DETERMINACIÓN DE ESPESORES DE PAVIMENTOS: TODO CONCRETO ASFÁLTICO (FULL-DEPTH)

La selección del espesor de un pavimento todo concreto asfáltico puede hacerse empleando las gráficas de diseño A-1, A-7 ó A-13 del Anexo 1, para el Sistema de Unidades internacionales o las gráfica A-19, A-20, A-25 ó A-31 para el Sistema de Unidades Americanas. Hay que entrar con los valores apropiados del Tráfico de Diseño (ESAL) y el valor de M_r de la subrasante para el clima predeterminado (MAAT).

El espesor del pavimento todo concreto asfáltico puede leerse directamente con una precisión de 25 mm ó menos.

Ejemplo:

Diseñar un pavimento todo concreto asfáltico para las siguientes condiciones:

- Subrasante: $M_r = 41.4 \text{ Mpa (6000 psi)}$
- Tráfico : $ESAL = 10^6$
- Clima : $MAAT = 15.6 \text{ °C (60°F)}$

De la gráfica A-7 (ó A-25) se determina que el pavimento todo concreto asfáltico es de un espesor de 240 mm (9.5") de concreto asfáltico de superficie y base.

3.6.3.2 DETERMINACIÓN DE ESPESORES DE PAVIMENTOS CON BASE GRANULAR.

Las gráficas de diseño A-5, A-6, A-11, A-12, A-18, A-23, A-24, A-29, A-30, A-35 y A-36, fueron desarrolladas para diseñar pavimentos usando concreto asfáltico sobre bases granulares (tabla 3.9).

Como quiera que sea, un espesor mínimo de 150 mm. del material de mejor calidad para base granular debería ser colocado encima del material de sub-base granular de calidad inferior. El presente manual incluye gráficas de diseño para 150 y 300 mm. de espesor de material de base granular.

Los espesores de concreto asfáltico requeridos sobre el espesor de base granular se leen directamente de las gráficas de diseño. Los espesores mínimos de concreto asfáltico están relacionados con el nivel del tráfico ESAL según se indica en la tabla 3-12. Los espesores mínimos de concreto asfáltico recomendados no deben extrapolarse a niveles de mayor tráfico en las cartas de diseño.

En zonas muy frías se emplean mayores espesores de base granular con el propósito de minimizar el potencial de daños por fenómenos de heladas en el pavimento.

Si bien espesores mayores a 300 mm. han sido empleados para tal propósito, los estudios de análisis de pavimentos muestran que la adición a éstos espesores en poco o nada, benefician el comportamiento estructural del pavimento. En tal sentido es recomendado que se comparen dos diseños, uno basado en comportamiento ante heladas y otro para deterioro estructural, debiéndose definir la estructura final sobre la base del juicio del ingeniero o de experiencias adquiridas. La práctica de reducir los espesores de concreto asfáltico para incrementar seriamente el espesor de base granular, no es recomendada por el Instituto Americano del Asfalto y otros diseñadores de pavimentos debido a que se incrementaría el potencial de otros problemas en el pavimento.

Ejemplo:

Diseñar un pavimento usando base granular para las condiciones siguientes:

- Subrasante: $M_r = 34.5 \text{ Mpa (5000 PSI)}$
- Tráfico: $ESAL = 10^5$
- Clima: $MAAT = 15.6 \text{ }^\circ\text{C (60}^\circ\text{F)}$

Prepare dos diseños: uno para una base de 150 mm. (6") y otro para una base de 300 mm. (12"). Los diseños alternativos son:

140mm (5.5 pulg.) concreto asfáltico

150mm (6.0 pulg.) base granular

290mm (11.5 pulg.) espesor total

100mm (4.0 pulg) carpeta asfáltica
 150mm (6.0 pulg) base granular
150mm (6.0 pulg) sub-base granular
 400mm (16.0 pulg) espesor total

TABLA 3-12 ESPESOR MINIMO DE CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE BASE GRANULAR

Tráfico (ESAL)	Condición de Tráfico	Espesor mínimo de concreto asfáltico
10 ⁴ ó menos	- Zonas de parqueo y caminos rurales de bajo volumen	75mm (3.0 pulg)*
Entre 10 ⁴ y 10 ⁶	- Tráfico mediano de vehículos pesados	100mm (4.0 pulg)
10 ⁶ ó más	- Tráfico alto de vehículos	125mm (5.0 pulg)

* Para pavimentos todo concreto asfáltico o pavimentos de mezclas con emulsión asfáltica, el espesor es de 100mm (4.0 pulg) en esta categoría de tráfico, tal cual se indica en las gráficas de diseño.

3.6.3.3 DETERMINACION DEL ESPESOR PARA PAVIMENTO CON MEZCLAS DE ASFALTO EMULSIFICADO SOBRE BASE DE AGREGADOS NO TRATADOS.

Gráficas de diseño para el diseño de espesores de pavimento con mezclas de asfalto emulsificado usadas para toda o parte de la mezcla de asfalto requerido sobre bases de agregados no tratados no han sido preparadas. Este método es recomendado:

1. Diseñar un pavimento todo concreto asfáltico (espesor T_A) para las condiciones apropiadas de clima, tráfico y subrasante. Asumir un espesor de superficie de 50 mm (2 pulg) y calcular el espesor de base correspondiente como $(T_A - 2)$.
2. Diseñar un pavimento para las mismas condiciones climáticas, de tráfico y subrasante usando el tipo de mezcla de asfalto emulsificado seleccionado (espesor = T_E). Asumir un espesor de superficie de 50 mm (2 pulg) y calcular el espesor de base como $(T_E - 2)$.
3. Diseñar un pavimento para las mismas condiciones usando concreto asfáltico y el espesor deseado de la base de agregado no tratado (espesor AC = T_U).
4. Seleccionar la porción del espesor de concreto asfáltico obtenido en el paso (3) que es para ser reemplazado por la mezcla de asfalto emulsificado ($T_U - AC_{min}$).

Nota: Mantener el espesor mínimo de concreto asfáltico de la tabla 3.11

5. Multiplicar éste espesor por la relación del paso (2) al paso (1) para obtener el espesor de la base de asfalto emulsificado (T_{EB}).

Esta ecuación cuantifica los valores determinados en los pasos del (1) al (5).

$$T_{EB} = (T_U - AC_{min}) \times \frac{(T_E - 2)}{(T_A - 2)}$$

Donde:

T_{EB} = Espesor de la base de asfalto emulsificado (paso 5).

T_U = Espesor de concreto asfáltico usando el diseño de base de agregado no tratado (paso 3).

AC_{min} = Espesor mínimo de concreto asfáltico (paso 4).

$T_E - 2$ = Espesor de la base usando el diseño de base de asfalto emulsificado (paso 2).

$T_A - 2$ = Espesor de la base usando el diseño de todo concreto asfáltico (paso 1).

Ejemplo:

Diseñar un pavimento con superficie de concreto asfáltico de mezcla de asfalto emulsificado tipo III, y una base de agregado no tratado de 150 mm. (6 pulg), localizado en una región climática con $MAAT = 15.6$ °C (60 °F) M_T de la subrasante = 55.2 Mpa (8000 Psi) y un $ESAL = 10^5$.

1. Del gráfico de diseño A-7 (A-25):

Todo concreto asfáltico : $T_A = 150$ mm (6 pulg).

Superficie AC = 50 mm (2 pulg), asumida.

por lo tanto, base de AC = $T_A - 50$ mm (2 pulg) = 100 mm (4 pulg).

2. Del gráfico de diseño A-10 (A-28):

Espesor de la superficie asfáltica y base tipo III =

$T_E = 215$ mm. (8 pulg)

Superficie AC = 50 mm (2 pulg), asumido

por lo tanto, base de asfalto emulsificado = $T_E - 50$ mm (2 pulg) = 165 mm. (6.5 pulg).

3. Del gráfico de diseño A-11 (A-29):

Espesor de superficie de asfalto y base sobre base de agregado no tratado = $T_U = 100$ mm. (4 pulg).

4. De la tabla 3.12 $A_{c_{min}} = 50 \text{ mm}$ (2 pulg) para $ESAL = 10^5$
 por lo tanto, reemplazar la base de concreto asfáltico restante
 $[T_U - A_{c_{min}} = 100 \text{ mm} - 50 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$ (4 pulg - 2 pulg = 2 pulg)] con
 base de asfalto emulsificado.
5. Obtener el espesor de la base de asfalto emulsificado:
 $50 \text{ mm} \times 1.65 = 82.5 \text{ mm}$ (usar 85 mm) ó
 $2.0 \text{ pulg} \times 1.65 = 3.3 \text{ pulg}$ (usar 3.5 pulg)

El diseño final es:

50 mm (2 pulg) concreto asfáltico

85 mm (3.5 pulg) mezcla asfáltica emulsificada tipo III

150 mm (6 pulg) base de agregado no tratado

285 mm (11.5 pulg) espesor total.

3.6.4 CONSTRUCCIÓN EN ETAPAS

La construcción en etapas es la construcción de caminos y calles aplicando capas sucesivas de concreto asfáltico de acuerdo a un diseño y tiempos preestablecidos.

No debe confundirse la construcción en etapas con el mantenimiento periódico o rehabilitación de pavimentos existentes. El procedimiento, tal cual se aplica en éste manual, presupone que la segunda etapa será construida antes de la primera etapa de muestras considerables de daños. El procedimiento ya

ha sido aplicado en la evaluación de pavimentos para el diseño de capas de refuerzo, pero no es usado para ese propósito en este manual.

3.6.4.1 VENTAJAS DE LA CONSTRUCCIÓN EN ETAPAS.

La construcción en etapas es ventajosa en las siguientes situaciones:

a) Cuando no existen fondos suficientes para construir el espesor de diseño final (20 años por ejemplo), el pavimento puede construirse en dos etapas, con la primera etapa diseñada para un período más corto. Por supuesto, es importante asegurarse que habrá disponibilidad de fondos para la segunda etapa en su oportunidad.

b) Las dificultades en estimar el tráfico para períodos de 20 ó 25 años, especialmente para calles y caminos rurales de bajo volumen de tráfico, hacen que la construcción en etapas sea particularmente atractiva. Un camino puede diseñarse para un período de diseño menor (es decir, menor efecto del tráfico) y pueden realizarse conteo de tráfico, una vez ha sido habilitada, mejorando de ésta manera, los estimados de tráfico futuro.

c) Estudios realizados en las secciones experimentales AASHTO indicaron los pavimentos que fueron reforzados, después de someterse al tráfico, brindaron un mejor comportamiento en servicio, que aquellos

pavimentos nuevos diseñados sin considerar el refuerzo en el período de diseño.

d) Las zonas débiles que se desarrollan durante la primera etapa pueden ser reparados, así mismo las proyecciones de tráfico pueden ser modificados una vez que se conozcan datos más precisos por medio de una cuidadosa evaluación de la condición del pavimento hacia el final de la primera etapa, es posible ahorrar en el espesor final del pavimento o extender la vida del pavimento original.

3.6.4.2 MÉTODO DE DISEÑO

El método de diseño recomendado involucra tres pasos:

- 1) Diseño de la primera etapa:
- 2) Diseño preliminar del refuerzo para la segunda etapa:
- 3) Diseño final del refuerzo para la segunda etapa.

El método de diseño de la primera etapa se basa en el concepto de "Vida remanente". Bajo este concepto, la primera etapa es diseñada para un período de diseño menor que aquella que produciría la falla por fatiga. Estudios han mostrado que un período de diseño de la primera etapa equivalente a un 60% del período de diseño que representa un sólo período de diseño, produciría un espesor económicamente aceptable para el diseño de la primera etapa. Para emplear este concepto, el ESAL para el período de diseño de esta primera

etapa debe de ajustarse para proveer la vida remanente del 40% (100-60) al final de la primera etapa de diseño. Esto se efectúa así:

Tráfico ajustado para el período de diseño de la primera etapa

$$\text{Tráfico}_1 = 100/60 * \text{ESAL} = 1.67 * \text{ESAL}_1$$

Ejemplo:

Asúmase que un pavimento todo concreto asfáltico que será diseñado en una región climática con un MAAT=15.6°C(60°F), con un módulo de Resiliencia de la subrasante $M_r = 51.5 \text{ Mpa (7,500 psi)}$, el tráfico anticipado durante los primeros 5 años de 200,000 aplicaciones de ESAL y durante 15 años subsiguientes 1.8×10^6 aplicaciones de ESAL. Prepárese un diseños para una primera etapa de 5 años.

El tráfico ajustado para la primera etapa es $\text{TRAFICO}_1 = 1.67 * 200,000 = 334,000$

De la gráfica A-7 (A-25) el espesor de concreto asfáltico para la primera etapa es $h_1 = 190\text{mm (7.5 pulg)}$

El diseño preliminar del esfuerzo para la segunda etapa es seleccionado basados en los conceptos de vida remanente. La idea es estimar, al momento de preparar el diseño original, un espesor de refuerzo, que asegure que la estructura final del pavimento pueda durar el período de diseño completo (suma de los períodos de diseño de la primera y segunda etapa). Esto es efectuado primeramente estimando el tráfico ESAL_2 para el período de diseño de la

segunda etapa, de tal modo que se pueda determinar la vida remanente que provee el diseño de la primera etapa. En este procedimiento la vida remanente es $100-60=40\%$.

Tráfico preliminar ajustado para el período de diseño de la segunda etapa

$$\text{TRAFICO}_2 = 100/40 * \text{ESAL}_2 = 2.5 * \text{ESAL}_2$$

Ejemplo:

Empleando la información indicada en el ejemplo anterior:

El tráfico preliminar ajustado para la segunda etapa es

$$\text{TRAFICO}_1 = 2.5 * 1,800,000 = 4,500,000$$

El espesor de pavimento para esta segunda etapa es seleccionada:

- a) Estimar el espesor requerido h_2 del nuevo pavimento para el ESAL_2 ajustado.
- b) Obtener el espesor de esfuerzo preliminar para la segunda etapa $h_s = h_2 - h_1$

Para este ejemplo:

$$h_2 = 305 \text{ (120 pulg) de la gráfica A-1(A-19)}$$

$$h_2 = 305 - 190 = 115 \text{ mm (120 - 75 = 4.5 pulg)}$$

El concepto de vida remanente de la construcción en etapas está basado en la asunción que la segunda etapa será colocada antes que el diseño de la

primera etapa presente serios síntomas de deterioro y puede ser utilizado para análisis económicos que impliquen futuros desembolsos. Como quiera que sea, por la naturaleza errática del comportamiento de los pavimentos, el pavimento puede encontrarse en la mejor o peor condición al finalizar el período de diseño de la primera etapa. Por esta razón el procedimiento para desarrollar el diseño final de la segunda etapa puede ser diferente. A continuación se recomienda el procedimiento a seguir:

- Paso 1 Un año antes del término del período de diseño de la primera etapa, efectuar un inventario de condición del proyecto construido en esta primera etapa. Los procedimientos para evaluar la condición del pavimento son discutidos en el manual MS-17 del Asphalt Institute, "Asphalt Overlays for Highway and Street Rehabilitation", Capítulo II.

- Paso 2 Si el pavimento aparenta estar en excelentes o buenas condiciones (por ejemplo un PSI aproximado de 3.5 con pocos daños), programar inventarios de condiciones adicionales el próximo año.

- Paso 3 Cuando el pavimento aparenta llegar a una condición de inicio de deterioro, pero se mantiene en una buena condición de acuerdo a los procedimientos indicados en el manual MS-17, entonces, aplicar el espesor de refuerzo según el diseño preliminar de la

segunda etapa o aplicar un nuevo refuerzo, diseñado con cualquiera de los procedimientos indicados en el manual MS-17.

Ejemplo:

- Paso 1 En los ejemplos indicados anteriormente, un inventario de condición fue efectuado en el cuarto año y en cada año sucesivo. Al sexto año el PSI bajó a 2.5 y la construcción en etapas es inmediatamente programada.
- Paso 2 El ESAL para el período de diseño de la segunda etapa de 14 años es ahora estimado en 1.9×10^6 .
- Paso 3 Las medidas de deflexiones indican un RRD de 1.27mm (0.050 pulg). (RRD indica las deformaciones existentes en el pavimento)
- Paso 4 El espesor de refuerzo para la segunda etapa fue determinada en 75mm (3 pulg) y fue adoptado en lugar del espesor de refuerzo preliminar de 115mm (4.5 pulg)

3.7.0 ANÁLISIS ECONÓMICO

3.7.1 INTRODUCCION

En este apartado se presenta el procedimiento para efectuar comparaciones económicas entre diseños alternativos de pavimento. Este incorpora el concepto de "Valor Presente Neto" para evaluar los gastos futuros. El procedimiento fue adoptado de aquel desarrollado por R.H. Baldock, "Determination of the Annual Cost of Highways", Highway Research Board Record 12, 1993.

Baldock, considera un camino como un capital invertido e incluye en su análisis muchos factores que afectan el costo del camino durante un determinado período de análisis. Para evitar la obsolescencia debido a los cambios tecnológicos que afectan los sistemas de transporte, un período de análisis de 40 años fue seleccionado. Se considera que la inversión total es amortizada durante este período, aunque el camino continuará prestando servicio, como parte del sistema original u otro de menor categoría, por un mayor período de tiempo. Este procedimiento sigue la práctica general usualmente aplicada a los capitales de inversión.

Dos métodos son propuestos para el análisis de los costos del proyecto. El primero involucra todos los costos pertenecientes al camino y es empleado para evaluar toda la facilidad. El segundo sólo analiza aquellos costos

pertenecientes a la zona de circulación, incluyendo la estructura del pavimento, hombros y cuando es apropiado las estructuras de drenaje. Sólo el último es necesario para evaluar y comparar alternativas de pavimentos para determinar las más apropiada para un camino específico.

Recientemente se ha venido proponiendo que también deberían de incluirse los costos de usuarios, ambos directos e indirectos, causados por demoras asociadas al mantenimiento y rehabilitación de pavimentos, estos factores adicionales vienen a ser especialmente importantes cuando se consideran refuerzos o reconstrucciones en autopistas urbanas.

El procedimiento presentado aquí para el análisis económico de alternativas de pavimentos, está basado en los costos de construcción inicial y en los futuros costos de construcción debido a refuerzos asfálticos. Como quiera que sea, cualquier costo futuro cuantificable puede incluirse fácilmente en el análisis económico. Por ejemplo, costos por las demoras incurridas por los usuarios debido a un futuro refuerzo, puede ser incluida simplemente como una actividad futura en la fórmula presentada más adelante.

3.7.2 FACTORES BASICOS PARA EL ANÁLISIS

Los factores básicos requeridos para el análisis económico son:

1. El costo de inversión inicial de la estructura del pavimento.

2. El costo de los futuros refuerzos asfálticos, mantenimiento mayor, reconstrucción u otra actividad.
3. Tiempo, en años, del inicio de la construcción hasta el desarrollo de cada actividad mayor.
4. El valor salvable de la última actividad mayor aplicada.
5. La tasa de interés.
6. Los factores de valor presente neto.
7. El período de análisis.

Los costos de las actividades de mantenimiento rutinario anual son consideradas insignificantes acá, pero pueden ser incluidas si lo desean. La fórmula básica para el análisis es:

$$VPN=A+E_1 *FVPN_{n1} +E_2 *FVPN_{n2} +...+E_k *FVPN_{nk} -S*FVPN_n$$

Donde: $FVPN_{nk}$ =Factor VPN para un pago simple = $\frac{1}{(1+r)^{n1}}$, $\frac{1}{(1+r)^{n2}}$, etc.

A= Costo de construcción inicial

E_1, E_2, \dots, E_k = Costos futuros de refuerzo u otros trabajos mayores

i= Tasa de interés

n= Período de análisis

n_1, n_2, \dots, n_k = El número de años después de la construcción cuando se ejecutan los trabajos mayores

S= Valor salvable del último trabajo mayor.

3.8 DISCUSION DE FACTORES BASICOS.

Esta discusión puede ser de ayuda para determinar los factores requeridos para un análisis económico de alternativas de diseño de pavimento.

3.8.1 PERIODO DE ANÁLISIS.

El periodo de tiempo utilizado para el análisis económico deberá ser de suficiente duración para incluir al menos una actividad de rehabilitación mayor para todas las alternativas.

3.8.2 COSTOS DE CONSTRUCCIÓN.

Generalmente, todos los costos iniciales de pavimento (incluyendo hombros y drenaje), deberá incluirse en el análisis en alguna unidad de área o longitud; por ejemplo, por metro cuadrado de pavimento, o kilometro de carretera. Ayuda sobre como calcular los costos de pavimento se discute en la publicación del Instituto del Asfalto, "Calculando Costos de Pavimentos" (IS-174).

3.8.3 TASA DE INTERÉS.

El interés se incluye en el análisis debido a que el dinero tiene un valor diferente con el tiempo. El interés de la inversión en una carretera deberá

cargarse para permitir una evaluación económica de todos los costos de los proyectos en el periodo de análisis.

Típicamente, las agencias seleccionan un rango de tasas de interés (usualmente la diferencia entre la tasa de mercado presente y la tasa de inflación) para evaluar la influencia de este factor en la comparación final.

3.8.4 VALOR PRESENTE NETO.

El valor presente neto puede ser definido como la cantidad de dinero que deberá apartarse en el tiempo de construcción inicial para alcanzar, con intereses, la cantidad de dinero requerida para la Construcción inicial tanto como para todas las actividades futuras.

3.8.5 VALOR SALVABLE.

El valor de salvamento es considerado en el análisis puesto que es muy probable que no todos los valores de trabajos futuros en cada alternativa serán "agotados" dentro del periodo de análisis. Por ejemplo un plan de refuerzo asfáltico puede definir una alternativa de refuerzo delgados frecuentes o la sólo colocación de una capa gruesa. No sería práctico considerar que la vida de diseño de cada una de éstas alternativas sean exactamente iguales al período de análisis.

El término S en la ecuación del Valor Presente Neto representa el valor salvable o valor terminal del último refuerzo asfáltico u otro trabajo mayor en el pavimento. Este concepto está basado en asumir que la última actividad mayor en el pavimento puede extender la vida del mismo más allá del período de análisis. El valor salvable puede ser calculado con una relación lineal directa de la vida esperada de la última actividad efectuada en el pavimento. En este caso como:

$$S = \left(1 - \frac{Y}{X}\right) \times E_K$$

Donde:

Y = Número de años en el último refuerzo o trabajo mayor efectuado en el pavimento y el final del período de análisis.

X = Vida de servicio estimada del último refuerzo o trabajo mayor, en años.

E_K = Costo del refuerzo futuro.

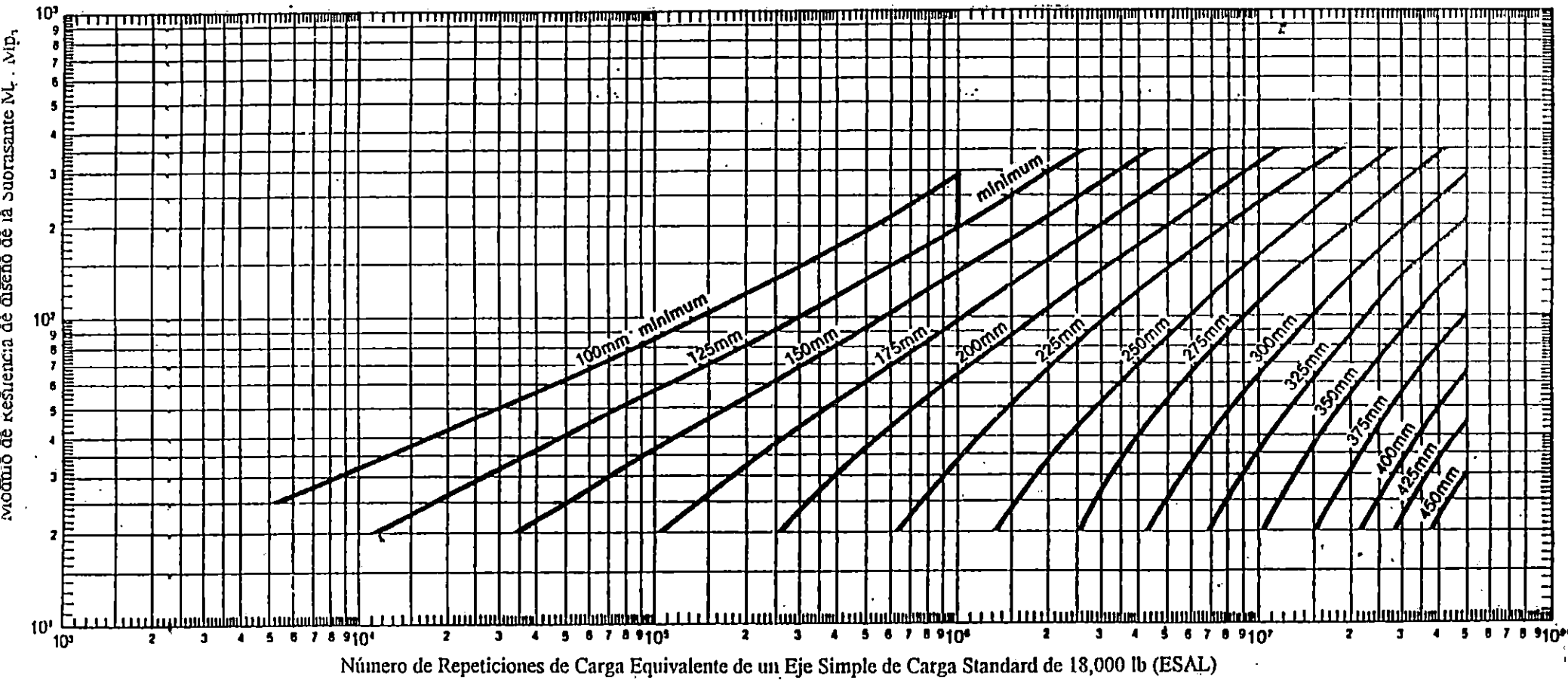
También es posible calcular el valor salvable en términos de material remanente. Por ejemplo: Un pavimento a ser reconstruido puede tener un valor salvable con material para reciclado, ya sea en el proyecto o en otro. En estos casos el valor S es calculado en forma diferente, por ejemplo, dólares por tonelada en vez de un valor basado que considera la vida no empleada.

ANEXOS

CARTAS DE DISEÑO

TODO-CONCRETO ASFALTICO (FULL-DEPTH)

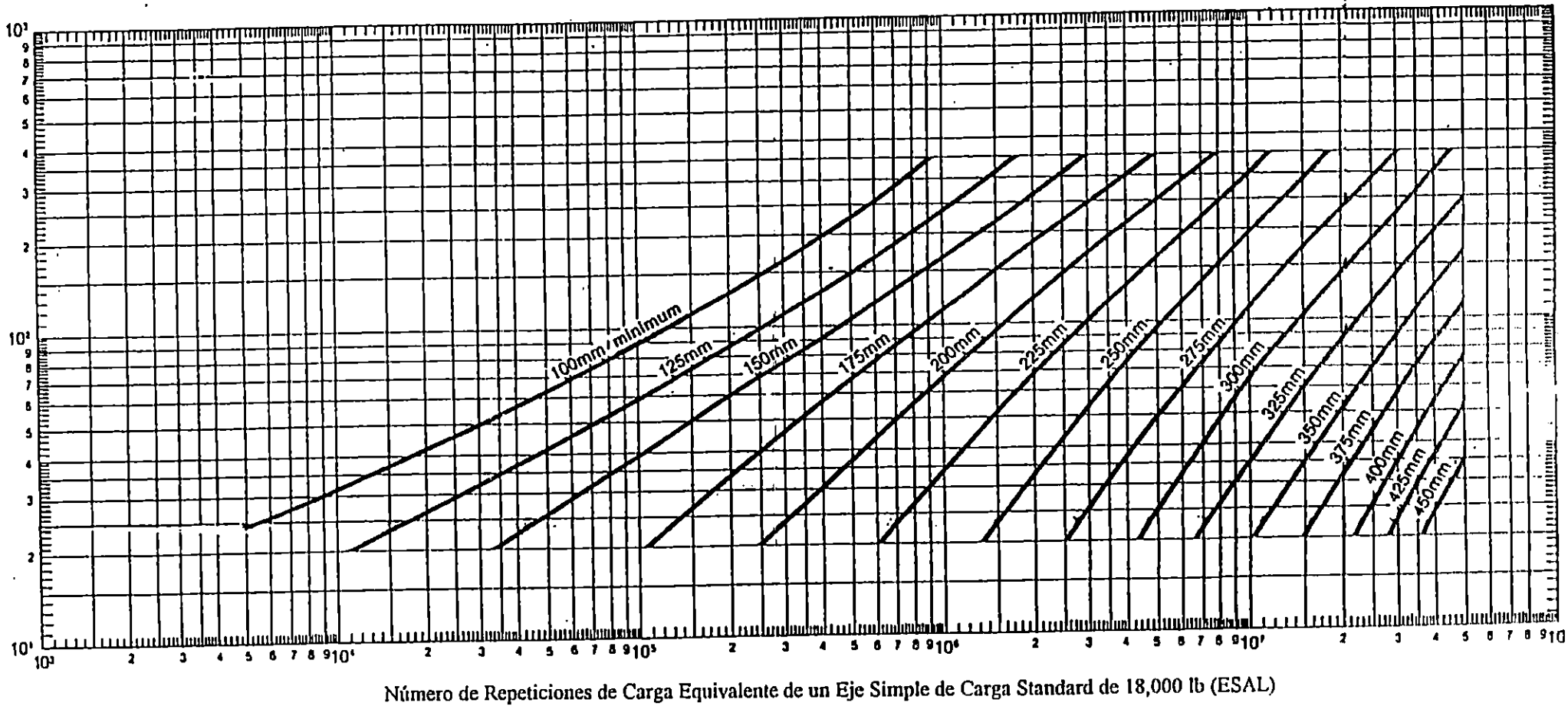
MAAT 7°C



Gráfica de Diseño A-1

MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA TIPO I

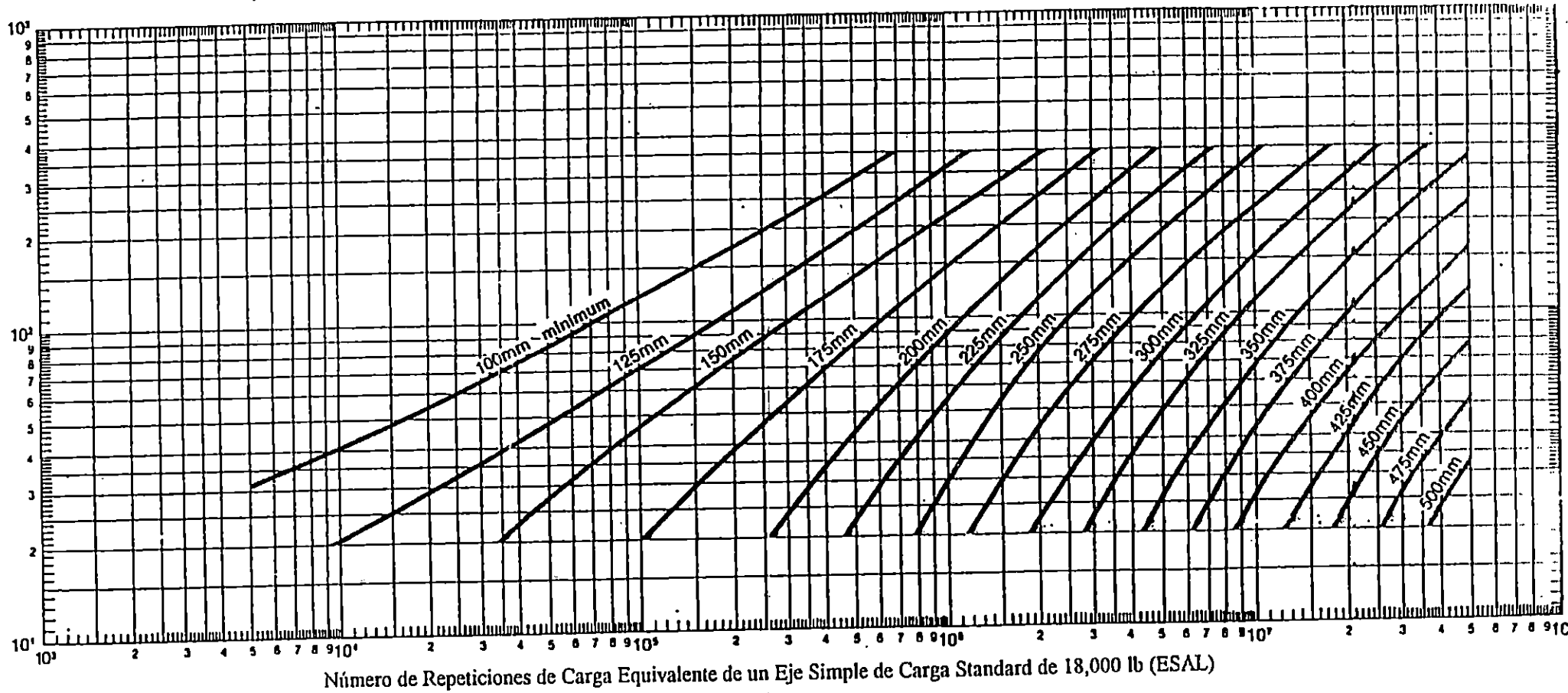
MAAT 7°C



Gráfica de Diseño A-2

MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA TIPO II

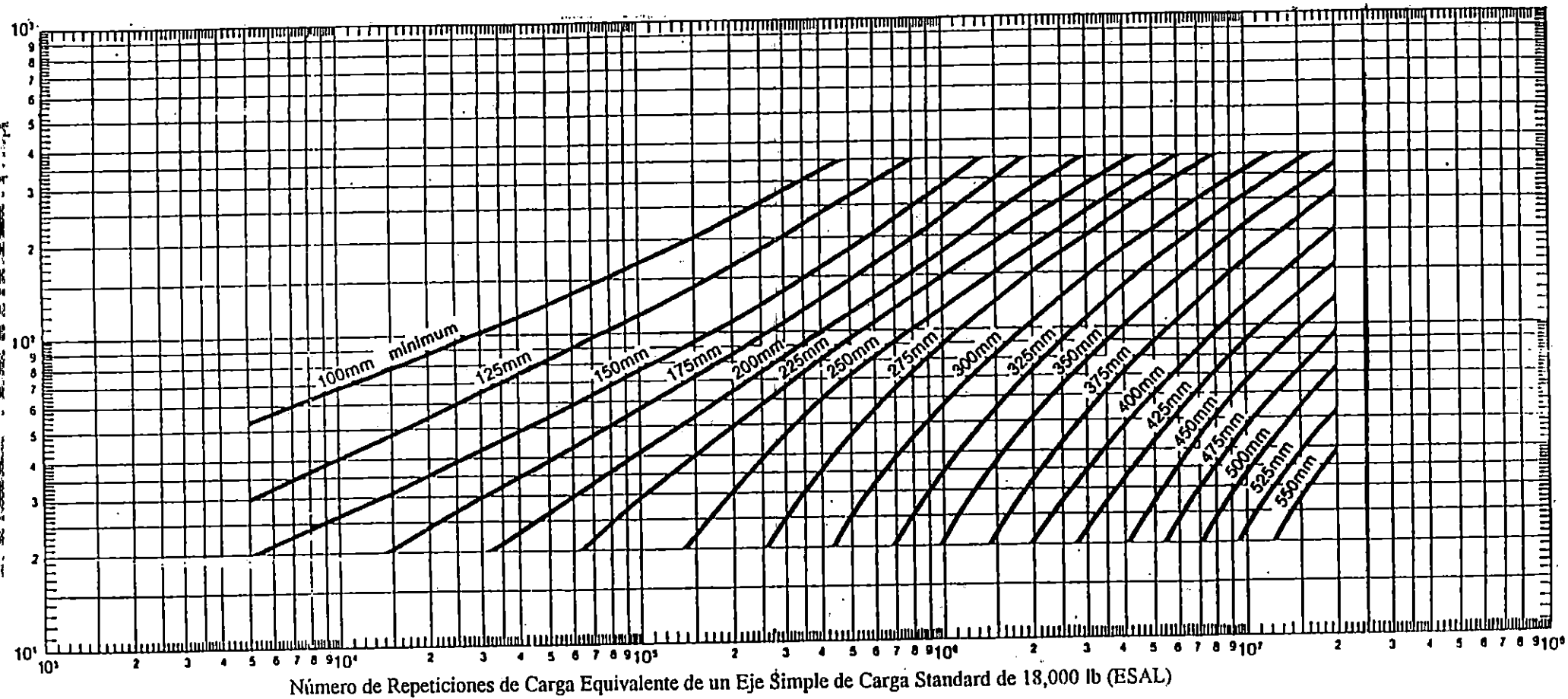
MAAT 7°C



Gráfica de Diseño A-3

MEZCLA CON EMULSIÓN ASFALTICA TIPO III

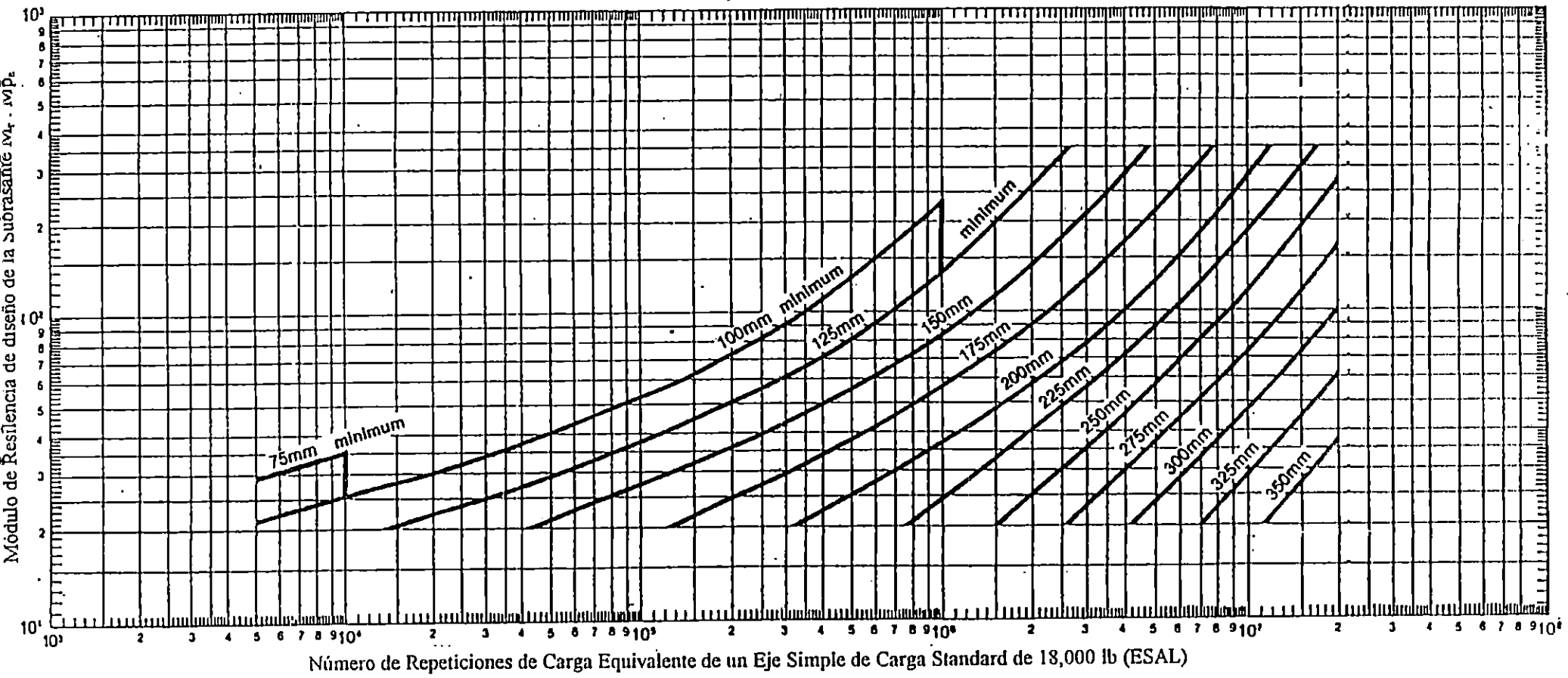
MAAT 7°C



Gráfica de Diseño A-4

BASE GRANULAR DE 150 mm DE ESPESOR

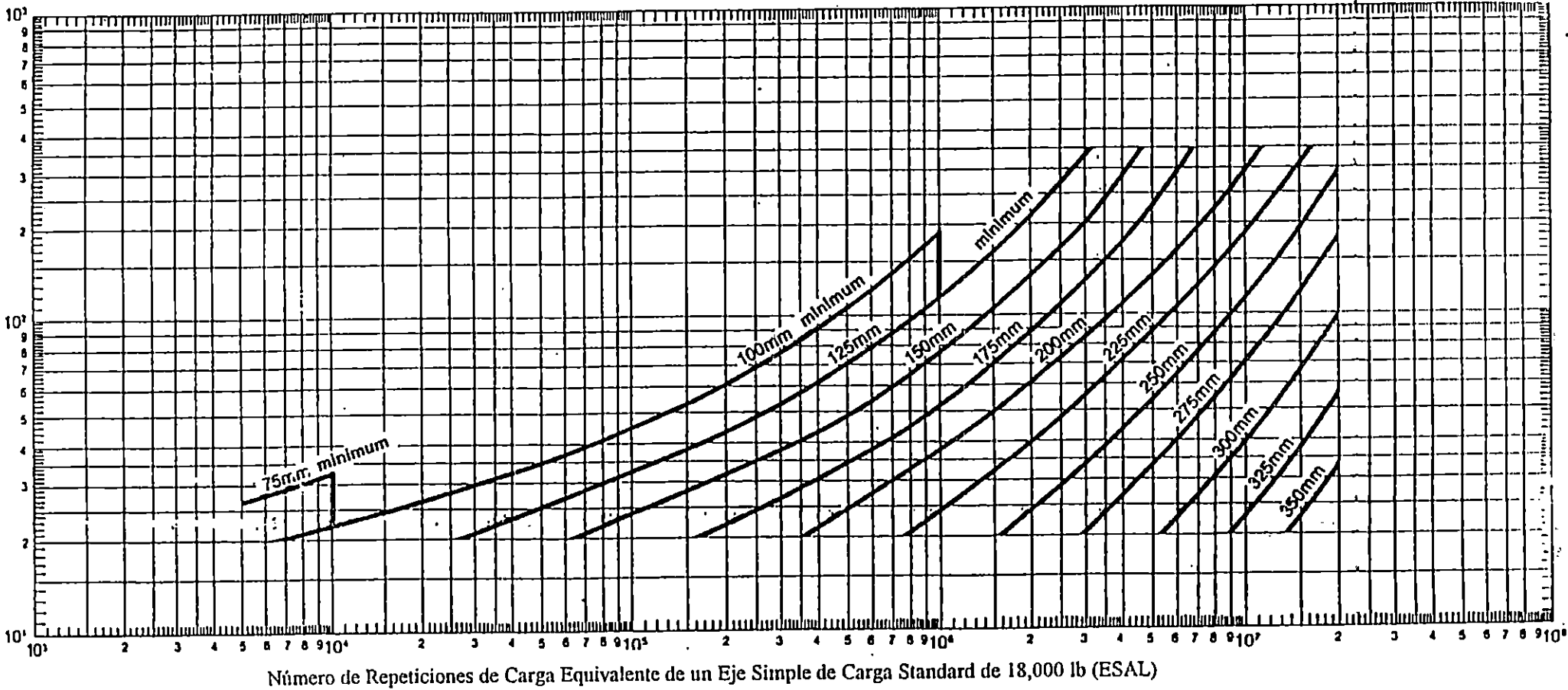
MAAT 7°C



Gráfica de Diseño A-5

BASE GRANULAR DE 300 mm DE ESPESOR

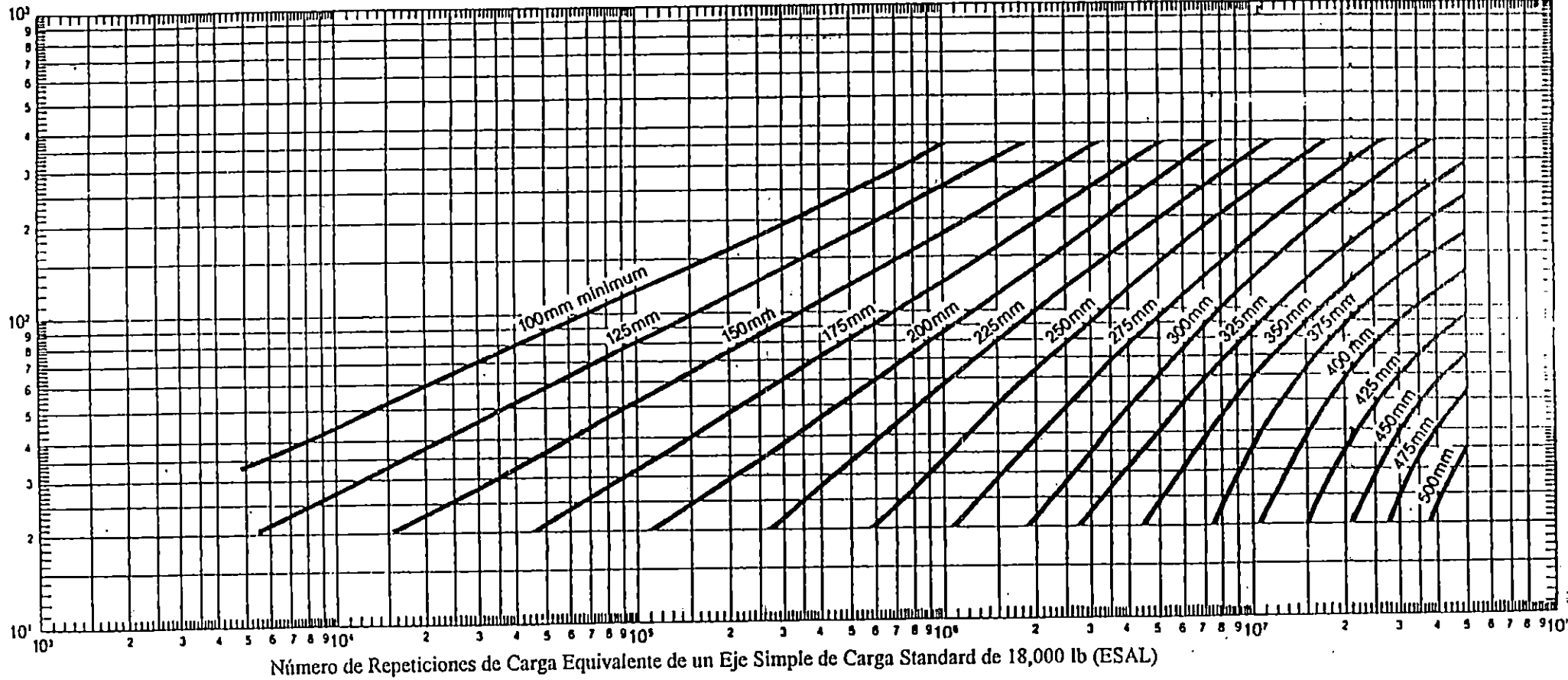
MAAT 7°C



Gráfica de Diseño A-6

TODO-CONCRETO ASFALTICO (FULL-DEPTH)

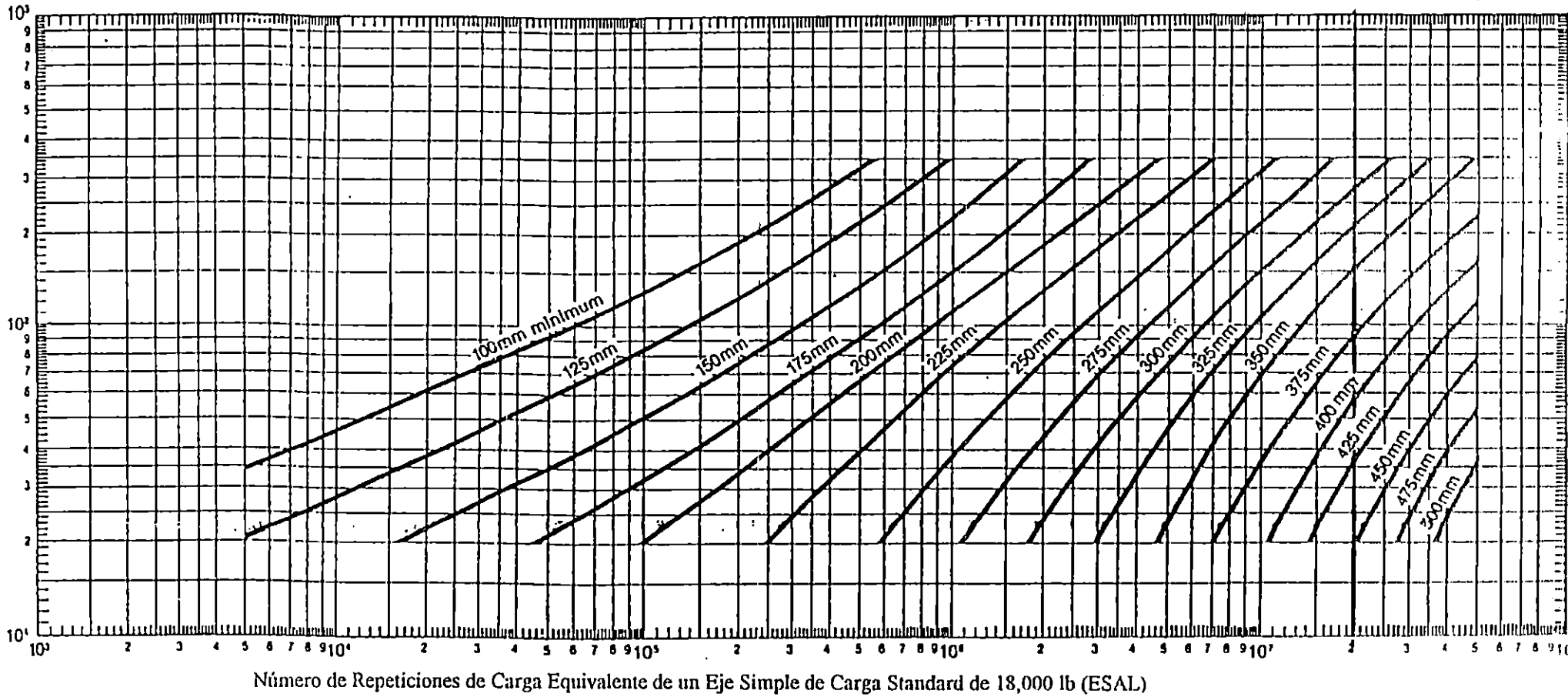
MAAT 15.5°C



Gráfica de Diseño A-7

MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA TIPO I

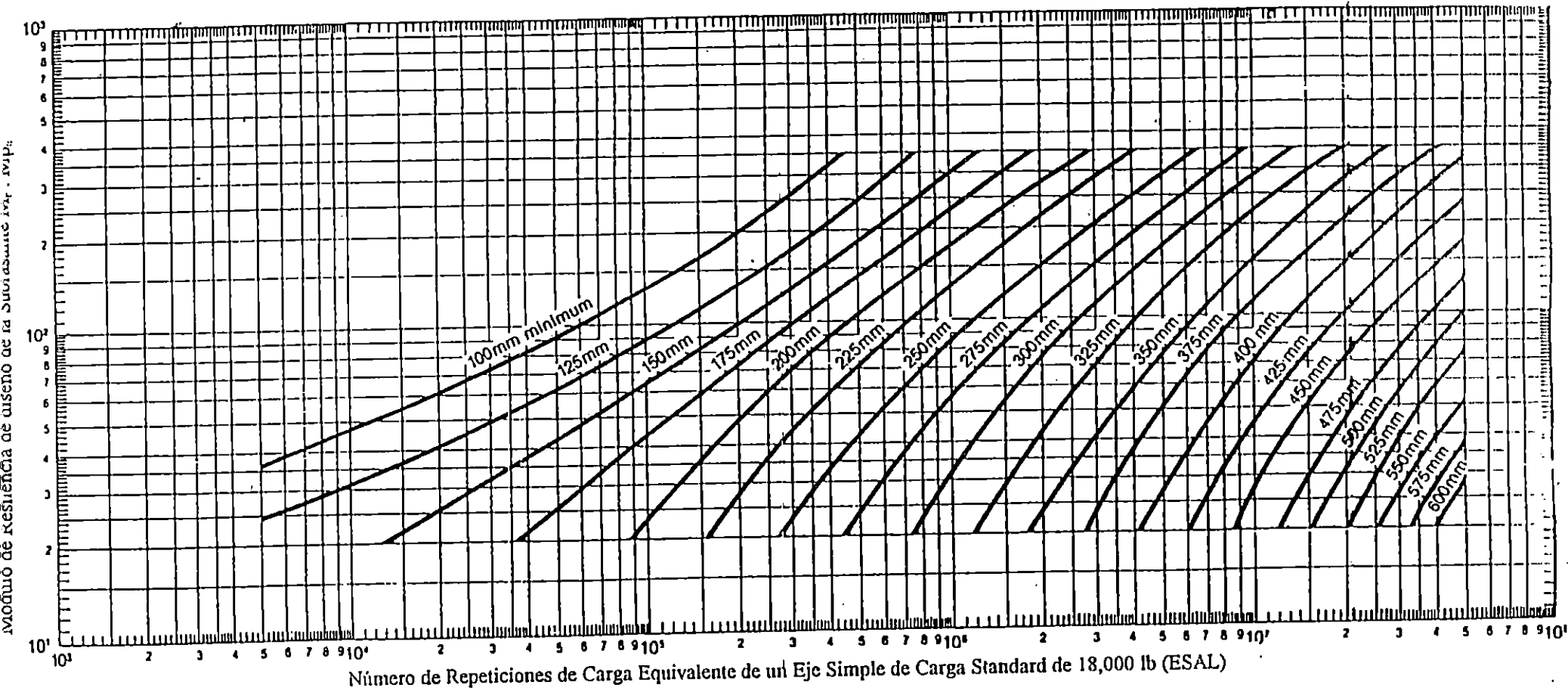
MAAT 15.5°C



Gráfica de Diseño A-8

MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA TIPO II

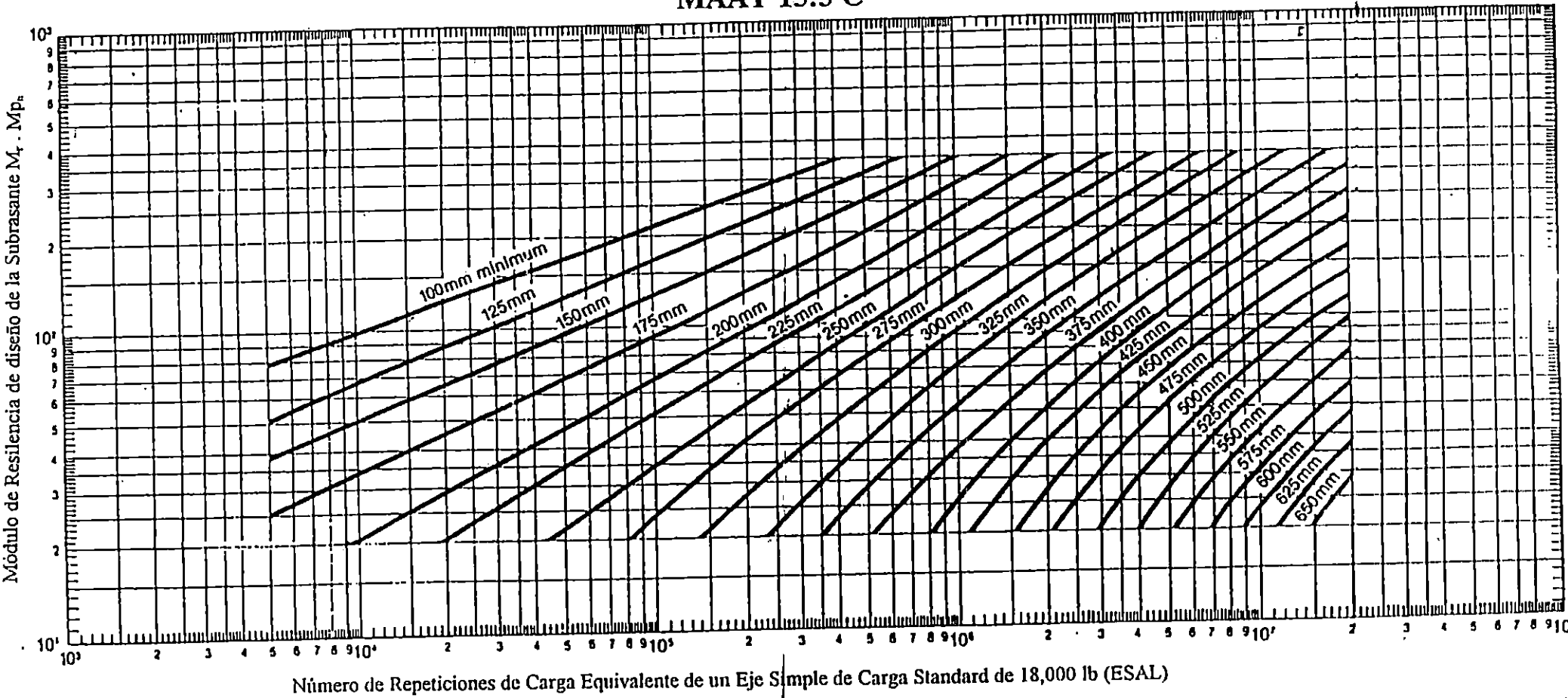
MAAT 15.5°C



Gráfica de Diseño A-9

MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA TIPO III

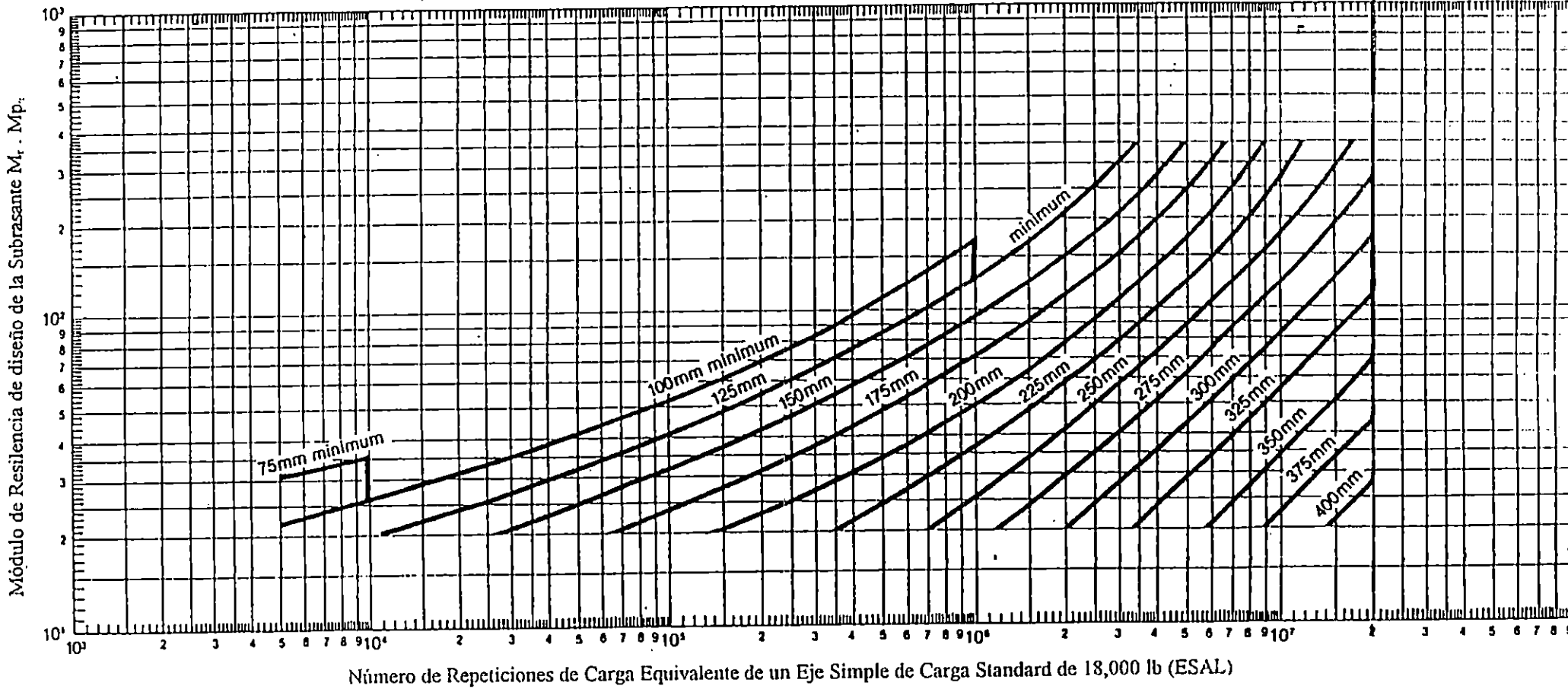
MAAT 15.5°C



Gráfica de Diseño A-10

BASE GRANULAR DE 150 mm DE ESPESOR

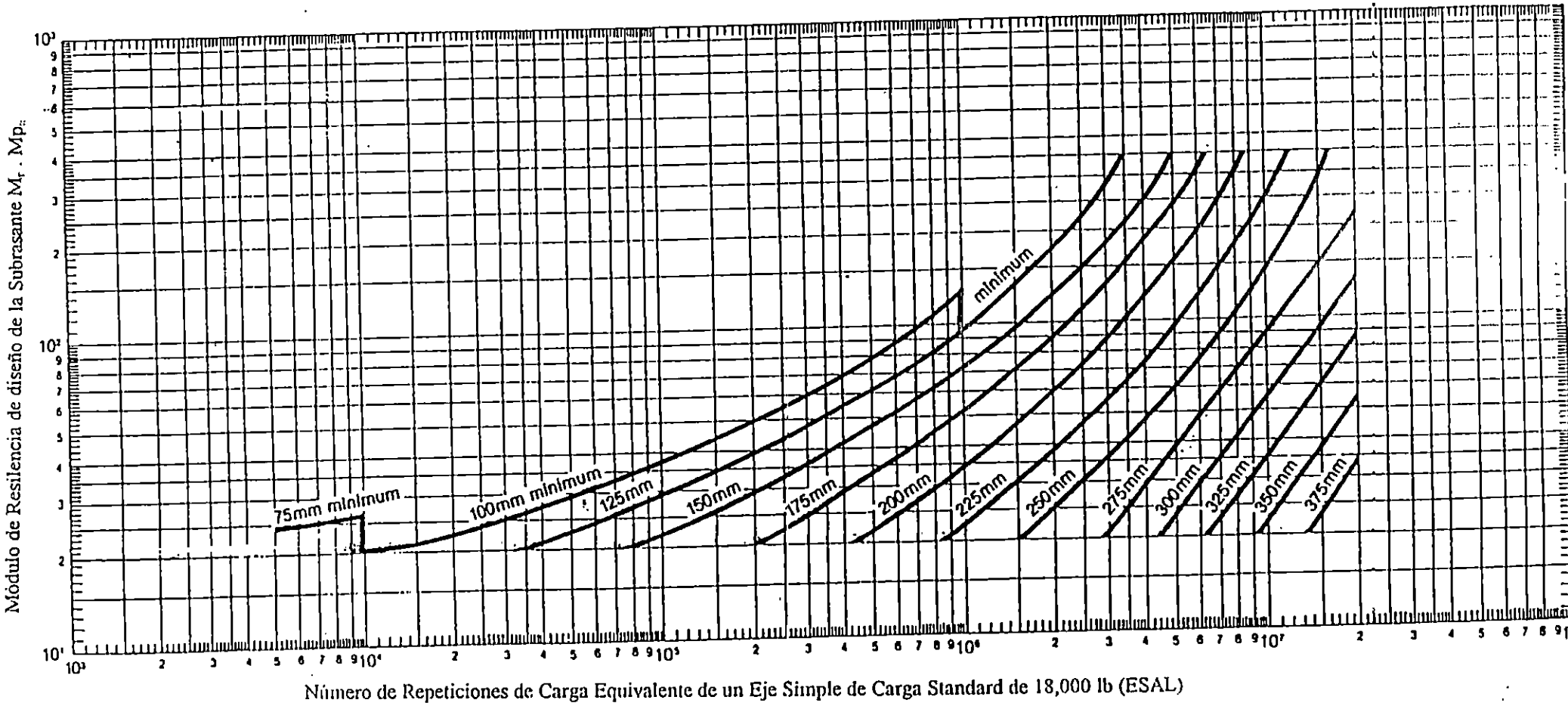
MAAT 15.5°C



Gráfica de Diseño A-11

BASE GRANULAR DE 300 mm DE ESPESOR

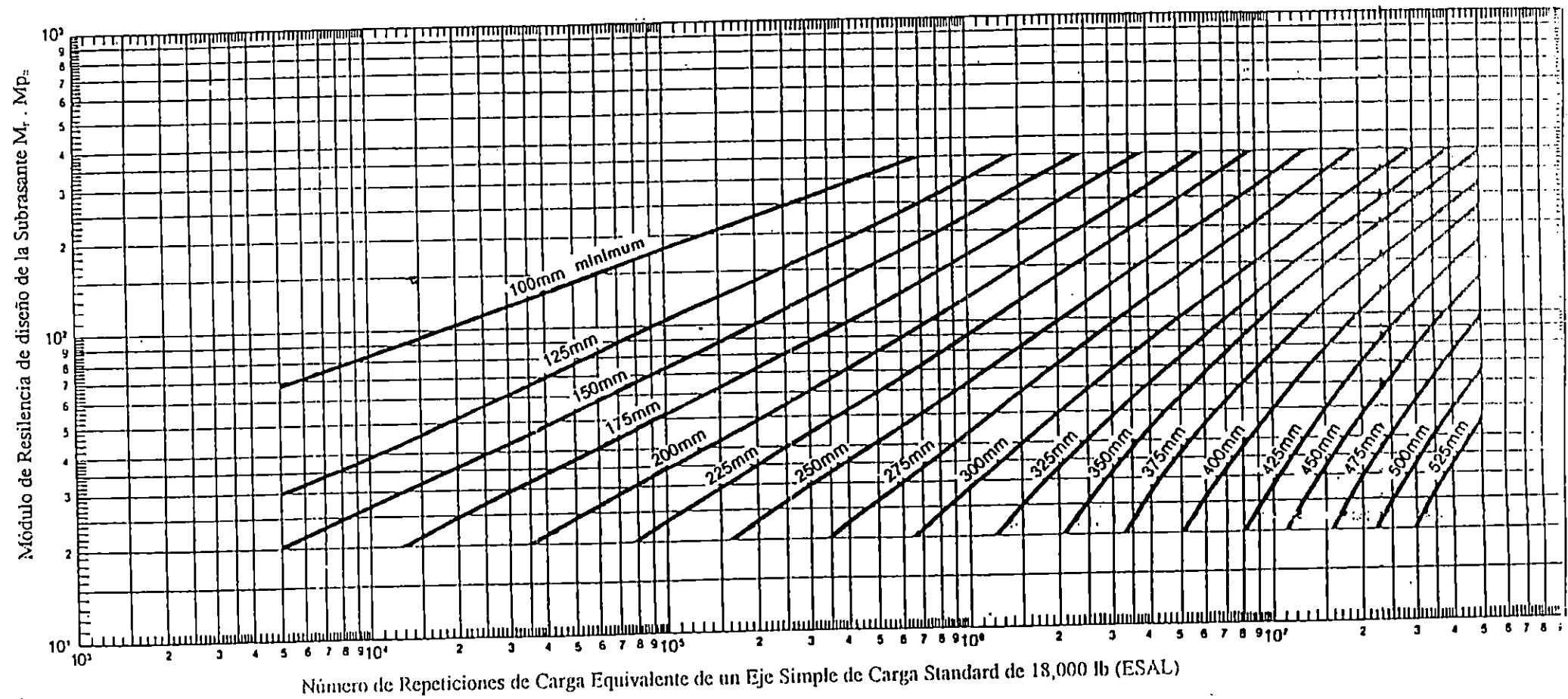
MAAT 15.5°C



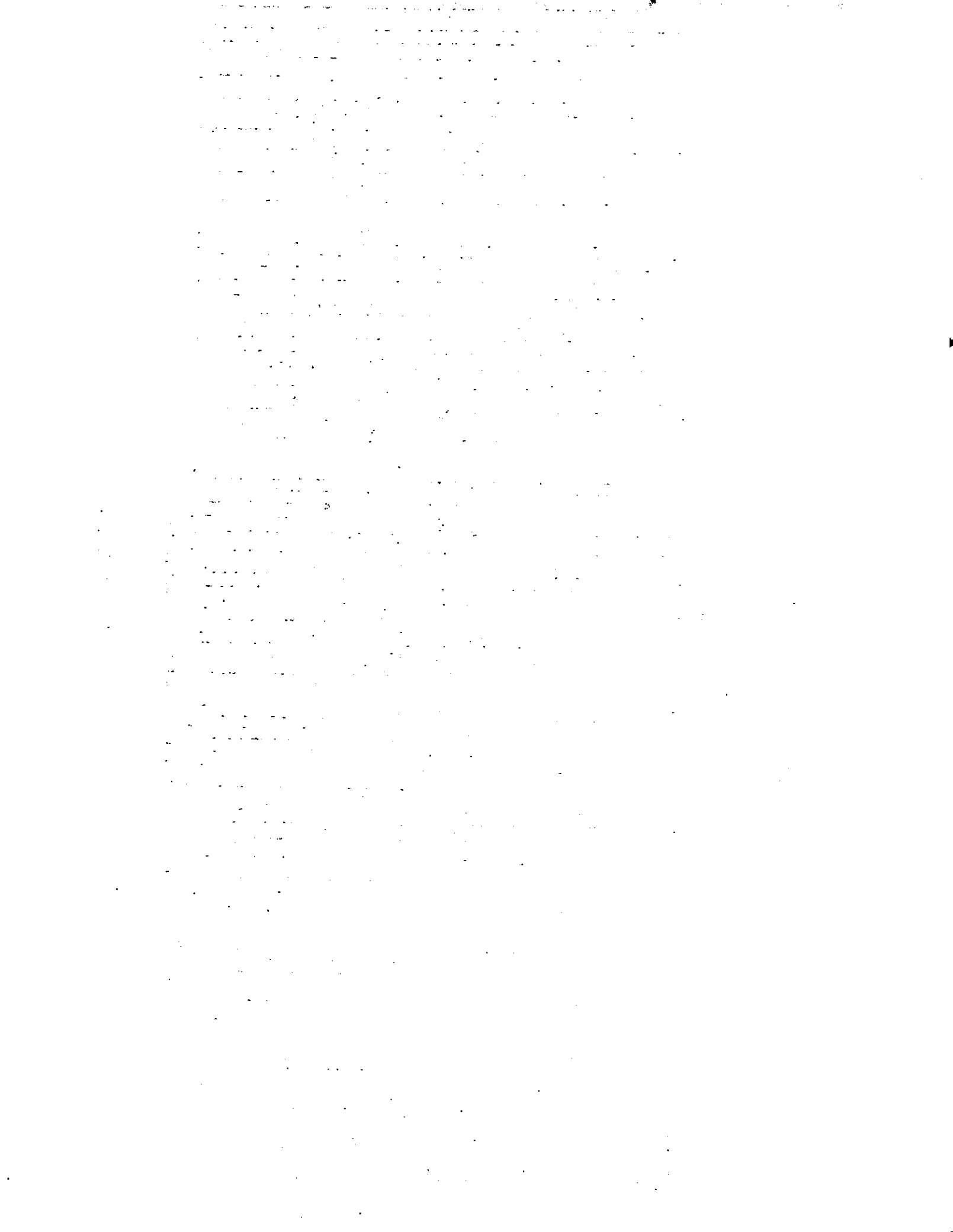
Gráfica de Diseño A-12

TODO-CONCRETO ASFALTICO (FULL-DEPTH)

MAAT 24°C

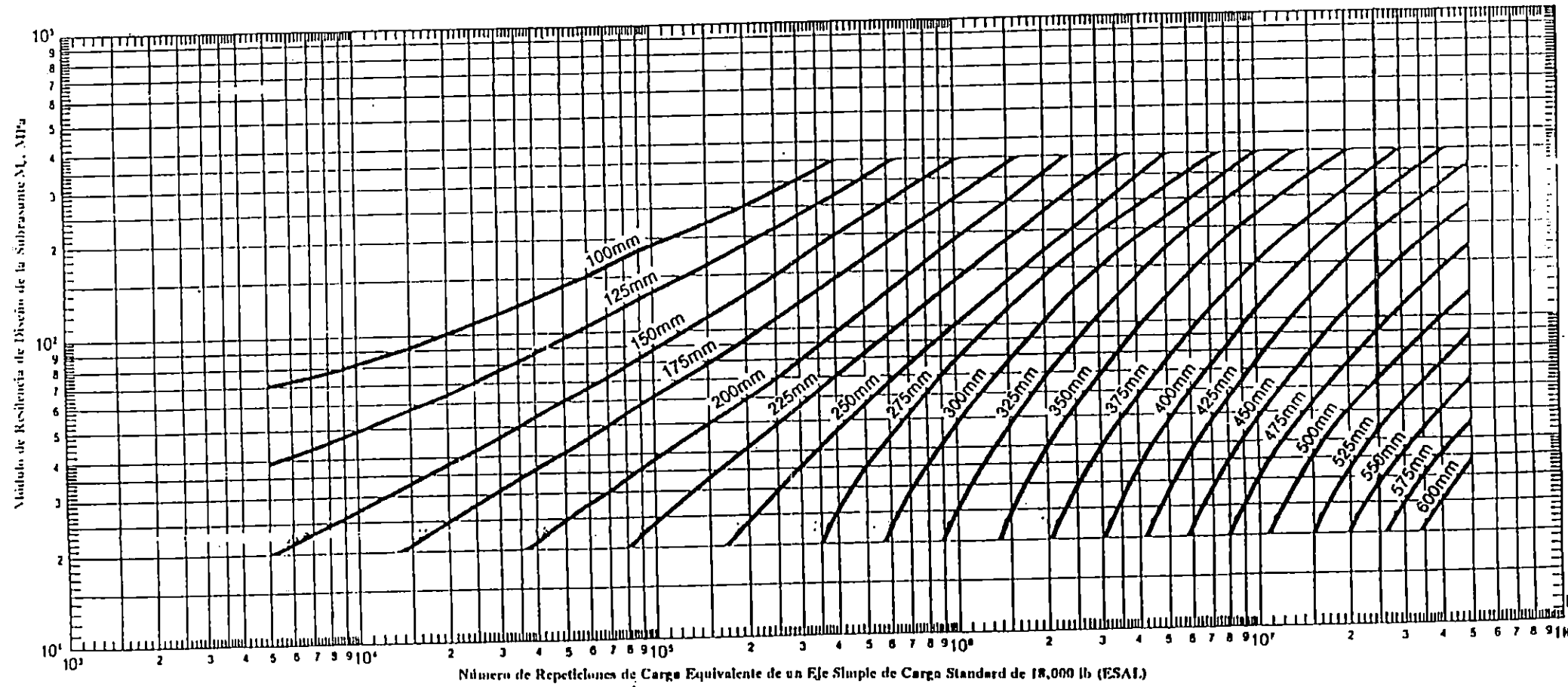


Gráfica de Diseño A-13



MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA TIPO I

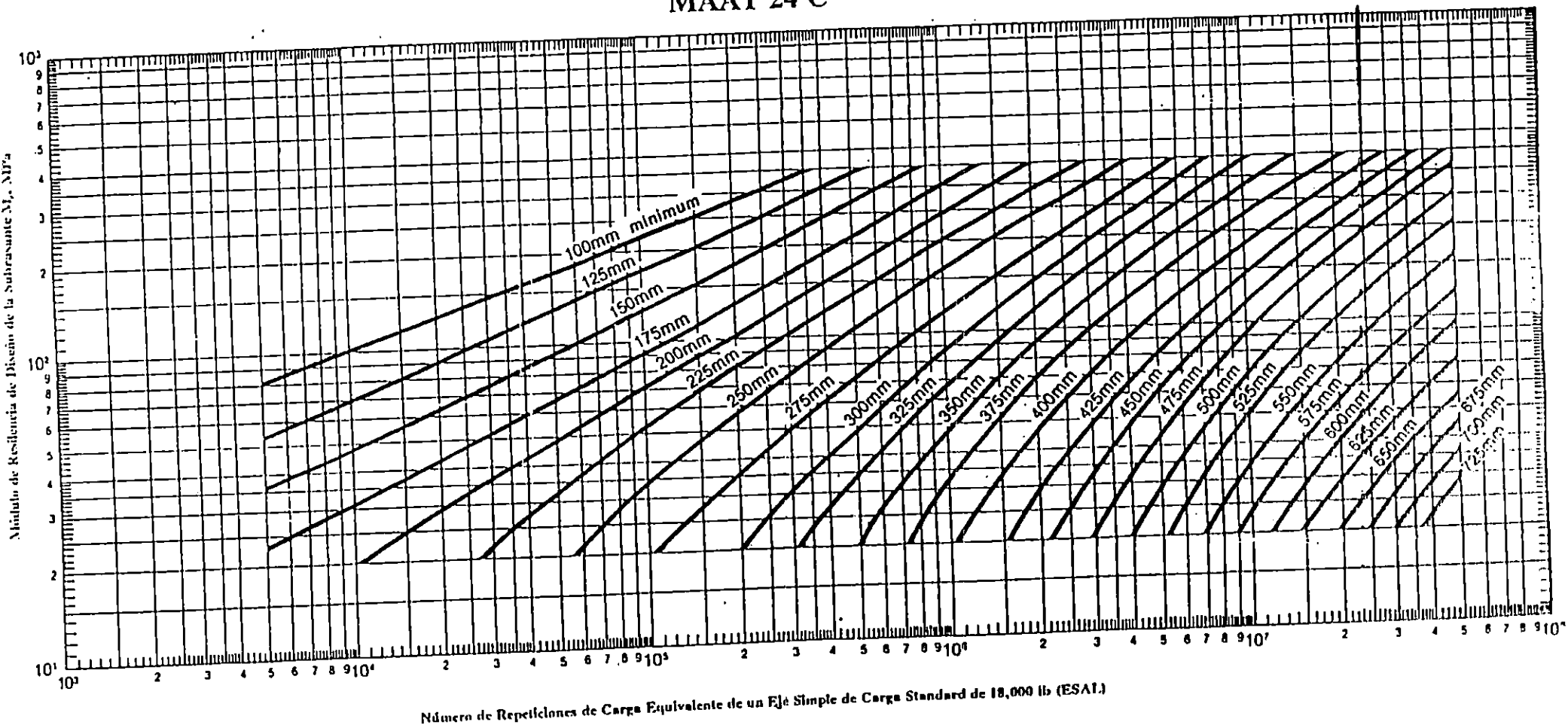
MAAT 24°C



Gráfica de Diseño A-14

MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA II

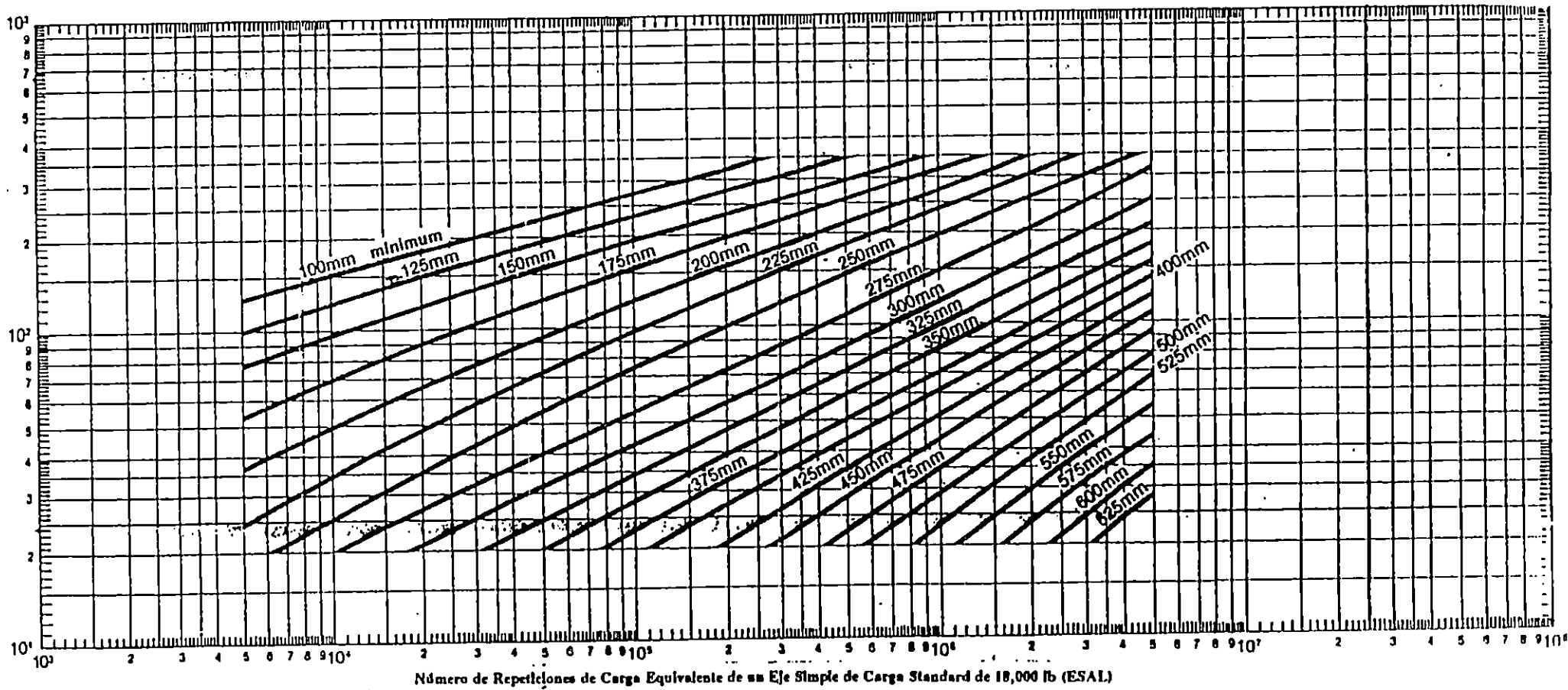
MAAT 24°C



Gráfica de Diseño A-15

MEZCLA ASFALTICA CON EMULSION TIPO III

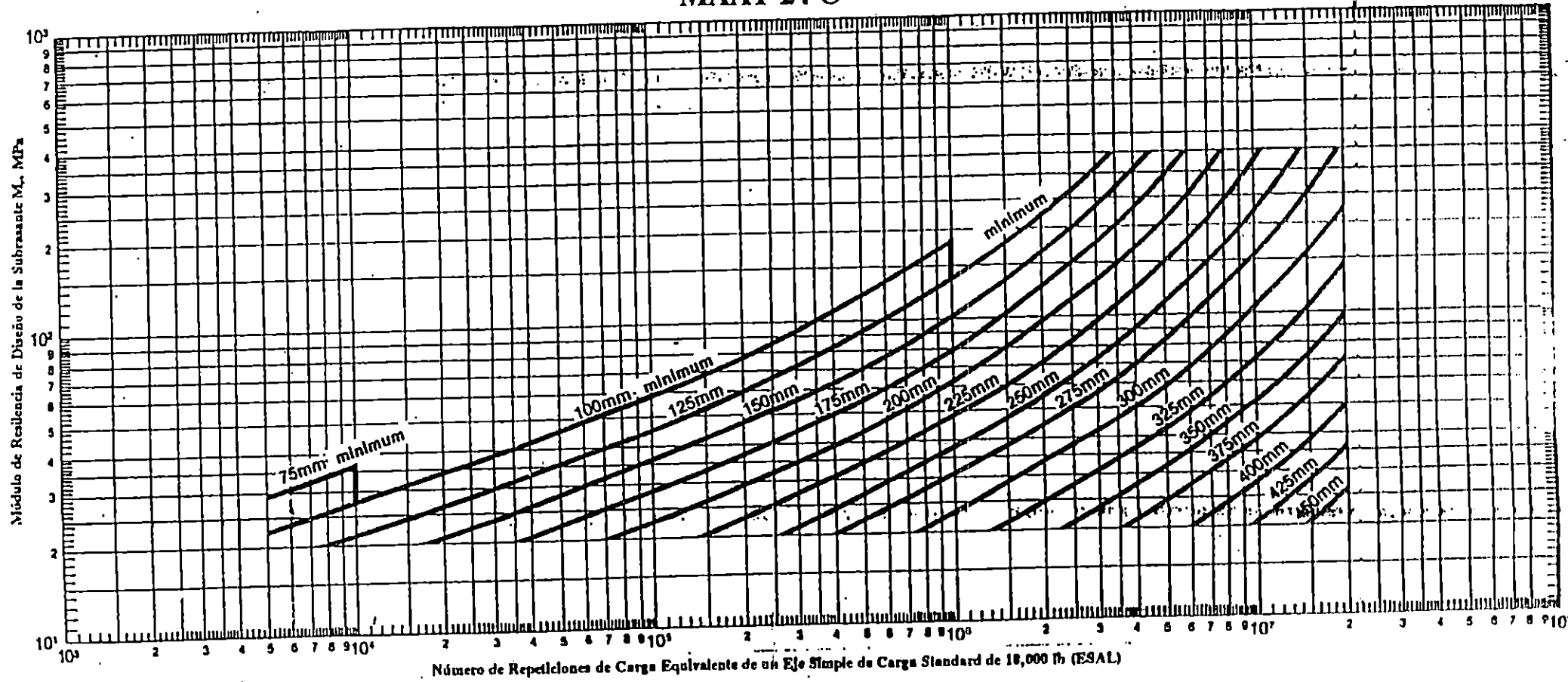
MAAT 24°C



Gráfica de Diseño A-16

BASE GRANULAR DE 150 mm DE ESPESOR

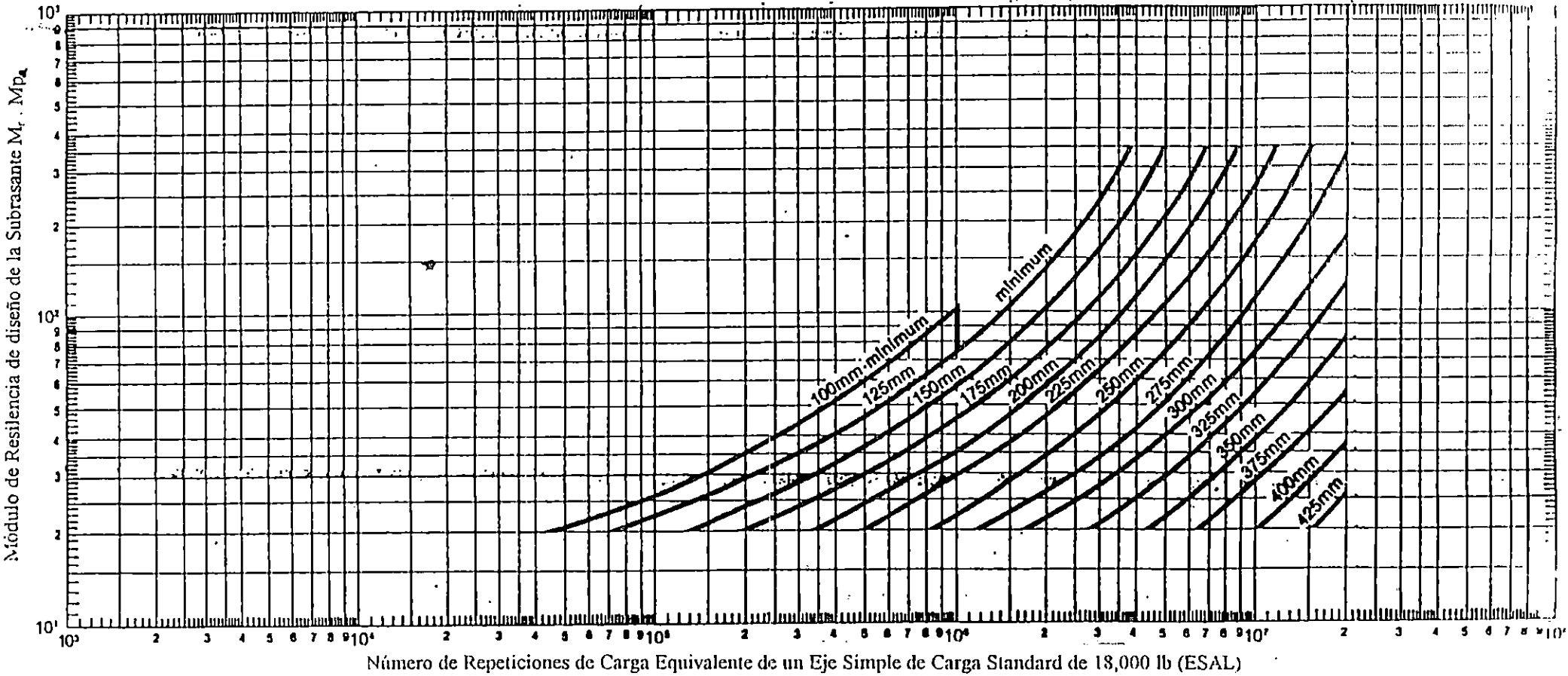
MAAT 24°C



Gráfica de Diseño A-17

BÁSE GRANULAR DE 300 mm DE ESPESOR

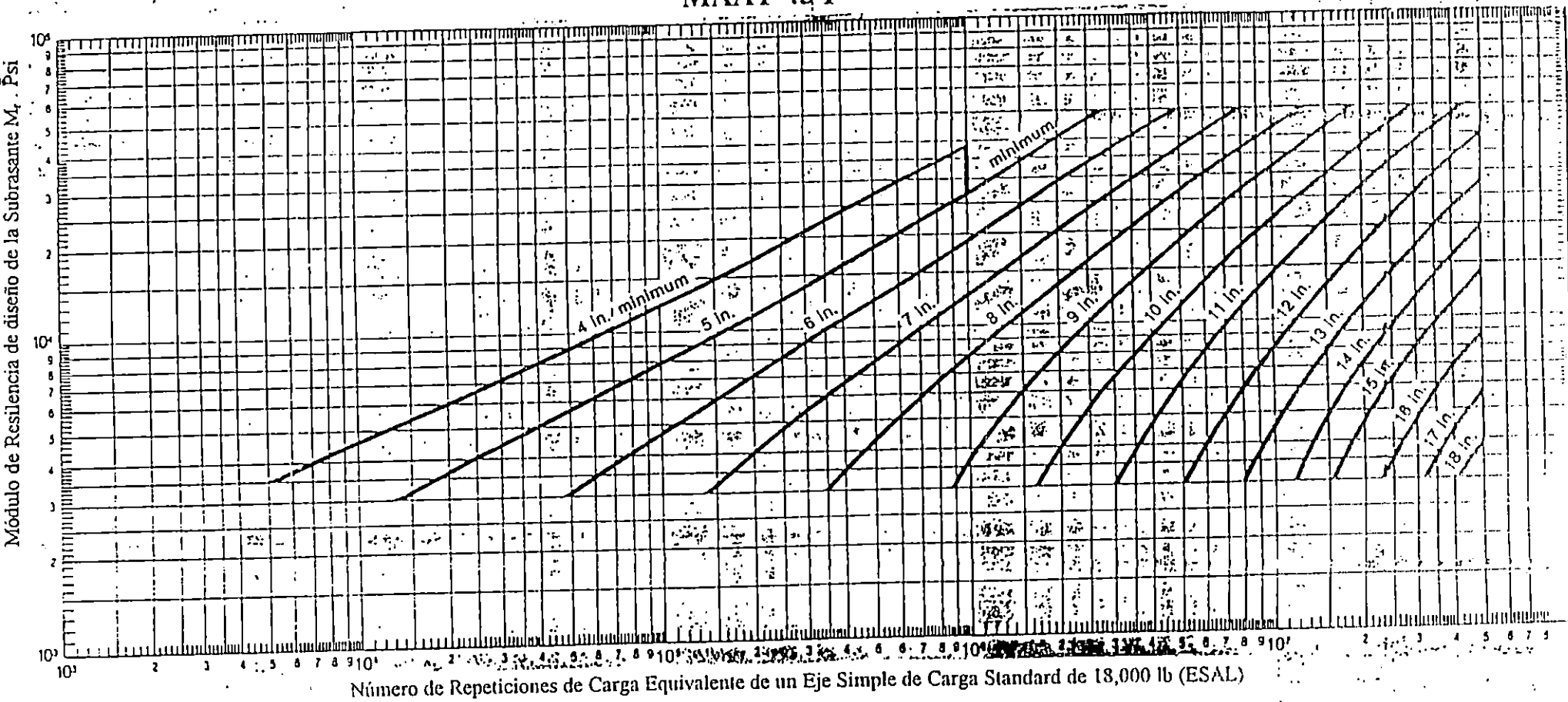
MAAT 24°C



Gráfica de Diseño A-18

TODO-CONCRETO ASFALTICO (FULL-DEPTH)

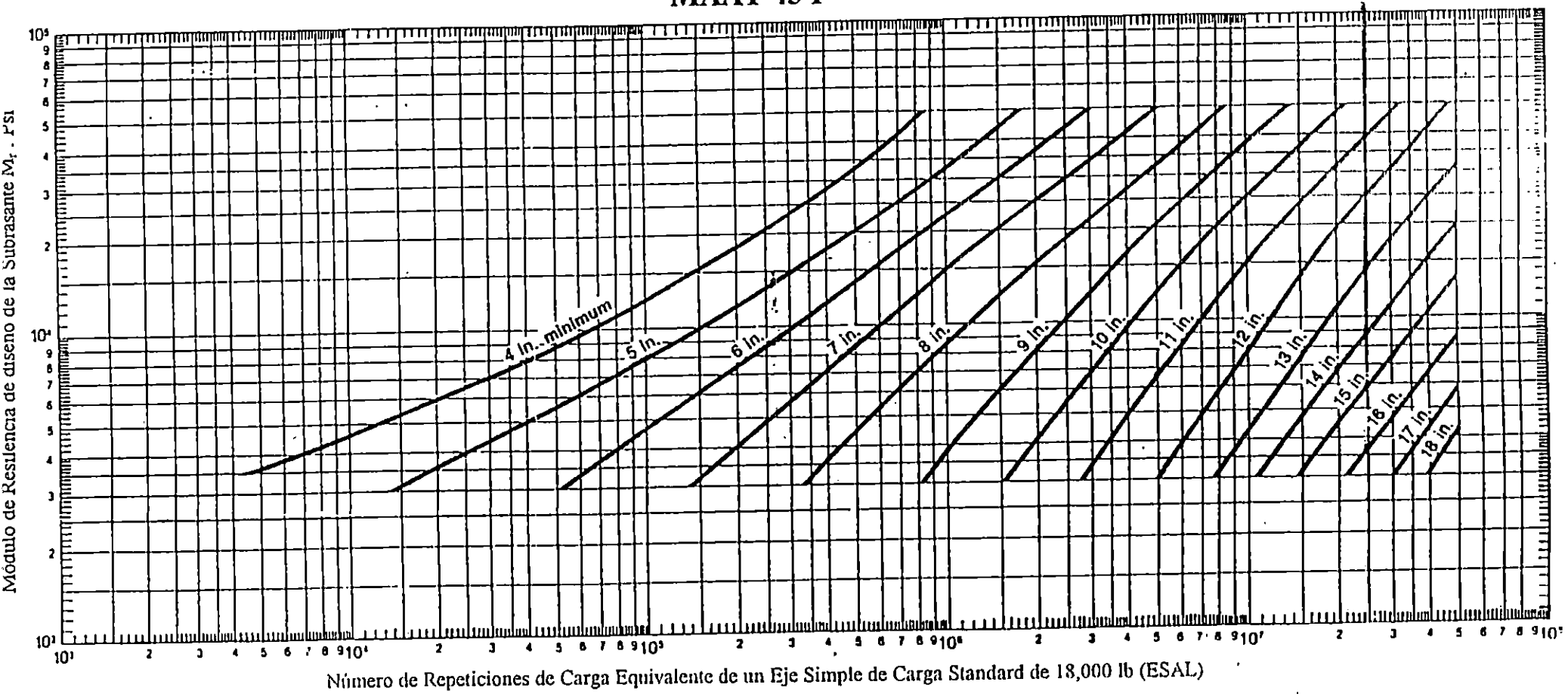
MAAT 45°F



Gráfica de Diseño A-19

MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA TIPO I

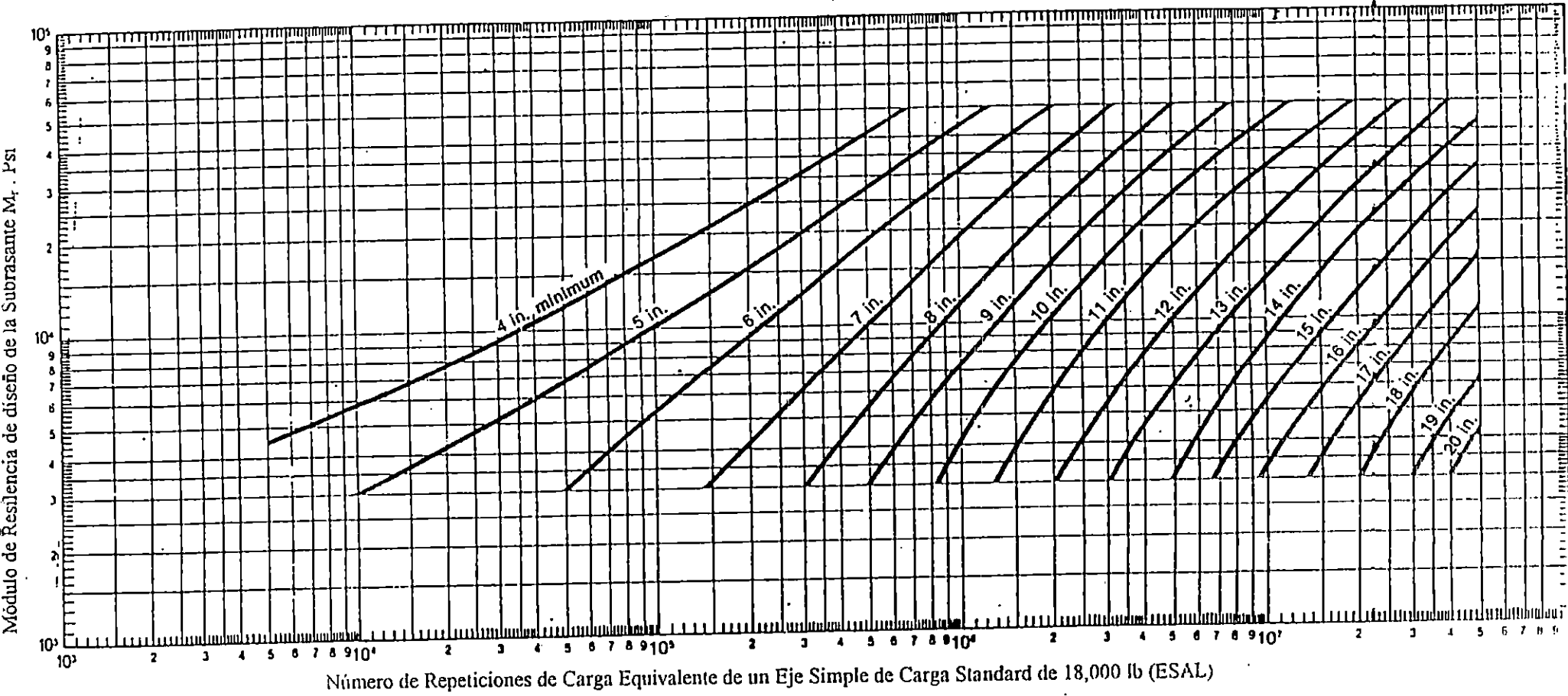
MAAT 45°F



Gráfica de Diseño A-20

MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA TIPO II

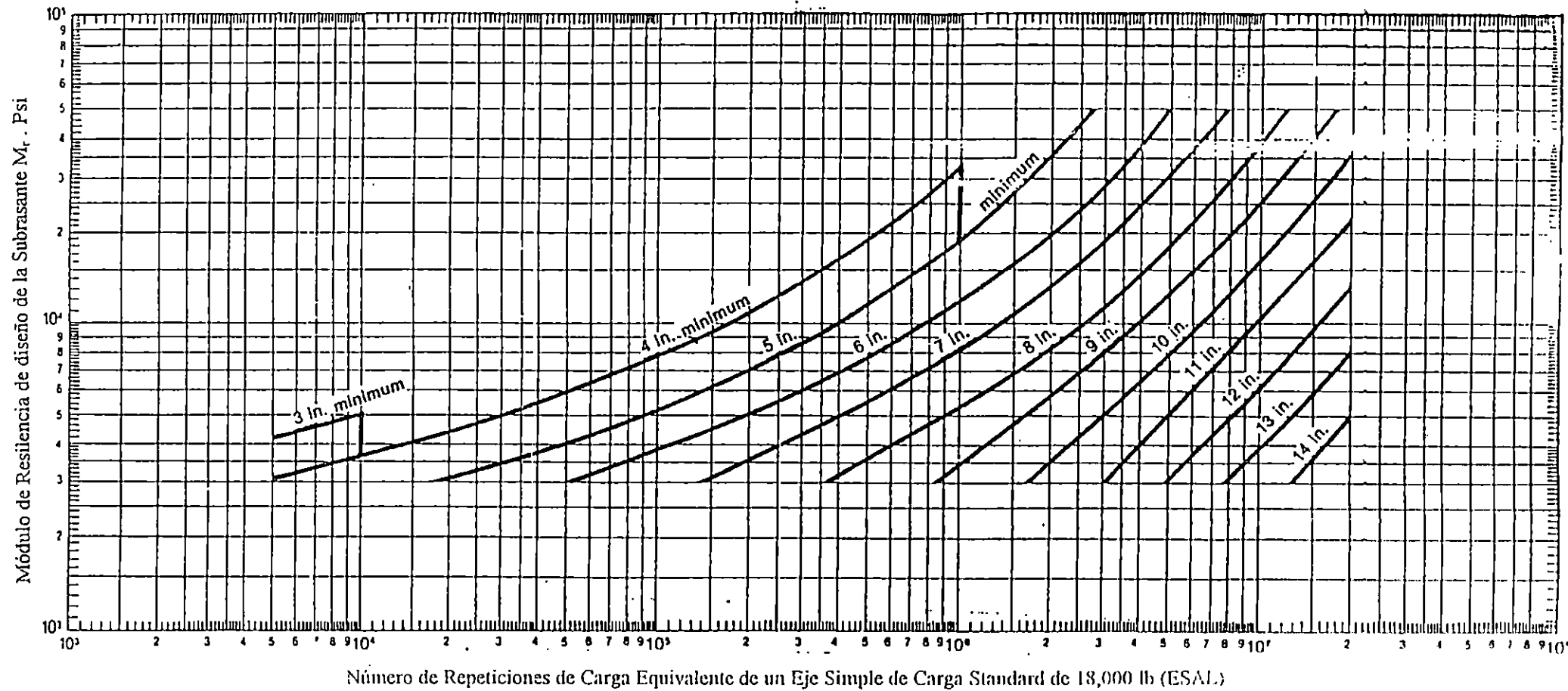
MAAT 45°F



Gráfica de Diseño A-21

BASE GRANULAR DE 6.0 pulg. DE ESPESOR

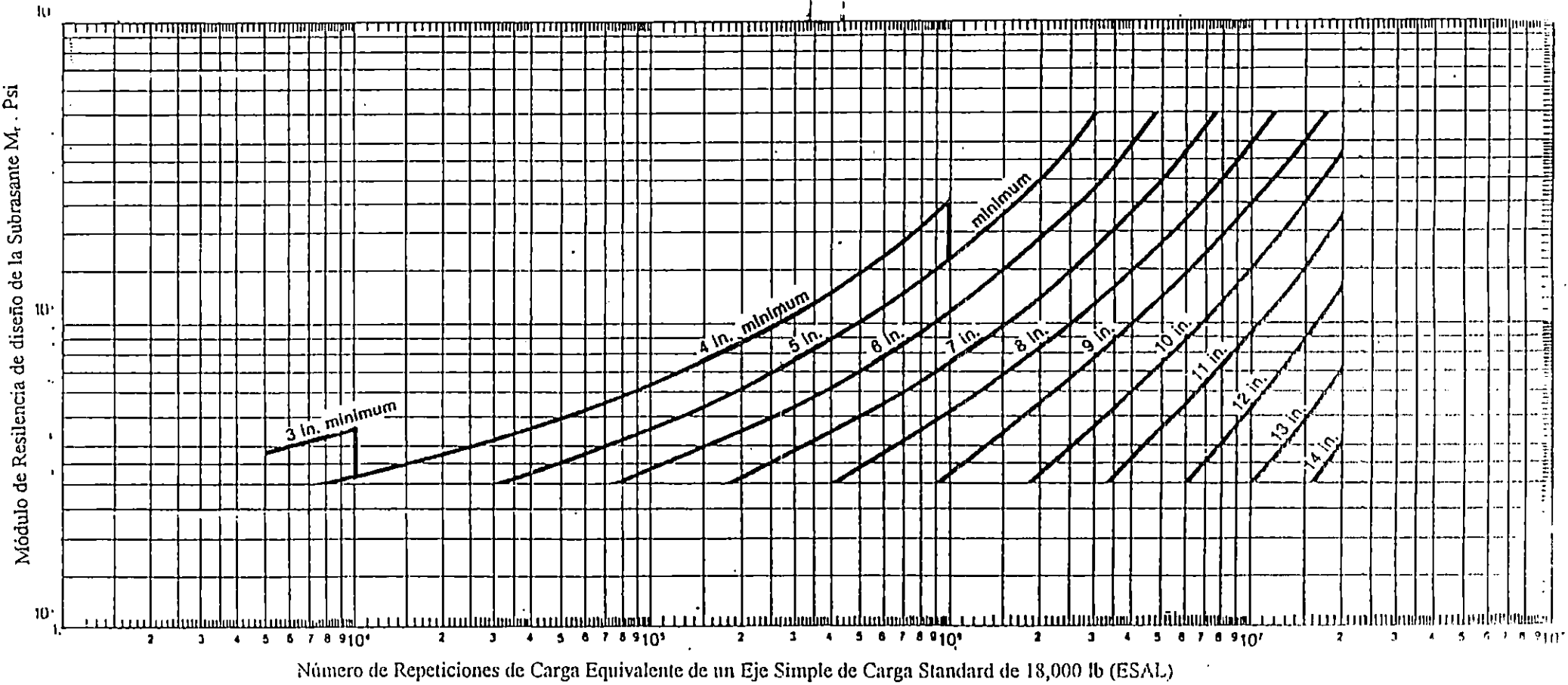
MAAT 45°F



Gráfica de Diseño A-23

BASE GRANULAR DE 12.0 pulg. DE ESPESOR

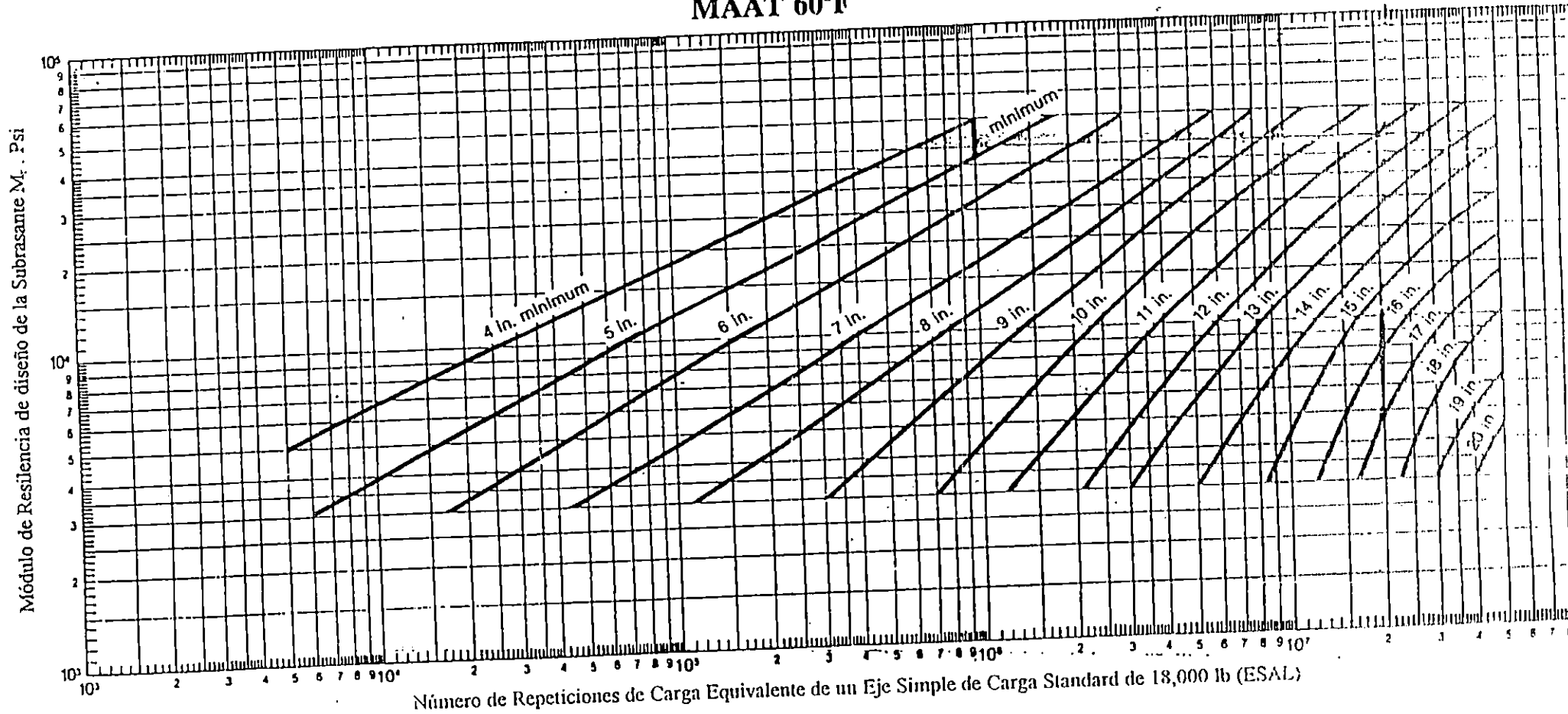
MAAT 45°F



Gráfica de Diseño A-24

TODO-CONCRETO ASFALTICO (FULL-DEPTH)

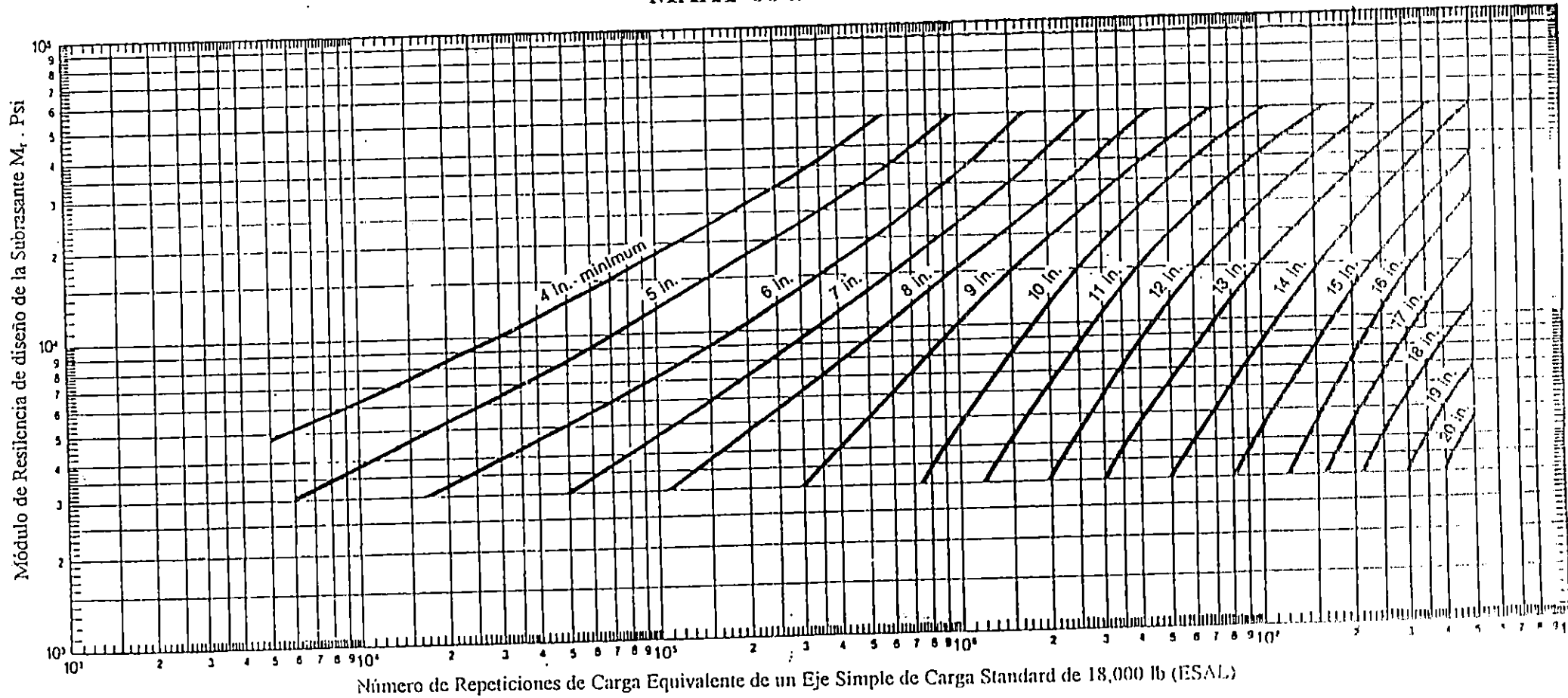
MAAT 60°F



Gráfica de Diseño A-25

MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA TIPO I

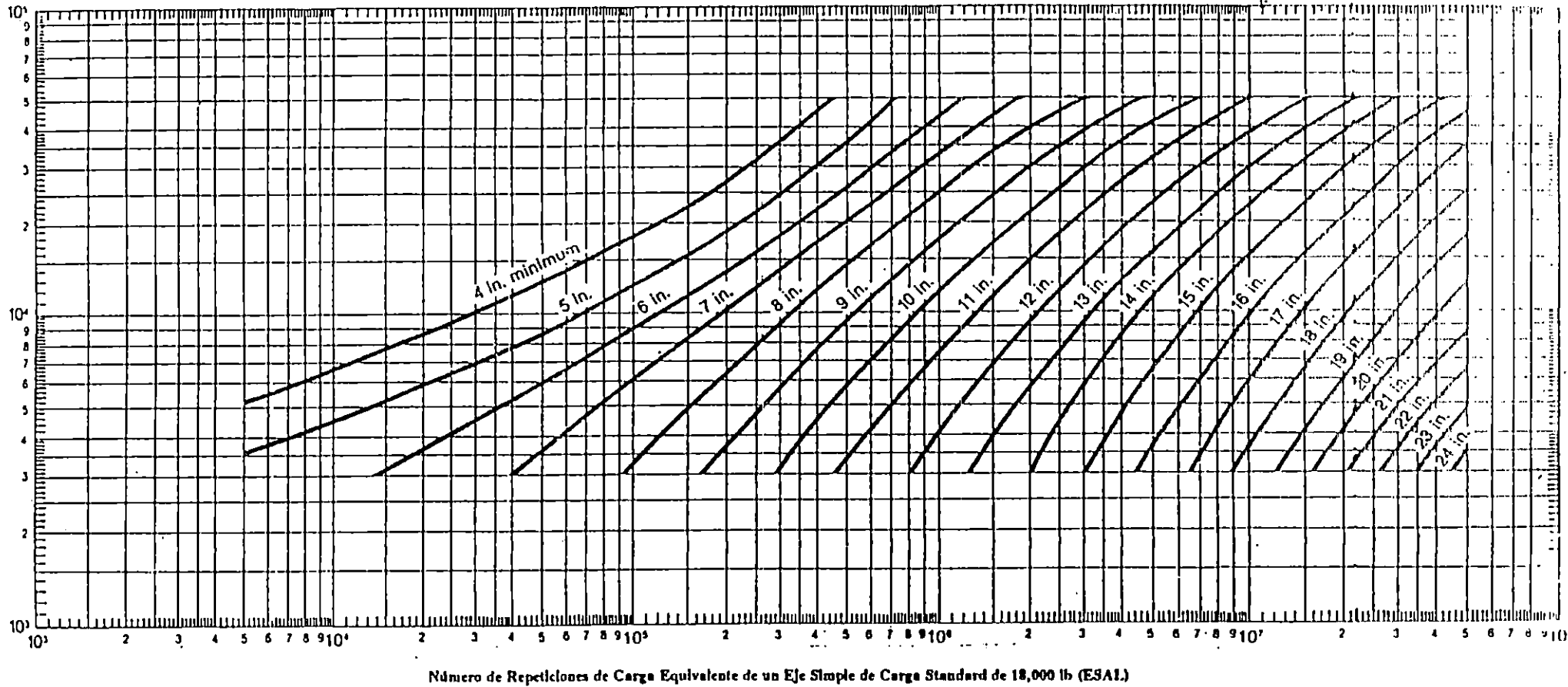
MAAT 60°F



Gráfica de Diseño A-26

MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA TIPO II

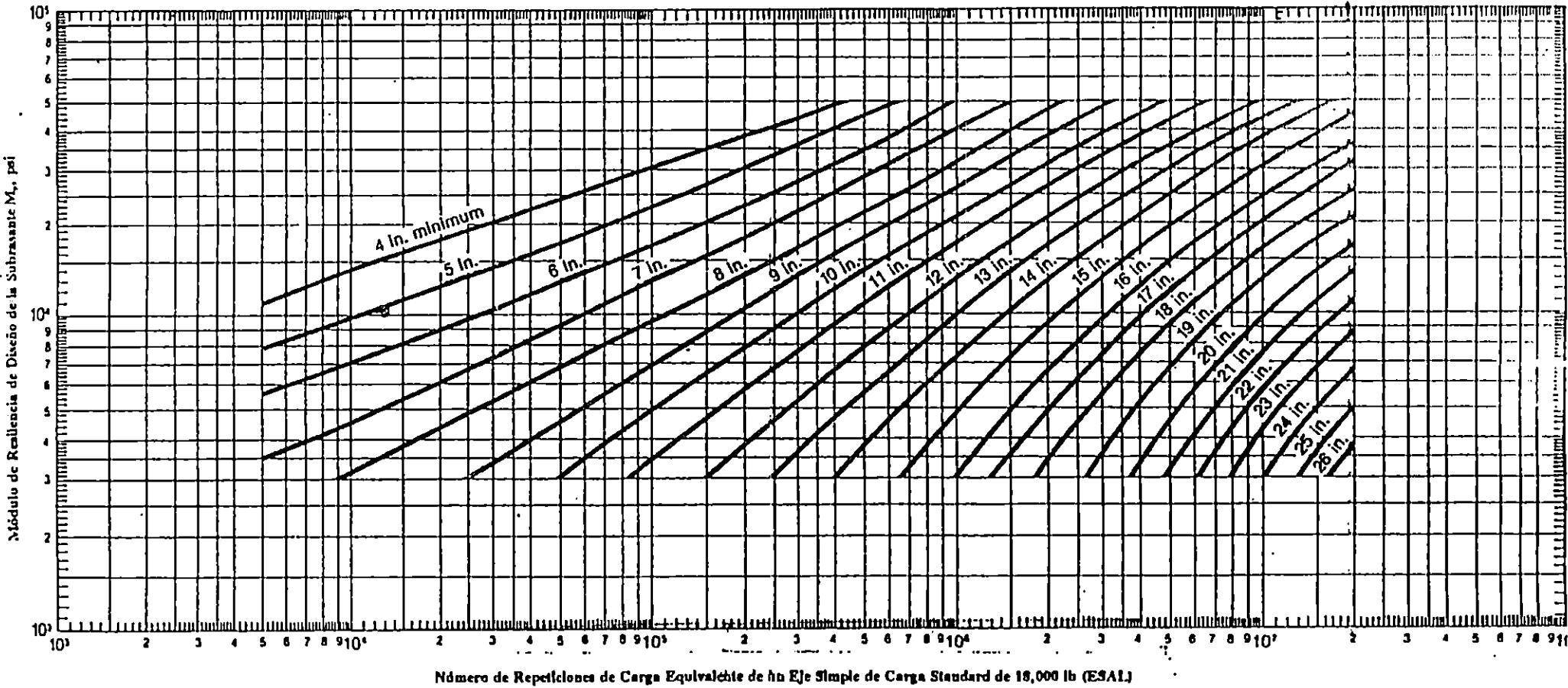
MAAT 60°F



Gráfica de Diseño A-27

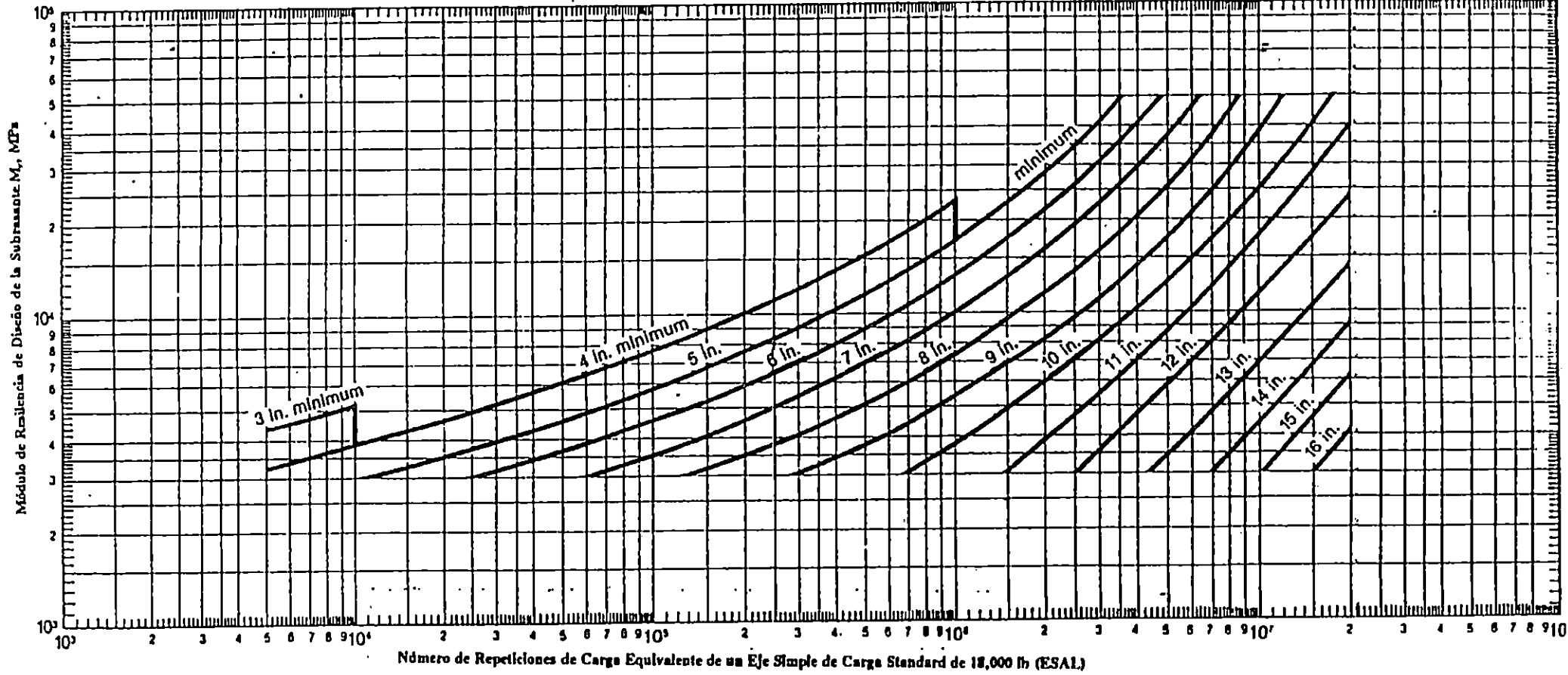
MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA TIPO III

MAAT 60°F



Gráfica de Diseño A-28

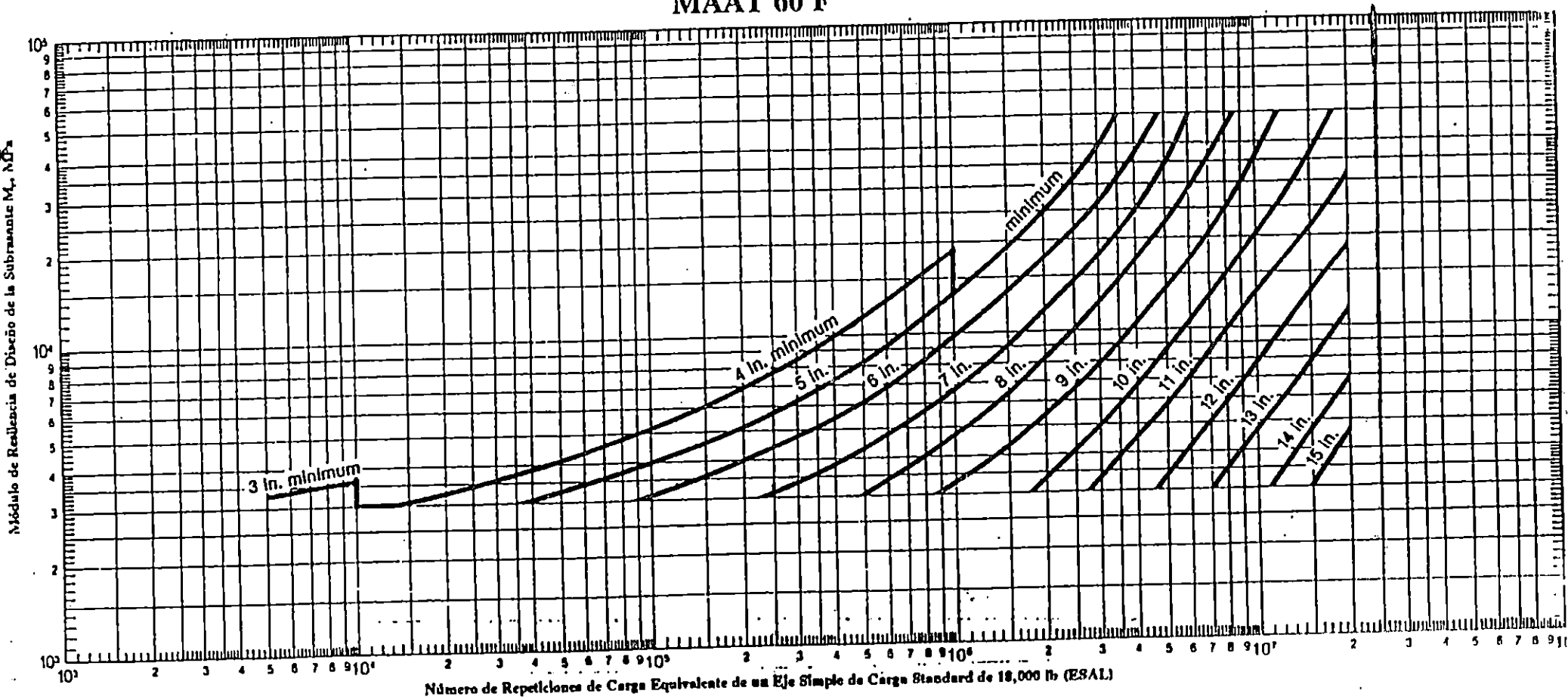
MAAT 60°F



Gráfica de Diseño A-29

BASE GRANULAR DE 12.0 pulg. DE ESPESOR

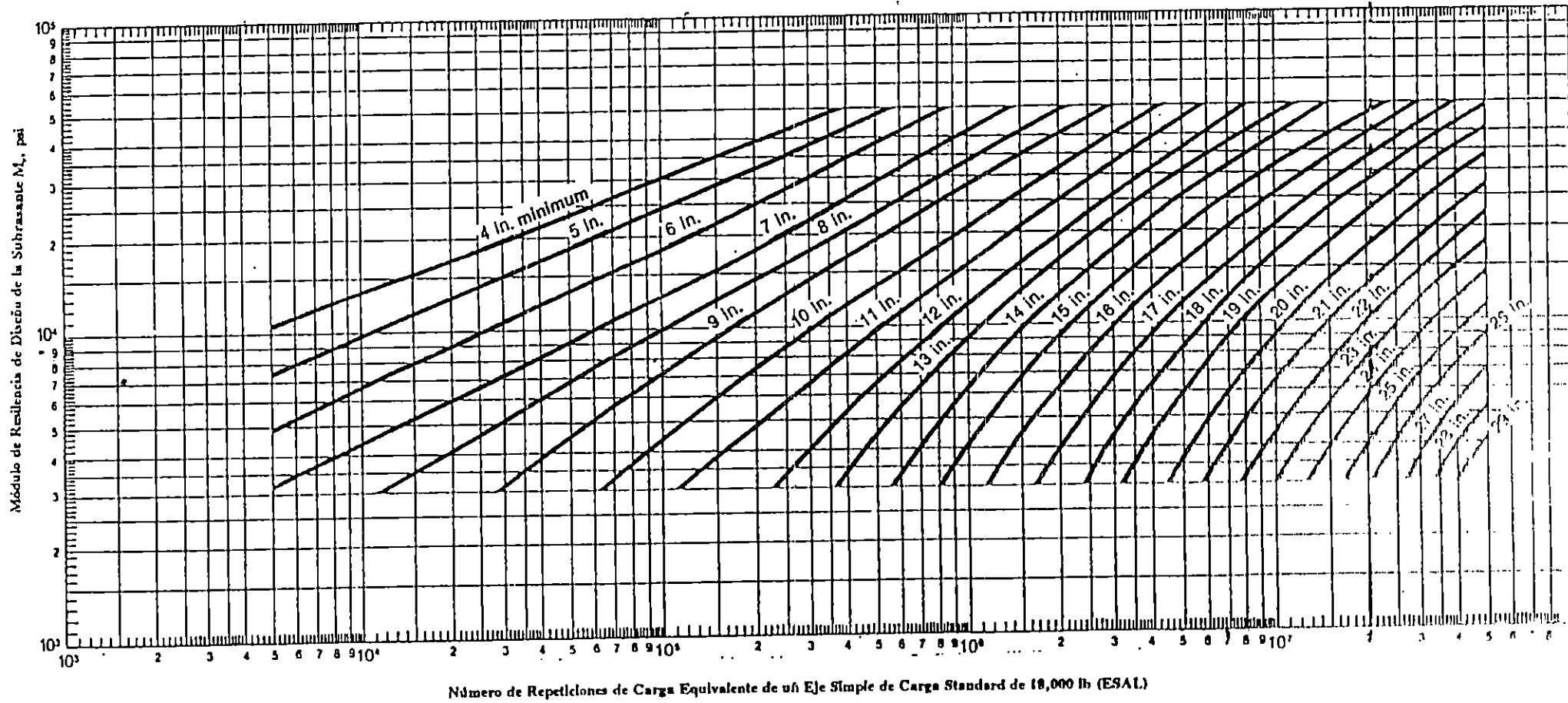
MAAT 60°F



Gráfica de Diseño A-30

MEZCLA CON EMULSION ASFALTICA II

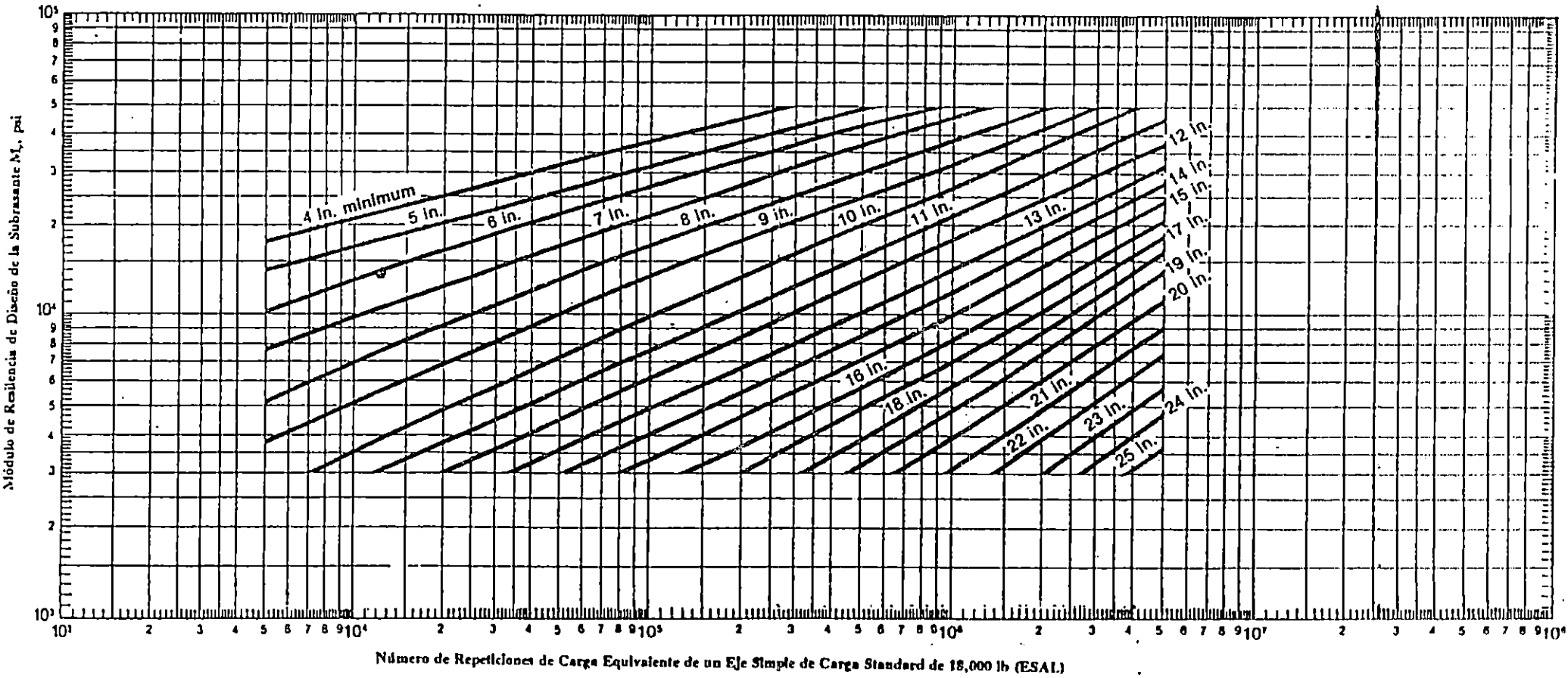
MAAT 75°F



Gráfica de Diseño A-33

MEZCLA ASFALTICA CON EMULSION TIPO III

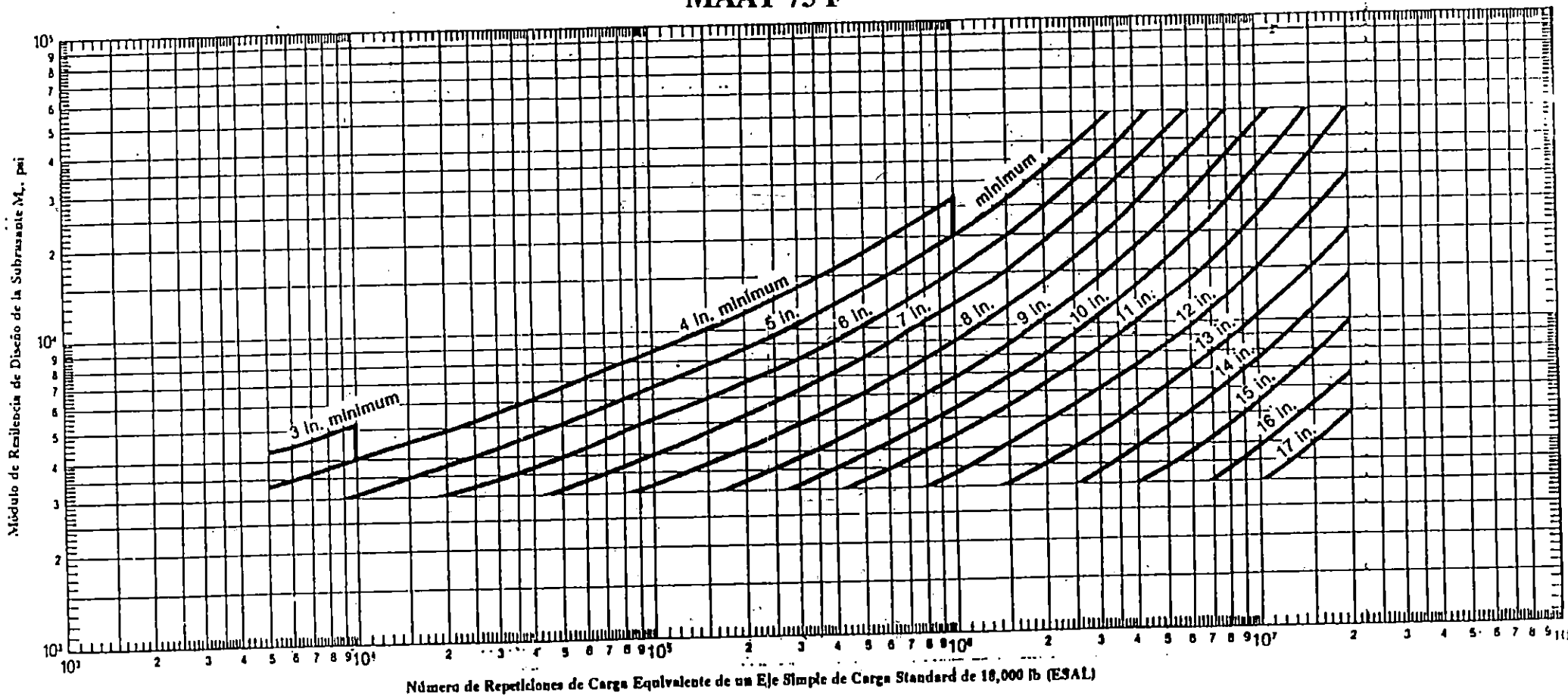
MAAT 75°F



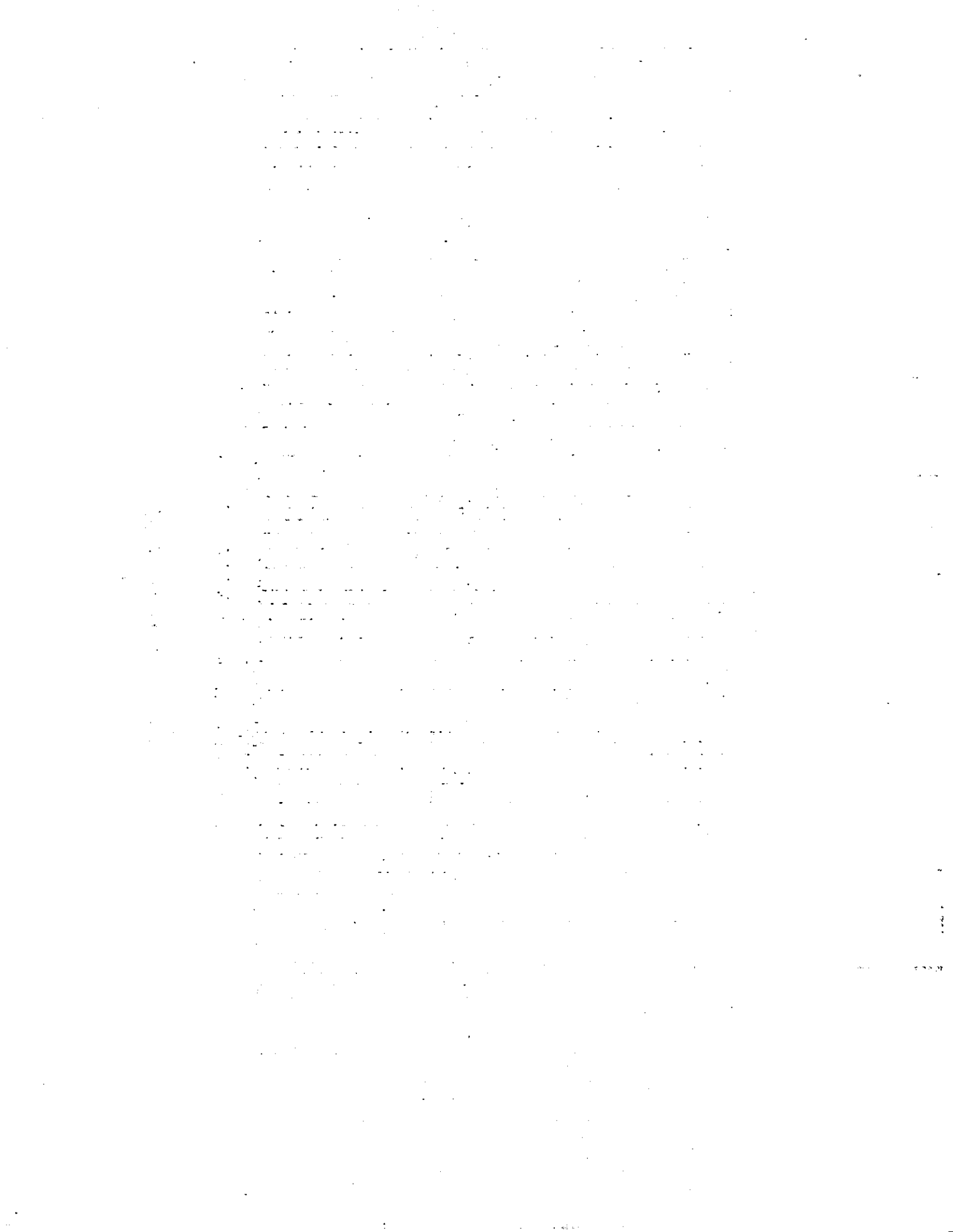
Gráfica de Diseño A-34

BASE GRANULAR DE 6.0 pulg. DE ESPESOR

MAAT 75°F

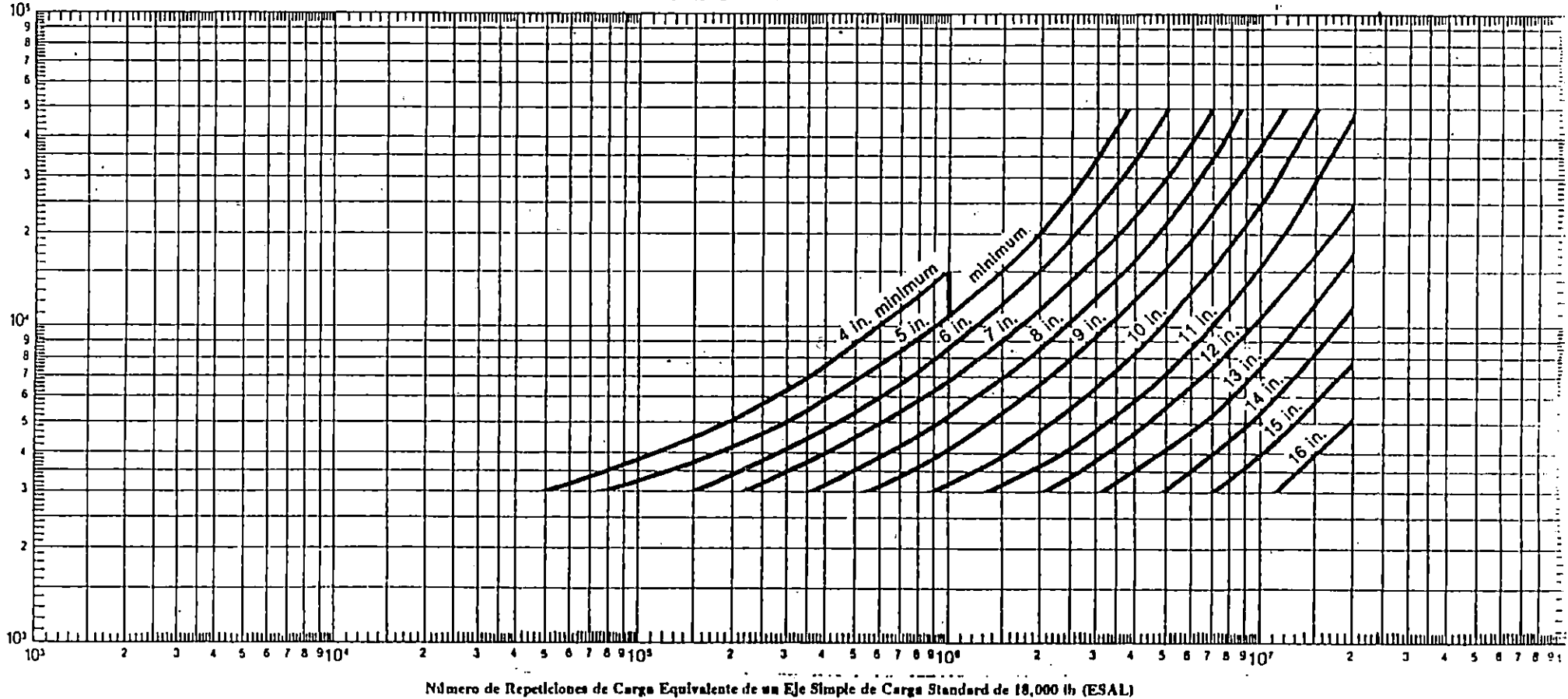


Gráfica de Diseño A-35



BASE GRANULAR DE 12.0 pulg. DE ESPESOR

MAAT 75°F



Gráfica de Diseño A-36

CAPITULO IV

**PRUEBAS DE CAMPO, LABORATORIO,
CALCULO, ANALISIS Y DISEÑO PARA LA
DETERMINACION DE LOS ESPESORES
DE PAVIMENTO.**

4.0.0 GENERALIDADES.

En lo referente a la estructura geológica regional, América Central se divide en dos partes: Una Septentrional y una meridional. El basamento de la primera esta compuesto por rocas cristalinas, metamórficas e ígneas, cuyo origen se remonta a principios o mediados de la Era Paleozoica. La América Central Meridional presenta una corteza de espesor intermedio del lado del Caribe, semejante a la existente en la cuenca marina de Colombia, además muestra una corteza mas delgada del lado del Pacífico, probablemente de tipo oceanico de basamento formado por rocas de composición basica que datan de la Era Mesozoica.

4.1.0 GEOLOGIA DEL AMSS.

Particularmente, sobre la geología del AMSS y alrededores se han efectuados estudios como los de Schmidt y Thomé de la Misión Geológica Alemana (1969), Williams y Meyer-Abich (1953 y 1955), Dengo (1965), entre otros. En este apartado se hace referencia al primero por considerarse uno de los más completos en donde explican e ilustran los aspectos concernientes al tema, pero primero se describen brevemente los limites geográficos del área capitalina.

La altura sobre el nivel del mar del área capitalina oscila entre 650 y 760 metros. Sus límites geográficos son los siguientes:

- Al Norte limita con los cerros de Mariona (798 msnm).
- Al Sur se encuentra la Cordillera del Bálsamo (1000 msnm) y el Cerro San Jacinto (1154 msnm).
- Al Oeste colinda con el Volcán de San Salvador (1967 msnm).
- Al Este existe un escarpado cuya superficie alcanza los 438 msnm, que se inclina hacia el Lago de Ilopango.

A continuación se presenta la estratigrafía de las formaciones San Salvador, Cuscatlán y Bálsamo (las rocas más jóvenes han sido situadas en la parte superior; las más antiguas en la inferior):

		Espesor
FORMACION SAN SALVADOR	-Aluviones (incluyendo material redepositado por medios naturales y artificiales).	mas de 20 m.
	-Piroclásticos ácidos y depósitos volcánicos epiclásticos (Tierra Blanca).	mas de 50 m.
	-Piroclásticos ácidos y depósitos volcánicos epiclásticos (Tobas Color Café).	mas de 25 m.
	-Rocas efusivas andesíticas y basálticas.	mas de 10 m.
FORMACION CUSCATLAN	-Rocas efusivas ácidas, a intermedioácidas en parte de la misma edad, en parte mas antiguas que el material que se expone inmediatamente después de este.	mas de 10 m.
	-Piroclásticos ácidos y rocas volcánicas epiclásticas, en parte ignimbritas y depósitos de tobas fundidas.	mas de 80 m.
FORMACION DE BALSAMO	-Rocas efusivas andesíticas - basálticas, en parte de la misma edad del material que se expone inmediatamente a continuación de este.	mas de 30 m
	-Epiclásticos volcánicos y rocas piroclásticas básicas, con intercalaciones de corrientes de lava andesítica.	mas de 100

Mediante una serie de investigaciones previas efectuadas en el AMSS y alrededores se ha determinado que la fuente de Tierra Blanca Joven TBJ es la caldera del volcán Ilopango, ubicado en la región Central de El Salvador, hace muchos años atrás este volcán sufrió una serie de explosiones de tipo plineana. Simultáneamente a esta erupción se llevo a cabo el primer hundimiento tectónico.

Algunos Productos eruptivos fueron transportados por el aire o agua y resedimentados en los ríos; durante los periodos de calma la cuenca del Ilopango se rellenaba de productos volcánicos y Sedimentos sueltos. De igual forma que el anterior y en las mismas dislocaciones se produjo un segundo hundimiento precedido por actividad volcánica, repitiendo el proceso de explosión, transportación, periodos de calma y resedimentacion fluvial.

Un largo periodo eruptivo inicio el ultimo hundimiento en la depresión de Ilopango, originando la actual cuenca del Lago del mismo nombre, la TBJ es el producto de este ultimo periodo eruptivo que ocurrió aproximadamente hace 2993 años, no se ha determinado la duración exacta de la explosión, se piensa que pudo ser días o semanas. Se supone que la causa esencial de los hundimientos son de naturaleza tectónica, pero acompañados por un volcanismo fuertemente explosivo, por esta razón la cuenca del Ilopango se clasifica como una verdadera y típica depresión volcano-tectonica.

PASOS QUE SE DEBEN REALIZAR PARA EVALUAR LA CAPACIDAD DE CARGA DE LA SUBRASANTE.

4.2.0 PROCEDIMIENTO DE PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO.

Para realizar un diseño del espesor del pavimento flexible asfáltico de una carretera es necesario hacer un estudio minucioso de la subrasante, ya que en esta superficie se colocarán las siguientes capas de la estructura del pavimento, además se debe saber qué tipos de materiales son los que predominan a lo largo de la vía.

Los pasos iniciales que se hacen para la evaluación de la subrasante son de dos tipos, una de campo y la otra de laboratorio.

- A) En campo se hace la inspección visual de la morfología de la zona, saber qué materiales pueden ser aprovechados, y cuáles materiales representarán un problema inminente para su diseño. Luego de esto realizaremos la extracción de muestras de materiales para su respectivo análisis.
- B) En laboratorio es aquí donde se analizarán las muestras y se da una respuesta apegada a normas, con el objeto de dar a conocer sus propiedades físicas y mecánica de los distintos materiales.

En general el procedimiento realizado fue el siguiente:

1. Extracción del material que se encuentre entre 0 y 2 metros de profundidad de la subrasante (9 sondeos). Hoja de trabajo 1-1 a la 1-9.
2. Clasificación visual del suelo y analizar el contenido de humedad a medida que aumenta la profundidad para formar el perfil estratigráfico de cada sondeo. Hoja de trabajo 2-1 cuadro resumen y 3-1 a 3-9.
3. Encontrar los límites de Atterberg, especialmente el límite líquido, límite plástico e Índice de plasticidad, basado en las normas AASHTO T-89 y T-90 o ASTM D 4318 respectivamente. Hojas de trabajo 4-1 y 4-2.

El propósito de encontrar el límite líquido es para definir la humedad que tiene el estado plástico y líquido de los suelos; el límite plástico su propósito es definir la humedad que define el estado plástico y semisólido de los suelos, el índice plástico su propósito es para definir el rango de humedad en el cual el suelo se encuentra en estado plástico.

Resumiendo, estos parámetros garantizan si existe la presencia de arcilla, ya que si el material es expansivo con el agua, se producen deformaciones verticales las cuales se reflejan en las capas superiores de la estructura del pavimento, ocasionando agrietamientos, superficies irregulares y otros elementos que conlleve al deterioro rápido de la vía, para evitar éste problema se tiene que recurrir a los distintos tipos de estabilización que se habló en los capítulos anteriores

4. El análisis mecánico se necesita para clasificación específica del material de subrasante, el método de ensayo T 88, según AASHTO ó D 421-85 por la norma ASTM, el propósito es para definir la distribución de tamaño de partículas en el suelo, con esta prueba se puede conocer al grupo y sub-grupo que pertenece el material de la subrasante y poder usar la respectiva correlación del módulo de Resilencia. Ver cuadros del 1 al 5.
5. La compactación se hace por el método AASHTO T 180 ó por la norma ASTM D 1557 llamado Proctor, su propósito es para definir la máxima densidad bajo cierto esfuerzo de compactación y la humedad para poder alcanzar tal densidad, este ensayo es primordial para encontrar el CBR de diseño de la subrasante; según el tipo de material la humedad óptima de ésta prueba se utiliza para hacer los especímenes de CBR. Además el peso volumétrico seco de este ensayo sirve como parámetro de compactación en la obra que se diseña. Hojas de trabajo 5-1 y 5-2.
6. Prueba del CBR propuesto por la norma AASHTO T 193 ó por la norma ASTM D 1883 su uso es para el diseño de espesores de la estructura del pavimento, su propósito es definir la capacidad de soporte del suelo. El resultado es usado para calcular el módulo de Resilencia, a través de las correlaciones que se propusieron en los capítulos anteriores. Hojas de Trabajo 6-1 y 6-2.

A continuación presentamos todos los cálculos del estudio de la subrasante, para poder iniciar el diseño de espesores de pavimento, del tramo en estudio.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



ENSAYO: **IDENTIFICACION VISUAL Y MANUAL DEL SUELO**

LOCALIZACION DEL SONDEO: Terminal de Oriente, hombro derecho 0+000.

CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL TERRENO:

Superficie horizontal con vegetación, suelo superficial húmedo.

SONDEO No: 1

FECHA: 10-9-96

PROFUNDIDAD	MUESTRA No	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO	OBSERVACIONES
0.00 - 0.50	1	Limo arenoso de color gris oscuro (ML).	Contenido bajo de pomez con 30% de arena media a fina, 5% de pomez y un 65% de limo no plastico.
0.50 - 1.00	2	Limo arenoso de color gris claro (ML).	Contenido bajo de pomez con 2% de con 20%arena media a fina,y 78% de limo no plastico.
1.00 - 1.50	3	Limo arenoso de color cafe claro (ML).	No presenta pomez, con un contenido de arena del 24% de media a fina.
1.50 - 2.00	4	Limo arenoso de color cafe claro (ML).	No presenta pomez, con un contenido de arena del 24% de media a fina.

Hoja de Trabajo 1 - 1: OBTENCION DE MUESTRAS CON BARRENO.

[The page contains extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is too light to transcribe accurately.]

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



ENSAYO: **IDENTIFICACION VISUAL Y MANUAL DEL SUELO**

LOCALIZACION DEL SONDEO: Frente a Molinos de El Salvador. (H.I.) 0+600

CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL TERRENO:

Superficie horizontal con vegetación, suelo superficial húmedo.

SONDEO No: 2

FECHA: 10-9-96

PROFUNDIDAD	MUESTRA No	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO	OBSERVACIONES
0.00 - 0.50	1	Arena limosa de color café claro (SM).	Con un contenido de pómez del 5% y 60% de arena.
0.50 - 1.00	2	Arena limosa de color gris claro (SM).	Poco pómez 20% de limo, no plástico saturado.
1.00 - 1.50	3	Arena limosa de color café claro (SM).	Poco o nada de pómez, 25% de limo no plástico con un alto contenido de humedad.
1.50 - 2.00	4	Arena limosa de color café oscuro (SM).	Partículas de grava, con raíces con 22% de limo no plástico, con humedad media.

Hoja de Trabajo 1 - 2: OBTENCION DE MUESTRAS CON BARRENO.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



ENSAYO: **IDENTIFICACION VISUAL Y MANUAL DEL SUELO**

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estación 1+200. Tecno Plastic. (L.D.)

CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL TERRENO:

Relleno de grava en el arriate de 0.20 mts.

SONDEO No: 3

FECHA: 10-9-96

PROFUNDIDAD	MUESTRA No	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO	OBSERVACIONES
0.00 - 0.50	1	Arena limosa de color café claro (SM).	Contenido bajo de pómez del 5% y un 28% de limo no plástico con un contenido de humedad media.
0.50 - 1.00	2	Arena limosa de color gris claro (SM).	Poco pómez 24% de limo no plástico en condiciones saturado.
1.00 - 1.50	3	Arena limosa de color café claro (SM).	Con un 4% de pómez y 24% de limo no plástico en condiciones saturado.
1.50 - 2.00	4	Arena limosa de color café claro (SM).	Con un 2% de pómez y 27% de limo, material no plástico en condiciones saturado.

Hoja de Trabajo 1 - 3: OBTENCION DE MUESTRAS CON BARRENO.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



ENSAYO: IDENTIFICACION VISUAL Y MANUAL DEL SUELO

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estación 2+000. Fabrica El Atleta (L.I.)

CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL TERRENO:

Suelo con vegetación menor.

SONDEO No: 4

FECHA: 10-9-96

PROFUNDIDAD	MUESTRA No	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO	OBSERVACIONES
0.00 - 0.50	1	Arena limosa de color café oscuro (SM).	Con bajo contenido de pómez 27% de limo, material no plástico con un contenido de humedad medio.
0.50 - 1.00	2	Arena limosa de color café claro (SM).	Con un 3% de pómez, 29% de limo no plástico en condiciones de saturado.
1.00 - 1.50	3	Arena limosa de color café claro (SM).	Con poco contenido de pómez, 26% de limo material no plástico y una humedad media.
1.50 - 2.00	4	Arena limosa de color café claro (SM).	Poco contenido de pómez 27% de limo material no plástico en condiciones de saturado.

Hoja de Trabajo 1 - 4: OBTENCION DE MUESTRAS CON BARRENO.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



ENSAYO: **IDENTIFICACION VISUAL Y MANUAL DEL SUELO**

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estación 2+800. Boni Discos (L.D.)

CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL TERRENO:

Superficie horizontal con poca vegetación, suelo superficial medio húmedo.

SONDEO No: 5

FECHA: 10-9-96

PROFUNDIDAD	MUESTRA No	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO	OBSERVACIONES
0.00 - 0.50	1	Arena limosa de color café claro (SM).	Con bajo contenido de pómez y un 27% de limo, material no plástico de media a alta humedad.
0.50 - 1.00	2	Arena limosa de color café claro (SM).	Con 25% de limo, poco pómez, material no plástico en condiciones de saturamiento.
1.00 - 1.50	3	Arena limosa de color café claro (SM).	Con 27% de limo, poco pómez, material no plástico, en condiciones de media saturación.
1.50 - 2.00	4	Arena limosa de color café claro (SM).	Con 26% de limo, poco pómez, material no plástico, en condiciones de saturación.

Hoja de Trabajo 1 - 5: OBTENCION DE MUESTRAS CON BARRENO.

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



ENSAYO: **IDENTIFICACION VISUAL Y MANUAL DEL SUELO**

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estación 3+600, Centro Recreativo La Constancia (L.D.)

CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL TERRENO:

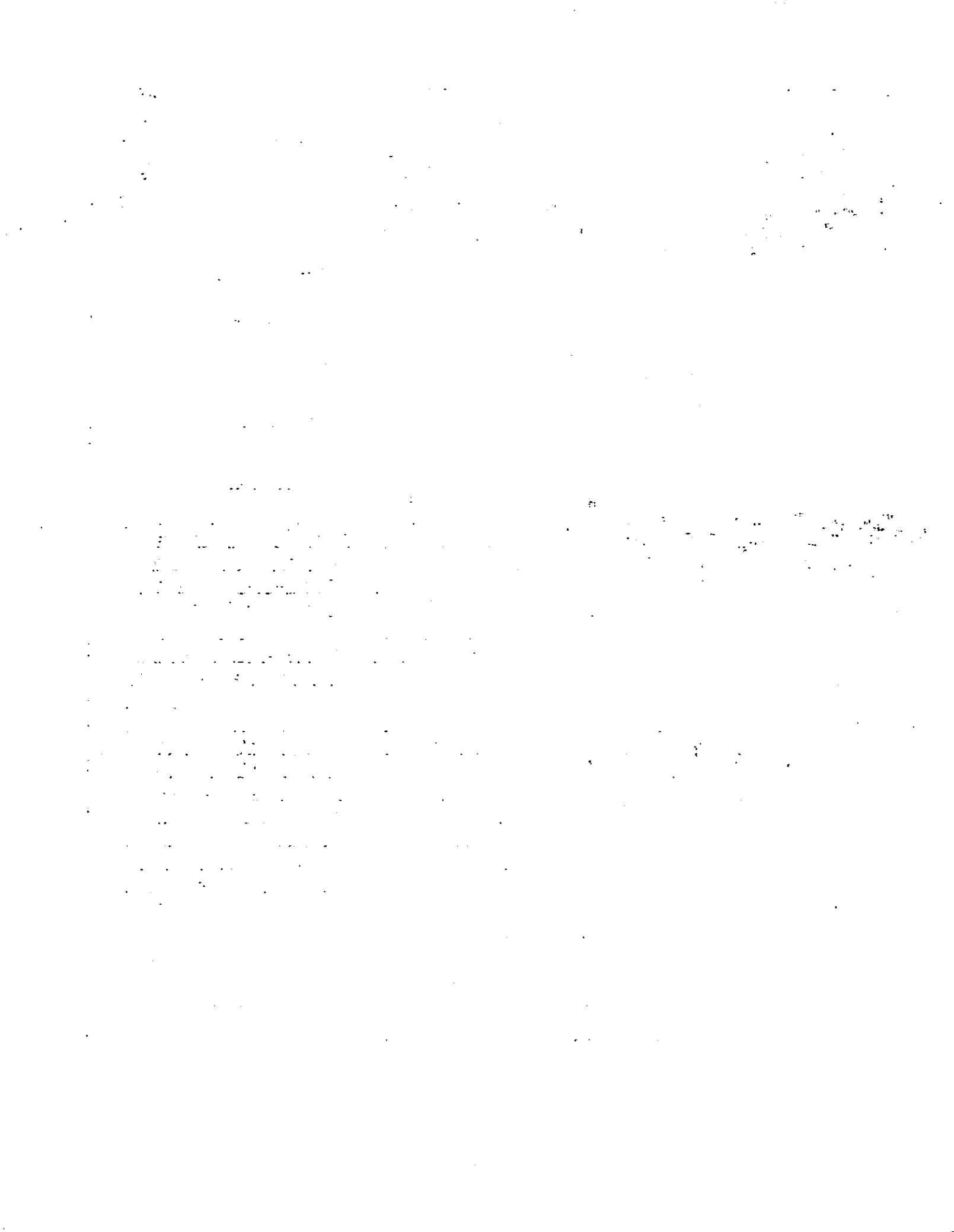
Superficie horizontal sin vegetación.

SONDEO No: 6

FECHA: 10-9-96

PROFUNDIDAD	MUESTRA No	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO	OBSERVACIONES
0.00 - 0.50	1	Limo arenoso de color café oscuro (ML-OL).	3% de pómez, presencia de raíces 29% de limo y contenido orgánico de baja a no plástico con humedad me- dia.
0.50 - 1.00	2	Limo arenoso de color café claro (ML).	Poco pómez, 30% de limo, material no plástico y en condiciones de satu- ración.
1.00 - 1.50	3	Limo arenoso de color café claro (ML).	Poco pómez, 31% de limo material no plástico y un contenido de hume- dad media.
1.50 - 2.00	4	Limo arenoso de color café claro.(ML).	Poco pómez, 28% de limo material no plástico y un contenido de hume- dad por el optimo.

Hoja de Trabajo 1 - 6: OBTENCION DE MUESTRAS CON BARRENO.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



ENSAYO: IDENTIFICACION VISUAL Y MANUAL DEL SUELO

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estación 4+200. Cajas y Bolsas.(L.I.)

CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL TERRENO:

Poca vegetación.

SONDEO No: 7

FECHA: 10-9-96

PROFUNDIDAD	MUESTRA No	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO	OBSERVACIONES
0.00 - 0.50	1	Limo arenoso de color oscuro (ML-OL).	Contenido bajo de pómez presencia de raíces y contenido orgánico con 29% de arena media a fina, material no plástico, humedad media.
0.50 - 1.00	2	Limo arenoso de color café claro.	2% de pómez con 26% de arena de media a fina, material no plástico, alto contenido de humedad.
1.00 - 1.50	3	Limo arenoso de color café claro (ML).	Poco o nada de pómez con un contenido de arena del 24% de media a fina material con un contenido de humedad alto. -
1.50 - 2.00	4	Limo arenoso de color café claro (ML).	No presenta pómez, con un contenido de arena del 24% de media a fina, material no plástico, humedad normal.

Hoja de Trabajo 1 - 7: OBTENCION DE MUESTRAS CON BARRENO.

[The page contains extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is too light to transcribe accurately.]

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



ENSAYO: **IDENTIFICACION VISUAL Y MANUAL DEL SUELO**

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estación 4+800. Cárcel de Mujeres. (L.I.)

CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL TERRENO:

Mucha vegetación. Superficie muy húmeda.

SONDEO No: 8

FECHA: 10-9-96

PROFUNDIDAD	MUESTRA No	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO	OBSERVACIONES
0.00 - 0.50	1	Limo arenoso de color café oscuro (ML-OL).	Contenido orgánico y raíces 29% de arena de media a fina, material no plástico con alto contenido de humedad.
0.50 - 1.00	2	Limo arenoso de color café claro.(ML).	3% de pómez con 22% de arena media a fina, material no plástico con humedad alta.
1.00 - 1.50	3	Limo arenoso de color café claro.(ML).	5% de pómez con 17% de arena media a fina, material no plástico en condiciones de saturamiento.
1.50 - 2.00	4	Limo arenoso de color café claro.(ML).	3% de pómez con 20% de arena material no plástico en condiciones de saturamiento.

Hoja de Trabajo 1 - 8: OBTENCION DE MUESTRAS CON BARRENO.

[The page contains extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is arranged in several paragraphs and is mostly illegible due to low contrast and blurriness.]

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



ENSAYO: **IDENTIFICACION VISUAL Y MANUAL DEL SUELO**

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estación 5+600. Puente F.A.E.S. (L.C.)

CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL TERRENO:

Poca vegetación.

SONDEO No: 9

FECHA: 10-9-96

PROFUNDIDAD	MUESTRA No	DESCRIPCION VISUAL DEL SUELO	OBSERVACIONES
0.00 - 0.50	1	Limo inorgánico color café claro (ML).	4% de pómez con 21% de arena media a fina, material no plástico, alta humedad.
0.50 - 1.00	2	Limo inorgánico color café claro (ML).	4% de pómez con 20% de arena media a fina, material no plástico, alta humedad.
1.00 - 1.50	3	Limo inorgánico color café claro (ML).	5% de pómez con 19% de arena media a fina, material no plástico, alta humedad.
1.50 - 2.00	4	Limo inorgánico color café claro (ML).	5% de pómez con 18% de arena media a fina, material no plástico, alta humedad.

Hoja de Trabajo 1 - 9: OBTENCION DE MUESTRAS CON BARRENO.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA



ENSAYO: DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AGUA DEL SUELO

LOCALIZACION DEL SONDEO: Est. 0+000, terminal de Oriente.

SONDEO No: 1

FECHA: 10-9-96

PROFUNDIDAD (m)	CAPSULA No	SUELO HUMEDO + TARA W_{HT} (grs.)	SUELO SECO +TARA W_{ST} (grs.)	AGUA W_w (grs.)	TARA W_T (grs.)	SUELO SECO W_{ST} (grs.)	CONTENIDO DE HUMEDAD W%
0.50	6	42.8	35.7	7.1	9.7	26.0	27.3
1.00	64	40.7	33.2	7.5	10.0	23.2	32.3
1.50	8	35.6	30.6	5.0	10.2	20.4	24.5
2.00	25	38.1	32.0	6.1	10.0	22.0	27.7

PESO DEL AGUA: $W_w = W_{HT} - W_{ST}$

PESO DEL SUELO SECO: $W_s = W_{ST} - W_T$

CONTENIDO DE HUMEDAD $w\% = \frac{W_w}{W_s} \times 100$

Nota: Este procedimiento se repite para los demas sondeos. A continuacion se presenta un resumen de estos.

Hoja de Trabajo 2 - 1: DETERMINACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.



**CUADRO RESUMEN DE HUMEDADES DE LOS SONDEOS
 No 2 HASTA EL SONDEO No 9.**

PROFUNDIDAD (m)	SONDEO NO 2 W%	SONDEO NO 3 W%	SONDEO NO 4 W%	SONDEO NO 5 W%	SONDEO NO 6 W%	SONDEO NO 7 W%	SONDEO NO 8 W%	SONDEO NO 9 W%
0.50	22.8	24.9	23.1	27.1	22.8	20.8	25.8	25.9
1.00	31.8	35.6	36.4	31.0	27.4	27.6	23.7	24.1
1.50	25.3	25.5	28.0	25.0	22.3	22.4	26.1	24.1
2.00	23.1	31.2	31.9	27.9	19.1	19.0	27.9	27.4

Cuadro Resumen 2-2



ESTRATIGRAFIA DE LA SUBRASANTE

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estacion 1+200, Tecno Plastic (L.D.)

SONDEO No: 3

FECHA: 10-9-96

SIMBOLO	CARACTERISTICAS
	GUIJARROS
	GRAVAS
	ARENAS
	ARENA LIMOSA (Baja Plasticidad)
	ARENA ARCILLOSA (Plastica)
	LIMOS ARENOSOS LIMOS ARCILLOSOS LIMOS INORGANICOS (baja o mediana plasticidad)
	LIMOS ARCILLOSOS LIMOS INORGANICOS (Alta plasticidad)
	ARCILLAS ARENOSAS ARCILLAS INORGANICAS ARCILLAS LIMOSAS (Baja o mediana plasticidad)
	ARCILLAS INORGANICAS ARCILLAS LIMOSAS (Alta plasticidad)
	SUELOS ORGANICOS (Baja o mediana plasticidad)
	SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS HUMUS

PROFUNDIDAD	SIMBOLO	HUMEDAD																		
		10	20	30	40	50	60	70	80	90										
0.50																				
1.00																				
1.50																				
2.00																				

Hoja de Trabajo 3 - 3: VARIACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.

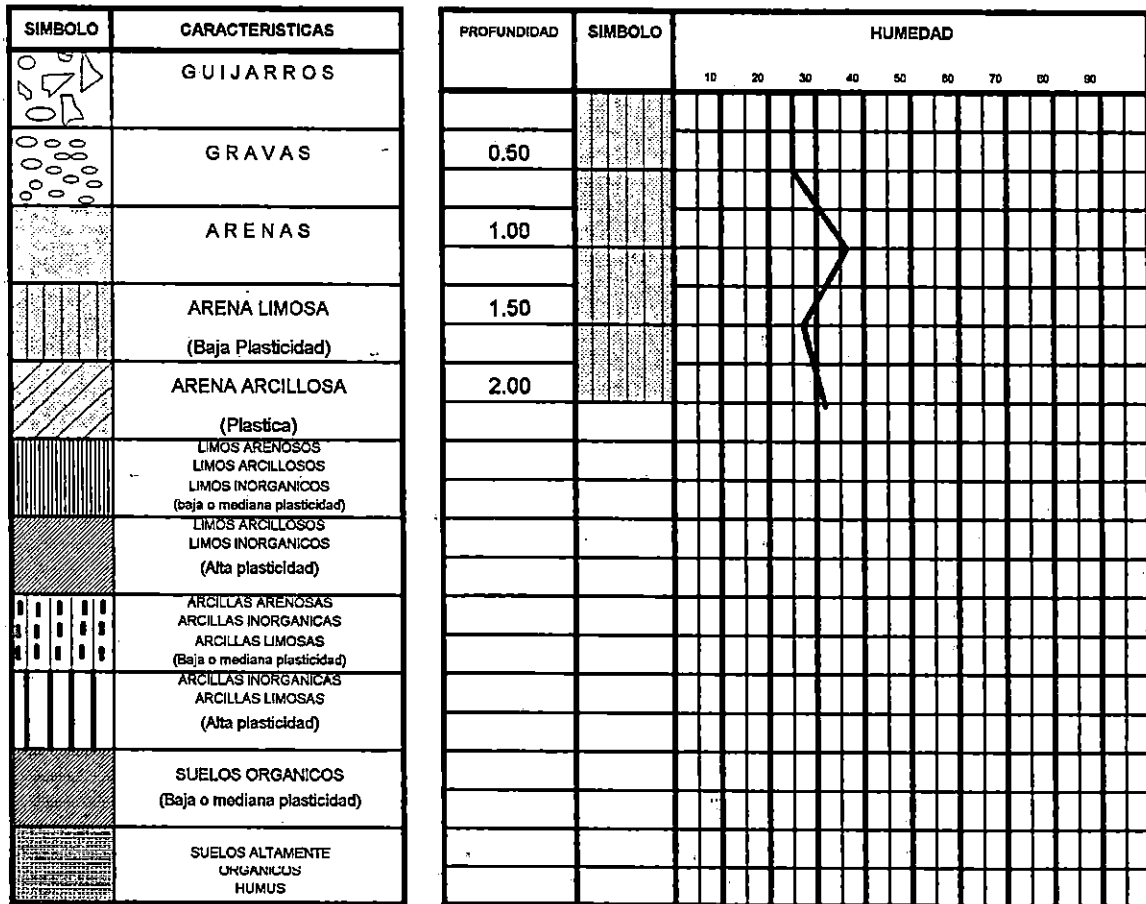


ESTRATIGRAFIA DE LA SUBRASANTE

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estacion 2+000, Fabrica El Atleta (L.I.)

SONDEO No: 4

FECHA: 10-9-96



Hoja de Trabajo 3 - 4: VARIACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is essential for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent data collection procedures and the use of advanced analytical techniques to derive meaningful insights from the data.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and analysis processes, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that the data remains reliable and secure throughout its lifecycle.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of a data-driven approach in decision-making and the need for continuous monitoring and improvement of the data management process.

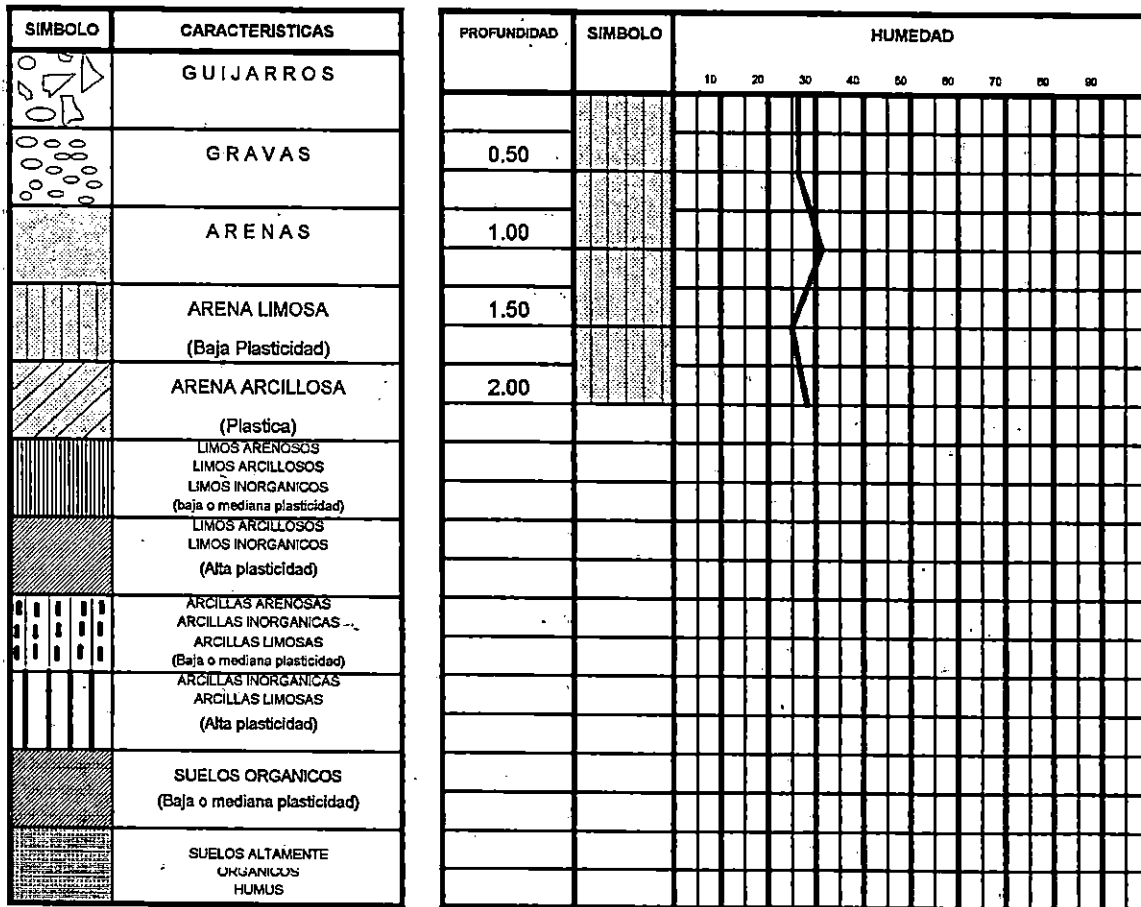


ESTRATIGRAFIA DE LA SUBRASANTE

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estacion 2+800, Boni Disco (L.D.)

SONDEO No: 5

FECHA: 10-9-96



Hoja de Trabajo 3 - 5: VARIACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.

[The page contains extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is arranged in several paragraphs and is mostly unreadable.]



ESTRATIGRAFIA DE LA SUBRASANTE

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estacion 3+600, Centro Recreativo La Constanca.

SONDEO No: 6

FECHA: 10-9-96

SIMBOLO	CARACTERISTICAS	PROFUNDIDAD	SIMBOLO	HUMEDAD																	
				10	20	30	40	50	60	70	80	90									
	GUIJARROS																				
	GRAVAS	0.50																			
	ARENAS	1.00																			
	ARENA LIMOSA (Baja Plasticidad)	1.50																			
	ARENA ARCILLOSA (Plastica)	2.00																			
	LIMOS ARENOSOS LIMOS ARCILLOSOS LIMOS INORGANICOS (baja o mediana plasticidad)																				
	LIMOS ARCILLOSOS LIMOS INORGANICOS (Alta plasticidad)																				
	ARCILLAS ARENOSAS ARCILLAS INORGANICAS ARCILLAS LIMOSAS (Baja o mediana plasticidad)																				
	ARCILLAS INORGANICAS ARCILLAS LIMOSAS (Alta plasticidad)																				
	SUELOS ORGANICOS (Baja o mediana plasticidad)																				
	SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS HUMUS																				

Hoja de Trabajo 3 - 6: VARIACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.

1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that proper record-keeping is essential for ensuring transparency and accountability in financial operations. This section also highlights the role of internal controls in preventing fraud and errors.

2. The second part of the document focuses on the implementation of a robust risk management framework. It outlines the key components of risk management, including risk identification, assessment, and mitigation. The document stresses the need for a proactive approach to risk management, where potential risks are identified and addressed before they become significant issues.

3. The third part of the document addresses the importance of effective communication and reporting. It discusses the need for clear and concise communication channels, as well as the importance of regular reporting to stakeholders. This section also highlights the role of the board of directors in overseeing the organization's performance and risk management.

4. The fourth part of the document discusses the importance of continuous improvement and learning. It emphasizes that organizations should regularly review their processes and procedures to identify areas for improvement. This section also highlights the importance of fostering a culture of learning and innovation within the organization.

5. The fifth part of the document discusses the importance of maintaining strong relationships with external stakeholders. It emphasizes that organizations should engage with their customers, suppliers, and other stakeholders to build trust and loyalty. This section also highlights the importance of maintaining a strong reputation in the market.

6. The sixth part of the document discusses the importance of ensuring compliance with applicable laws and regulations. It emphasizes that organizations should have a strong understanding of the legal and regulatory environment in which they operate. This section also highlights the importance of implementing effective compliance programs to ensure that the organization is always up-to-date with the latest requirements.

7. The seventh part of the document discusses the importance of ensuring the security of the organization's information assets. It emphasizes that organizations should have a strong information security policy in place, which includes measures to protect sensitive data from unauthorized access, disclosure, and destruction. This section also highlights the importance of conducting regular security audits and assessments.

8. The eighth part of the document discusses the importance of ensuring the sustainability of the organization's operations. It emphasizes that organizations should consider the environmental, social, and governance (ESG) factors in their decision-making processes. This section also highlights the importance of implementing sustainable practices that can help to reduce the organization's carbon footprint and improve its overall social and environmental performance.

9. The ninth part of the document discusses the importance of ensuring the resilience of the organization's operations. It emphasizes that organizations should have a strong disaster recovery and business continuity plan in place, which includes measures to ensure that the organization can continue to operate in the event of a major disaster or crisis. This section also highlights the importance of conducting regular drills and exercises to test the organization's resilience.

10. The tenth part of the document discusses the importance of ensuring the overall success of the organization. It emphasizes that organizations should have a clear vision and mission statement, and should focus on achieving their strategic objectives. This section also highlights the importance of having a strong leadership team and a motivated workforce.

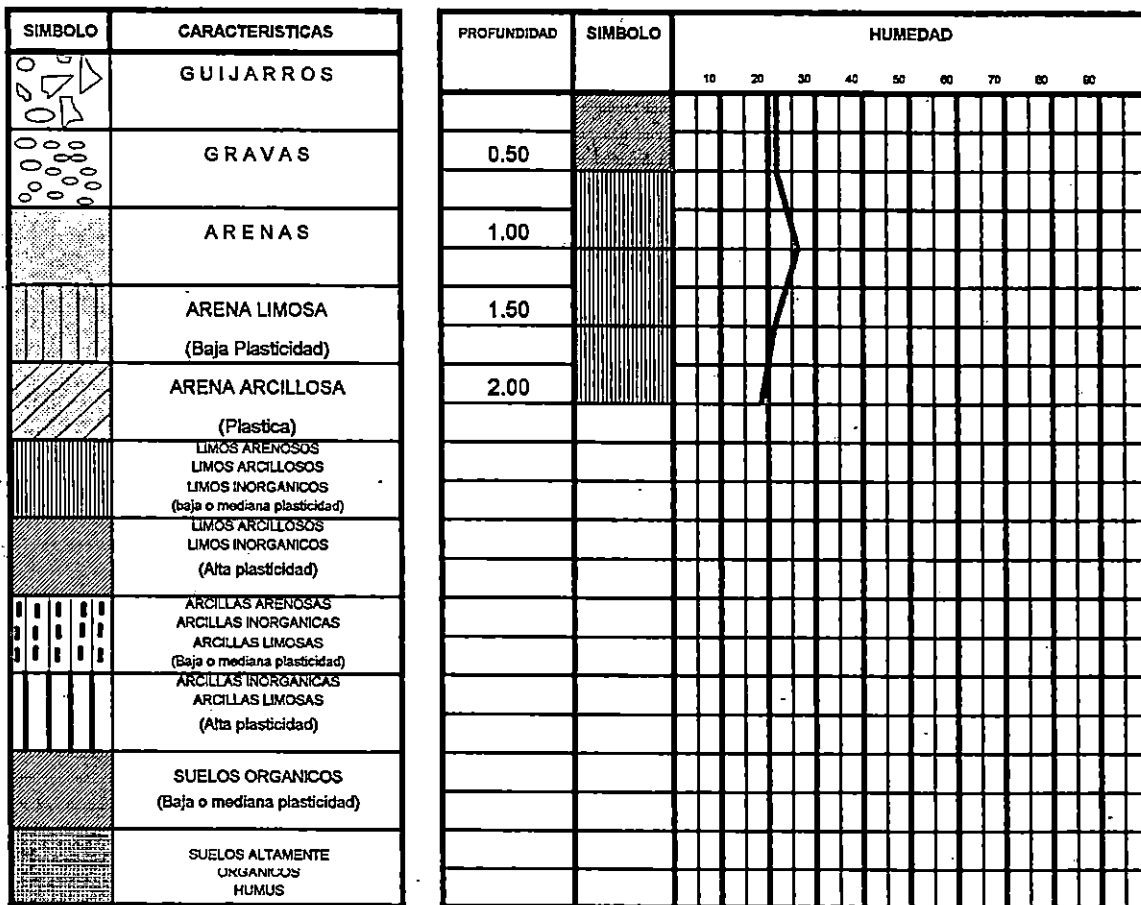


ESTRATIGRAFIA DE LA SUBRASANTE

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estacion 4+200, Cajas y bolsas (L.I.)

SONDEO No: 7

FECHA: 10-9-96



Hoja de Trabajo 3 - 7: VARIACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.

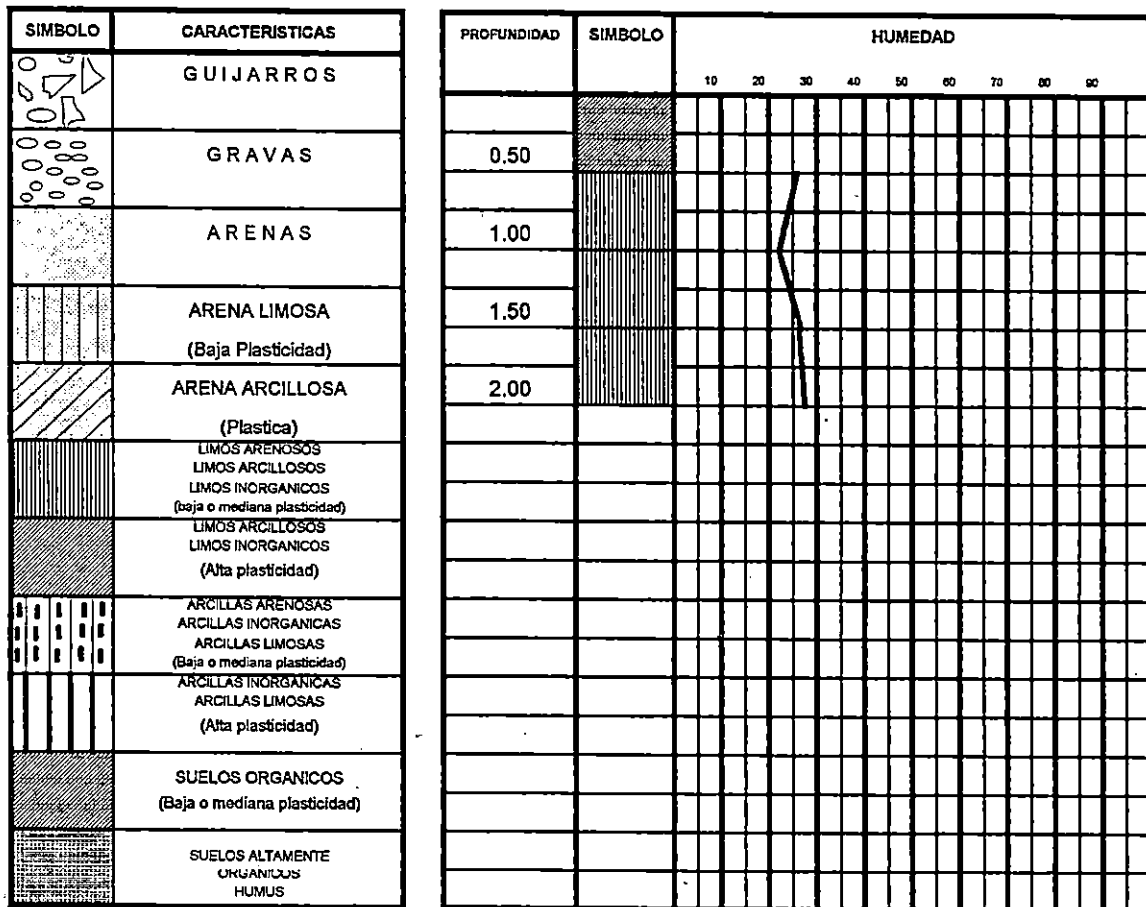


ESTRATIGRAFIA DE LA SUBRASANTE

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estacion 4+800, Carcel de Mujeres. (L.I.)

SONDEO No: 8

FECHA: 10-9-96



Hoja de Trabajo 3 - 8: VARIACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.



ESTRATIGRAFIA DE LA SUBRASANTE

LOCALIZACION DEL SONDEO: Estacion 5+600, Puente F.A.E.S.

SONDEO No: 9

FECHA: 10-9-96

SIMBOLO	CARACTERISTICAS	PROFUNDIDAD	SIMBOLO	HUMEDAD															
				10	20	30	40	50	60	70	80	90							
	GUIJARROS																		
	GRAVAS	0.50																	
	ARENAS	1.00																	
	ARENA LIMOSA (Baja Plasticidad)	1.50																	
	ARENA ARCILLOSA (Plastica)	2.00																	
	LIMOS ARENOSOS LIMOS ARCILLOSOS LIMOS INORGANICOS (baja o mediana plasticidad)																		
	LIMOS ARCILLOSOS LIMOS INORGANICOS (Alta plasticidad)																		
	ARCILLAS ARENOSAS ARCILLAS INORGANICAS ARCILLAS LIMOSAS (Baja o mediana plasticidad)																		
	ARCILLAS INORGANICAS ARCILLAS LIMOSAS (Alta plasticidad)																		
	SUELOS ORGANICOS (Baja o mediana plasticidad)																		
	SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS HUMUS																		

Hoja de Trabajo 3 - 9:

VARIACION DEL CONTENIDO DE HUMEDAD.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA

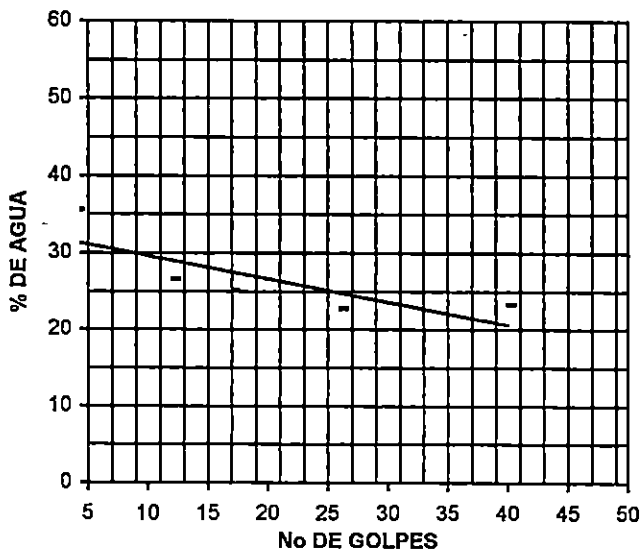


ASTM
D 4 2 3 - 6 6
D 4 2 4 - 7 1

ENSAYO: LIMITES DE CONSISTENCIA E INDICES

Trabajo No. _____ Obra. Boulevard del Ejercito Nacional
 Ubicación. Km. 3 1/2 frente a fabrica El Dorado.
 Muestra No. 1 Material. Arena Limosa (SM)
 Procedencia _____ Ensayo No. 1

Ensayo No.	LIMITE LIQUIDO						LIMITE PLASTICO		
	1	2	3	4	5	6	1	2	3
No de Golpes	4	12	17	28	40				
Recipiente No.	93	8	36	81	2		9,90		
Peso de suelo Húmedo y tara	26.63	46.68	26.14	36.98	37.23		35.65		
Peso de suelo seco y tara	22.00	43.20	23.56	34.25	33.98		30.41		
Tara	9.0	30.1	13.32	22.3	19.4		4		
Peso de agua	4.63	3.48	2.58	2.73	3.25		5.24		
Peso de suelo seco	13.00	13.10	10.24	11.95	14.58		20.51		
Contenido de agua %	35.6	26.6	25.2	22.8	23.3		25.5		



LIMITES %	
Líquido	25%
Plástico	25%
INDICES	
Plasticidad	NP
Consistencia	
Líquidez	
Flujo	
Tenacidad	
Humedad Natural	
Material mas fino que la malla No 40	
Clasificación	

Hoja de Trabajo 4 - 1:

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 ING. MARIO ÁNGEL GUZMAN URBINA

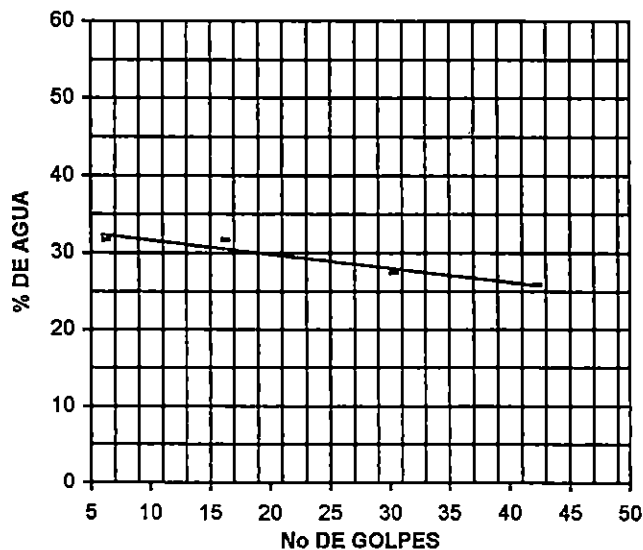


ASTM
 D 4 2 3 - 6 6
 D 4 2 4 - 7 1

ENSAYO: LÍMITES DE CONSISTENCIA E INDICES

Trabajo No. _____ Obra. Boulevard del Ejercito Nacional
 Ubicación. Km. 7 1/2 desvio Santa Lucia y Carcel de Mujeres.
 Muestra No. 2 Material. Limo inorganico con arena muy fina.(SM)
 Procedencia _____ Ensayo No. 2

Ensayo No.	LÍMITE LÍQUIDO						LÍMITE PLÁSTICO		
	1	2	3	4	5	6	1	2	3
No de Golpes	3	6	16	30	42				
Recipiente No.	5	57	40	50	51		90.00		
Peso de suelo Húmedo y tara	20.76	25.58	27.19	15.96	22.92		45.86		
Peso de suelo seco y tara	18.68	21.71	23.00	22.68	20.20		37.84		
Tara	10.1	9.5	9.80	10.7	9.7		9.70		
Peso de agua	2.04	3.87	4.19	3.28	2.72		8.02		
Peso de suelo seco	8.58	12.21	13.20	11.98	10.50		28.14		
Contenido de agua %	23.8	31.7	31.7	27.4	25.9		28.5		



LÍMITES %	
Líquido	28%
Plástico	28%
INDICES	
Plasticidad	NP
Consistencia	
Líquidez	
Flujo	
Tenacidad	
Humedad Natural	
Material mas fino que la malla No 40	
Clasificación	

Hoja de Trabajo 4 - 2:

**CLASIFICACION DE SUELOS POR EL ANALISIS GRANULOMETRICO
METODO MECANICO BASADO EN LA NORMA ASTM D421-85**

Cuadro No 1

Material Secado al aire libre aparentemente seco.

No de tara		1	2
Peso de tara	(grs.)	83.5	83.2
Peso suelo húmedo + tara	(grs.)	583.5	583.2
Peso suelo húmedo	(grs.)	500.0	500.0
Peso suelo seco + tara	(grs.)	575.5	574.4
Peso suelo seco	(grs.)	492.0	491.2
H	%	1.6	1.8

Cuadro No 2

Calculo del porcentaje de limos inorgánicos de las dos muestras de suelo.

No de tara		1	2
Peso suelo seco sin lavar	(grs.)	492.0	491.2
Peso suelo seco lavado	(grs.)	334.6	222.9
Peso que pasa la No 200	(grs.)	157.4	268.3
% que pasa la No 200		32%	54.6%

$$\% \text{ que pasa la No 200} = \frac{\text{peso que pasa la No 200}}{\text{peso suelo seco sin lavar}} \times 100$$

Cuadro No 3

Composición granulométrica de la muestra No 1.

Peso del suelo seco antes de lavar = 492.0 grs.

Peso del suelo lavado = 334.6 grs.

Tamiz No	Peso retenido + tara (grs.)	Peso retenido en el tamiz (grs.)	% Retenido	% que Pasa
4	543.50	26.80	5.40	94.60
10	530.10	45.60	9.30	85.30
30	499.40	84.20	17.10	68.20
40	420.10	33.30	6.80	61.40
60	422.40	45.70	9.30	52.10
100	400.80	43.50	8.80	43.30
200	391.20	49.50	10.10	33.20
Fondo	Residuo en el fondo	5.80	1.20	32.00
Sumatorias.		334.30	68.00	100.00

$$\frac{100 \times (334.6 - 334.3)}{(334.6)} = 0.09\%$$

0.09% < 2 % Es aceptable.

$$\% \text{ Retenido} = \frac{\text{Peso retenido}}{492} \times 100$$

$$\% \text{ que pasa la No 4} = 100 - 5.4 = 94.6$$

Cuadro No 4

Composición granulométrica de la muestra No 2.

Peso del suelo seco antes de lavar = 491.2 grs.

Peso del suelo lavado = 222.9 grs.

Tamiz No	Peso retenido + tara (grs.)	Peso retenido en el tamiz (grs.)	% Retenido	% que Pasa
4	521.90	5.20	1.1	98.9
10	500.80	16.30	3.3	95.6
30	459.80	44.60	9.1	86.5
40	409.20	22.40	4.6	81.9
60	412.20	35.50	7.2	74.7
100	396.80	39.50	8.0	66.7
200	393.80	52.00	10.6	56.1
Fondo	Residuo en el fondo	6.30	1.3	54.8
Sumatorias.		221.80	45.2	100.0

$$\frac{100 \times (222.9 - 221.8)}{(222.9)} = 0.50\%$$

0.50% < 2 % Es aceptable.

$$\% \text{ Retenido} = \frac{\text{Peso retenido}}{491.2} \times 100$$

$$\% \text{ que pasa la No 4} = 100 - 1.1 = 98.9$$

Cuadro No 5

PORCENTAJE DE SUELOS MAS FINOS		
Tamiz No	Muestra # 1	Muestra # 2
4	91.98	97.66
10	78.34	90.31
40	43.19	60.10
200	32.00	54.80
Propiedades Plásticas.	Muestra # 1	Muestra # 2
WL	25%	28%
WP	25%	28%
IP	NP	NP

Nota: El porcentaje que pasa la malla No 200 se tomo del cuadro No 3 y los valores para cada una de la mallas de este cuadro se tomaron del cuadro No 4 y No 5 respectivamente.

Comparando estos resultados (cuadro No 5), con los valores de la figura 8-1 cuadros para utilizar el sistema de clasificación AASHTO.

Para el calculo de los suelos 1 y 2 se encuentra por eliminación rápida que debe pertenecer a los Grupos A-1 o A-2.

Para la muestras de suelo No 1, el material que pasa el tamiz No 200 es de $33.2 < 35.00\%$. Este material queda en el grupo A-2, pero como el limite liquido es de $25\% < 40\%$ max. y con un un índice plástico menor del 10.00% se clasifica en A-2-4.

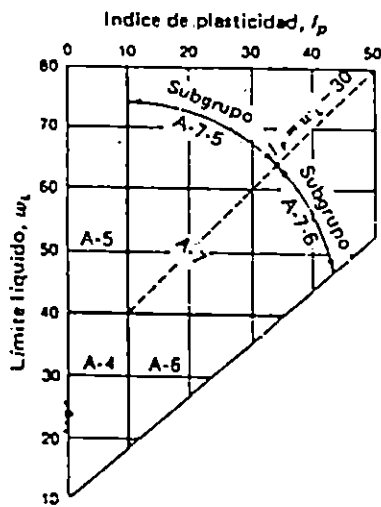
El material No 2 se clasifica como A-4 con la salvedad de que es un material limoso con poco o nada de arcilla.

Clasificación General	Materiales Granulares (35 % o menos del total pasa el tamiz No. 200)							Materiales limo-arcillosos (más del 35 % del total pasa el tamiz No. 200)				
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7	
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5* A-7-6	
Porcentaje de material que pasa el tamiz No. 10	50 max											
No. 40	30 max	50 max	51 min									
No. 200	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min	
Características de la fracción que pasa el tamiz No. 40 Límite líquido, w_L Índice Plástico, I_p	6 max		NP	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	40 max 10 max	41 min 10 max	40 max 11 min	41 min 11 min	
Índice de Grupo ^b	0		0	0			4 max	8 max	12 max	16 max	20 max	

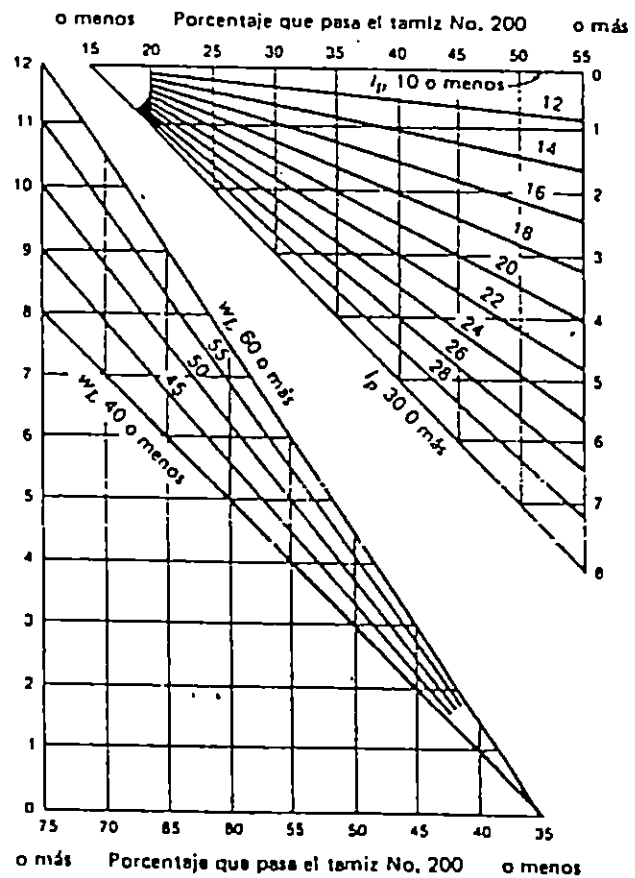
^aVer Fig. 8-1b

^bÍndice de Grupo = $IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd$ (Ver Fig. 8-1c)

a) Sistema de clasificación AASHTO



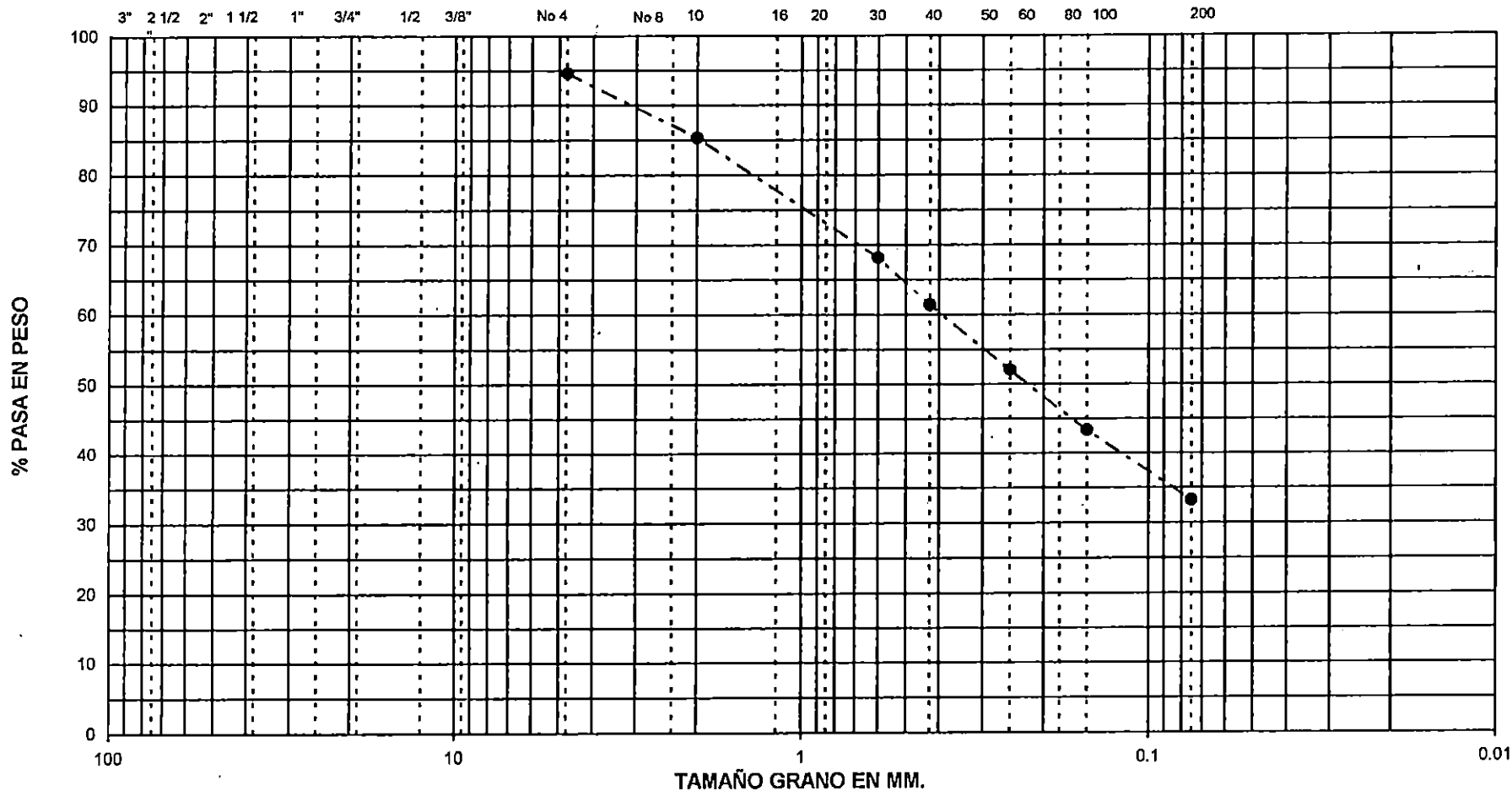
b) Rangos de límite líquido e índice de plasticidad para los grupos de suelos A-4, A-5, A-6 y A-7.



c) Cuadro para obtener el índice de grupo del suelo.
El índice de grupo es igual a la suma de las lecturas en las escalas verticales.

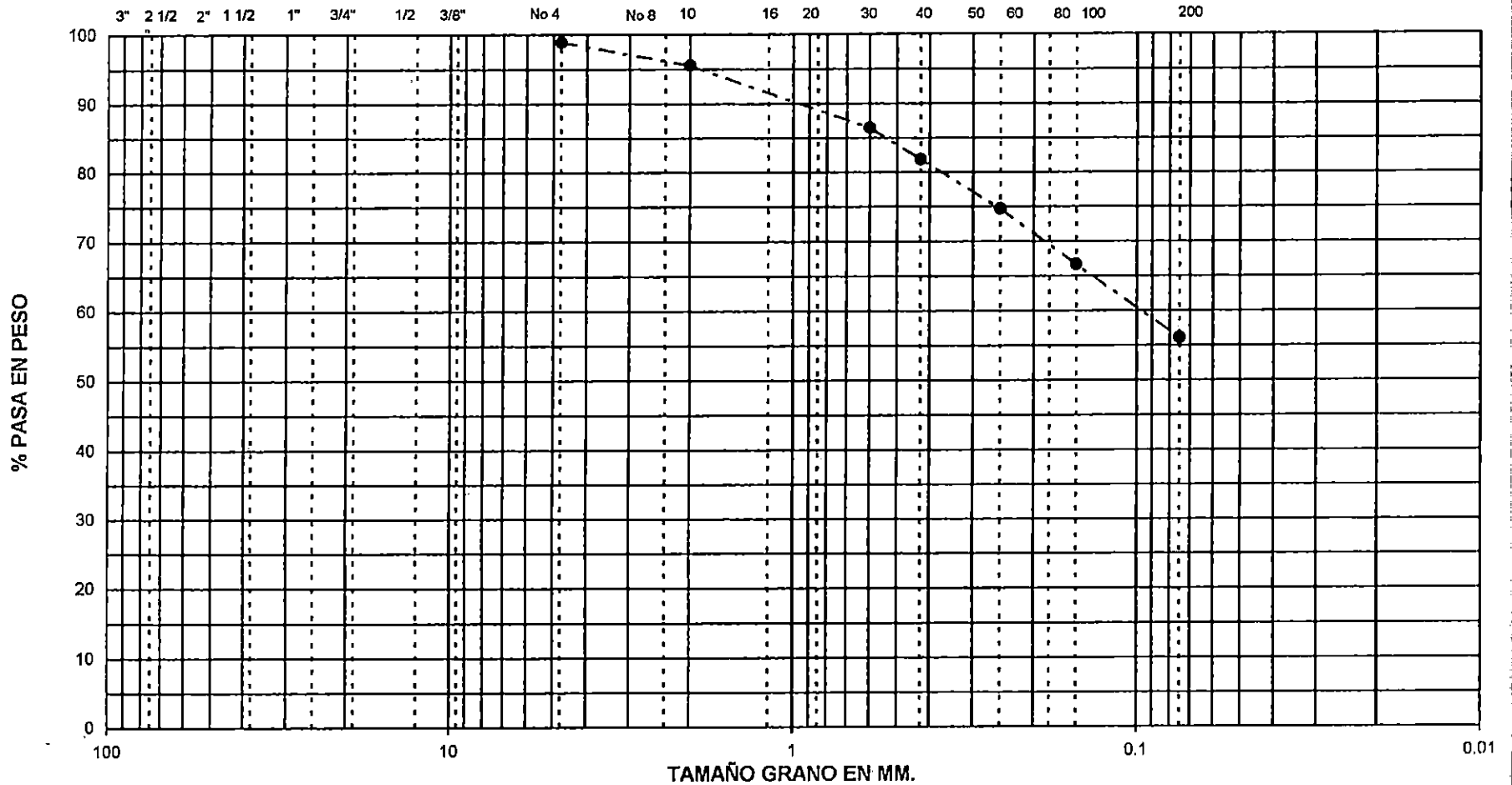
Figura 8-1
Cuadros para utilización en el sistema de clasificación AASHTO.

TAMAÑO MALLA U.S. STANDARD



GUIJARRO	GRAVA		ARENA			LIMO O ARCILLA
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR			CURVA GRANULOMETRICA			
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA			PROYECTO: <u>BOULEVARD DEL EJERCITO NACIONAL</u> TRABAJO No <u>1</u>			
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL			UBICACION: <u>FRENTE A MOLINOS DE EL SALVADOR</u>			
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES			SOLICITA: _____			
"ING. MARIO A. GUZMAN URBINA"			POZO No <u>1</u> MUESTRA No <u>1 SM</u> PROFUNDIDAD <u>1.0 m</u>			
			LABORATORISTA: <u>-</u>		REVISOR: _____ FECHA: <u>23-11-96</u>	

TAMAÑO MALLA U.S. STANDARD



GUIJARRO	GRAVA		ARENA			LIMO O ARCILLA
	GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES "ING. MARIO A. GUZMAN URBINA"			CURVA GRANULOMETRICA			
			PROYECTO: <u>BOULEVARD DEL EJERCITO NACIONAL</u>			TRABAJO No <u>1</u>
			UBICACION: <u>FRENTE A CARCEL DE MUJERES</u>			
			SOLICITA: _____			
			POZO No <u>2</u> MUESTRA No <u>2 ML</u> PROFUNDIDAD <u>1.5 m</u>			
			LABORATORISTA: <u>-</u>		REVISO: _____	FECHA: <u>23-11-96</u>

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA".

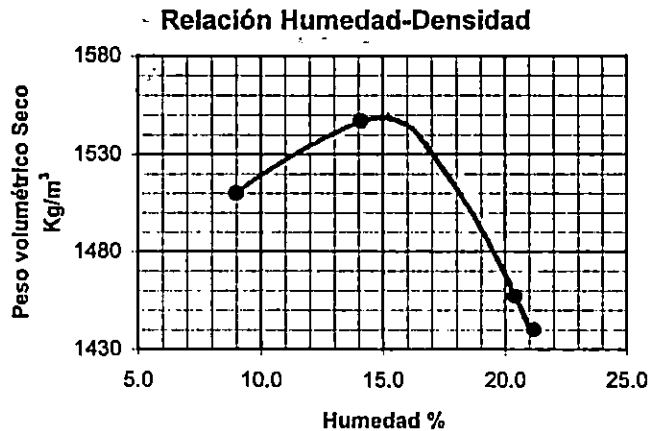


**ENSAYO: RELACION HUMEDAD DENSIDAD.
 (PRUEBA PROCTOR)**

Proyecto	Boulevard del Ejercito	Método	: ASTM D1557	Fecha:	Nov -96
Norma	AASHTO T-180	No de Golpes	: 56	Dimensiones del Molde	
No de Capas	5	No de Molde	: 1	h=	11.7 cm
Tipo de Suelo	SM			D=	15.2 cm
muestra No	1				

W de la muestra	(gr.)	5000	5000	5000	5000
Humedad de prueba	(%)	9.5	14.0	18.0	19.0
Agua agregada	(ml)	405	605	810	900
Wsuelo h + molde	(gr.)	6389	6642	6618	6600
Wmolde	(gr.)	2895	2895	2895	2895
Wsuelo Húmedo	(gr.)	3494.4	3747.0	3723.0	3705.0
Volumen de molde	(cm ³)	2123.1	2123.1	2123.1	2123.1
Peso vol. húmedo	(gr/cm ³)	1.6459	1.7650	1.7540	1.7450
Humedad Promedio	(%)	9.0	14.1	20.4	21.2
Peso vol. seco	(kg/m ³)	1510	1547	1457	1440

No de Tara	40	90	50	77	4	41	23	92	
Wsuelo húmedo + Tara	(gr.)	53.1	38.4	53.1	38.4	69.7	69.7	66.8	68.4
Wsuelo seco + Tara	(gr.)	49.5	36.0	47.9	34.9	59.5	59.7	56.8	58.1
W de Agua	(gr.)	3.6	2.4	5.2	3.5	10.2	10.0	10.1	10.3
W de Tara	(gr.)	10.7	10.3	10.7	10.3	9.9	10.0	8.8	9.7
W de suelo seco	(gr.)	38.8	27.8	37.2	24.6	49.6	49.7	48.0	48.0
Contenido de humedad	(%)	9.3	8.8	14.0	14.2	20.6	20.1	21.0	21.3



$W_{optimo} = 15.20\%$

$\gamma_{optimo} = 1545 \text{ Kgr/m}^3$

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
 FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 "ING. MARIO ANGEL GUZMAN URBINA".



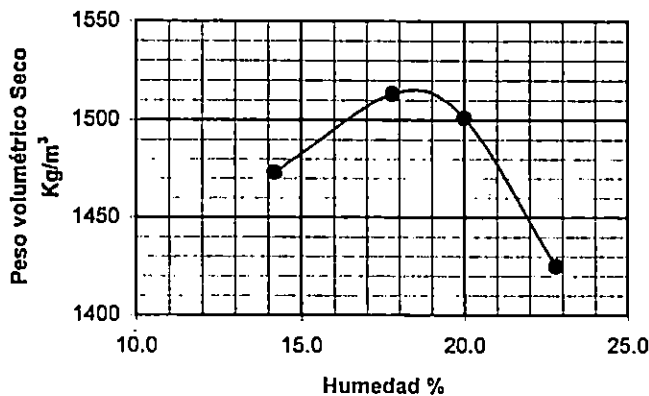
**ENSAYO: RELACION HUMEDAD DENSIDAD.
 (PRUEBA PROCTOR)**

Proyecto	Boulevard del Ejercito	Método	: ASTM D1557	Fecha:	Nov -96
Norma	AASHTO T-180	No de Golpes	: 56	Dimensiones del Molde	
No de Capas	5	No de Molde	: 1	h=	11.7 cm
Tipo de Suelo	ML			D=	15.2 cm
muestra No	2				

W de la muestra	(gr.)	5000	5000	5000	5000
Humedad de prueba	(%)	18.0	19.0	24.0	28.0
Agua agregada	(ml)	508.1	698	888	893
Wsuelo h + molde	(gr.)	6466	6680	6720	6611
Wmolde	(gr.)	2895	2895	2895	2895
Wsuelo Húmedo	(gr.)	3571.0	3785.0	3825.0	3716.0
Volumen de molde	(cm ³)	2123.1	2123.1	2123.1	2123.1
Peso vol. húmedo	(gr/cm ³)	1.6820	1.7830	1.8020	1.7500
Humedad Promedio	(%)	14.2	17.8	20.0	22.8
Peso vol. seco	(kg/m ³)	1473	1513	1501	1425

No de Tara		43	6	92	23	20	93	57	94
Wsuelo húmedo + Tara	(gr.)	51.8	47.8	57.4	55.9	51.2	49.4	55.0	55.3
Wsuelo seco + Tara	(gr.)	46.4	43.2	50.2	48.8	44.2	42.7	46.8	46.9
W de Agua	(gr.)	5.2	4.7	7.2	7.1	7.0	6.7	8.4	8.4
W de Tara	(gr.)	10.1	9.7	9.7	8.8	9.2	9.0	9.5	10.3
W de suelo seco	(gr.)	36.1	33.5	40.5	40.0	35.0	33.7	37.1	36.8
Contenido de humedad	(%)	14.3	14.0	17.8	17.8	20.0	19.9	22.8	23.0

Relación Humedad-Densidad



$W_{optimo} = 19.00\%$

$\gamma_{optimo} = 1516 \text{ Kgr/m}^3$

VALOR DE SOPORTE RELATIVO (C.B.R.)

Trabajo No.: Características del material, Arena Limosa (SM).

Fecha: 17/Diciembre/96

Muestra No.: 1

Ubicación Talud opuesto de Fabrica MOLSA

Tipo de suelo: SM



COMPACTACION

Molde No. / No. de Golpes	1 / 10		3 / 25		5 / 56	
Agua Agregada	-		-		-	
% Agua Agregada	-		-		-	
Peso Suelo Humedo + Molde	10536		10686		10895	
Peso Molde	7217		7205		7155	
Peso Suelo Humedo	3319		3481		3740	
Volumen del Molde	2095.8		2095.8		2114	
Contenido de Agua	26.36		22.04		25.87	
Peso Volumétrico Humedo	1584		1661		1769	
Peso Volumétrico Seco	1253		1361		1406	
Peso de la Muestra Antes Penetrac.	10840		10955		11030	
Saturada + Molde Despues Penetrac.	10822		10910		11016	
Peso Muestra Sat. Despues Penetrac.	3605		3705		3861	
w % (de saturación)	26.35		22.1		25.9	
Tara No.	11	82	71	79	68	49
Peso Suelo Húmedo + Tara	53.5	57.4	44.3	44.5	52.7	53
Peso Suelo Seco + Tara	44.8	47.1	37.7	38.8	43.2	45
Peso de Tara	9.3	10.6	10.3	10.3	10.3	10
Peso de Agua	8.7	10.3	6.6	5.7	9.5	8
Peso de Suelo Seco	35.5	36.5	27.4	28.5	32.9	35
Contenido de Agua %	24.51	28.22	24.09	20.00	28.88	22.86

REGISTRO DEL HINCHAMIENTO

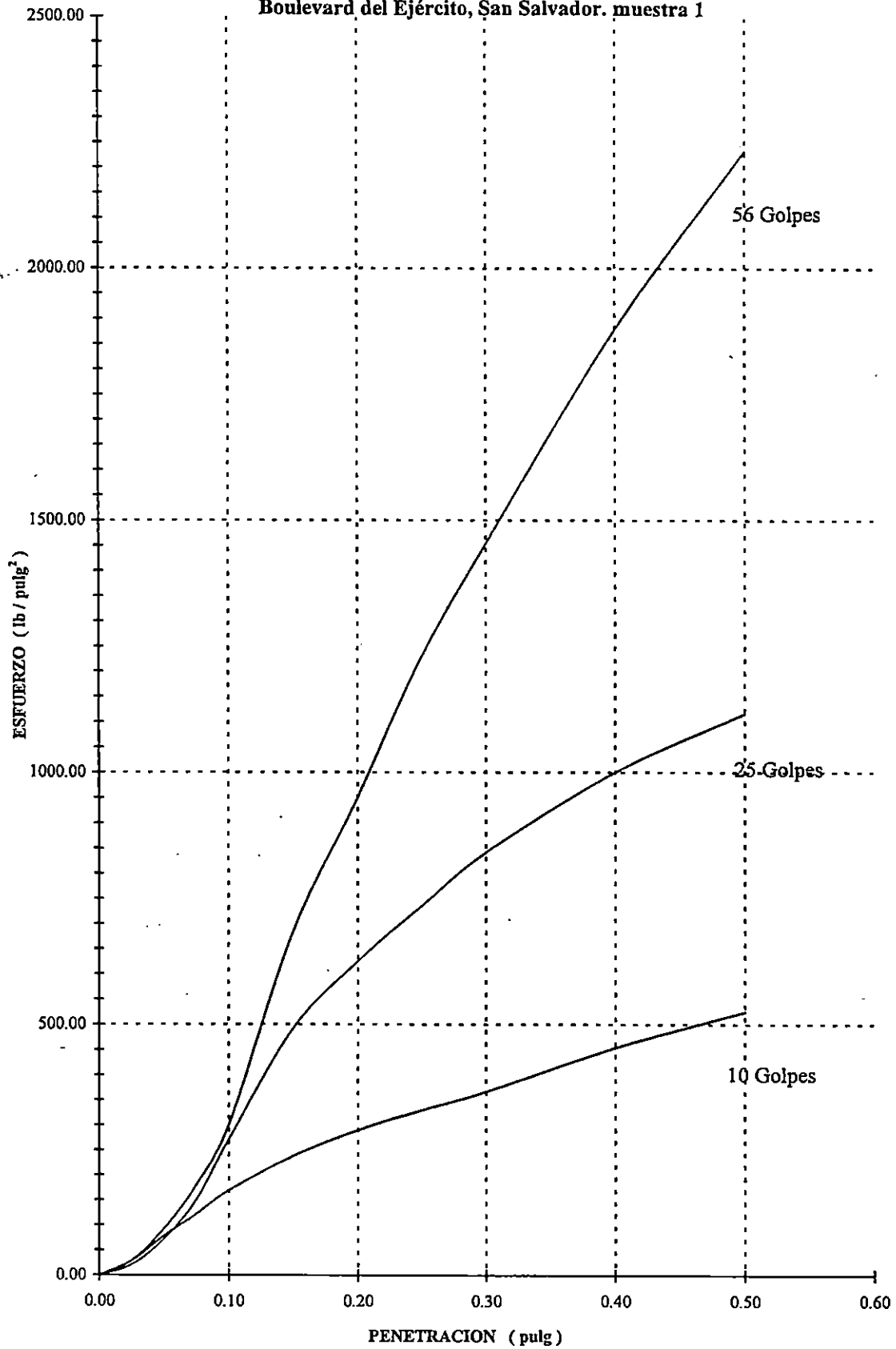
Molde No 1			Molde No 3			Molde No 5		
Sobrecarga 10 lb			Sobrecarga 10 lb			Sobrecarga 10 lb		
Hora y Fecha	Lect (u) (0.0001plg)	Deform. (Pulg.)	Hora y Fecha	Lect(u) (0.0001plg)	Deform. (Pulg.)	Hora y Fecha	Lect (u) (0.0001plg)	Deform. (Pulg.)
5:30 PM	50	0	5:30 PM	30	0	5:30 PM	68	0
15-oct-96			15-oct-96			15-oct-96		
5:30 PM	280.00	0.0230	5:30 PM	220.00	0.019	5:30 PM	690.00	0.0622
16-oct-96			16-oct-96			16-oct-96		
5:30 PM	290.00	0.0240	5:30 PM	230.00	0.020	5:30 PM	700.00	0.0632
17-oct-96			17-oct-96			17-oct-96		
5:30 PM	290.00	0.0240	5:30 PM	250.00	0.022	5:30 PM	700.00	0.0632
19-oct-96			19-oct-96			19-oct-96		

PENETRACION

Pen. en Pulg.	Molde No 1		Molde No 3		Molde No 5	
	No de Golpes 10		No de Golpes 25		No de Golpes 56	
	Tipo SM		Tipo SM		Tipo SM	
	Lect (.0001")	Lb/pulg. ²	Lect (.0001")	Lb/pulg. ²	Lect (.0001")	Lb/pulg. ²
0.025	6.9	28.8	5.0	20.8	6.9	28.8
0.050	18.6	77.5	17.0	70.8	22.0	91.7
0.075	29.2	121.7	36.0	150.0	43.0	179.2
0.100	40.5	168.8	65.0	270.8	72.0	300.0
0.150	57.0	237.5	118.0	491.7	164.0	683.3
0.200	69.5	289.6	150.0	625.0	173.0	720.8
0.250	79.0	329.2	176.5	735.4	295.0	1229.2
0.300	88.0	366.7	202.0	841.7	349.0	1454.2
0.400	109.0	454.2	240.0	1000.0	451.0	1879.2
0.500	126.0	525.0	268.0	1116.7	536.0	2233.3

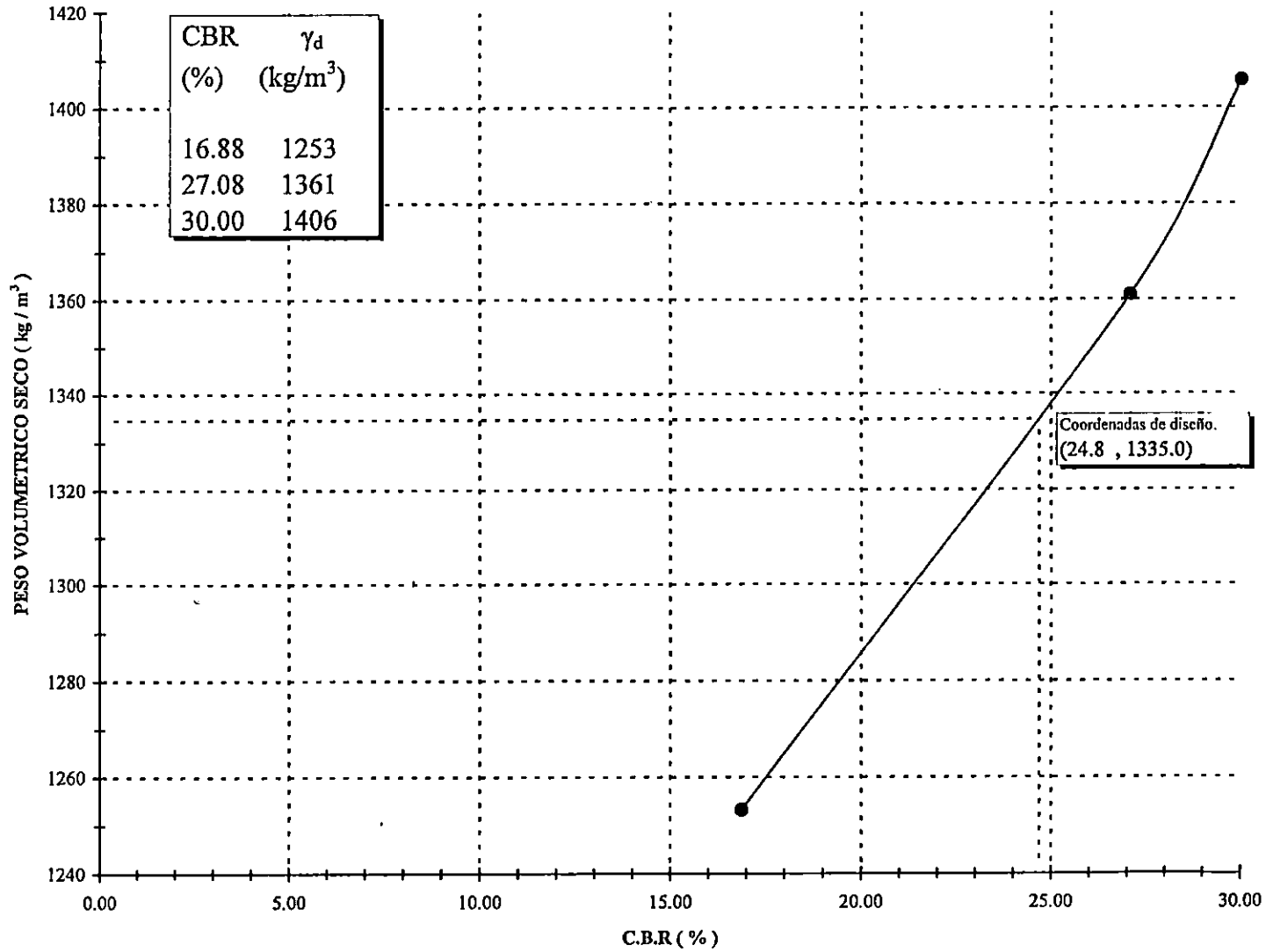
GRAFICA ESFUERZO - PENETRACION DE CBR

Boulevard del Ejército, San Salvador. muestra 1



NOTA: El CBR se calculó para 0.1 pulg. de penetración, debido a que este valor es menor en relación al CBR de 0.2 pulg. de penetración.

PESO VOLUMETRICO SECO - CBR
Boulevard del Ejército, San Salvador. muestra No1
tipo de suelo: SM



1. The first part of the document discusses the importance of maintaining accurate records of all transactions and activities. It emphasizes that this is crucial for ensuring transparency and accountability in the organization's operations.

2. The second part of the document outlines the various methods and tools used to collect and analyze data. It highlights the need for consistent and reliable data collection processes to support informed decision-making.

3. The third part of the document focuses on the role of technology in data management and analysis. It discusses how modern software solutions can streamline data collection, storage, and reporting, thereby improving efficiency and accuracy.

4. The fourth part of the document addresses the challenges associated with data management, such as data quality, security, and privacy. It provides strategies to mitigate these risks and ensure that data is used responsibly and ethically.

5. The fifth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and up-to-date.

6. The sixth part of the document provides a detailed overview of the data collection process, including the identification of data sources, the design of data collection instruments, and the implementation of data collection procedures. It also discusses the importance of pilot testing and validation to ensure the reliability of the data.

7. The seventh part of the document discusses the various methods used for data analysis, including descriptive statistics, inferential statistics, and qualitative analysis. It highlights the need for appropriate statistical techniques to be used based on the nature of the data and the research objectives.

8. The eighth part of the document focuses on the interpretation and communication of data analysis results. It emphasizes the importance of presenting data in a clear and concise manner, using appropriate visual aids to enhance the understanding of the findings.

9. The ninth part of the document discusses the ethical considerations surrounding data management and analysis. It highlights the need for transparency, informed consent, and data protection to ensure that the rights and privacy of individuals are protected throughout the data management process.

10. The tenth part of the document concludes by summarizing the key findings and recommendations. It stresses the importance of ongoing monitoring and evaluation to ensure that data management practices remain effective and up-to-date.

VALOR DE SOPORTE RELATIVO (C.B.R.)

Trabajo No.: Características del material, Limo Arenoso (ML).

Fecha: 17/Diciembre/96

Muestra No.: 2

Ubicación: Entrada a Santa Lucía y Carcel de Mujeres.

Tipo de suelo: ML



COMPACTACION

Molde No. / No. de Golpes	2 / 10		4 / 25		6 / 56	
Agua Agregada	-		-		-	
% Agua Agregada	-		-		-	
Peso Suelo Humedo + Molde	10264		10548		10865	
Peso Molde	7160		7148		7277	
Peso Suelo Humedo	3104		3400		3588	
Volumen del Molde	2095.8		2095.8		2095.8	
Contenido de Agua	30.58		26.82		26.43	
Peso Volumétrico Humedo	1481		1622		1712	
Peso Volumétrico Seco	1134		1279		1354	
Peso de la Muestra Antes Penetrac.	10742		10940		11140	
Saturada + Molde Despues Penetrac.	10705		10855		11133	
Peso Muestra Sat. Despues Penetrac.	3545		3707		3856	
w % (de saturación)	30.6		26.9		26.4	
Tara No.	31	42	70	81	21	26
Peso Suelo Húmedo + Tara	53.1	57.5	37.2	35.4	58.5	60.1
Peso Suelo Seco + Tara	43.1	46.1	31	30.5	48	50.1
Peso de Tara	9.1	10.2	9.9	10.3	10.4	10
Peso de Agua	10	11.4	6.2	4.9	10.5	10
Peso de Suelo Seco	34	35.9	21.1	20.2	37.6	40.1
Contenido de Agua %	29.41	31.75	29.38	24.26	27.93	24.94

REGISTRO DEL HINCHAMIENTO

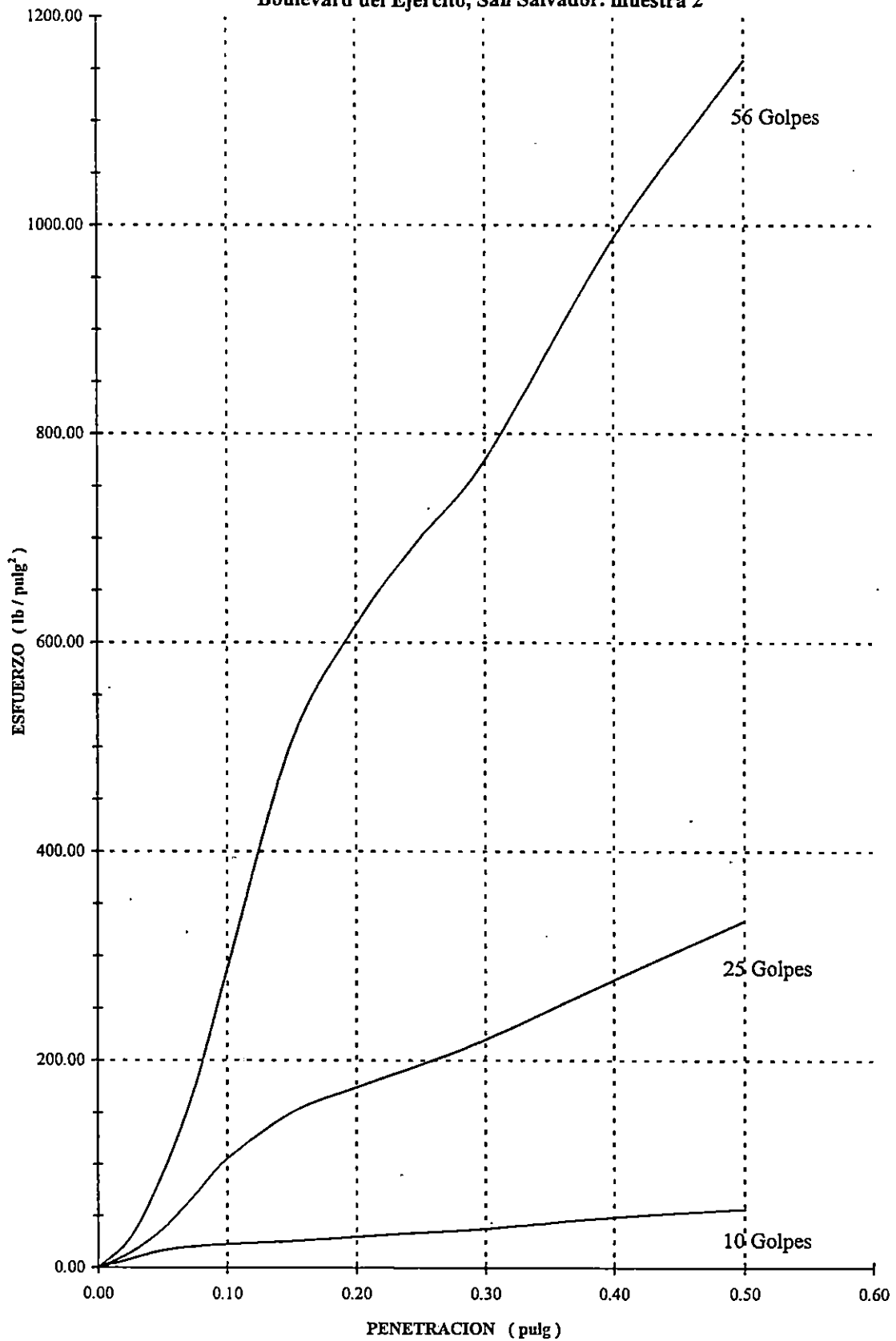
Molde No 2			Molde No 4			Molde No 6		
Sobrecarga 10 lb			Sobrecarga 10 lb			Sobrecarga 10 lb		
Hora y Fecha	Lect (u) (0.0001plg)	Deform. (Pulg.)	Hora y Fecha	Lect(u) (0.0001plg)	Deform. (Pulg.)	Hora y Fecha	Lect (u) (0.0001plg)	Deform. (Pulg.)
5:30 PM 15-oct-96	31	0	5:30 PM 15-oct-96	15	0	5:30 PM 15-oct-96	60	0
5:30 PM 16-oct-96	31.00	0.0016	5:30 PM 16-oct-96	143.00	0.013	5:30 PM 16-oct-96	69.00	0.0009
5:30 PM 17-oct-96	31.00	0.0000	5:30 PM 17-oct-96	143.00	0.013	5:30 PM 17-oct-96	70.00	0.0010
5:30 PM 19-oct-96	31.00	0.0000	5:30 PM 19-oct-96	143.00	0.013	5:30 PM 19-oct-96	70.00	0.0010

PENETRACION

Pen. en Pulg.	Molde No 2		Molde No 4		Molde No 6	
	No de Golpes 10		No de Golpes 25		No de Golpes 56	
	Tipo	ML	Tipo	ML	Tipo	ML
	Lect (.0001")	Lb/pulg. ²	Lect (.0001")	Lb/pulg. ²	Lect (.0001")	Lb/pulg. ²
0.025	2.0	8.3	3.5	14.6	7.0	29.2
0.050	4.0	16.7	9.0	37.5	22.0	91.7
0.075	5.0	20.8	17.0	70.8	42.0	175.0
0.100	5.5	22.9	25.3	105.4	69.0	287.5
0.150	6.2	25.8	36.0	150.0	121.0	504.2
0.200	7.2	30.0	41.8	174.2	148.0	616.7
0.250	8.2	34.2	47.0	195.8	168.0	700.0
0.300	9.1	37.9	52.8	220.0	186.0	775.0
0.400	11.8	49.2	66.5	277.1	237.0	987.5
0.500	13.7	57.1	80.0	333.3	278.0	1158.3

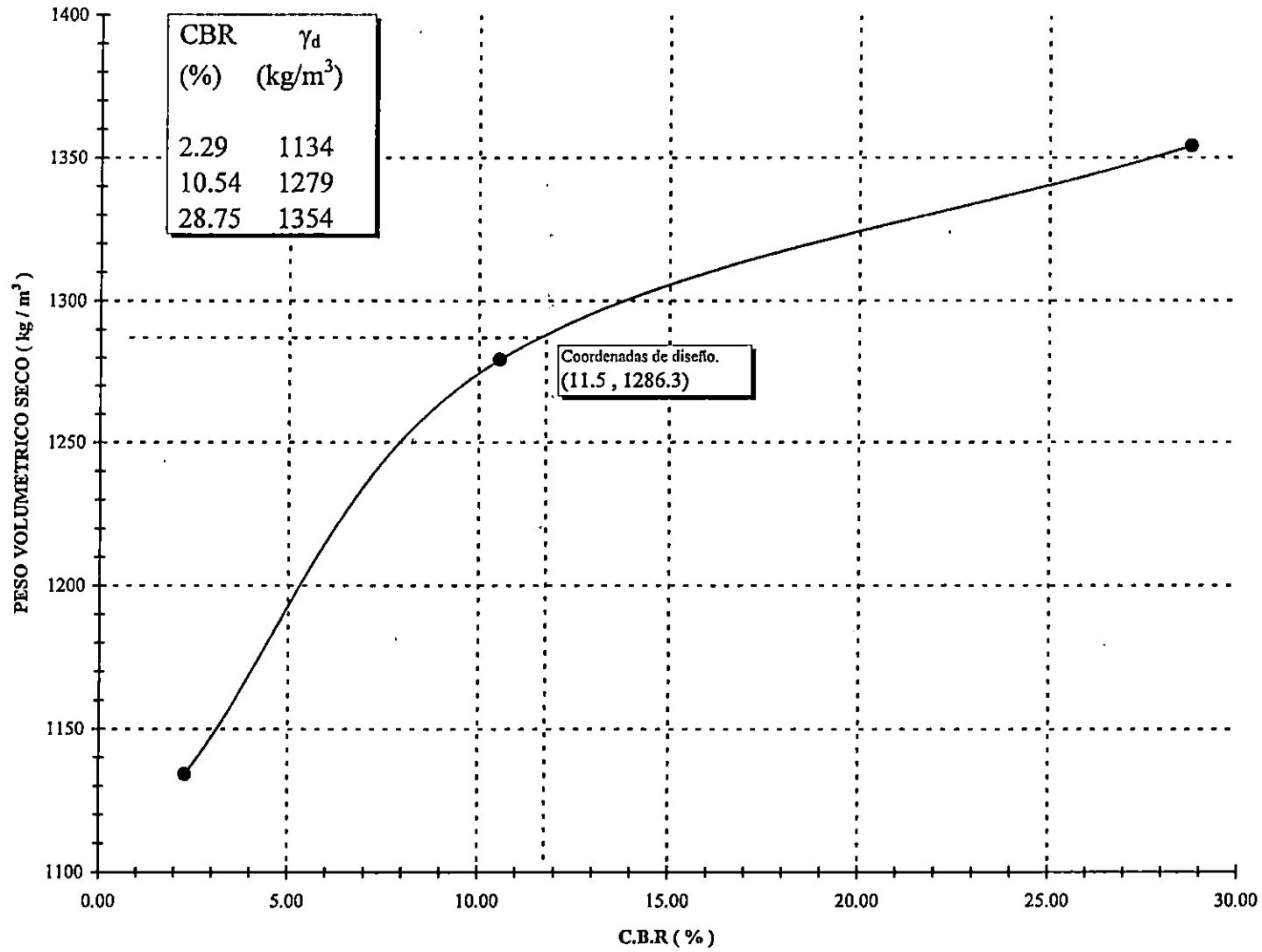
GRAFICA ESFUERZO - PENETRACION DE CBR

Boulevard del Ejército, San Salvador. muestra 2



NOTA: El CBR se calculó para 0.1 pulg. de penetración, debido a que este valor es menor en relación al CBR de 0.2 pulg. de penetración.

PESO VOLUMETRICO SECO - CBR
 Boulevard del Ejército, San Salvador. muestra No2
 tipo de suelo: ML



4.3.0 ANALISIS DE TRAFICO

Para efectuar éste análisis se utilizó la información recopilada sobre el tráfico del Boulevard del Ejército. Esta se presenta a continuación.

Tabla No 4.1 DISTRIBUCION DE TRANSITO DE DISEÑO (DIARIO)

Tipo de vehículo	%	Cantidad	Tipos de eje	
			Simple	Tandem
B	12.64	3806	2	-
C2	5.45	1641	2	-
C3	0.62	187	1	1
T3-S2	1.12	337	3	1

Donde:

B corresponde a los autobuses

C2 equivalente a 5.1 toneladas

C3 equivalente a 9.9 toneladas

T3-S2 equivalente a 14.9 toneladas.

TPDA DE DISEÑO = 25,103 (Tomado de Tablas del Estudio de tráfico).

% DE VEHICULOS PESADOS = 19.83% ($\Sigma B + C2 + C3 + T3-S2$)

Todos los datos presentados en la tabla 4.1 son diarios y para ser usados en la plantilla para calcular el ESAL de diseño por el método del Instituto Americano del Asfalto, deberán proyectarse para 1 año.

Esta plantilla se presenta a continuación.

Plantilla ESAL del Instituto Americano del Asfalto.

Proyecto: Boulevard del Ejercito Nacional.		3 Carriles		Periodo de diseño 20 años	
Tipo de vehículo	# de vehículos (por año) 1	Factor de vehículo 2	3.5% Tasa de crecimiento anual Factor de crecimiento 3	ESAL (1 x 2 x 3)	
Unidades simples					
2 ejes, 4 llantas	1,389,190 x	0.002 x	28.3 x	78628.154	
2 ejes, 6 llantas	598,965 x	0.24 x	28.3 x	4068170.28	
3 ó más ejes	68,255 x	1.02 x	28.3 x	1970248.83	
Todos los simples	2,056,410				
Semitrayler y otras Combinaciones					
4 ejes ó más	123,005 x	0.71 x	28.3	2471539.465	
Todos los vehículos	2179415	ESAL DE DISEÑO = TOTAL		8588587	

DONDE:

- # de vehículos por año (casilla 1) se obtiene de la cantidad de vehículos de su respectiva clase (Tabla No 4.1) multiplicado por 365.
- Factor de vehículo (casilla 2) se adoptaron valores de la tabla 3.6
- Factor de crecimiento (casilla 3) se obtiene de la tabla 3.3

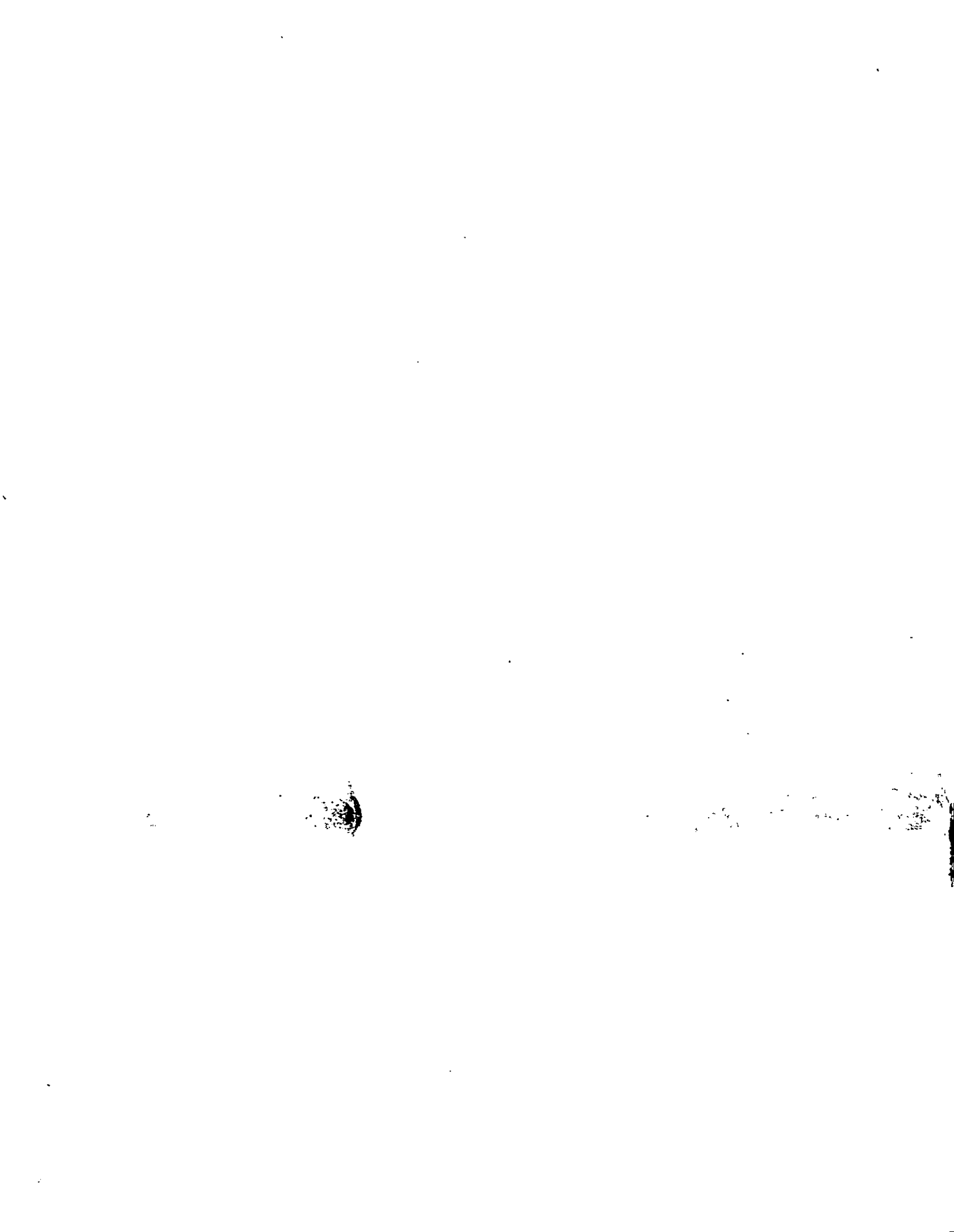
Considerando un TPDA = 25,103 (obtenido de tablas de estudio de tráfico), 40% en el carril de diseño (obtenido de la tabla 3.2 recordándose que éste valor es adoptado por el diseñador), 19.18% de vehículos pesados, 70 PSI

presión de inflado (condición estándar tomada del inciso último del numeral 3.4.4), tenemos:

$$ESAL DE DISEÑO = 8588587 \times \frac{40}{100} \times \frac{19.18}{100} \times \frac{100}{100} = 658916 = 6.6 \times 10^5$$

$$ESAL DE DISEÑO = 6.6 \times 10^5$$

El factor 100/100 mostrado anteriormente resulta de multiplicar la presión de inflado por el 90% (presión de contacto), y luego obtener el factor de fig. 3.6 (Factor de Ajuste ESAL). En la figura 3.6 se deduce que $70 \times 0.9 < 70$ PSI, entonces se adopta un factor de ajuste de 1.0 equivalente al 100/100.



Plantilla ESAL de la guía AASHTO

Proyecto: Boulevard del Ejercito Nacional.				3 Carriles	
Período de diseño 20 años			Ubicación: Urbano		
Tipo de vehículo	Volumen diario (1)	Factor de crecimiento o (2)	Tránsito de Diseño (3)	Factor de Camión (4)	Número de ESALs (5)
Buses 2 ejes y 6 ruedas	3806	2.2	3056218	0.002	6112
Camión 2 ejes, 6 ruedas (C2)	1641	0.93	557037	0.24	133689
Camiones (3 o más ejes) C3	187	0.11	7508	1.02	7658
Semirremolque (4 ó más ejes) T3-S2	337	0.19	23371	0.71	16573
				Total.	164052

Volúmen total de vehículos diarios 50206

Tasa de crecimiento 3.5%

Donde:

$$\text{Factor de crecimiento} = \left[\frac{(1)}{\frac{\text{Volumen total de vehículos diarios}}{\text{Tasa de crecimiento}}} \times 100 \right]$$

Transito de diseno = (1) × (2) × 365

Factor de camion tomado de tabla 3.6

Numero de ESALES = (3) × (4)

Se observa que de los dos valores obtenidos para el ESAL de diseño por el método AASHTO y del Instituto Americano del Asfalto el más conservador es el segundo, por lo cual será éste el que utilizaremos en el diseño de espesores de pavimento.

TABLAS DE ESTUDIO DE TRAFICO

TRAFICO POR CATEGORIA VEHICULAR

UBICACION: BOULEVARD EJERCITO

FECHA: AADT

HORA	SENTIDO	VEHICULOS LIVIANOS			BUSES			CAMIONES				TOTAL
		Auto	Pick-up	TOTAL	Microbus	Autobus	TOTAL	C - 2	C - 3	ST - 3 +	TOTAL	
6 AM - 6 PM	Poniente	6285	5903	12188	2926	3010	5936	1325	133	267	1725	19849
	Oriente	6438	6418	12856	3406	3232	6638	1367	173	286	1826	21320
	TOTAL	12723	12321	25044	6332	6242	12574	2692	306	553	3551	41169
DIARIO	Poniente	7665	7199	14863	3568	3671	7239	1616	162	326	2104	24206
	Oriente	7851	7827	15678	4154	3941	8095	1667	211	349	2227	26000
	TOTAL	15516	15026	30541	7722	7612	15334	3283	373	674	4330	50206

Fuente: Ing. Salvador Vázquez O'Connor, utilizado para el proyecto Plan Maestro del Reordenamiento vial del AMMSS.

DISTRIBUCION VEHICULAR

UBICACION: BOULEVARD EJERCITO

FECHA: AADT

SENTIDO	VEHICULOS LIVIANOS	BUSES	CAMIONES	TOTAL
Poniente	61.4%	29.9%	8.7%	100.0%
Oriente	60.3%	31.1%	8.6%	100.0%
TOTAL	60.8%	30.5%	8.6%	100.0%

Fuente: Conteos de tráfico realizados Febrero y Marzo 1996

4.4.0 DISEÑO DE ESPESOR DE PAVIMENTO POR EL METODO AASHTO.

-ESAL de diseño = 6.5×10^5

-Tipo de material en la subrasante, se determinaron 2 materiales predominantes en la zona arena limosa (SM) y limo inorgánico (ML).

-Para la arena limosa (SM) $CBR_{DISEÑO} = 24.8\%$

-Para un limo inorgánico (ML) $CBR_{DISEÑO} = 11.5\%$

Utilizando la corrección $M_r = 1500 \times CBR_{DISEÑO}$, tenemos:

$$M_r = 1500 \times (24.8) = 37,200 \text{ PSI} = 3.72 \times 10^4 \text{ PSI}$$

$$M_r = 1500 \times (11.5) = 17,250 \text{ PSI} = 1.72 \times 10^4 \text{ PSI}$$

Se utilizará el módulo de Resiliencia de menor valor ($1.7 \times 10^4 \text{ PSI}$)

Ubicación: Urbana

Clasificación: Especial (Esta clasificación es usada en El Salvador por el Ministerio de Caminos, aunque la característica de la Vía es de una primaria).

-Tránsito

$$W_{18} = 6.6 \times 10^5 \text{ Esales.}$$

Distribución Direccional $DD = 0.5$

Crecimiento de Camiones (por año) = 3.5% (Esta tasa de crecimiento es la adoptada por el Ministerio de Caminos, éste valor puede estar sujeto a cambios con el tiempo, estudios de tráfico recientes y/o adoptarse diferentes tasas de crecimiento para cada tipo de vehículos)

-Propiedades de los materiales dependiendo de la zona.

24°C.....450,000 PSI, módulo elástico del concreto Asfáltico (AC). Se adopta ésta temperatura promedio anual porque se asimila a la de nuestro país

Base granular M_R (base) = 31,000 PSI

Subrasante M_R (sub) = 17,250 PSI para el material limo inorgánico (ML)

Como el pavimento es para una vía de clasificación Especial se toman los valores de una arteria primaria.

-Valor de confiabilidad tomado de la tabla No 2.5 $R = 95\%$

-Desviación típica promedio de todas las pruebas

obtenido de la tabla 2.6 $S = 0.49$

-Índice de serviciabilidad Inicial $P_o = 4.2$

-Índice de serviciabilidad final $P_t = 2.5$ Tomados del numeral 2.3.2 Criterios de Adopción de Niveles de serviciabilidad inciso tercero y cuarto respectivamente.

-Criterio de adopción de los coeficientes de drenaje m_i , obtenidos de la tabla 2.10 al 5% y 25% cuyo porcentaje del tiempo que las diferentes capas estarán a niveles cercanos de saturación y considerando un drenaje regular.

-Para proteger la capa de concreto asfáltico $m_1 = 1.0$

-Para proteger la capa de base granular $m_2 = 0.80$

-Para proteger la subrasante consideramos un $m_3 = 0.70$ y se considera como malo el drenaje

-Los coeficientes de capa o estructurales a_i obtenidos de la tabla 2.8.

-Para carpeta asfáltica $a_1 = 0.45$ obtenido de la gráfica 2.8 b

-Para base granular $a_2 = 0.14$ obtenido de la gráfica 2.9

-Para subrasante $a_3 = 0.12$ obtenido de la ecuación

$$a_3 = 0.227 \times \log M_R(\text{subrasante}) - 0.839$$

-Obtención de los números estructurales para las diferentes capas se definen utilizando la figura 2.13.

- $SN_1 = 2.0$ para carpeta asfáltica.

- $SN_2 = 2.7$ para base granular

$$SN = 4.7$$

Empleando el concepto de análisis de capas se obtiene el diseño final.

$$D_1 > D_1^* = \frac{SN_1}{a_1} = \frac{2.0}{0.45} = 4.4 \text{ pulg adas}$$

Se adopta para $D_1^* = 4.5$ pulg. de espesor de carpeta asfáltica,

comprobando $a_1 \times D_1^* = SN_1^* = 0.45 \times 4.5 = 2.03$

$$2.03 \geq 2.0 \text{ O.K.}$$

$$D_2 > D_2^* = \frac{(SN_2 - SN_1^*)}{a_2 m_2} = \frac{2.7 - 2.03}{0.80 \times 0.14} = \frac{0.67}{0.112} = 5.98 \text{ pulg.}$$

Se adopta Para $D_2^* = 6$ pulg. espesor de base

comprobando $SN_2^* = 6 \times 0.80 \times 0.14 = 0.67$

$SN_1^* + SN_2^* = a_1 \times D_1^* + a_2 \times m_2 D_2^* = SN_2 = 2.7$

$$2.03 + 0.67 \geq SN_2$$

$$2.70 \geq 2.7 \text{ O.K.}$$

-El paquete estructural queda conformado de la siguiente manera:

Espesor de carpeta = 4.5 pulg.

Espesor de base granular = 6.0 pulg.

Espesor total de pavimento = 10.5 pulgadas.

4.5.0 DISEÑO DE ESPESORES DE PAVIMENTO POR EL METODO UTILIZADO SEGUN EL INSTITUTO AMERICANO DEL ASFALTO.

Tomando las mismas condiciones que el método del AASHTO, tenemos:

Consideraciones para la determinación de espesores.

- Se utilizará el módulo de Resiliencia de menor valor (1.7×10^4 PSI)
- Se pondrá en la base material granular
- El grado de asfalto se tomó las consideraciones que aparecen en la tabla 3.10 del capítulo III, condiciones cálido, temperatura promedio o anual ($MAAT \geq 24^\circ C \cong 75^\circ F$)
- Se debe tomar en cuenta espesores mínimos de concreto asfáltico sobre base granular de tabla 3.12 para que el diseño no quede dimensionado menos de lo permitido.

Se preparan dos paquetes estructurales, el primero utilizando un espesor de base granular de 6 pulgadas y el segundo para un espesor de 12 pulgadas.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Basados en la recopilación de información, análisis de resultados e interpretación de los mismos, se presentan las conclusiones y recomendaciones más importantes, así como trabajos futuros en ésta área específica.

5.1 CONCLUSIONES

Tomando en consideración los resultados obtenidos a través de la información recopilada y las pruebas realizadas se presentan a continuación las conclusiones más importantes:

- El método utilizado por el Instituto Americano del Asfalto resulta ser más conservador, porque para cada condición analizada (deformación unitaria horizontal y vertical) obtuvieron 2 espesores, uno para cada deformación unitaria crítica, y el mayor valor fue utilizado para preparar las gráficas de diseño. Por esta razón varias de las gráficas de diseño presentan formas asociadas con 2 criterios diferentes.
- El uso exitoso de las guías AASHTO y del Instituto Americano del Asfalto requiere de mucha experiencia y del conocimiento de las suposiciones básicas sobre las cuales fue desarrollada la metodología de diseño, sin dejar de tomar en cuenta los fondos disponibles para una inversión inicial, vida útil de la obra nueva, políticas y experiencia de la agencia diseñadora.

- En la guía AASHTO no se utilizaron tipos de tránsito mezclado, además presenta períodos de vida útil muy cortos para la evaluación de su comportamiento, materiales y subrasantes limitadas y se nota la ausencia de una guía para coeficientes de capa y factores de drenaje, debido a que presentan muy pocas guías, tablas y/o gráficas en este rubro.
- El Instituto Americano del Asfalto toma criterios de la guía AASHTO porque, en las gráficas de diseño, para ciertos niveles de tráfico, se muestran requerimientos de espesores mínimos. Pero en aquellos casos donde estos espesores mínimos no fueron obtenidos directamente por programas de computadoras éstos fueron seleccionados basados en la experiencia, incluyendo de los caminos de ensayo AASHO (posteriormente AASHTO), otros estudios y ediciones anteriores del manual presentado.
- Ninguno de los dos métodos estudiados toma en cuenta la variabilidad del tránsito en forma completa.
- Con la construcción por etapas se pueden obtener buenos beneficios porque existe la posibilidad de corregir fallas a nivel de la subrasante o base causadas por el tráfico, antes de proceder a colocar las capas remanentes, dando lugar a menores costos de mantenimiento.
- Para el análisis económico, el menor costo inicial o total no es siempre la base más lógica para tomar decisiones; hay que evaluar las posibles alternativas, políticas y fondos disponibles.

- En el caso del tramo analizado los resultados obtenidos para el método de diseño de El Instituto Americano del Asfalto es 10 pulg. de espesor (base y carpeta) y para el método de diseño AASHTO resultó un espesor de 10.5 pulg. (base y carpeta) (para un análisis de tráfico en común, según El Instituto del Asfalto y con un espesor de base granular igual a 6" en ambos casos), pero El Instituto Americano del Asfalto-91 es muy restringido con los espesores de base, presentando solamente 6 pulg. y 12 pulg. como alternativas; la guía AASHTO-93 permite hacer combinaciones de espesores, ya que permite reducir o aumentar cualquiera de los espesores del pavimento, por medio de los números estructurales respectivos.
- En el caso del Método del Instituto del Asfalto se puede correr el riesgo de un diseño impráctico al tomar el espesor de 12 pulg. para base y 3 pulg. de espesor de concreto asfáltico porque con ello se está reduciendo el espesor de concreto asfáltico a un valor que podría provocar fallas estructurales prematuras en el pavimento.
- Partiendo de las conclusiones anteriores, el método de diseño más recomendado para nuestro país sería el de la Guía AASHTO-93; ya que permite mayores alternativas de diseño, pues no nos restringe en cuanto a espesores de base y concreto asfáltico, excepto los valores mínimos que el método define.

5.2 RECOMENDACIONES

- Para el uso de uno de los dos métodos de diseño estudiado se recomienda que los diseños obtenidos se comparen con otros procedimientos, tales como el método SHELL, el método del módulo de Resiliencia y otros, lo cual nos permitiría evaluar las ventajas y desventajas de cada uno de los métodos y condiciones del lugar.
- No es recomendable reducir demasiado los espesores de concreto asfáltico para incrementar el espesor de la base granular, debido a que se incrementaría el potencial de fallas estructurales y otros problemas en el pavimento.
- Las propiedades de los suelos de subrasante y materiales de construcción (materiales selectos), los valores de tráfico, los factores climáticos y otras variables de diseño deben basarse en estudios de datos reales.
- Para el análisis de tráfico, se recomienda, determinar separadamente la tasa de crecimiento y factor de vehículo para vehículos pesados y livianos; para evitar exceder la capacidad de vehículos en la vía, ya que esto llevaría a un diseño innecesariamente conservador.
- Como protección mínima contra el daño ocasionado por el tráfico pesado, el ESAL de diseño para hombros debe ser por lo menos el 5% del ESAL de diseño del carril de diseño, y este valor puede resultar mayor para altos

niveles de tráfico según la importancia de la vía, ya que en nuestro medio el hombro es usualmente empleado como un carril auxiliar.

- Cuando el pavimento comienza a dar servicio, se deben de monitorear en forma permanente algunas de las características de la estructura del pavimento como pueden ser el índice de servicio, capacidad estructural, el índice de deterioro, etc. para determinar el comportamiento durante su vida útil y realizar los trabajos de mantenimiento y refuerzo de la estructura en los tiempos requeridos. Con ello se evitará costos innecesarios de mantenimiento y rehabilitación o bien la pérdida total de la estructura del pavimento.
- Implementar un control estricto de los pesos y medidas de los vehículos que circulan sobre el pavimento, ya que el exceso de peso de los mismos aceleran las fallas en los pavimentos independientemente del método de diseño utilizado.
- Se recomienda que el Ministerio de Obras Públicas establezca un plan de mantenimiento de las carreteras, especialmente en cuanto al drenaje para poder así tener mejores vías por más tiempo.
- Incluir el Diseño de Pavimentos en el Plan de estudios de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador.

BIBLIOGRAFIA.

1. AASHTO Guide for Desing of Pavement Structures. American Association of State Highway and Transportation Official. USA. 1993
2. Alas Merios, Alex Enrique "Estudio Comparativo de los diferentes tipos de pavimentos asfálticos utilizados en El Salvador". Tesis Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería y Arquitectura UES. 1989
3. ASIA. Seminario "Ingeniería de Carreteras". san Salvador. Mayo de 1994
4. Cañas Muller, Manuel Edgardo "Estudio Técnico Económico sobre El Método de Reciclaje de Pavimentos Asfálticos en Vías Urbanas y Carreteras". Tesis UES. 1990
5. Fonseca F., José. "Construcción de Carreteras en El Salvador". Tesis UES. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. 1967
6. Instituto Americano del Asfalto. "MS-1 Thickness Desing Asphalt Pavement for Highway and Streets". Ninth Edition of the Institutes Thickness Desing Manual. USA.1991
7. Menéndez Pacas, Federico "Procedimiento de Construcción de Pavimentos y Drenajes en el Area Urbana", Tesis UES.1967
8. Moncayo V., Jesús. "Manual de Pavimentos, Asfalto, Adoquín, Empedrado y Concreto". Universidad de Guadalajara. México D.F. Compañía Editorial S.A. México 1980.
9. Osorio Gómez, Alvarino. "Métodos para Calcular Espesores de Pavimentos Flexibles". Tesis UES.1966

10. Pineda Navas, Héctor Hermógenes. "Estudio de Orígenes y Destino de Las Carreteras en el Salvador". Tesis Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería y Arquitectura. UES. 1970
11. Rico Rodríguez, Alfonso y Hermilo del Castillo. "La Ingeniería de Suelos en Vías Terrestres (Carreteras, Ferrocarriles y Autopistas)". Volumen 2. Editorial Limusa. 1982. México
12. Terzaghi K. Y Peck R. "Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica". Editorial Limusa. 1967. México
13. UNAM. "Curso de Diseño y Construcción de Pavimentos". Facultad de Ingeniería y Arquitectura. División de Educación Continua. Mexico. 1988
14. Valle Rodas, Raúl. "Carreteras, Calles y Aeropistas". 5^{ta} Edición. Editorial Ateneo. Buenos Aires. Argentina. 1970