

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DEFINICIÓN MODERNA DE LOS PARÁMETROS PARA
EL DISEÑO DE PAVIMENTOS**

PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

FELIPE ADRIÁN HIDALGO ANDRADE

SANGOLQUÍ, ABRIL DEL 2007

EXTRACTO / ABSTRACT

En los actuales momentos debido al avance de la Ingeniería de Pavimentos, en la cual, se considera la aplicación de la carga repetida producto del paso de los vehículos sobre la superficie del pavimento, las deformaciones elásticas y permanentes de los suelos, su capacidad de carga admisible, la resistencia a la fatiga de los materiales utilizados en la construcción de esta estructura y la influencia de las características climatológicas de las zonas en donde se la construye, hace que sea necesario establecer con precisión los parámetros que intervienen en su diseño, construcción y mantenimiento, los cuales difieren enormemente de aquellos empíricos que generalmente vienen siendo usados en los métodos tradicionales actualmente, es motivo por el cual el objeto de este trabajo es el hacerlos conocer para que sean utilizados en nuestro país.

In the present moments due to the advance of the Engineering of Pavements, in which, the application of the load is considered repeatedly product of the step of the vehicles on the surface of the pavement, the permanent and elastic deformations of the soil, its capacity of admissible load, the resistance to the fatigue of the materials utilized in the construction of this structure and the influence of the climatological characteristics of the zones where it is built, does that be necessary to establish with precision the parameters that intervene in their design, construction and maintenance, which differ enormously of those empirical that generally come being used in the traditional methods at present (nowadays), is motive by which the object of this work is the to cause to know so that they are utilized in our country.

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el **SR. FELIPE ADRIÁN HIDALGO ANDRADE** como requerimiento parcial a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, Abril del 2007

Ing. Milton Torres Espinoza

DIRECTOR

Ing. Eduardo Carrión Estupiñán

CODIRECTOR

DEDICATORIA

Dedico este sencillo trabajo de averiguación técnica a mi padre, Jorge, por su modestia
y constancia;

A mi madre, Alicia, por su bondad y afecto;

A mis hermanos, Gabriel y María Salomé por su deliberada compañía desde mi
infancia;

A las personas que se interesen en este documento;

A usted amable lector le dedico y agradezco de antemano.

El Autor.

AGRADECIMIENTO

Reconozco sinceramente, en público agradecimiento, a mis padres por ser mis primeros maestros, y a mis maestros por ser mis segundos padres, docentes de la Escuela Politécnica del Ejército en su Carrera de Ingeniería Civil, y de manera especial a los ingenieros Milton Torres Espinoza, y Eduardo Carrión Estupiñán, Director y Codirector respectivamente, del presente trabajo de averiguación técnica por confiar en mi propuesta de proyecto y por la aportación generosa de su experiencia en mis investigaciones; al ingeniero Jorge Zuñiga Gallegos, Coordinador de la Carrera, por toda su apertura y sustento permanente en el desarrollo de mi propuesta de tesis.

El Autor.

HOJA DE LEGALIZACION DE FIRMAS

ELABORADO POR

SR. FELIPE HIDALGO ANDRADE

COORDINADOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

SR. ING. JORGE ZUÑIGA GALLEGOS

SECRETARIO ACADEMICO

SR. AB. MARIO LOZADA

Lugar y fecha: _____

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

RESUMEN	Pag.
1.1 INTRODUCCIÓN	2
1.2 DEFINICIÓN DE PAVIMENTO	5
1.2.1 Desde el punto de vista del ingeniero	
1.2.2 Desde el punto de vista del usuario	
1.3 ESQUEMA CONCEPTUAL DE LA TÉCNICA DE LOS PAVIMENTOS	6
1.4 DIFERENCIAS, CARÁCTERÍSTICAS ENTRE VARIAS ESTRUCTURAS	7
1.5 NOMENCLATURA DE LAS DIFERENTES CAPAS DEL PAVIMENTO	8
1.5.1 Pavimento	
1.5.2 Terreno de Cimentación	
1.5.3 Superficie Subrasante	
1.5.4 Subbase	
1.5.5 Base	
1.5.6 Capa de Rodadura	
1.5.7 Rasante	
1.6 TIPOS DE PAVIMENTO	11
1.6.1 Pavimentos Flexibles	
1.6.2 Pavimentos Rígidos	

1.7 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS DIFERENTES TIPOS DE PAVIMENTOS	11
1.8 ROL ESTRUCTURAL DE LAS CAPAS DE PAVIMENTO	12
1.9 FACTIBILIDAD ECONÓMICA PARA REALIZAR TRABAJOS DE PAVIMENTOS	14

CAPÍTULO II

AVANCES EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

RESUMEN	Pag.
2.1 GENERALIDADES	23
2.2 MODELO DE TRABAJO DE LA ESTRUCTURA	28
2.3 COMPORTAMIENTO DEL SUELO BAJO LA ACCIÓN DE CARGAS REPETIDAS (σ_{adm})	29
2.4 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL INTERIOR DE LOS PAVIMENTOS	35
2.4.1 Presión de Contacto	
2.4.2 Presiones debidas a las características del suelo de cimentación	
2.4.3 Incremento de presión debido a las cargas de los vehículos	
2.4.3.1 Modelo de Boussinesq	
2.4.3.2 Modelo de Burmister (Sistema Multicapa)	
2.4.3.3 Fórmula de Odemark y Kirk	
2.4.3.4 Fórmula de Lister y Jones	
2.4.3.5 Representación de la distribución del incremento de presiones de un sistema multicapa	
2.4.3.6 Modelo de Westergaard (Sistema Bicapa)	

2.4.3.7	Fórmula de Lister y Jones	
2.4.3.8	Representación de la distribución del incremento de presiones de un sistema bicapa	
2.4.3.9	Presiones adicionales suscitados en los Pavimentos	
2.5	CRITERIO DE DISEÑO $\sigma < \sigma_{adm}$	71
2.6	COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS DEL PAVIMENTO SOMETIDOS A ESFUERZO DE FATIGA	72
2.6.1	Falla por Fatiga de suelos cohesivos	
2.6.2	Falla por Fatiga de los suelos granulares	
2.6.3	Falla por Fatiga de los suelos estabilizados	
2.6.4	Falla por Fatiga en el concreto asfáltico	
2.6.5	Falla por Fatiga en el concreto hidráulico	
2.7	RETROCÁLCULO	91

CAPÍTULO III

PARÁMETROS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE LOS PAVIMENTOS DE INFRAESTRUCTURAS DE TRANSPORTE

RESUMEN		Pag.
3.1	CAPACIDAD DE CARGA DE LA SUBRASANTE	94
3.1.1	Características Generales	
3.1.2	Métodos para determinar el Módulo de Elasticidad E_s o el Módulo Resiliente MR del suelo de cimentación	
3.1.2.1	Métodos CRR mediante la clasificación trilinear de suelo	
3.1.2.2	Ensayo CBR	
3.1.2.3	Ensayo de carga con placa en modelo 1:1	

3.1.2.4	Penetrómetro Dinámico de cono (DCP)	
3.1.2.5	Ensayo S.P.T.	
3.1.2.6	Módulo de Resilencia	
3.1.2.7	Utilización de la Viga Bemkelman	
3.1.2.8	Deflectómetro de Impacto FWD	
3.1.2.9	Cálculo de la capacidad de carga por tramos homogéneos de diseño y su respectivo módulo	
3.1.2.9.1	Método Estadístico	
3.1.2.9.2	Método del Instituto del Asfalto	
3.2	CARGAS	119
3.2.1	Tipos de Vehículos	
3.2.2	Estudio del Tráfico	
3.2.3	Determinación del peso de los vehículos (pesaje)	
3.2.4	Tráfico promedio diario anual (TPDA)	
3.2.5	Obtención del número acumulado de ejes equivalentes de 8.2T	
3.2.6	Rueda simple equivalente	
3.2.6.1	Definición	
3.2.6.2	Presión de los neumáticos	
3.2.6.3	Método del Departamento de Transportes de Canadá	
3.3	MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN	141
3.3.1	Características mecánicas de los materiales utilizados en el Pavimento	
3.3.2	Capas de Materiales tratados con productos bituminosos	
3.3.3	Capas de Materiales tratados con ligantes hidráulicos	
3.4	CLIMA	158

- 3.4.1 Infiltración a través del pavimento
- 3.4.2 Estimación de la capacidad de la subrasante para remover el agua retenida dentro de la estructura del pavimento
- 3.4.3 Calidad de drenaje y tiempo de saturación
- 3.4.4 Drenaje como sistema de estabilización

CAPÍTULO IV

DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO POR MÉTODOS ELÁSTICOS (ESTAND-P)

RESUMEN	Pag.
4.1 INSTALACIÓN	171
4.2 ACCESO	171
4.3 INICIO	171
4.4 CÁLCULO DEL CBR DE DISEÑO	173
4.4.1 Fundamento Teórico del método	
4.4.2 Manual del usuario	
4.5 CÁLCULO DEL NÚMERO ACUMULADO DE EJES ESTÁNDAR (N_t)	175
4.5.1 Fundamento Teórico del método	
4.5.2 Manual del usuario	
4.6 PAVIMENTO FLEXIBLE	179
4.6.1 Fundamento Teórico del método	
4.6.2 Manual del usuario	
4.7 PAVIMENTO RÍGIDO	188
4.7.1 Fundamento Teórico del método	

4.7.2	Manual del usuario	
4.8	CONSIDERACIONES ADICIONALES E INTERPRETACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO	195
4.9	DESINSTALACIÓN	197

CAPÍTULO V

APLICACIÓN DEL PROGRAMA ESTAND-P A DISEÑOS VIALES

RESUMEN		Pag.
5.1	INFORMACIÓN PRELIMINAR	199
5.2	PROYECTO: SAN SEBASTIÁN DEL COCA – SAN JOSÉ DE GUAYUSA	200
5.3	PROYECTO: SHUSHUFINDI – LA PRIMAVERA	202
5.4	PROYECTO: NUEVO PARAÍSO – DESVÍO A SAN SEBASTIÁN DEL COCA	204

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

RESUMEN		Pag.
6.1	CONCLUSIONES	207
6.2	RECOMENDACIONES	212
BIBLIOGRAFÍA		214

LISTADO DE TABLAS

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

Tabla 1.1: Diferencias y características entre varias estructuras

Tabla 1.2: Rol estructural de las capas de Pavimento

Tabla 1.3: Calculo de indicadores de evaluación Costo- Eficiencia

CAPÍTULO II

AVANCES EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

Tabla 2.1: Presiones en un sistema multicapa en función de la relación de módulos de elasticidad.

Tabla 2.2: Presiones en un sistema bicapa en función de la relación de módulos de elasticidad.

Tabla 2.3: Valores típicos de f_4 y f_5 utilizados por diversas instituciones.

CAPÍTULO III

PARÁMETROS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE LOS PAVIMENTOS DE INFRAESTRUCTURAS DE TRANSPORTE

Tabla 3.1: Facilidad de drenaje de los suelos base mencionados en el diagrama triangular.

Tabla 3.2: Criterio para la selección de la capacidad de soporte en los tramos homogéneos.

Tabla 3.3: Ejemplo de formulario de conteo

Tabla 3.4: Porcentaje y tasa de crecimiento de vehículos

Tabla 3.5: Repartición del tránsito

Tabla 3.6: Clasificación de los ejes vehiculares

Tabla 3.7: Coeficientes de distribución del peso para cada tipo de eje

Tabla 3.8: Valores aproximados de la presión de inflado para los diferentes tipos de vehículos.

Tabla 3.9: Módulos de rigidez y de resistencia a la tracción para materiales en buen estado

Tabla 3.10: Calidad de drenaje y tiempo de evacuación del agua

Tabla 3.11: Parámetros promedios de las características pluviométricas

CAPÍTULO IV

DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO POR MÉTODOS ELÁSTICOS

(ESTAND-P)

Tabla 4.1: Repartición del tránsito (Tabla 3.5, Cáp. 3).

LISTADO DE FIGURAS

CAPÍTULO I

ANTECEDENTES

Figura 1.1: Estructura del Pavimento desde el punto de vista del ingeniero

Figura 1.2: Estructura del Pavimento desde el punto de vista del usuario

Figura 1.3: Esquema conceptual de la técnica de los pavimentos

Figura 1.4: Sección transversal de un pavimento

Figura 1.5: Tipos de Pavimentos

CAPÍTULO II

AVANCES EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

Figura 2.1: Modelización de la estructura del pavimento

Figura 2.2: Flujoograma para el dimensionamiento de pavimentos

Figura 2.3: Modelo de trabajo de la estructura

Figura 2.4: Variación de la deformación remanente en una arcilla saturada con el número de aplicaciones de carga y la amplitud de la misma ($R = \sigma / \sigma_R$)

Figura 2.5: Influencia del desviador de tensiones en el módulo resiliente de un suelo

Figura 2.6: Esquema de la variación de las deformaciones elásticas y remanente en función del número de ciclos

Figura 2.7: Deformación remanente que se produce en un firme tipo, en función de la temperatura y de la carga aplicada

Figura 2.8: Distribución de tensiones medio semi-infinito (Boussinesq)

Figura 2.9: Distribución de presiones medio semi-infinito (Boussinesq)

Figura 2.10: Difusión del esfuerzo vertical σ_z

Figura 2.11: Coeficiente de influencia del esfuerzo vertical = σ_z / P

Figura 2.12: Gráfica de obtención de F2

Figura 2.13: Sistema tricapa

Figura 2.14: Relación de esfuerzos verticales en la segunda interfaz de un sistema de tres capas, en función de r / h_2 y h_1 / h_2

Figura 2.15: Distribución típica de esfuerzos cortantes en un sistema de tres capas

Figura 2.16: Influencia de r / h sobre la localización y magnitud de t_z / p para $r = 13\text{cm}$. $k_1 + k_2 = 20$.

Figura 2.17: Variación del esfuerzo tangencial en la superficie que delimita la primera y segunda capas, al variar sus esfuerzos y la rotación $E1 / E2$

Figura 2.18: Variación del esfuerzo vertical con la profundidad, al cambiar los valores de las cargas y las presiones

Figura 2.19: Modelo Burmister

Figura 2.20: Modelo multicapa

Figura 2.21: Multicapa propuesto con la fórmula de Odemark

Figura 2.22: Representación de presiones en un sistema multicapa

Figura 2.23: Sistema Bicapa

Figura 2.24: Modelo de Westergaard

Figura 2.25: Esfuerzos horizontales en un sistema bicapa

Figura 2.26: Representación de presiones en un sistema bicapa

Figura 2.27: Representación de la Presión total en el pavimento

Figura 2.28: Diagrama de Presiones actuantes en función del número de repeticiones de carga. Diagrama de Wholer.

Figura 2.29: Mecanismo de deformación en materiales granulares.

Figura 2.30: Ensayo de cargas repetidas aplicando una presión de 10 Kg/cm^2

Figura 2.31: Relación entre las tensiones aplicadas y el Número de repeticiones de carga que provoca la falla por fatiga de un material granular

Figura 2.32: Ley de Fatiga de grava – cemento (ensayo de flexo tracción)

Figura 2.33: Bosquejo general de la determinación de una ley de fatiga

Figura 2.34: Comparación de las leyes de fatiga obtenidas en diferentes investigaciones

Figura 2.35: Relación entre la presión a la tensión y la resistencia a la tracción del hormigón versus el número acumulado de ejes equivalentes

Figura 2.36: Esquema de desarrollo del Retrocálculo

CAPÍTULO III

PARÁMETROS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE LOS PAVIMENTOS DE INFRAESTRUCTURAS DE TRANSPORTE

Figura 3.1: Curva granulométrica de una muestra de suelo

Figura 3.2: Diagrama triangular de clasificación de los suelos

Figura 3.3: Esquema del ensayo de carga con placa

Figura 3.4: Esquema del penetrómetro dinámico de cono (DCP)

Figura 3.5: Representación gráfica de la ecuación $\text{Log CBR} = 2.20 - 0.98\text{Log } X$

Figura 3.6: Relación entre el CBR calculado desde la prueba de SPT y la prueba directa del CBR in situ

Figura 3.7: Módulo de resiliencia

Figura 3.8: Módulo resiliente

Figura 3.9: Diagrama de Presiones en función de deformaciones

Figura 3.10: Esquema de ensayo de módulo resiliente

Figura 3.11: Aplicación de la Viga Bemkelman para la determinación de deflexiones

Figura 3.12: Esquema del deflectómetro de carreteras (Viga Bemkelman)

Figuras 3.13: Deflectómetro de impacto FWD. (Inextec, 2007)

Figuras 3.14: Deflectómetro de impacto FWD. (Inextec, 2007)

Figura 3.15: Representación de tramos homogéneos

Figura 3.16: Esquema de deformaciones generadas por un neumático.

Figura 3.17: Desarrollo vertical de una vía, acción de corte y relleno

Figura 3.18: Gráfica CBR vs Porcentaje de valores repetidos (Ejercicio)

Figura 3.19: Cuadro demostrativo de cargas útiles permisibles

Figura 3.20: Crecimiento del TPDA en función del período en años t .

Figura 3.21: Obtención del número acumulados de ejes equivalentes

Figura 3.22: Factor de equivalencia de cargas respecto a la de 8.2T (AASHTO, 1993)

Figura 3.23: Esquema que muestra como se interrelaciona los esfuerzos que provocan en el pavimento las ruedas dobles

Figura 3.24: Comparación y relación de las de flexiones determinadas a diferentes profundidades y sus dimensiones en ruedas dobles para ejes simples y tandem

Figura 3.25: Diagrama en escala logarítmica del comportamiento de un pavimento a una profundidad z por efecto de la carga equivalente

Figura 3.26: Diagrama para encontrar la carga equivalente, de acuerdo con el método de la Agencia Federal de Aeropuertos

Figura 3.27: Esquema representativo de los materiales utilizados en la construcción de pavimentos

Figura 3.28: Diagrama de obtención del valor F

Figura 3.29: Nomograma para calcular el índice de penetración y la temperatura T_{800}

Figura 3.30: Nomograma de Van Der Poel para determinar el módulo dinámico DE Rigidez del asfalto

Figura 3.31: Nomograma para el cálculo del módulo dinámico de rigidez de las mezclas asfálticas

Figura 3.32: Diagrama de obtención del coeficiente de Poisson en función de la temperatura

Figura 3.33: Lavadero y bordillo

Figura 3.34: Disposición de las perforaciones en tubería para subdrenaje (vista longitudinal)

Figura 3.35: Disposición de las perforaciones en tuberías para subdrenaje (vista transversal)

CAPÍTULO IV

DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO POR MÉTODOS ELÁSTICOS (ESTAND-P)

Figura 4.1: Pantalla de inicio y disposición de aplicaciones

Figura 4.2: Pantalla de cálculo e ingreso de datos para la obtención del CBR de la subrasante

Figura 4.3: Pantalla de ingreso de datos para calcular N_t

Figura 4.4: Pantalla de la clasificación del tránsito

Figura 4.5: Clasificación MOP

Figura 4.6: Pantalla de resultados FE, N_t (total o por carril)

Figura 4.7: Modelo Teórico del Esquema de dimensionamiento de Pavimentos Flexibles

Figura 4.8: Modelización de la Estructura

Figura 4.9: Sección típica resultante AASHTO-93

Figura 4.10: Pantalla de ingreso de datos Pavimento Flexible

Figura 4.11: Pantalla de resultados Pavimento Flexible

Figura 4.12: Pantalla de ingreso de datos Pavimentos Rígido por el criterio Lister y Jones.

Figura 4.13: Pantalla de resultados Pavimento Rígido por el criterio de Lister y Jones

Figura 4.14: Pantalla de ingreso de datos Pavimentos Rígido por el criterio de Westergaard

Figura 4.15: Pantalla de resultados Pavimento Rígido por el criterio de Westergaard

Figura 4.16: Gráfico de presiones por el criterio de Westergaard.

Figura 4.17: Pantalla de Configuración.

CAPITULO 1

ANTECEDENTES

RESUMEN

La investigación realizada da inicio con la presentación de conceptos generales y esquematizaciones necesarias para orientar al lector en el enfoque del texto, partiendo desde la historia y desarrollo en el tiempo de los pavimentos, conceptualizando lo que es el pavimento propiamente dicho, esquematización de la estructura, análisis, tipos, características, factibilidad económica de la realización de estas estructuras.

De igual forma también se explica sobre la nomenclatura de las diferentes capas del pavimento y significado de cada una a manera de fijar conceptos que permitan el desarrollo de los temas propuestos en los capítulos siguientes.

1.1. INTRODUCCIÓN

La técnica de construcción de pavimentos es bastante antigua, hace su importante aparición en la civilización Romana donde se construye una de las primeras redes de caminos pavimentados para las necesidades de la época.

En Francia a partir del siglo XVI, se avisa un inicio de organización en la ejecución de estas estructuras, en cuanto que en Gran Bretaña, la construcción de caminos comienza cerca del año 1700, pudiéndose afirmar que hasta el fin del Siglo XIX, la red vial en Europa estaba constituida por caminos en tierra.

Los primeros métodos constructivos de Pavimentos inician desde 1775 donde Tresaguet introduce una fundación con piedras de gran dimensión, asentadas en el suelo y después clavadas a mano en este, seguida de una capa de regularización, constituida de desperdicios de la trituración colocados y golpeados a mano, para terminar se colocaba una capa de aproximadamente 8cm de piedra muy dura de tamaño de hasta 3.6cm.

En 1820 (MacAdam) consideraba que el pavimento constituye un colchón destinado a distribuir las cargas y que por esta razón no era conveniente utilizar capas sucesivas de piedra con tamaños crecientes, empleando una fundación en bloques o por la disposición de capas sucesivas de piedra triturada, sin material de agregación.

Telford, en cambio adoptaba una capa de bloques y sobre este colocaba un pavimento del tipo desarrollado por MacAdam.

A fines del siglo XIX empieza a ser realidad el transporte mecánico por carretera, la construcción del vehículo a vapor, que presentó otro problema el de adaptar la carretera al nuevo elemento de transporte, los métodos planteados por MacAdam no son los suficientes para soportar el uso de estos nuevos vehículos por esta razón surge la necesidad de construir pavimentos nuevos y resistentes.

En 1920 a 1940, los técnicos se concentraron a evaluar las propiedades estructurales de los suelos, durante este tiempo los conocimientos de Mecánica de Suelos, iban siendo correlacionados con el diseño de pavimentos.

En el tiempo el pavimento a sufrido un sin numero de innovaciones producto de las exigencias que ha tenido que írselas implementando en los diseños, estas generalmente dependerán de las propiedades de los materiales de construcción utilizados, tipo y volumen de tránsito, condiciones ambientales, etc. En el pasado, el diseño de los pavimentos ha involucrado correlaciones empíricas, para cargas estáticas las cuales fueron obtenidas en base en el comportamiento observado de los materiales de campo.

Actualmente el avance de la Ingeniería de Pavimentos considera la aplicación de la carga repetida producto del paso de los vehículos sobre la superficie del pavimento, las deformaciones elásticas y permanentes de los suelos, su capacidad de carga admisible, la resistencia a la fatiga de los materiales utilizados en la construcción de esta estructura y la influencia de las características climatológicas de las zonas en donde se la construye, los cuales

difieren enormemente de aquellos empíricos que generalmente vienen siendo usados en los métodos tradicionales.

Pero, las extrapolaciones de los métodos empíricos a condiciones mas allá de las cuales fueron desarrolladas, conduce a resultados inciertos ya que las condiciones de tránsito cambian rápidamente, tendencia de vehículos más pesados y en mayor volumen. Esto ocasionará que los métodos analizados en un principio sean reemplazados por métodos experimentales basados en aproximaciones mecanicistas. El uso continuo de nuevos métodos modernos requerirá de investigaciones estadísticas costosas a medida que aparezcan nuevos diseños de vehículos y nuevos desarrollos en los materiales.

Todo lo anterior lleva a la necesidad de profundizar en el conocimiento de los mecanismos de deformación de los materiales utilizados en la construcción de carreteras, con la finalidad de entenderlos para de esta manera plantear un método de diseño moderno y confiable de manera que estén más apegados al comportamiento local en nuestro medio.

Garnica Anguas Paúl, Gómez López José Antonio, Sesma Martínez Jesús Armando. 2002. Mecánica de materiales para Pavimentos. Publicación técnica No. 197, Sanfandila.

Torres, M.R. (1983), Contribución a la Técnica de Diseño de Pavimentos de Carreteras y sus refuerzos en nuestro país. *Revista Técnica de la Escuela Politécnica del Ejército ESPE*, Nro 32 y

1.2. DEFINICIÓN DE PAVIMENTO

1.2.1. DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL INGENIERO

El pavimento es una estructura de cimentación formada por una o más capas, sobre la que actúan cargas repetidas provenientes de los vehículos en su superficie y que debe de ser capaz de transmitir durante su vida útil las tensiones provocadas por las estas hacia la subrasante y hacia los materiales constitutivos de sus capas, de tal forma que no se superen las tensiones y deformaciones específicas admisibles del suelo de cimentación.

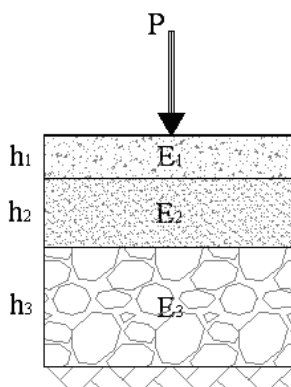


Figura 1.1 Estructura del Pavimento desde el punto de vista del ingeniero.

1.2.2. DESDE EL PUNTO DE VISTA DEL USUARIO

El pavimento es una estructura que debe permitir la circulación del tránsito mixto, en condiciones favorables de seguridad y comodidad, bajo cualquier condición climática y durante un tiempo prolongado. Tosticarelli, (2006)

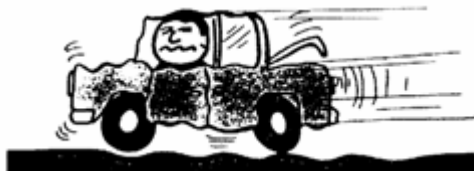


Figura 1.2 Características del Pavimento desde el punto de vista del
usuario

1.3.ESQUEMA CONCEPTUAL DE LA TÉCNICA DE LOS PAVIMENTOS

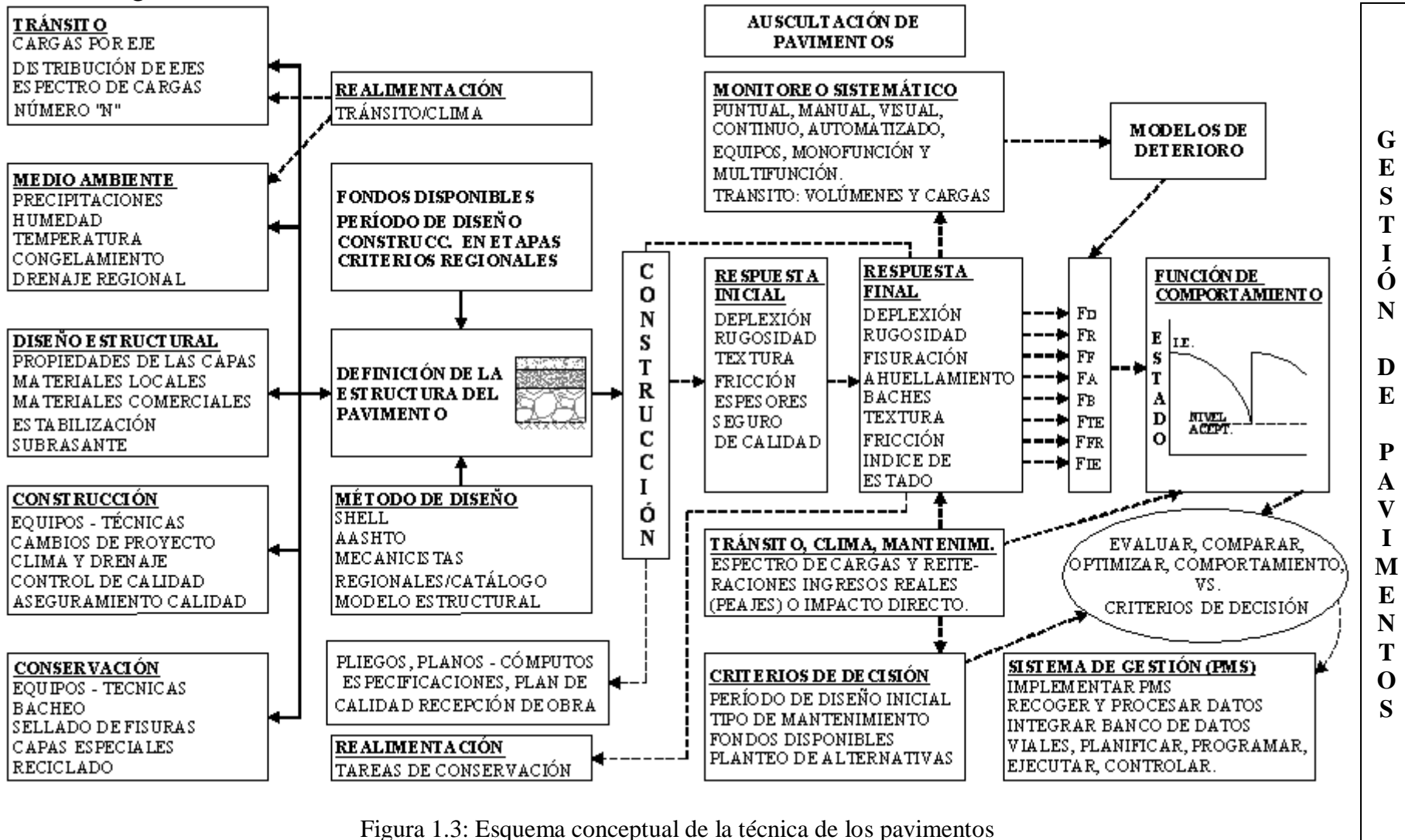
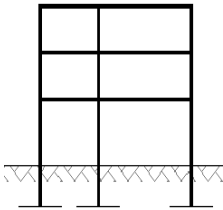
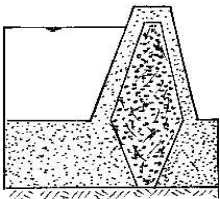
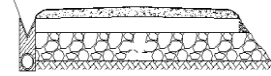


Figura 1.3: Esquema conceptual de la técnica de los pavimentos

1.4. DIFERENCIAS, CARÁCTERÍSTICAS ENTRE VARIAS ESTRUCTURAS

En razón de que hemos definido al pavimento como una estructura, en el cuadro siguiente hacemos una comparación con las estructuras más significativas que realiza un Ingeniero Civil. (Torres M., 1989)

Tabla 1.1: Diferencias y características entre varias estructuras.

Tipo de Estructura	Edificio	Presa de materiales sueltos	Pavimento
Características Principales			
Área ocupada	Pequeña	Grande	Grande
Coefficiente de seguridad	Muy elevado	Pequeño	Bajos e indefinibles
Clima	No influye	Tiene que considerarse	Factor preponderante
Vida útil	100 años o menos	Indefinida	Pequeña 10 a 20 años
Nivel freático	Constante	Variable	Subrasante saturada
Estudios Geotécnicos	Detenidos	Detenidos: Fundación, Mat. de construcción, permeabilidad, entre otros.	Sondaje hasta 1.5m, bajo subrasante y espesor de acuerdo al tipo de vía.
Cargas	Preponderantemente estáticos y efectos sísmicos	Preponderantemente estáticas y efectos sísmicos	Cargas móviles debido al tráfico.

1.5. NOMENCLATURA DE LAS DIFERENTES CAPAS DEL PAVIMENTO

1.5.1. Pavimento.- Estructura de cimentación que descansa sobre la subrasante y que se halla formado por diferentes capas de materiales conocidas como (capa de rodadura, subbase, base, material de mejoramiento)

1.5.2. Terreno de Cimentación.- Depósito de suelo que sirve de cimentación al pavimento, de su capacidad de soporte depende en gran parte el espesor que debe tener un pavimento sea este flexible o rígido.

- Si el terreno de fundación es pésimo (material orgánico) debe desecharse, substituirse por otro de mejor calidad o mejorando su capacidad de soporte con ayuda de un sistema de geotextil o geomalla.
- Si el terreno de fundación es malo y se halla formado por un suelo fino limoso o arcilloso, susceptible de saturación, debe colocarse una sub base granular de material seleccionado antes de poner la base y capa de rodadura.
- Si el terreno de fundación es regular o bueno y esta formado por un suelo bien graduado que no ofrece peligro de saturación o por un material de granulometría gruesa, posiblemente no se requerirá el material de subbase.
- Si el terreno de fundación es excelente, es decir, que tiene un valor de soporte elevado y no existe además la posibilidad de saturación, se colocará una capa de nivelación y luego la capa de rodadura.

1.5.3. Superficie subrasante.- Es la que corresponde a la superficie superior del terreno de fundación al finalizar el movimiento de tierras (corte o relleno).

1.5.4. Subbase.- Es la capa de material seleccionado que se coloca encima de la subrasante y tiene por objeto:

- Servir de capa de drenaje al pavimento.
- Controlar o eliminar en lo posible los cambios de volumen, elasticidad y plasticidad perjudiciales del material de la subrasante.
- Controlar la capilaridad del agua proveniente de las capas o niveles freáticos cercanos protegiendo al pavimento de los hinchamientos.

El material de subbase debe ser seleccionado y tener mayor capacidad de soporte que el terreno de fundación compactado, puede ser arena, grava, escoria de altos hornos, suelo estabilizado, y siempre cumplir lo establecido en las especificaciones técnicas.

Los agregados que se deben emplear deberán tener un coeficiente de desgaste máximo de 50%, de acuerdo con el ensayo de abrasión de los Ángeles y la porción que pase el tamiz N° 40 deberá tener un índice de plasticidad menor que 6 y un límite líquido máximo de 25. La capacidad de soporte corresponderá a un CBR igual o mayor del 30%. (Especificaciones MOP, Cáp. 400)

1.5.5. Base.- Es la capa que tiene por finalidad absorber los esfuerzos transmitidos por la cargas de los vehículos y además repartir uniformemente estos esfuerzos a la subbase y al terreno de fundación.

Las bases pueden ser granulares o bien estar formadas por mezclas bituminosas o mezclas estabilizadas con cemento u otro material ligante. El material que se utilice en la construcción cumpliendo siempre los requisitos establecidos en las especificaciones técnicas.

1.5.6. Capa de rodadura.- Cuya función primordial es proteger la base impermeabilizando la superficie para evitar infiltraciones de agua lluvia, proporcionar una superficie de rodadura lisa, evitar el desgaste de la base debido al tráfico de vehículos, así como incrementar la capacidad de soporte del pavimento.

1.5.7. Rasante.- Es la que corresponde a la superficie de rodadura terminada.

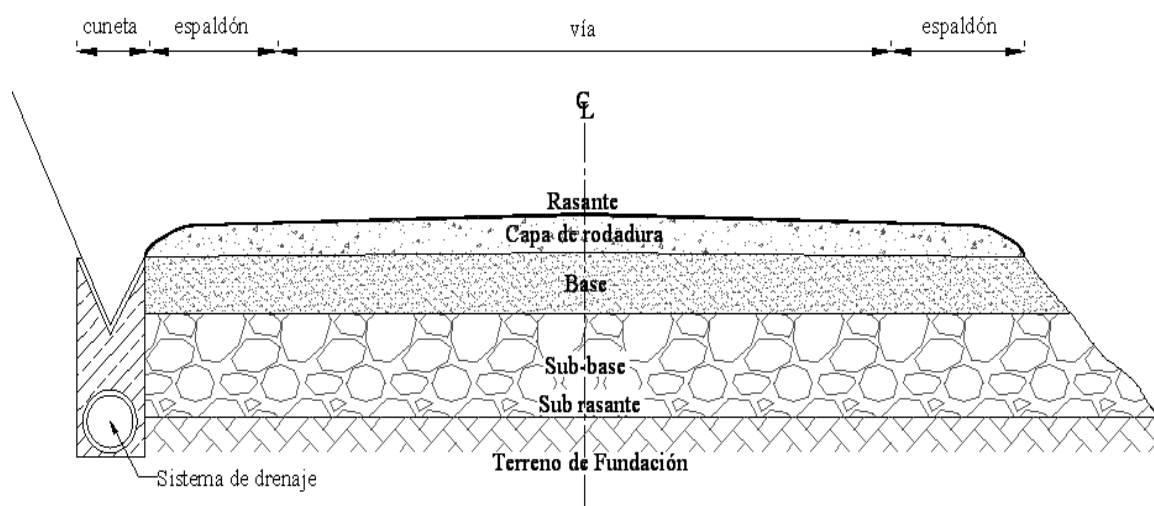


Figura 1.4 SECCIÓN TRANSVERSAL DE UN PAVIMENTO

1.6. TIPOS DE PAVIMENTO

1.6.1. Pavimentos Flexibles.- Son aquellos que se adaptan a las deformaciones del terreno de cimentación, sin el apareamiento de tensiones adicionales pudiendo clasificarse en los siguientes tipos:

- Afirmado
- Tratamiento superficial bituminoso
- Concreto asfáltico

1.6.2. Pavimentos Rígidos.- Son aquellos que no acompañan las deformaciones del terreno de cimentación y resisten con seguridad las tensiones adicionales de tracción que se originan por este hecho (pavimentos de hormigón de cemento hidráulico).

1.7. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DE LOS DIFERENTES TIPOS DE PAVIMENTOS

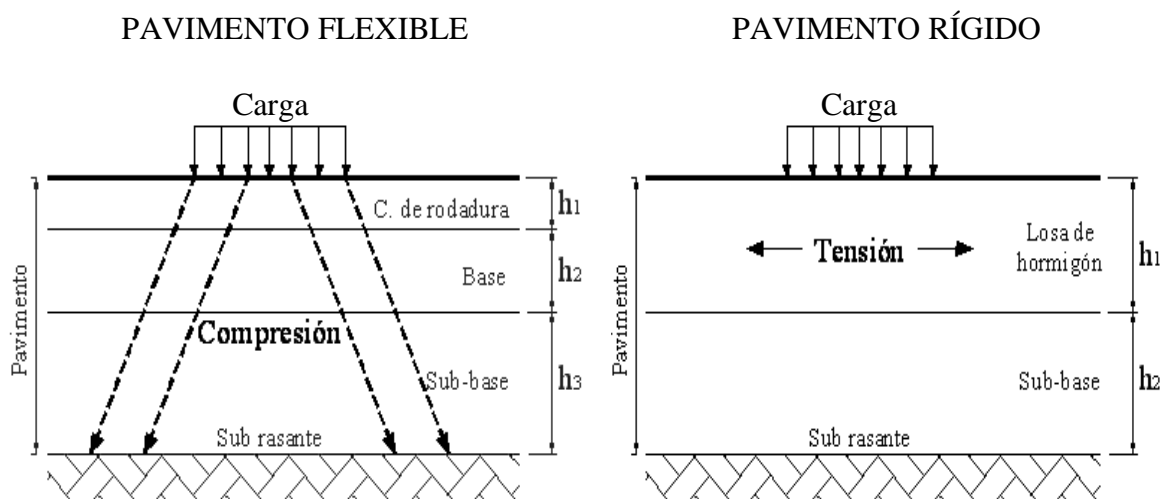


Figura 1.5: Tipos de Pavimentos

Objetivo:

- Proteger la subrasante de la carga y el medio ambiente.

Objetivo:

- Proteger la subrasante de la carga y el medio ambiente.

- La carga es transmitida por compresión a través de todas las capas.
- Los esfuerzos son mayores en las capas superiores por eso se requieren materiales de mejor calidad en la cercanía de la superficie.
- Calidad de la subrasante es factor determinante en el diseño.
- La carga es transmitida por flexión de la losa.
- La losa es el mayor elemento estructural del pavimento.
- La calidad de la subrasante es factor secundario en el diseño.

Filosofía de Diseño:

1. Evitar deformaciones permanentes acumuladas en todas las capas.
2. Tensión aplicada menor que la capacidad de carga del suelo de fundación.
3. Utilizar materiales con resistencia a la fatiga adecuada.

Filosofía de Diseño:

1. Evitar fisuras de fatiga, temperatura y humedad en la base.
2. Evitar deformaciones diferenciales excesivas que produzcan bombeo en las juntas y fisuras en las losas.

1.8. ROL ESTRUCTURAL DE LAS CAPAS DE PAVIMENTO

Tabla 1.2: Rol estructural de las capas de Pavimento

CAPAS	ROL	Mecanismo de degradación a tener en cuenta para un dimensionamiento adecuado	Propiedades mecánicas importantes
SUELO DE CIMENTACIÓN	Soporte del pavimento lo que condiciona el dimensionamiento	Deformación permanente excesiva	Resistencia (módulo y resistencia a la deformación permanente)

CAPAS	ROL	Mecanismo de degradación a tener en cuenta para un dimensionamiento adecuado	Propiedades mecánicas importantes
SUBBASE GRANULAR	<ul style="list-style-type: none"> • Evitar la deformación excesiva del suelo después de la construcción • Protección del suelo contra el hielo • Capa anticontaminante • Drenaje 	Deformación permanente excesiva	Módulo y resistencia a la deformación permanente
BASE	<ul style="list-style-type: none"> • Evitar la deformación permanente de las capas subyacentes. • Proporcionar un soporte estable al revestimiento 	<ul style="list-style-type: none"> • Deformación permanente excesiva para una base granular • Fisuración por fatiga en bases estabilizadas con cemento 	<ul style="list-style-type: none"> • Módulo y resistencia a la deformación permanente en bases granulares • Módulo de resistencia a la fisuración por fatiga en bases estabilizadas con cemento
CAPA DE RODADURA	<ul style="list-style-type: none"> • Superficie de rodadura (confort y seguridad) • Capa soportante • Impermeabilización del pavimento 	<ul style="list-style-type: none"> • Fisuración por fatiga y deformación permanente excesiva 	<ul style="list-style-type: none"> • Módulo y resistencia a la fisuración por fatiga • Resistencia a la deformación permanente

1.9. FACTIBILIDAD ECONÓMICA PARA REALIZAR TRABAJOS DE PAVIMENTACIÓN

En muchos países en vías de desarrollo, la decisión de pavimentar un determinado camino se basa particularmente en el volumen de tráfico, y no en el económico. Por ejemplo, se ha establecido tradicionalmente que cuando el TPDA de un camino es superior a los 300, se hace necesario pavimentarla. No obstante, este dato es insuficiente ya que no demuestra que si efectivamente es lo más conveniente para la sociedad. (Torres, 1989)

Un criterio más avanzado consiste en examinar el proyecto de la pavimentación como una inversión de capital y verificar si con esta acción, la sociedad recibe mayores beneficios que la inversión.

Existen tres parámetros que usualmente se utilizan en una evaluación económica. Estos son:

- La comparación neta entre beneficio y costo,
- La relación beneficio/costo, y
- La tasa interna de retorno.

La comparación neta entre beneficio y costo expresa el indicativo de la conveniencia económica de pavimentar un camino es expresada en la ecuación siguiente:

$$P + C \leq E \qquad \text{Ec.1}$$

P = Costo de pavimentación de 1Km para una duración de n años.

C = Suma de las n diferencias en los años de duración del pavimentación reducidos a su valor actual entre los costos de conservación de 1Km de

camino pavimentado (término positivo) y los costos de conservación de 1Km de camino en afirmado o en tierra (término negativo).

E = Suma de las economías reducidas a su valor actual en los costos de operación en los n años de duración del pavimento, dejando de un lado los beneficios indirectos (valorización de las propiedades, aumento de producción de la zona, etc.)

CUANTIFICACIÓN DE LOS DIFERENTES FACTORES

P: De fácil composición, depende de los costos de construcción.

C: Depende del volumen de tráfico, del clima, del tipo de pavimento y de los costos de construcción regionales.

$$c_i = c_p - c_t \quad \text{Diferencia de costos de construcción en el año } i$$

$$C_i = c_i \times v_i \quad \text{Valor actual en el año } i$$

$$v_i = \frac{1}{(1+j)^i} \quad \text{Factor de reducción a interés compuesto } j$$

$$C = \sum_{i=1}^{i=n} C_i = \sum_{i=1}^{i=n} c_i \times v_i = c_1 \times v_1 + c_2 \times v_2 + \dots + c_n \times v_n$$

E: Es función del tráfico futuro probable y de la economía de los vehículos, reducción del costo de operación.

$$\varepsilon_i = \sum_{i=a}^{i=g} e_i \times n_i = e_a \times n_a + e_b \times n_b + \dots + e_g \times n_g$$

$$E_i = \varepsilon_i \times v_i$$

$$E = \sum_{i=1}^{i=n} E_i = \varepsilon_1 \times v_1 + \varepsilon_2 \times v_2 + \dots + \varepsilon_n \times v_n$$

Donde:

e_i : Economía unitaria en el años i .

n_i : Año i .

La existencia de una gran variedad de alternativas de solución demanda no sólo del análisis técnico, sino también de un análisis económico que permita seleccionar la opción más conveniente para el caso en particular.

La ecuación 1, hasta cierto punto, puede ser utilizada para escoger entre los varios tipos de pavimentos, dentro de aquellos que satisfacen esta relación, siendo el más indicado aquel que ofrezca mayores beneficios por el capital de inversión.

En la siguiente ecuación se define la prioridad de pavimentación entre varias estrategias que satisfacen la desigualdad de la Ecuación 1, siendo la prioridad tanto más alta cuanto mayor sea su magnitud. Esta relación se la denomina beneficio/costo (B/C), que es una cantidad adimensional que expresa el rendimiento obtenido por el capital invertido.

Criterio para estimar la prioridad de pavimentación entre varios caminos:

$$\frac{E}{P+C} = \frac{B}{C} \quad Ec.2$$

Tasa interna de retorno (r).- Es aquella tasa de actualización o descuento para la cual, el valor presente neto es nulo, o lo que es lo mismo, se iguala el beneficio presente neto con el costo presente neto.

La ecuación siguiente define la manera de estimar esta tasa.

$$\sum_i^n \left[\frac{B_i}{(1+r)^{(i-1)}} \right] = \sum_i^n \left[\frac{C_i}{(1+r)^{(i-r)}} \right]$$

Donde:

i = el año

n = período de vida útil

B_i = los beneficios en el año i

C_i = los costos de inversión en el año i

En nuestro país el Banco del Estado evalúa la factibilidad económica de proyectos viales en base a la Guía de Gestión de Proyectos que menciona lo siguiente:

Aspectos Económicos

Cuando el proyecto presente un tráfico promedio diario bajo (inferior a 700 vehículos equivalentes horario, obtenido del TPDA), se utilizará la metodología Costo – Beneficio; para proyectos con tráfico promedio diario superior a 700 vehículos, la metodología será Costo – Eficiencia.

Metodología Costo – Beneficio

Costos Económicos.- Desde el punto de vista de costos de construcción, el evaluador debe tener especial cuidado con los elementos más significativos como son, los puentes, túneles, viaductos, muros de contención, obras de defensa, entre otros. También requiere importante consideración el costo del elemento movimiento de tierras y especialmente la excavación de roca y construcción de terraplenes.

Validación de trabajos y los costos de los insumos y equipos que intervienen en el mantenimiento de las vías, durante la vida útil del proyecto.

Beneficios Económicos.- Los tipos de beneficios que deben ser considerados en un proyecto vial son los siguientes descritos a continuación:

- Ahorros en costos de operación y mantenimiento vehicular producto de la implementación del proyecto: Para su análisis se debe revisar las características físicas y geométricas de las vías del proyecto y los insumos en términos de precios económicos de los diferentes componentes de operación de los vehículos en las situaciones con y sin el proyecto a fin de validar los beneficios obtenidos por este concepto.
- Ahorro en tiempo de pasajeros: el evaluador revisará la metodología de cálculo tanto en determinación de motivos de viaje como en ingresos medios considerados para calcular el tiempo de viaje de los diferentes tipos de usuarios.
- Revalorización de predios urbanos ubicados en el área de influencia del proyecto: evaluador verificará si dicha revalorización es atribuible totalmente al proyecto vial y si los valores asignados corresponden a la realidad del área de influencia del proyecto.
- Disposición a pagar de los beneficiarios del proyecto (únicamente en el caso de que la formulación del proyecto se haya utilizado esta metodología de cálculo de beneficios): En este caso el evaluador analizará si los resultados econométricos se ajustan a los lineamientos teóricos.
- Otros beneficios: Si se consideraron beneficios adicionales, se analizará la conveniencia o no de incluirlos en el análisis siempre y cuando exista la debida justificación.

- Valor residual: Es importante que el evaluador analice la posibilidad de incluir este beneficio al final del flujo del proyecto, ya que en algunos casos este valor es significativo.

Análisis de los indicadores de evaluación Costo - Beneficio:

El evaluador procederá a la contrastación de costos y beneficios del proyecto. Debe asegurarse de que estén incluidos todos los costos de todos los componentes del proyecto y no únicamente los considerados para el financiamiento por parte del Banco.

Los indicadores de rentabilidad más utilizados son el valor presente neto económico (VANE) y la tasa interna de retorno económica (TIRE).

El valor actual neto económico VANE, se define como el valor presente del flujo neto de beneficios menos costos, generados durante todos los años de operación económica del proyecto, es decir, durante la vida útil del mismo.

Si la diferencia entre los valores actuales de flujos de beneficios y costos es mayor a cero, la propuesta de inversión puede considerarse como viable, debido a que el proyecto está generando mayores impactos positivos que negativos.

La tasa interna de retorno económica TIRE, es aquella tasa que hace que la diferencia entre el flujo de beneficios y costos actualizados sea igual a cero, es decir, aquella tasa de descuento que iguala el valor presente de los beneficios con el valor presente de los costos. Si esta es al menos igual o superior a la tasa de descuento utilizada se considera que el proyecto es rentable.

Para que el evaluador económico pueda calificar al proyecto de viable, el VANE tiene que ser positivo y la TIRE mayor que el 12% (esta tasa es considerada como el costo de oportunidad económico del capital).

Metodología Costo – Eficiencia

Costos Económicos.- El procedimiento para el cálculo de los costos económicos es similar al indicado en la metodología Costo –Beneficio.

Cálculo de los indicadores de evaluación Costo – Eficiencia:

Luego de haber obtenido los costos totales del proyecto, el evaluador procederá al cálculo de indicadores Costo – Eficiencia que permitan determinar la viabilidad económica del proyecto, para lo cual tendrá en cuenta las características del proyecto e importancia de cada uno de los componentes del proyecto.

A continuación se describen una serie de indicadores; el evaluador elegirá el o los que se adecuen al proyecto que esta analizando. Los indicadores están expresados de manera que puedan ser utilizados para cualquier tipo de vía.

Tabla 1.3: Cálculo de indicadores de evaluación Costo - Eficiencia

INDICADORES (*)		
NOMBRE	RELACIÓN	INTERPRETACIÓN
Costo m ² de vía	Costo total/m ² de vía	Costos totales de la inversión, reinversión y mantenimiento (valor presente) para el número de metros cuadrados de vía construida o reparada.
Costo beneficiario	Costo total/número de beneficiarios	Costos totales de la inversión, reinversión y mantenimiento (valor presente) para el número de beneficiarios (habitantes del área de influencia del proyecto, año inicial).

NOMBRE	RELACIÓN	INTERPRETACIÓN
Costo capacidad vía vehículos livianos	Costo total/TPDA livianos	Costo anual equivalente de la inversión, reinversión y mantenimiento para el TPDA livianos equivalente.
Costo capacidad vía buses	Costo total/TPDA buses	Costo anual equivalente de la inversión, reinversión y mantenimiento para el TPDA buses equivalente.
Costo capacidad vía vehículos pesados	Costo total/TPDA pesados	Costo anual equivalente de la inversión, reinversión y mantenimiento para el TPDA pesados equivalente.

(*): Estos costos se presentan a precios de eficiencia e incluyen los costos de operación y mantenimiento. El indicador se expresa en términos de anualidad equivalente.

Análisis de los indicadores de evaluación Costo - Eficiencia:

Calculados los indicadores costo eficiencia que el evaluador haya seleccionado de acuerdo a las características del proyecto, se efectuará la comparación con indicadores de proyectos que representen una idéntica solución técnica y que haya sido evaluados en el Banco del Estado con la metodología costo beneficio.

CAPITULO 2

AVANCES EN EL DISEÑO DE PAVIMENTOS

RESUMEN

Este capítulo presenta algunos conceptos relacionados con la estructura en estudio, partiendo del comportamiento del suelo bajo la acción de cargas repetida, la generación de presiones o esfuerzos de tensión, peso propio, carga dinámica, cizallamiento, radial etc; desglosados en los diferentes planteamientos fundamentados en varios criterios de cálculo y diseño así como el comportamiento de los materiales soportantes de las diferentes solicitaciones al delicado problema de fatiga.

La realización de este capítulo corroborará con lo analizado en los capítulos posteriores sirviendo de base para adoptar el método que mayor se apegue a las necesidades actuales.

2.1. GENERALIDADES

En la actualidad se está tratando de abordar la problemática en el diseño de pavimentos para carreteras desde un punto de vista analítico, basándose en un análisis de la relación entre tensiones y deformaciones producidas por la aplicación de cargas repetidas, comprendiendo en suma un modelo de respuesta y uno de falla.

Los modelos de respuesta se pueden clasificar en tres grandes grupos:

- a. Modelos Mecánicos
- b. Modelos de Regresión
- c. Modelos Probabilísticos

Los modelos mecánicos son los de empleo más generalizado. Existiendo tres tipos, según los principios de modelización geométrica y de cálculo en los que se basan.

- a. Sistema Multicapas
- b. Teoría de Placas
- c. Métodos Numéricos (Elementos Finitos)

Por otro lado, pueden clasificarse según las ecuaciones constitutivas de los materiales en modelos elásticos y visco elásticos.

Hasta la presente fecha, el mayor desarrollo producido en el diseño de pavimentos flexibles y semirígidos, lo han alcanzado los modelos basados en sistemas multicapas y ecuaciones elásticas (Hipótesis de Burmister).

Sin embargo en muchos países, se está trabajando sobre desarrollos basados en el método de los elementos finitos, permitiendo sea en el campo de la elasticidad

o visco elasticidad, analizar problemas tales como la influencia de fisuras y el proceso de propagación de las mismas.

En lo que se refiere al análisis de las fallas, los métodos que trabajan con las hipótesis de Burmister, suelen recurrir a leyes de fatiga, sin embargo hay métodos basados en otras leyes de comportamiento (Acumulación de deformaciones plásticas por ejemplo) y de manera resumida se basan en las hipótesis siguientes:

- a. El pavimento se presenta geométricamente como una estructura constituida por una serie de capas horizontales paralela, indefinidas en su plano y de espesor finito constante, apoyadas en un espacio semi-infinito de Boussinesq.
- b. Cada capa se comporta como un medio elástico lineal, homogéneo, isótropo y continuo, se caracterizan mecánicamente por su módulo de elasticidad E y su coeficiente de Poisson μ .
- c. La carga se representa mediante una presión vertical distribuida sobre un área circular.
- d. Cada capa se apoya sobre la subrasante de forma continua. El contacto entre capas puede modelarse en condiciones de adherencia total (igualdad de deformaciones horizontales) o nula.
- e. Se desprecian las fuerzas de inercias y los efectos térmicos.
- f. Las deformaciones que se producen en el sistema son pequeñas.
- g. Son prácticamente despreciables los esfuerzos cortantes que se producen en las zonas de contacto entre las cargas y las superficies del pavimento.

Centrado este trabajo en los métodos basados en las hipótesis de Burmister, el desarrollo de los mismos comprende las siguientes etapas:

Para cumplir el objetivo planteado en el antecedente es importante definir un modelo teórico que permitirá la modelización de la estructura del pavimento, como el que se presenta a continuación:

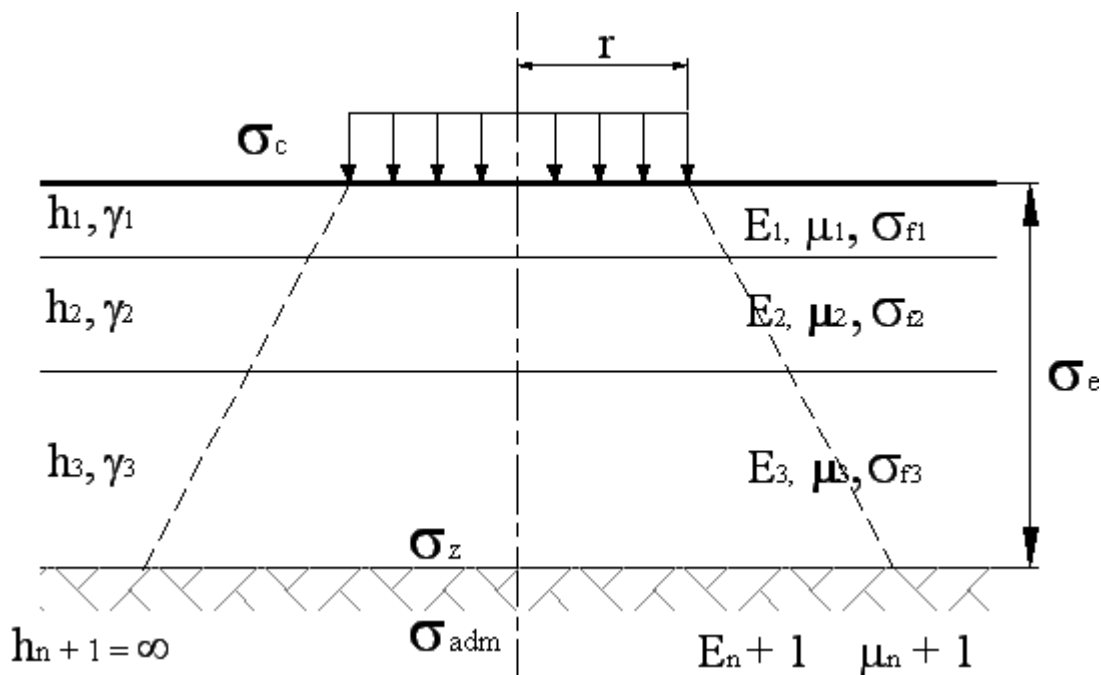


Figura 2.1: Modelización de la estructura del pavimento

A partir de este esquema la modelización de la estructura parte en base al principio de utilización del método Racional, esta compuesto de diferentes capas de materiales con espesores específicos que vienen determinados por los siguientes parámetros: Modulo de Elasticidad (E), Coeficiente de Poisson del material (μ), Peso específico (γ), Presión admisible (σ_{adm}) de la subrasante, bajo las leyes de comportamiento mecánico.

Para el dimensionamiento es necesario tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- a. Evaluación de las solicitaciones (Aisladas o repetidas, estáticas o dinámicas, etc) durante la vida útil del pavimento, conversión del espectro de cargas a unos ejes tipos y estimación del efecto destructivo, mediante la utilización de coeficientes de equivalencia de cargas.
- b. Modelización de la sección estructural del pavimento mediante un sistema multicapas teórico con una serie de hipótesis de comportamiento, para poder ser calculado de forma práctica, mediante un programa de ordenador.
- c. Selección de materiales con buenas características y resistencia a la fatiga, para emplear en las distintas capas y estimación de sus espesores aproximados.
- d. Análisis de la estructura para determinar las tensiones, deformaciones y desplazamientos máximos que se pueden producir.
- e. Comparación de estos valores con los admisibles para cada material, según la ley de deterioro considerada (Fatiga u otra).
- f. Comprobación mediante la ley de deterioro, de que cada capa puede soportar el número de ejes tipo acumulados durante el período de proyecto y que con el espesor con que se esta dimensionando, cada capa llega al final de dicho período con un nivel de deterioro similar al resto de las capas.
- g. Si no ocurre lo anterior es necesario efectuar un nuevo cálculo, modificando los espesores o las características resistentes de las capas, de tal manera que cada una de ellas alcance un deterioro parecido, o lo que es igual, que los coeficientes de seguridad coincidan prácticamente en todas ellas.

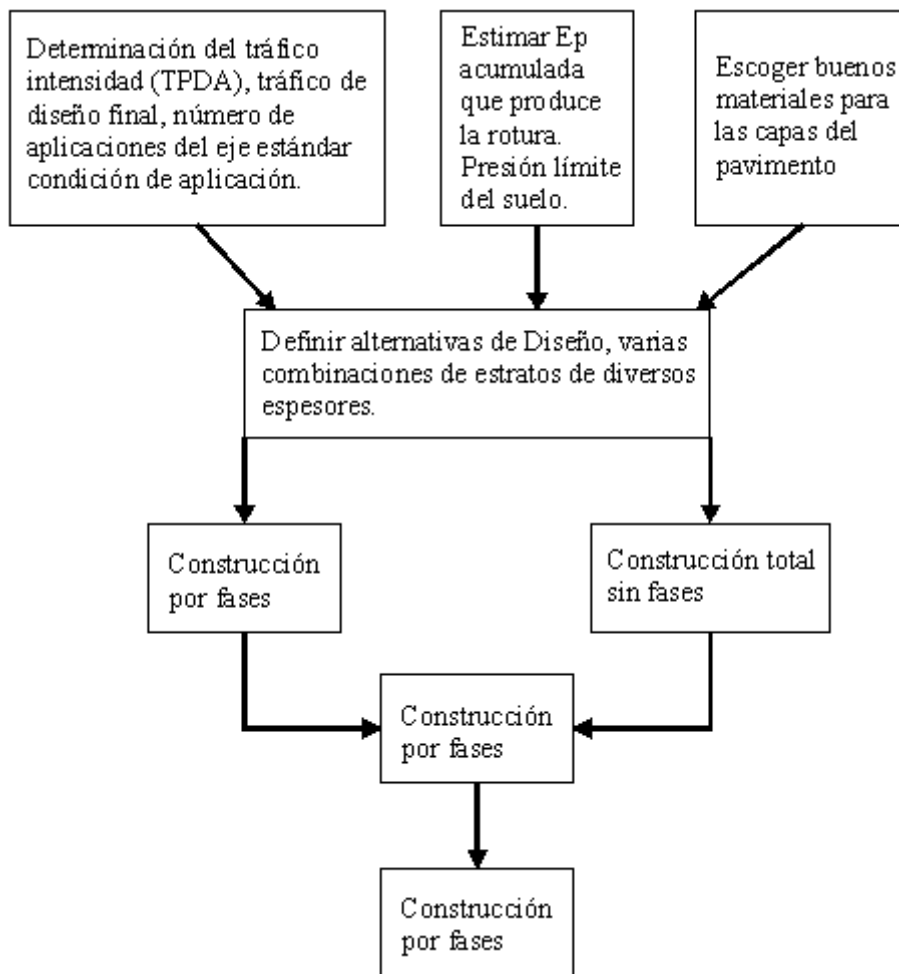
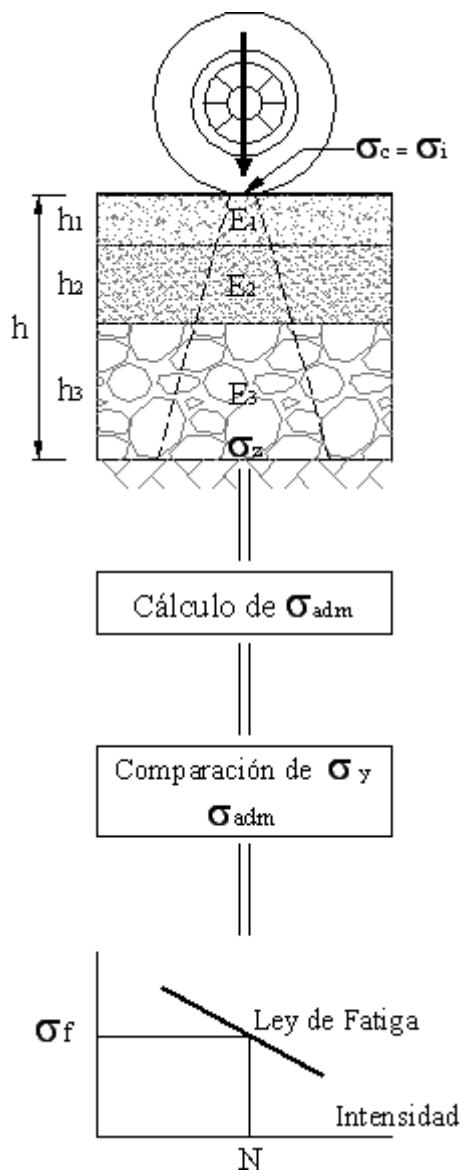


Figura 2.2: FLUJOGRAMA PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE PAVIMENTOS

El desarrollo del cálculo analítico de pavimentos tiene un carácter iterativo, lo que permite la resolución mediante ordenadores. En el proceso intervienen por lo tanto los resultados teóricos que se obtienen del cálculo tensional, los datos experimentales que caracterizan a los materiales y la experiencia del diseñador para elegir el modelo y los espesores iniciales, teniendo en cuenta las características específicas del proyecto.

2.2. MODELO DE TRABAJO DE LA ESTRUCTURA

Para poder modelizar la estructura de un pavimento, es necesario tener en cuenta las siguientes consideraciones generales:



1. Contar con un buen conocimiento práctico y experimental de la teoría de pavimentos y de los materiales de construcción a utilizar para acercarse a la definición de un modelo plausible de estructura.
2. Cálculo teórico de los esfuerzos que estará sometido la subrasante. σ_z y σ_{adm}
3. Verificación de la relación $\sigma_z < \sigma_{adm}$
4. Determinar el número de aplicaciones de carga estándar a lo largo de la vida del pavimento.
5. Conocimiento del comportamiento a la fatiga de los materiales constituyentes del pavimento.
6. Determinación de espesores por Retrocálculo

Figura 2.3: Modelo de trabajo de la estructura

2.3. COMPORTAMIENTO DEL SUELO BAJO LA ACCIÓN DE CARGAS REPETIDAS (σ_{adm})

El suelo es el cimiento natural del pavimento. Las solicitaciones a que se ve sometido este cimiento son específicas y típicas de carreteras y completamente diferentes de las que tiene que soportar un suelo existente como cimiento de otra estructura cualquiera. Estas solicitaciones son función, además de las características específicas del tráfico, de la respuesta y rigidez de las capas superiores del firme.

El valor portante de los suelos se establece partiendo de determinadas hipótesis sobre la compactación, consistencia y el grado de humedad, factores decisivos ambos en el comportamiento de estos materiales. La importancia de la humedad respecto a la función resistente de un cimiento de carretera puede determinarse con cierta facilidad experimentalmente. Sin embargo, el contenido real de agua en distintas épocas del año es difícil de conocer a priori, siendo necesario realizar un estudio sobre la pluviometría de la zona, condiciones de drenaje del firme, tensiones capilares en el trazado de la carretera, permeabilidad de los materiales, profundidad de la capa freática, entre otros.

Según el comportamiento del suelo de cimentación, se han llevado a cabo estudios de laboratorio y in situ reproduciendo las solicitaciones permisibles mediante sistema de cargas repetidas sobre probetas con distinto grados de humedad, compactación y confinamiento que, como resumen de las conclusiones generales obtenidas, se puede citar las siguientes:

- a. En la respuesta y comportamiento de los suelos (especialmente en los arcillosos) tienen una gran importancia, no solo la densidad seca del mismo, sino la humedad y sistema de compactación utilizado.
- b. Para un tipo de sollicitación dada, existe una tensión y una deformación máximas o de rotura. Cuando el suelo se somete a ciclos repetidos de carga, la tensión de rotura al cabo de varias aplicaciones es menor que la obtenida con una sola aplicación, tal como se observa en la gráfico siguiente.

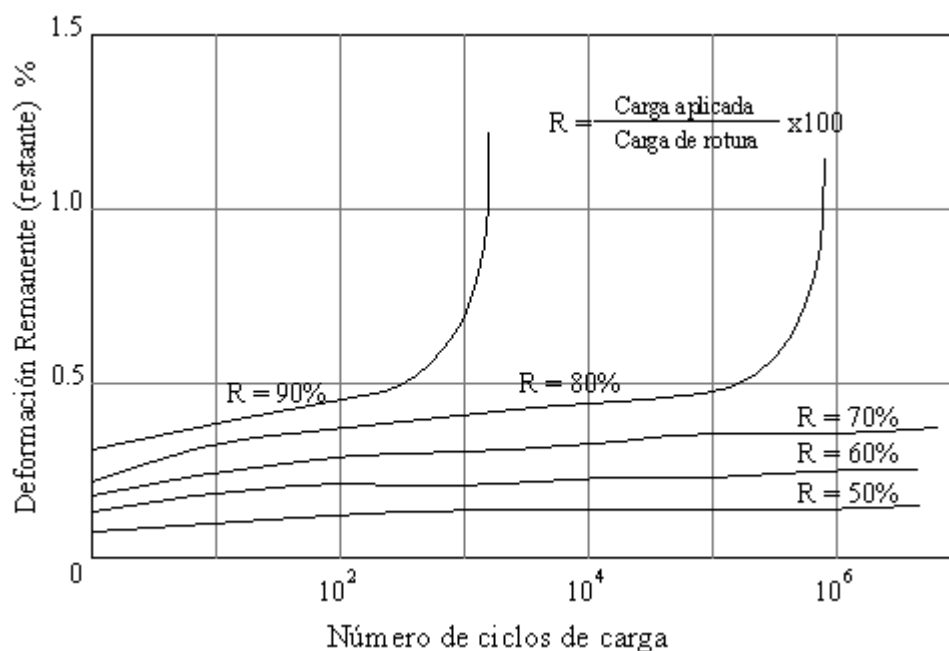


Figura 2.4: VARIACIÓN DE LA DEFORMACIÓN REMANENTE EN UNA ARCILLA SATURADA CON EL NÚMERO DE APLICACIONES DE CARGA Y LA AMPLITUD DE LA MISMA ($R = \sigma/\sigma_R$)

- c. El Módulo de elasticidad de un suelo es función del grado de confinamiento del mismo, es decir, del desviador de tensiones.

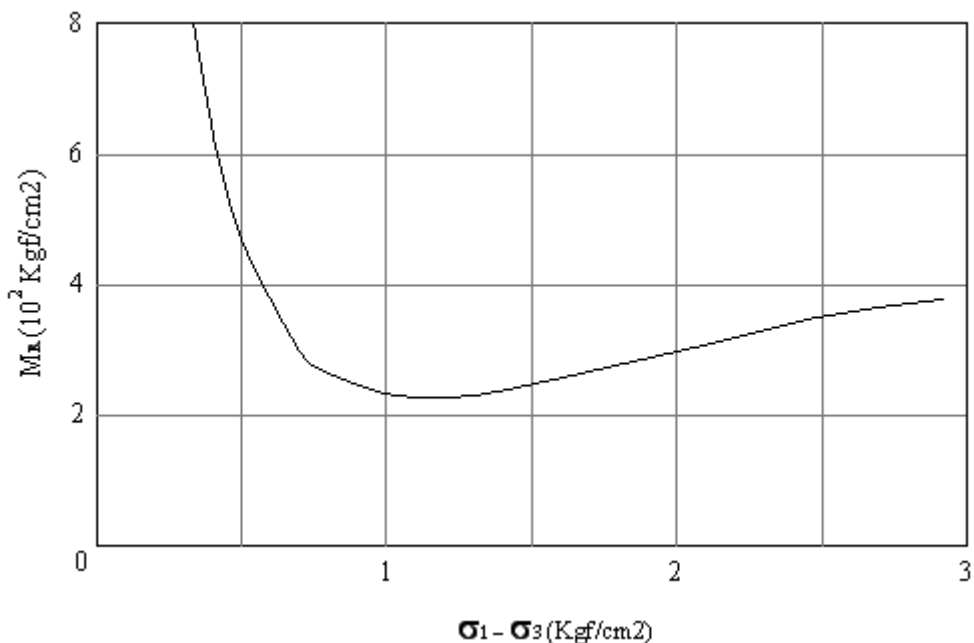


Figura 2.5: INFLUENCIA DEL DESVIADOR DE TENSIONES EN EL MÓDULO RESILIENTE DE UN SUELO

- d. El contenido de humedad del suelo es uno de los factores más importantes en las características resistentes del mismo. Los suelos cohesivos tienen una disminución de la capacidad portante muy ostensible a partir de un valor determinado en el contenido de humedad. Por el contrario, en los materiales granulares, aunque se produce una caída de la capacidad de soporte, el efecto es mucho menos acusado.
- e. El tiempo de aplicación de la carga y los tiempos de reposo influyen sobre la respuesta de los suelos, especialmente los arcillosos. Con cargas más rápidas las deformaciones son más pequeñas, aunque cuando la frecuencia de las aplicaciones es alta pueden ponerse de manifiesto fenómenos de tixotropía, que disminuyen la resistencia del suelo.

En los últimos años, algunos investigadores americanos han puesto a punto una serie de ensayos para determinar la succión en los suelos, características que, expresada en unidades de presión, han considerado como muy importante, no

solamente para relacionarla con la humedad de equilibrio en la carretera sino también para definir propiedades intrínsecas del suelo. En este último aspecto se ha establecido varias correlaciones lineales en escala logarítmica entre los módulos de resiliencia y los valores de la succión.

En la práctica actual, las consideraciones anteriores no se tienen siempre presentes al dimensionar los firmes, ya que normalmente, para caracterizar los suelos se usa ensayos sencillos, hechos en laboratorio o in situ, que proporcionan unos índices relativos sobre la capacidad portante del suelo que, aunque resultan incompletos y simplistas, se consideran suficientemente aproximados para resolver un problema normal de dimensionamiento de la sección estructural de una carretera.

El problema que debe resolver el proyectista en los métodos analíticos es el de determinar el número de aplicaciones de carga, hasta la rotura del firme (fatiga), sabiendo que un aplicación aislada se produce un estado tensional que se puede determinar por el cálculo con los sistemas clásicos (bicapa, tricapa, etc.) o lo que es más habitual, suponiendo conocido el número de aplicaciones de carga que el firme va a soportar en un tiempo determinado, a partir de las previsiones de tráfico y el período del proyecto, elegir la sección estructural capaz de resistirlas.

Más complejo es el problema cuando el deterioro de la carretera se produce por la acumulación de las deformaciones plásticas en las sucesivas sollicitaciones. Entonces, los métodos multicapas elásticos o viscoelásticos no proporcionan por si mismos ninguna información sobre las deformaciones permanentes, por lo que, en caso de utilizarlos hay que hacer el mismo tiempo, una serie de consideraciones empíricas. De esta forma, son bien conocidos las leyes logarítmicas de la variación de las deformaciones remanentes en la superficie de

la carretera con el número de aplicaciones de carga, que no siempre son acordes con la realidad.

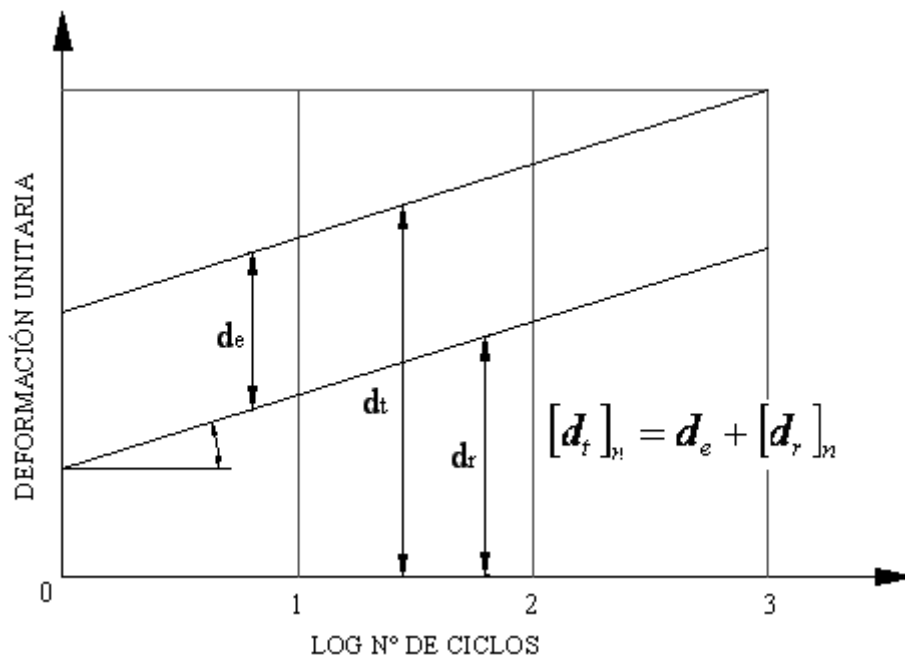


Figura 2.6: ESQUEMA DE LA VARIACIÓN DE LAS DEFORMACIONES ELÁSTICAS Y REMANENTE EN FUNCIÓN DEL NÚMERO DE CICLOS

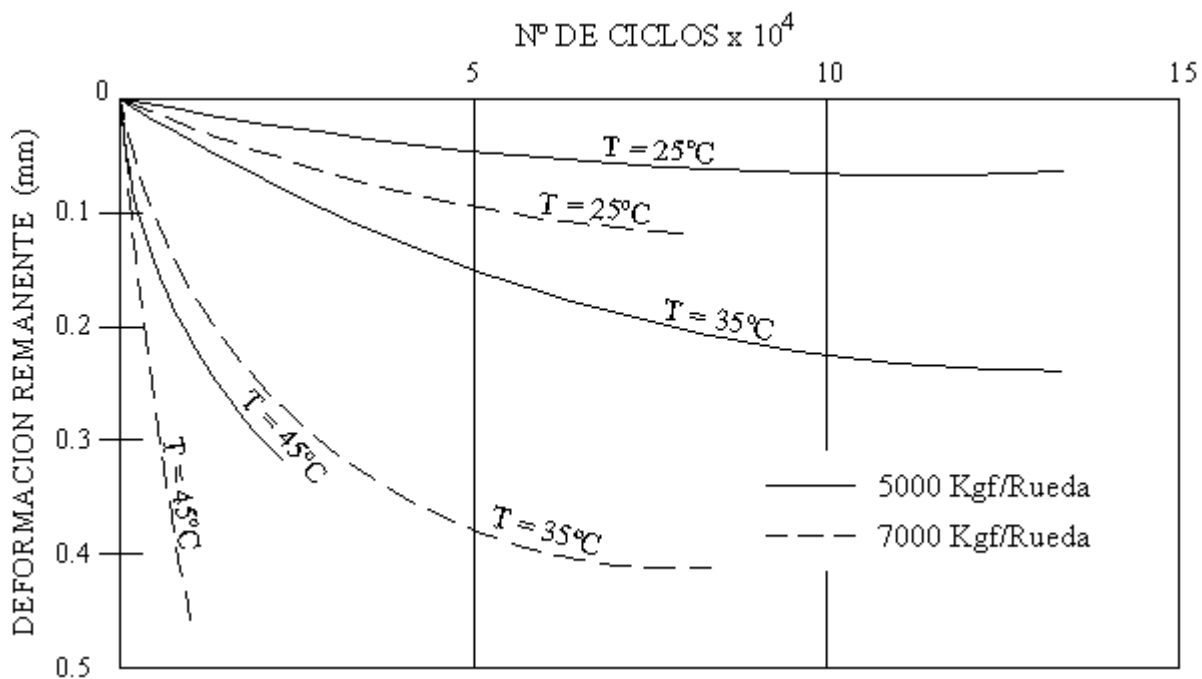


Figura 2.7: DEFORMACIÓN REMANENTE QUE SE PRODUCE EN UN FIRME TIPO EN FUNCIÓN DE LA TEMPERATURA Y DE LA CARGA APLICADA

A partir de estas leyes, o de otras análogas, se puede proveer la deformación que deberá producirse en un material al cabo de N aplicaciones de carga. Para ello, también es fundamental determinar experimentalmente las características propias de los materiales, teniendo en cuenta no solo su respuesta elástica sino, también, sus propiedades plásticas o ante deformaciones remanentes.

De acuerdo a estudios realizados, se puede determinar el esfuerzo admisible del suelo de cimentación del pavimento en base a las siguientes expresiones:

$$\sigma_{adm} = \frac{C \times E}{1 + 0.7 \log Nt} \quad (\text{Kerkoven y Dormont})$$

Donde:

C = 0.008 (Valor dado por Jeuffray)

C = 0.006 (Valor dado por Acun y Fox)

E = Módulo de elasticidad (MPa)

Nt = Número acumulado de ejes equivalentes que circulan por el pavimento

También, se puede calcular el valor del esfuerzo admisible en función del CBR del suelo, siendo así tenemos:

$$\sigma_{adm} = \frac{0.09607 CBR^{1.2}}{N_t^{0.23}} \approx \frac{0.10 CBR^{1.2}}{N_t^{0.23}}$$

Donde:

σ_{adm} = Será el esfuerzo admisible expresado en Mpa

CBR = Al nivel de la subrasante expresado en %

Nt = Número acumulado de ejes equivalentes

Independientemente de los ensayos de laboratorio, diferentes autores han buscado establecer el límite denominado deformación elástica ε_z (o esfuerzo vertical admisible) para un suelo, en las calzadas flexibles.

Con la ayuda de modelos matemáticos, diferentes autores han propuesto las siguientes ecuaciones de deformaciones de suelos admisibles:

Dormon y Metcalf		$\overline{\varepsilon}_z = 1.16 \times 10^{-2} Nt^{-0.21}$
Universidad de Nottingham		$\overline{\varepsilon}_z = 2.16 \times 10^{-2} Nt^{-0.28}$
Shell		$\overline{\varepsilon}_z = 2.80 \times 10^{-2} Nt^{-0.25}$
LCPC	Calzadas nuevas	$\overline{\varepsilon}_z = 0.021 \times Nt^{-0.24}$
	Refuerzo	$\overline{\varepsilon}_z = 0.025 \times Nt^{-\frac{1}{4.1}}$

2.4. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EL INTERIOR DE LOS PAVIMENTOS

Los principales problemas que el ingeniero debe resolver para proyectar los pavimentos en forma adecuada, son los mismos a los cuales se enfrenta la mecánica de suelos en lo que se refiere a la relación entre esfuerzos y deformación.

Por ello es necesario conocer la distribución de los esfuerzos en el interior de la estructura de una obra vial, originados por las cargas del tránsito sobre la superficie de rodamiento, ya sea de una calle, carretera, aeropuerto, entre otros.

Entre los esfuerzos que el pavimento tiene que soportar, se encuentran los siguientes:

2.4.1. Presiones de Contacto

La carga que genera el vehículo es transmitida hacia el pavimento a través de sus neumáticos. Asumiendo que la presión de contacto depende de la presión de inflado del neumático, se establece que: hinchado

$$\sigma_{\text{contacto}} \geq \sigma_{\text{inflado}}$$

2.4.2. Presiones debidas a las características del suelo de cimentación

De acuerdo al caso que se tenga que resolver en relación al terraplén, debemos tomar en cuenta especialmente en la situación de rellenos, la presión debido al peso propio del pavimento que se va a construir y que se pueda calcular con la siguiente expresión:

$$\sigma_e = \sum_i^n \gamma_i \cdot h_i$$

Donde:

γ_i : Peso específico del material de la capa i .

h_i : Espesor de la capa i

En el caso de suelos expansivos, es importante también considerar la presión de hinchamiento que se produce por influencia del incremento de humedad natural del suelo.

2.4.3. Incremento de presión debido a las cargas de los vehículos

Las presiones producidas por los neumáticos de los vehículos se distribuyen hacia el suelo de cimentación de acuerdo a las siguientes teorías e hipótesis que consideraron siempre que la presión sea mayor o

igual a la presión de contacto en la superficie del pavimento y disminuye conforme la profundidad aumente.

2.4.3.1. Modelo de Boussinesq

El francés J. Boussinesq, después de varias investigaciones basadas en la teoría de la elasticidad, propuso una expresión para calcular la distribución de los esfuerzos inducidos por una carga superficial concentrada, a través de una masa de suelo homogénea e isotópica de dimensiones semi-infinitas.

La carga de la rueda simple equivalente, \mathbf{P} , se transmite a la superficie del pavimento por el neumático como una presión vertical uniforme (σ_c). Entonces, los esfuerzos se distribuyen por la estructura del pavimento para producir un esfuerzo vertical reducido a nivel de la subrasante de (σ_z). Conforme a esta teoría, el esfuerzo normal (σ_z) que obra sobre una partícula situada a una profundidad (\mathbf{z}) a partir de la superficie y a una distancia (\mathbf{r}) de la carga concentrada es:

$$\sigma_z = \sigma_c \left[1 - \frac{\left(\frac{z}{r}\right)^3}{\left(1 + \frac{z^2}{r^2}\right)^{\frac{3}{2}}}\right]$$

También se lo puede plantear de la siguiente manera:

$$\sigma_z = \sigma_c \left[1 - \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}}\right]$$

Donde:

σ_c = Presión de contacto

z = Profundidad medida desde la superficie donde se requiere obtener la presión vertical (σ_z)

r = Radio de la superficie de contacto de la llanta con el pavimento

Según esta ecuación, el esfuerzo normal σ_z es independiente de las características del suelo. Los pavimentos flexibles se estructuran al considerar que los módulos de elasticidad de las capas que los constituyen tienen un valor menor, a medida que se localizan a mayor profundidad.

Por este motivo el efecto causado por la presión de un neumático sobre el pavimento disminuirá conforme aumente la altura (h) del mismo.

En la figura indicada a continuación se aprecia la variación de la presión vertical (σ_z) en un pavimento.

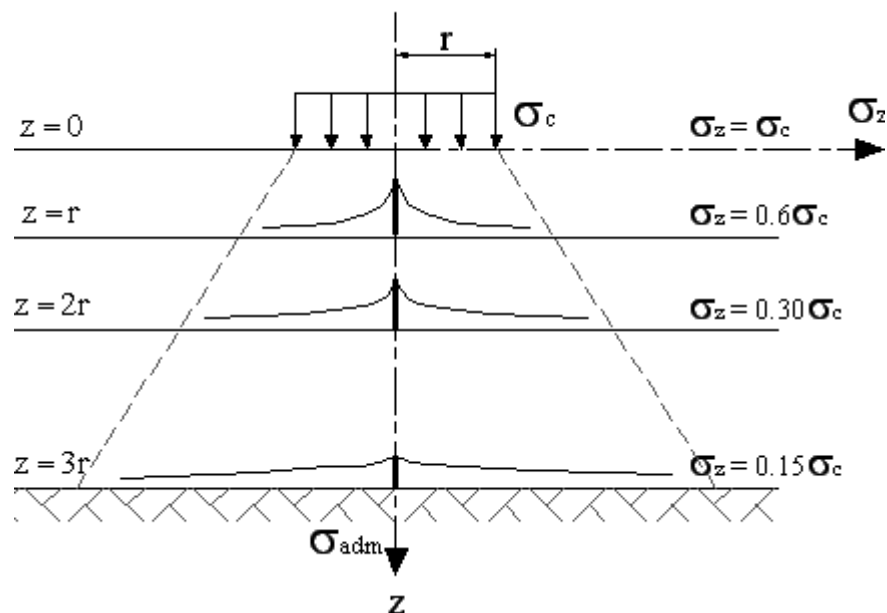


Figura 2.8: DISTRIBUCION DE TENSIONES MEDIO SEMI-INFINITO (BOUSSINESQ)

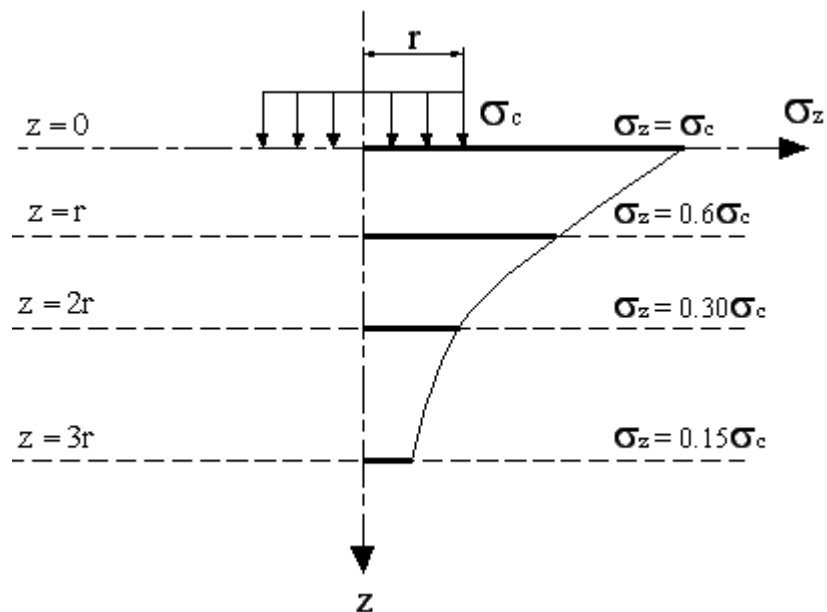


Figura 2.9: DISTRIBUCION DE PRESIONES
MEDIO SEMI-INFINITO (BOUSSINESQ)

El esfuerzo vertical varía con la profundidad, al cambiar los valores de las cargas y las presiones.

Las formas de distribución de (σ_z) hacia la subrasante depende de la relación de módulos de elasticidad del pavimento y el suelo natural, donde determinará el tipo de pavimento a diseñar.

$$\frac{E_1}{E_2}$$

La presión ejercida por un neumático σ_c es del orden de 0.2 a 0.7 MPa, el cuál es un valor elevado para ser soportado por el suelo natural; por tal razón la calzada debe distribuir esta presión para llevarla a un nivel tolerable a través de los modelos que trabajan las siguientes hipótesis:

1. La carga aplicada a la calzada se esquematiza por una presión σ_c sobre un círculo de radio r .
2. El suelo natural de soporte se supone elástico con un módulo de elasticidad E_2 , y por un coeficiente de Poisson μ_2 . Este suelo solo puede resistir, sin deformarse exageradamente, un esfuerzo vertical admisible σ_z no mayor a σ_{adm} , inferior a la presión σ_c .

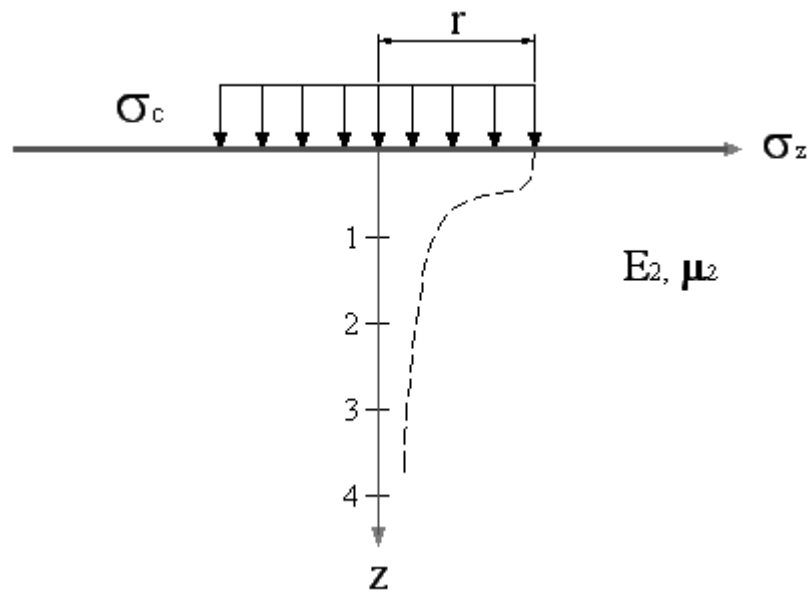


Figura 2.10: DIFUSIÓN DEL ESFUERZO VERTICAL σ_z

3. Se busca que a una profundidad H del suelo la presión vertical esté suficientemente difusa para no poder pasar el esfuerzo admisible σ_{adm} . Boussinesq resolvió este problema al proponer que a una profundidad z el esfuerzo vertical σ_z , es igual a:

$$\sigma_z = \sigma_c \left[1 - \frac{\left(\frac{z}{r}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{z^2}{r^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}}\right]$$

Ejemplo: Si se supone que a nivel del suelo de soporte el esfuerzo vertical admisible σ_{adm} es igual $\sigma_c/10$, el espesor es H, la relación H/r será:

$$\sigma_z = \sigma_c \left[1 - \frac{\left(\frac{H}{r}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{H^2}{r^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\frac{\sigma_c}{10} = \sigma_c \left[1 - \frac{\left(\frac{H}{r}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{H^2}{r^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$\frac{1}{10} = \left[1 - \frac{\left(\frac{H}{r}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{H^2}{r^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

$$1 - \frac{1}{10} = \frac{\left(\frac{H}{r}\right)^3}{\left(1 + \left(\frac{H^2}{r^2}\right)\right)^{\frac{3}{2}}}$$

$$0.9 = \frac{\frac{H^3}{r^3}}{\left(1 + \frac{H^2}{r^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

$$0.9 = \frac{\frac{H^3}{r^3}}{\left(\frac{r^2 + H^2}{r^2}\right)^{\frac{3}{2}}}$$
$$0.9 \left(\frac{r^2 + H^2}{r^2}\right)^{\frac{3}{2}} = \frac{H^3}{r^3}$$
$$0.81 \left(\frac{r^2 + H^2}{r^2}\right)^3 = \frac{H^6}{r^6}$$
$$0.93 \left(\frac{r^2 + H^2}{r^2}\right) = \frac{H^2}{r^2}$$
$$0.93r^2 + 0.93H^2 = H^2$$
$$\frac{H^2}{r^2} = \frac{0.93}{0.07}$$
$$\frac{H}{r} = 3.70$$

A partir de esta hipótesis Bussinesq, concluye que:

- σ_z es proporcional a σ_c , e independiente de E_2 .
- El espesor H de la calzada es proporcional al radio del círculo de la carga ejercida por la rueda equivalente.
- Si el esfuerzo admisible σ_{adm} sobre el suelo de soporte es menor que la presión de contacto σ_c , se procede a adoptar espesores altos para disipar la presión de contacto aplicada ya que a mayor espesor llegará menor presión vertical a nivel de la subrasante.

4. Se puede adoptar como H al espesor de la calzada, E_1 módulo de elasticidad de la estructura (pavimento) y E_2 al módulo de elasticidad del suelo de soporte.

E_1 será superior al módulo E_2 , por lo que el espesor H' que corresponde al espesor afectado por la relación de módulos será obtenida de la siguiente manera:

$$H' = f\left(\frac{E_1}{E_2}\right) \times H \quad \text{ó} \quad f\left(\frac{E_1}{E_2}\right) \leq 1$$

2.4.3.2. Modelo de Burmister (Sistema Multicapa)

Para la determinación de la función f, es necesaria la utilización de modelos de bicapas (Burmister) en el cual el valor del módulo de elasticidad de la capa de pavimento es aproximadamente de dos a cuatro veces el valor del módulo de elasticidad de soporte del suelo.

$$E_1 \approx (2..a..4)E_2$$

Las gráficas de la figura 2.11 indican la solución para el caso particular en que el espesor del pavimento (sub-base, base y carpeta asfáltica muy delgada) tenga un espesor igual al radio de una placa cargada y varíe la relación de los módulos de elasticidad.

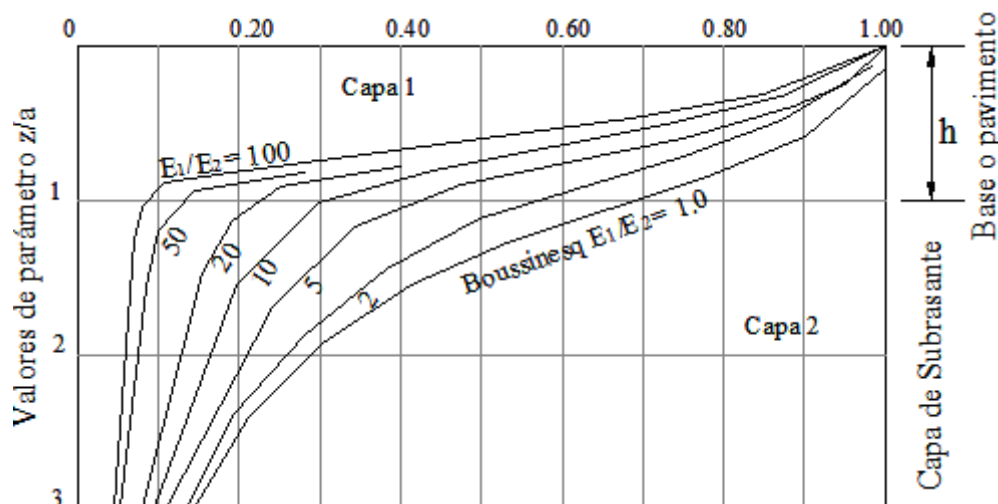


Figura 2.11: Coeficiente de influencia del esfuerzo vertical = σ_z/P

Figura 2.11.- Gráficas que muestran la distribución de los esfuerzos en caso de haber dos materiales; el primero con módulo de elasticidad E_1 y espesor finito h , y el segundo con módulo de elasticidad E_2 y espesor infinito.

En esta situación se pueden calcular las deflexiones totales al usar la ecuación siguiente, para lo cual se obtiene el valor F de la figura 2.12

$$\Delta = \frac{C \times \sigma_c \times r}{E_2 \times F^2}$$

Donde:

$C = 1.5$ para placas flexibles.

$C = 1.18$ para placas rígidas.

σ_c = presión de contacto.

E_1, E_2 = módulos de elasticidad de las capas 1 y 2.

F_2 = Factor que se obtiene de la figura 2.

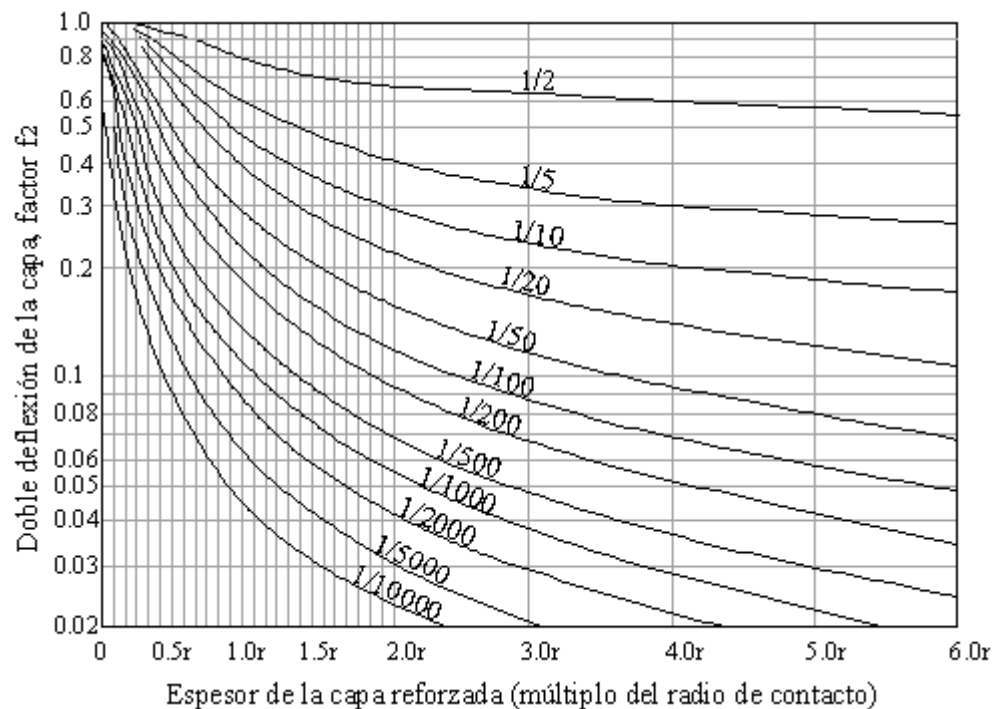


Figura 2.12: Gráfica de obtención de F2

Figura 2.12.- Gráficas para encontrar el valor de F2, con el cual se calculan las deflexiones de un sistema de doble capa.

La triple capa de la figura 2.13 se constituye de dos capas de espesor finito (h_1 y h_2) en la parte superior, que se apoyan sobre una tercera de espesor infinito; las tres tienen diferentes módulos de elasticidad (E_1 , E_2 y E_3).

Mediante las gráficas y tablas obtenidas de los estudios de Jones y Pestit, es posible conocer diferentes esfuerzos en las superficies de contacto; las deformaciones se pueden calcular con las ecuaciones generales de la teoría de la elasticidad.

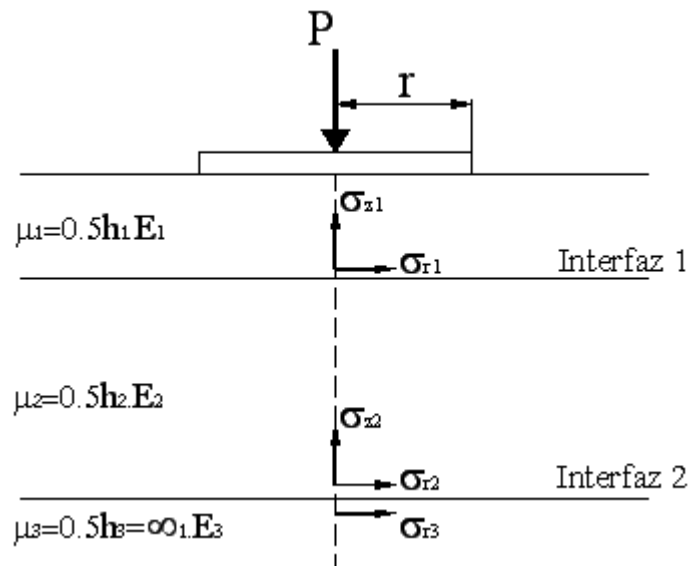


Figura 2.13: Sistema tricapa

Figura 2.13.- Sistema de triple capa: dos capas de espesor finito y una tercera de espesor infinito. Los módulos de elasticidad son E_1 , E_2 y E_3 respectivamente.

Para el ingeniero proyectista, es importante analizar las consecuencias que se presentan cuando se modifican el espesor y los módulos de elasticidad de las capas; así, en la figura 2.14 se observa que al aumentar el espesor de la segunda capa, se disminuyen los esfuerzos normales en la subrasante; el mismo efecto, pero disminuido, se tiene al aumentarse E_1 / E_2 .

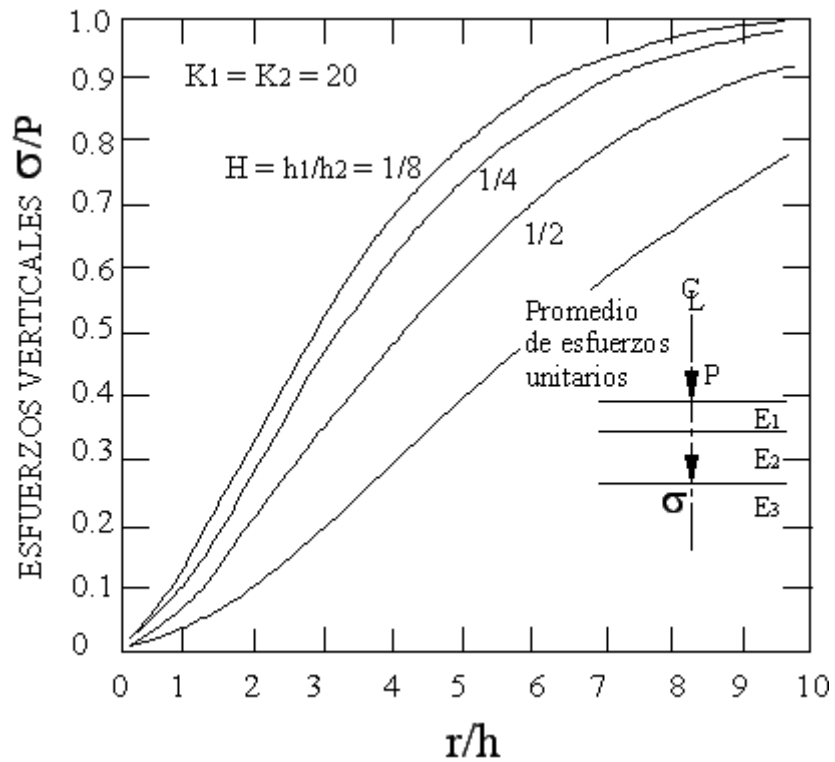


Figura 2.14.- Relación de esfuerzos verticales en la segunda interfaz de un sistema de tres capas, en función de r/h_2 y h_1/h_2

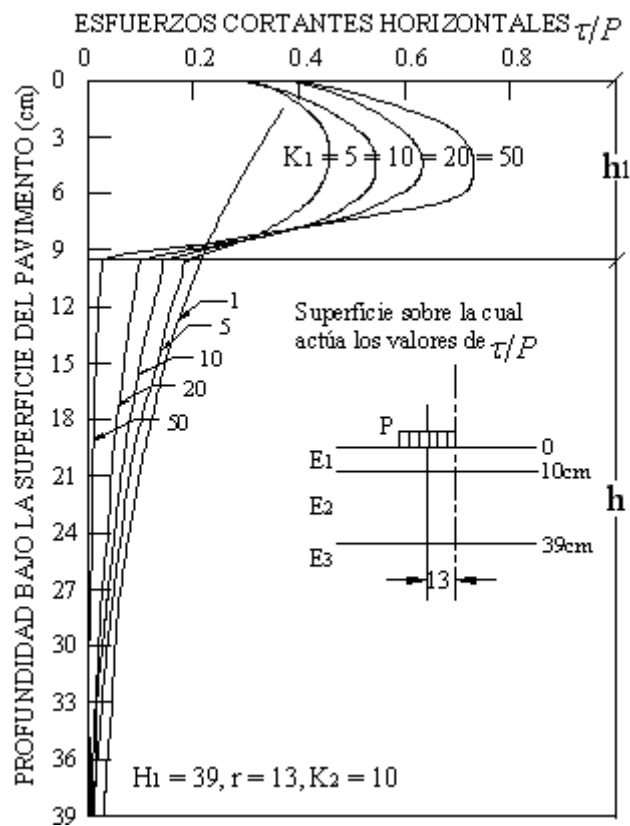


Figura 2.15.- Distribución típica de esfuerzos cortantes en un sistema de tres capas.

En la **Figura 2.15** se establece la distribución típica de esfuerzos cortantes en un sistema de tres capas, los asentamientos se verifican en un 80 % en las terracerías y como la magnitud de las deformaciones está en función directa de los esfuerzos actuantes, los mismos factores que los hacen disminuir, reducirán las deformaciones.

El beneficio que se tiene al aumentar la rigidez de la capa superior sin modificar la de las capas inferiores, es a costa de aumentar los esfuerzos cortantes horizontales, principalmente en la capa superior, como se observa en la figura 2.15, en la que se nota además que el esfuerzo máximo se presenta casi al centro de la capa y bajo la orilla de la placa cargada; por otro lado, en el mismo esquema se indica que al aumentar la relación $E1 / E2$ los esfuerzos de este tipo tienden a disminuir en la interfaz.

En la figura 2.16, se aprecia que la disminución es considerable en este esfuerzo cortante horizontal, al aumentar el espesor $h1$, y que el máximo tiende a localizarse en el tercio superior de la capa.

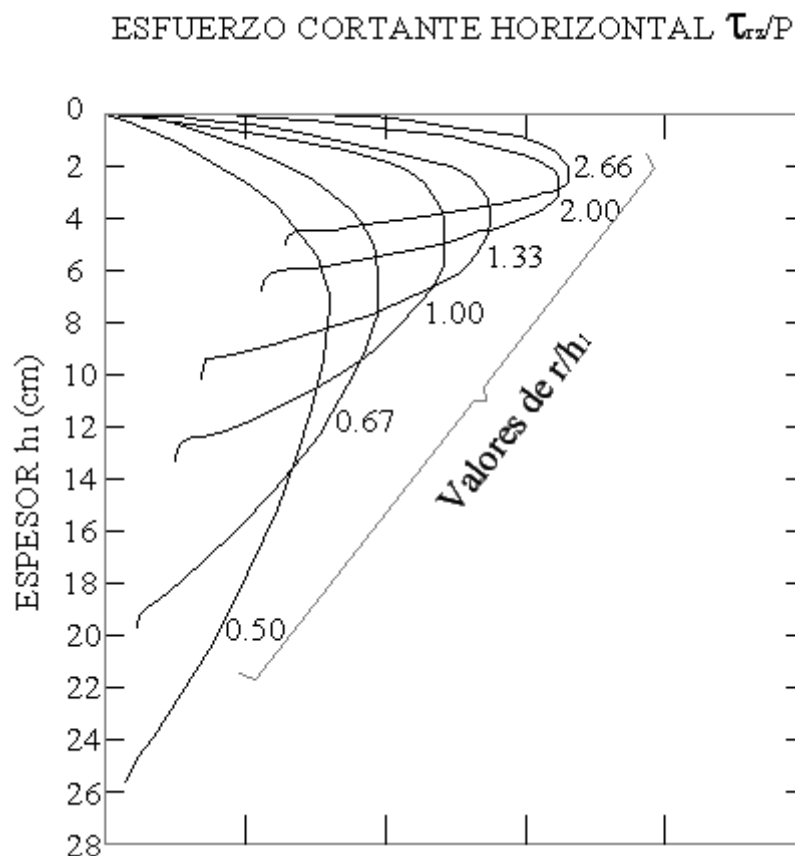


Figura 2.16.- Influencia de r/h sobre la localización y magnitud de τ_z/p para $r = 13\text{cm}$. $k_1 + k_2 = 20$.

Figura 2.16.- Gráficas que muestran la influencia de r/h sobre la localización y magnitud de τ_z/P para $a = 13\text{cm}$. $k_1 + k_2 = 20$.

Como se observa en la figura 2.17, los esfuerzos de tensión en la primera superficie de contacto entre las capas se incrementan con rapidez al aumentar el valor de E_1/E_2 , sobre todo si el espesor de la carpeta asfáltica (h_1) es menor que el de la base (h_2). Esta observación indica con claridad la conveniencia de colocar carpetas de concreto asfáltico sobre bases rigidizadas (cemento, o cal), para aumentar el valor E_2 ; por ello, no es conveniente a utilizar carpetas asfálticas rígidas de espesores reducidos.

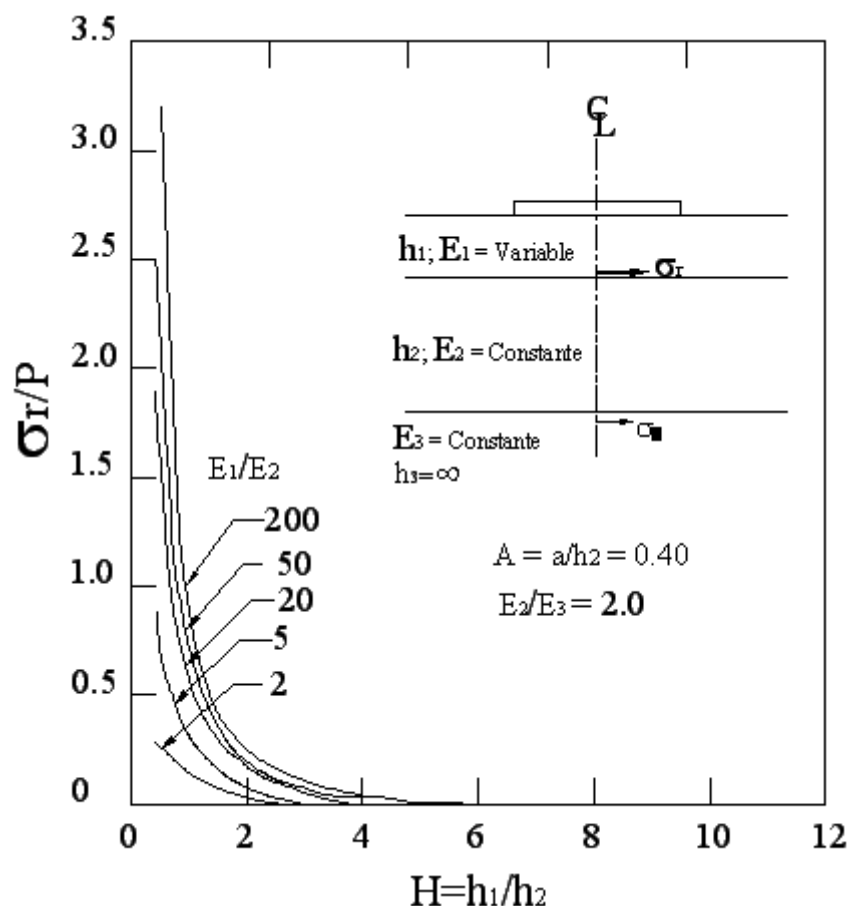


Figura 2.17.- Variación del esfuerzo tangencial en la superficie que delimita la primera y segunda capas, al variar sus espesores y la rotación E_1 / E_2 .

Figura 2.17.- Gráficas que muestran la variación del esfuerzo tangencial en la superficie que delimita la primera y segunda capas, al variar sus espesores y la rotación E_1 / E_2 .

En la **Figura 2.18** se muestra el efecto en el pavimento al modificar la presión de las llantas o la carga de rueda, se deduce que en un aumento en la carga requiere más o menos el mismo espesor pero de mejor calidad; en cambio, si se aumenta la presión, se necesita un aumento en el espesor.

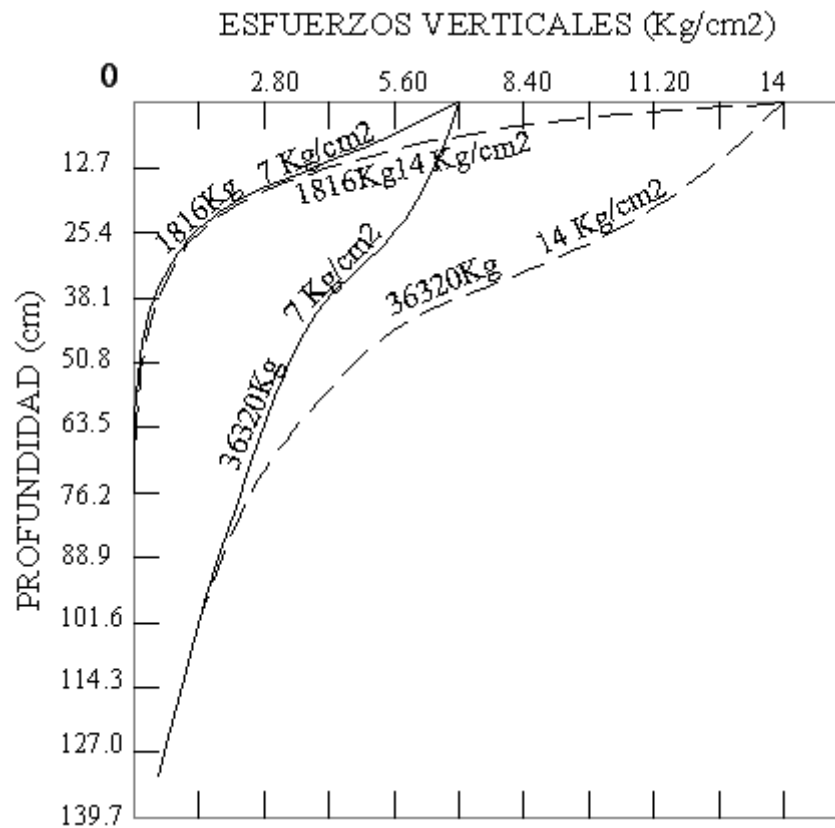


Figura 2.18.- Variación del esfuerzo vertical con la profundidad, al cambiar los valores de las cargas y las presiones.

En base a los resultados obtenidos, se puede apreciar en la figura 2.19 que la teoría de Burmister, proporciona una distribución de presiones en el interior del depósito de suelo, con valores menores que los establecidos por Boussinesq.

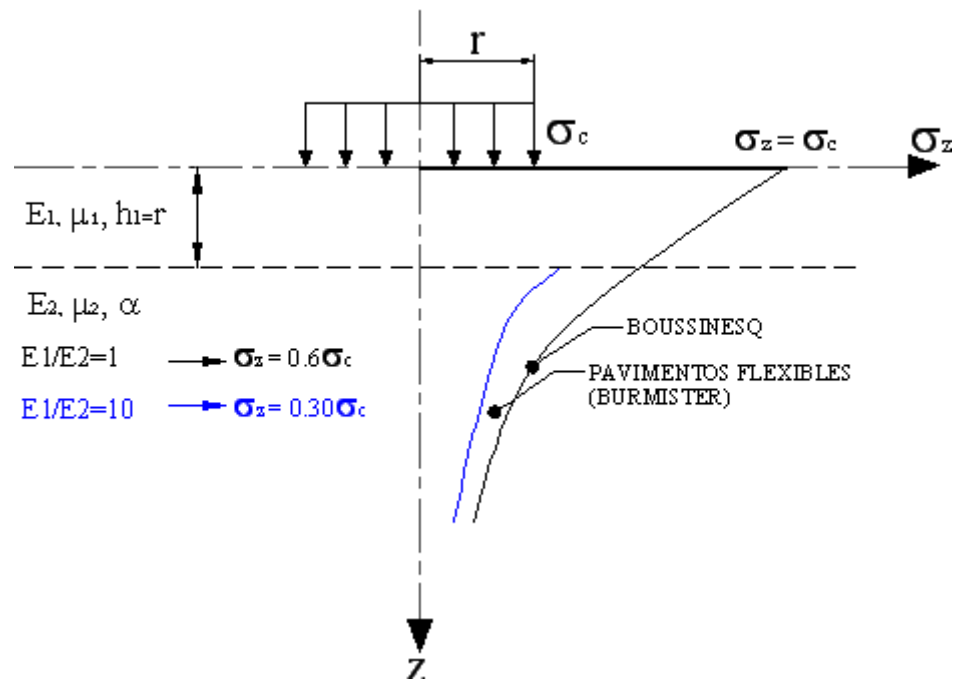


Figura 2.19: Modelo Burmister

Los modelos de n capas facilitan la esquematización de las estructuras de los pavimentos ya que una estructura tradicional se representa mejor mediante un sistema tricapa (subbase, base y capa de rodadura).

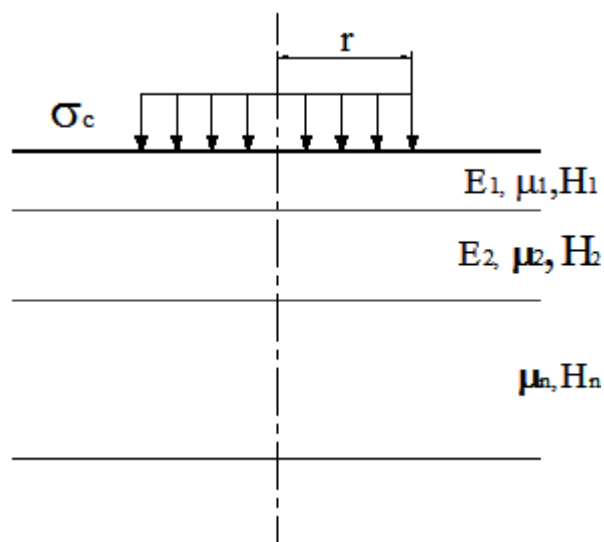


Figura 2.20: Modelo multicapa

Este modelo se basa de las siguientes hipótesis:

- Todas las capas se tratan como sólidos elásticos (evitándose así la teoría de placas).
- Los límites entre capa y capa pueden escogerse como pegadas o despegadas, y se pueden analizar tanto unas como otras.
- Se puede aplicar el caso de cargas múltiples y repetidas ejercidas por los diferentes tipos de ejes (simple, tandem, y trídem).

El limitante principal es que el modelo no permite calcular los efectos de borde (en el borde de la calzada). Sin embargo, los bordes están lo suficientemente alejados de la banda de circulación (franja donde sobre ella pasan los neumáticos), a excepción de las capas de concreto.

2.4.3.3. Fórmula de Odemark y Kirk

La carga sobre la calzada se esquematiza por una presión uniforme σ_c aplicada sobre un área circular generada por el neumático en contacto con la superficie de la capa asfáltica de radio r .

La calzada está compuesta por $n-1$ capas horizontales, de espesor h_i , módulo de elasticidad E y coeficiente de Poisson μ_i , que son tomados de un macizo semi infinito de características mecánicas E_n y μ_i .

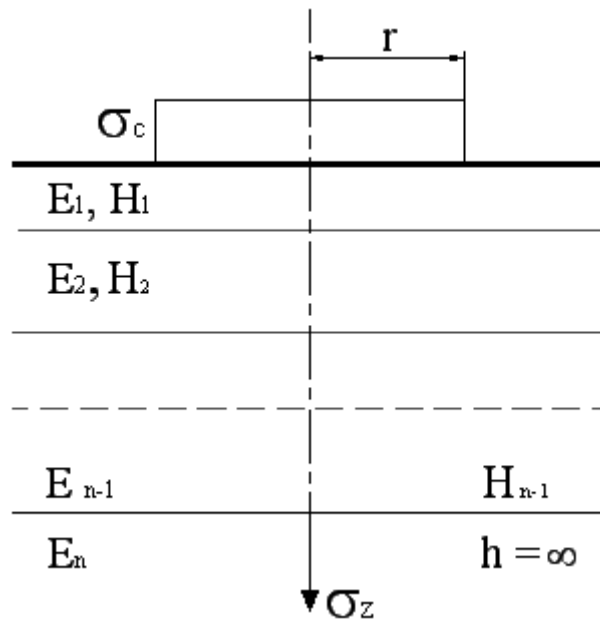


Figura 2.21: MULTICAPA PROPUESTO CON LA FÓRMULA DE ODEMARK

En un sistema elástico multicapa de n capas, de espesor h_i y módulo de elasticidad E_i sometida a una carga circular, genera una presión vertical en el suelo de soporte que Odemark la obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_z = \sigma_c \left(1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{h_e} \right)^2 \right]^3} \right)$$

Donde:

$$P = \pi \times r^2 \times \sigma_c$$

$$h_e = 0.8 \sum_{i=1}^{n-1} h_i \sqrt[3]{\frac{E_i}{E_n}}$$

E_i = Módulo de elasticidad en la capa i.

E_n = Módulo de elasticidad de la capa inferior

P = Carga aplicada sobre la superficie de rodadura

h_e = Espesor equivalente

2.4.3.4. Fórmula de Lister y Jones

En base a las mismas hipótesis determinaron la siguiente expresión:

$$\sigma_z = C \times \sigma_c \left(\frac{r}{h} \right)^{Nt} \left(\frac{E_1}{E_2} \right)^{-0.64}$$

$$1.8 \leq Nt \leq 1.95$$

$$C \approx 1.65$$

2.4.3.5. Representación de la distribución del incremento presiones en un sistema multicapa

Se han realizado un sinnúmero de investigaciones para establecer el valor de las presiones existentes en un sistema multicapa en base a la relación de módulos de elasticidad partiendo del siguiente esquema:

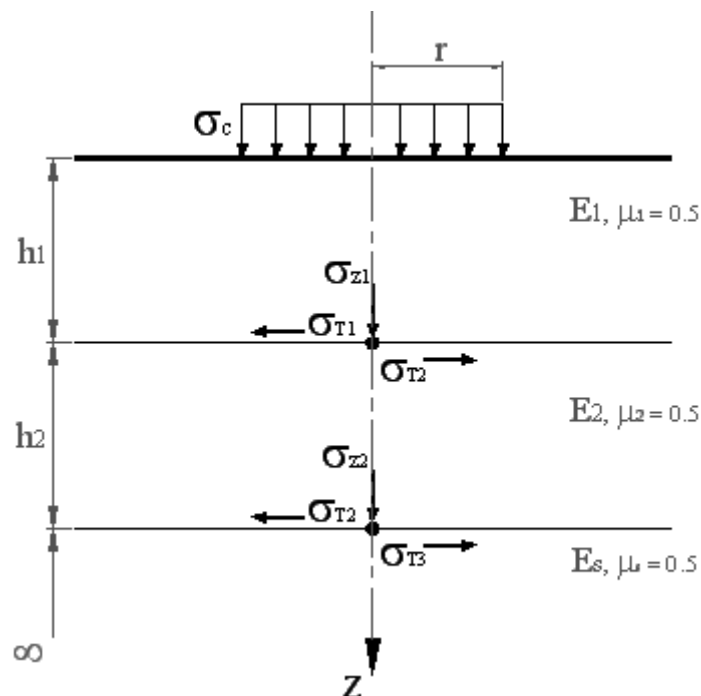


Figura 2.22: Representación de presiones en un sistema multicapa. Teferra y Shultze (1988).

Donde:

σ_{zi} : La presión vertical a una profundidad h_i

σ_{T1} : La presión máxima de tracción en el sentido 1

σ_{T2} : La presión máxima de tracción en el sentido 2

σ_{T3} : La presión máxima de tracción en el sentido 3

Definiciones:

$$\alpha_1 = \frac{r}{h_2} \quad \beta = \frac{h_1}{h_2} \quad k_1 = \frac{E_1}{E_2} \quad k_2 = \frac{E_2}{E_3}$$

Tabla 2.1: Presiones en un sistema multicapa en función de la relación de módulos de elasticidad. Teferra y Shultze (1988).

Composición de la tabla:

	k ₁			
	σ _{z1}		σ _{z2}	
k ₂	σ _{z1}	σ _{T1}	σ _{z2}	σ _{T2}
	σ _{z1}	σ _{T2}	σ _{z1}	σ _{T3}

$$\beta = 2, \alpha_1 = 1$$

K ₂ \ K ₁	5		10		20		50		100		500	
	5	9.510	3.640	6.000	2.590	3.660	1.790	1.870	1.050	1.110	0.690	0.349
	72.700	15.300	93.900	10.200	113.000	6.440	136.000	3.300	151.000	1.900	187.000	0.513
	14.500	3.060	9.380	2.040	5.660	1.290	2.730	0.660	1.510	0.380	0.374	0.101
10	8.240	2.380	5.060	1.690	3.010	1.160	1.470	0.684	0.852	0.451	0.252	0.169
	79.300	18.700	103.000	12.300	124.000	7.680	148.000	3.850	164.000	2.210	203.000	0.586
	15.800	1.860	10.300	1.230	6.210	0.770	2.960	0.385	1.640	0.221	0.405	0.059
50	6.740	0.860	3.970	0.612	2.230	0.424	1.010	0.252	0.554	0.166	-	-
	95.200	26.000	124.000	16.900	149.000	10.400	178.000	5.120	198.000	2.940	-	-
	19.000	0.519	12.400	0.339	7.440	0.208	3.550	0.103	1.980	0.059	-	-
100	6.430	0.552	3.750	0.397	2.080	0.277	0.921	0.163	-	-	-	-
	102.000	29.000	133.000	18.900	161.000	11.600	193.000	5.750	-	-	-	-
	20.400	0.290	13.300	0.189	8.040	0.118	3.850	0.058	-	-	-	-

$$\beta = 1, \alpha_1 = 1$$

K2 \ K1	5		10		20		50		100		500	
	5	30.300	9.220	20.800	7.140	13.500	5.330	7.260	4.440	4.430	2.360	1.380
	162.000	37.800	229.000	28.100	300.000	19.700	390.000	11.400	457.000	7.100	594.000	2.110
	32.300	7.560	22.900	5.630	15.000	3.960	7.840	2.290	4.570	1.420	1.190	0.420
10	27.900	6.110	18.700	4.730	11.800	3.530	6.130	2.260	3.600	1.550	1.040	0.599
	173.000	47.100	250.000	35.000	330.000	24.400	431.000	13.900	502.000	8.550	645.000	2.460
	34.700	4.700	25.000	3.500	16.500	2.440	8.660	1.390	5.020	0.860	1.290	0.245
50	25.000	2.230	16.100	1.740	9.760	1.300	4.680	0.833	2.600	0.572	-	-
	201.000	68.200	298.000	50.900	399.000	35.300	523.000	19.500	606.000	11.800	-	-
	40.400	1.370	29.800	1.020	20.000	0.700	10.500	0.392	6.050	0.236	-	-
100	24.300	1.420	15.600	1.110	9.350	0.839	4.400	0.540	-	-	-	-
	213.000	75.100	319.000	57.800	428.000	39.800	563.000	22.000	-	-	-	-
	42.600	0.760	31.800	0.570	21.400	0.400	11.300	0.220	-	-	-	-

$$\beta = 0.5, \alpha_1 = 1$$

K2 \ K1	5		10		20		50		100		500	
	5	66.400	18.100	53.400	15.600	39.900	12.900	24.700	9.420	16.200	7.060	5.480
	215.000	72.800	366.000	62.000	561.000	49.800	868.000	34.000	1116.000	23.800	1687.000	8.600
	43.000	14.600	36.700	12.400	28.100	10.000	17.400	6.810	11.200	4.770	3.370	1.720
10	63.400	12.100	50.400	10.400	37.000	8.590	22.200	6.290	14.200	4.720	4.430	2.080
	223.000	91.700	396.000	78.000	615.000	62.800	963.000	42.900	1244.000	29.800	1866.000	10.500
	44.600	9.200	39.400	7.810	30.700	6.280	19.300	4.290	12.400	2.980	3.730	1.050
50	59.800	4.360	46.700	3.740	33.500	3.140	10.100	2.340	11.600	17.700	-	-
	239.000	134.000	449.000	115.000	730.000	93.300	1180.000	63.900	1541.000	44.200	-	-
	47.800	2.690	44.900	2.300	36.500	1.870	23.600	1.280	15.400	0.880	-	-
100	59.100	1.770	46.000	2.370	32.800	2.000	18.500	1.510	-	-	-	-
	244.000	152.000	469.000	130.000	776.000	106.000	1270.000	73.100	-	-	-	-
	48.800	1.520	46.900	1.300	38.700	1.060	25.400	0.730	-	-	-	-

$$\beta = 0.25, \alpha_1 = 1$$

K2 \ K1	5		10		20		50		100		500	
	5	94.700	26.500	90.700	24.900	82.100	22.800	64.200	19.400	49.000	16.300	20.800
	127.000	104.000	301.000	99.000	614.000	90.700	1273.000	75.200	1966.000	61.200	3991.000	30.100
	25.400	20.900	30.200	19.800	30.700	18.200	25.500	15.500	19.700	12.200	8.000	6.030
10	92.800	18.000	88.300	16.600	79.600	15.200	61.200	12.900	45.900	10.900	18.300	6.190
	112.000	134.000	308.000	125.000	657.000	115.000	1404.000	95.600	2195.000	77.900	4500.000	38.000
	22.600	13.400	30.600	12.500	33.000	11.500	28.100	9.560	21.900	7.770	9.000	3.820
50	90.200	6.520	85.500	5.910	76.400	5.380	57.600	4.630	42.200	3.970	-	-
	70.800	197.000	303.000	185.000	725.000	169.000	1657.000	142.000	2668.000	117.000	-	-
	14.200	3.940	30.200	3.690	36.400	3.400	33.100	2.850	26.600	2.330	-	-
100	89.700	4.130	84.900	3.710	75.800	3.370	57.000	2.920	-	-	-	-
	50.800	223.000	295.000	208.000	745.000	191.000	1745.000	161.000	-	-	-	-
	12.200	2.230	29.400	2.080	37.400	1.910	34.900	1.610	-	-	-	-

$$\beta = 2, \alpha_1 = 0.5$$

K2 \ K1	5		10		20		50		100		500	
	5	2.850	0.950	1.760	0.670	1.060	0.459	0.522	0.268	0.307	0.175	0.093
10	21.500	4.090	27.200	2.700	32.400	1.690	38.200	0.853	42.100	0.482	50.800	0.131
	4.300	0.817	2.720	0.540	1.620	0.338	0.765	0.170	0.421	0.088	0.101	0.026
50	2.510	0.621	1.520	0.435	0.884	0.297	0.422	0.174	0.241	0.114	0.068	0.042
	23.100	4.960	29.400	3.240	35.000	2.010	41.200	0.999	45.200	0.570	54.900	0.149
100	4.620	0.495	2.940	0.323	1.750	0.201	0.825	0.100	0.454	0.057	0.110	0.015
	2.120	0.220	1.230	0.155	0.682	0.108	0.305	0.064	0.165	0.042	-	-
500	27.100	6.800	34.600	4.400	41.200	2.690	48.500	1.320	53.700	0.753	-	-
	5.420	0.136	3.470	0.088	2.060	0.054	0.971	0.026	0.537	0.015	-	-
1000	2.020	0.140	1.170	0.101	0.644	0.070	0.281	0.041	-	-	-	-
	28.700	7.560	37.000	4.900	44.100	2.990	52.300	1.470	-	-	-	-
5000	5.740	0.076	3.700	0.049	2.210	0.030	1.050	0.015	-	-	-	-

$$\beta = 1, \alpha_1 = 0.5$$

K1 \ K2	5		10		20		50		100		500	
	5	12.000	2.550	7.720	1.930	4.740	1.420	2.390	0.899	1.400	0.610	0.404
	60.100	10.900	87.100	7.890	107.000	5.430	132.000	3.070	149.000	1.890	184.000	0.550
	13.200	2.180	8.690	1.580	5.360	1.090	26.640	0.616	1.490	0.376	0.368	0.111
10	11.300	1.660	7.130	1.260	4.290	0.929	2.080	0.586	1.180	0.400	0.318	0.152
	69.100	13.300	92.300	9.680	115.000	6.640	142.000	3.710	160.000	2.260	197.000	0.637
	13.800	1.330	9.220	0.969	5.740	0.664	2.840	0.371	1.600	0.227	0.374	0.064
50	10.500	0.586	6.460	0.453	3.740	0.336	1.710	0.213	0.927	0.145	-	-
	76.100	18.700	104.000	13.700	132.000	9.390	165.000	5.140	186.000	3.080	-	-
	15.200	0.374	10.400	0.275	6.610	0.189	3.300	0.103	1.860	0.062	-	-
100	10.300	0.370	6.320	0.287	3.640	0.215	1.640	0.137	-	-	-	-
	79.000	21.100	109.000	15.400	140.000	10.600	175.000	5.750	-	-	-	-
	15.800	0.210	10.900	0.154	6.990	0.106	3.500	0.057	-	-	-	-

$$\beta = 0.5, \alpha_1 = 0.5$$

K ₂ \ K ₁	5		10		20		50		100		500	
	5	36.200	5.410	25.600	4.520	17.100	3.640	9.410	2.580	5.760	1.890	1.730
144.000		23.200	204.000	19.000	2.700	14.700	363.000	96.690	433.000	6.630	583.000	2.310
28.800		4.640	20.400	3.810	13.500	2.940	7.260	1.940	4.320	1.320	1.160	0.462
10	35.400	3.520	24.700	2.940	16.300	2.390	8.710	1.690	5.200	1.250	1.460	0.538
	147.000	28.400	211.000	23.300	284.000	18.200	388.000	12.000	465.000	8.180	627.000	2.790
	29.400	2.850	21.100	2.340	14.200	1.830	7.760	1.200	4.650	0.818	1.260	0.279
50	44.200	1.200	23.600	1.010	15.300	0.835	7.880	0.612	4.510	0.457	-	-
	151.000	39.600	226.000	33.000	314.000	26.100	443.000	17.400	540.000	11.800	-	-
	30.100	0.794	22.500	0.659	15.700	0.522	8.870	0.348	5.400	0.237	-	-
100	33.900	0.748	23.400	0.633	15.100	0.526	7.720	0.390	-	-	-	-
	152.000	44.100	230.000	6.800	325.000	29.400	466.000	19.700	-	-	-	-
	30.300	0.441	23.000	0.369	6.300	0.294	9.320	0.179	-	-	-	-

$$\beta = 0.25, \alpha_1 = 0.5$$

K2 \ K1	5		10		20		50		100		500	
	5	74.100	8.790	61.400	8.030	47.500	7.150	30.800	5.800	20.900	4.720	7.300
	189.000	38.000	312.000	34.700	476.000	30.500	747.000	23.800	984.000	18.600	1582.000	8.520
	37.900	7.610	31.300	6.950	23.800	6.100	15.000	4.770	9.870	3.720	3.170	1.710
10	73.400	5.700	60.600	5.170	46.600	4.600	29.800	3.760	10.900	3.080	6.610	1.650
	186.000	46.500	315.000	42.500	489.000	37.400	783.000	29.500	1045.000	23.100	1713.000	10.600
	37.100	4.650	31.500	4.250	24.500	3.740	15.600	2.950	10.500	2.310	3.430	1.060
50	72.400	1.900	59.600	1.710	45.600	1.520	28.700	1.280	18.800	1.070	-	-
	175.000	63.900	314.000	58.400	508.000	51.900	850.000	41.700	1167.000	33.300	-	-
	34.800	1.280	31.300	1.170	25.400	1.040	17.000	0.836	11.670	0.665	-	-
100	72.400	1.170	59.400	1.040	45.400	0.934	28.500	0.791	-	-	-	-
	170.000	70.700	311.000	64.500	513.000	57.500	872.000	46.600	-	-	-	-
	34.000	0.707	31.200	0.645	25.700	0.575	17.400	0.466	-	-	-	-

2.4.3.6. Modelo de Westergaard (Sistema Bicapa)

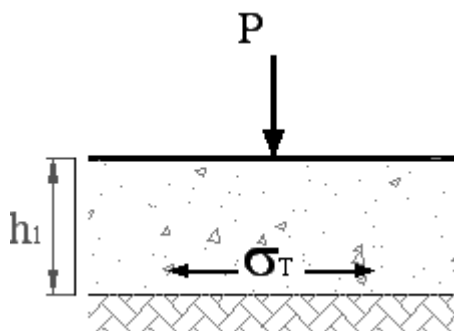


Figura 2.23: Sistema Bicapa

La teoría de Westergaard para pavimentos rígidos de concreto se fundamenta en la determinación del coeficiente de reacción combinado o de corrección k_c del suelo, el cálculo de la tensión de tracción σ_T , para una placa cargada por la fuerza P producto del paso de los vehículos.

La calzada esta considerada como una placa homogénea, isotrópica y elástica con módulo de elasticidad E y coeficiente de Poisson μ , su espesor h es constante.

En esta teoría Westergaard considera tres casos de aplicación de carga:

- Carga actuando en el interior de la placa.
- Carga actuando en el borde de la placa.
- Carga actuando en la esquina de la placa.

Obteniendo el valor para cada una de estas tensiones las fórmulas siguientes:

$$\sigma_{T,i} = \frac{0.316P}{h_1^2} \left[4 \times \log_{10} \left(\frac{\rho}{b} \right) + 1.069 \right]$$

$$\sigma_{T,b} = \frac{0.572P}{h_1^2} \left[4 \times \log_{10} \left(\frac{\rho}{b} \right) + 0.359 \right]$$

$$\sigma_{T,c} = \frac{0.3P}{h_1^2} \left[1 - \left(\frac{r\sqrt{2}}{\rho} \right)^{0.6} \right]$$

Siendo:

$$\rho = \sqrt[4]{\frac{E \times h_1^3}{12(1-\mu^2)k}}$$

$$b = \sqrt{1.6r^2 + h_1^2} - 0.675h_1 \quad \text{para } r < 1.724h_1$$

$$b = r \quad \text{para } r > 1.724h_1$$

Donde:

P : Carga ejercida por la rueda

h_1 : Espesor de la placa de concreto

E : Módulo de elasticidad del concreto

μ : Coeficiente de Poisson del concreto

k : Coeficiente de reacción del suelo de soporte

r : Radio de contacto

ρ : Radio de rigidez relativo

$\sigma_{T,i}$; $\sigma_{T,b}$; $\sigma_{T,c}$: Corresponden a las tensiones máximas de tracción del concreto para la carga respectiva al interior, en el borde o en la esquina de la placa.

También Westergaard ha considerado la variación de la temperatura ΔT a una temperatura máxima de tracción en la placa dada por la fórmula:

$$\sigma'_T = \frac{E \times \alpha \times \Delta T}{2(1 - \mu)}$$

Donde:

α : Coeficiente de dilatación volumétrica

Westergaard aporta otra variable que facilita los cálculos, el suelo de soporte se asimila a una serie de resortes, para los cuales la deformación del suelo generada por el paso del tránsito w_z es proporcional a la presión s_T en ese punto, es por esta razón que se plantea la siguiente ecuación:

$$\sigma_T = k_c \times w_z$$

Siendo:

k_c : Módulo de reacción corregido del suelo soporte

w_z : Deformación del suelo producida por las cargas de tráfico

A continuación se presenta la figura 2.24 el diagrama de presiones de la teoría de Westergaard, la cual, proporciona una distribución de presiones en el interior del depósito de suelo, con valores muy por debajo de los establecidos por Boussinesq y Burmister.

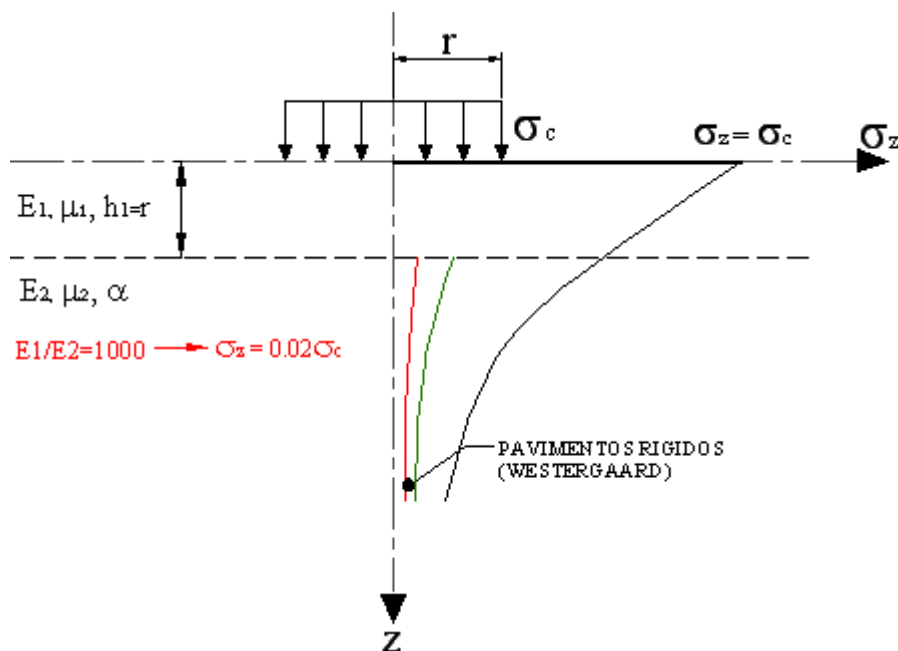


Figura 2.24: Modelo de Westergaard

2.4.3.7. Formula de Lister y Jones

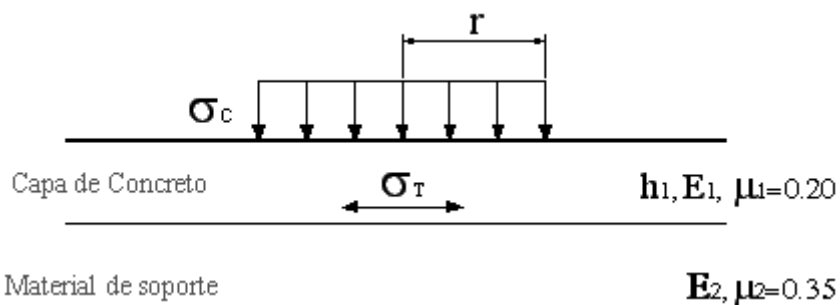


Figura 2.25: ESFUERZOS HORIZONTALES EN UN SISTEMA BICAPA

En base a los estudios sobre el modelo bicapas, estos autores proponen una fórmula muy sencilla para calcular la presión máxima de tracción s_T en la base de una capa sometida a la acción de una carga circular uniformemente repartida, la cual es:

$$\sigma_T = 1.8\sigma_c \left(\frac{r}{h_1} \right)^{1.85} \times \log \left(\frac{E_1}{E_2} \right)$$

Donde:

s_c : Presión de contacto

r: Radio de contacto

h_1 : Espesor de la capa de pavimento rígido

E_1 : Módulo de elasticidad de concreto

E_2 : Módulo de elasticidad del suelo de soporte

Se aplicará esta ecuación para las condiciones siguientes:

$$0.1 \leq \frac{r}{h_1} \leq 0.7$$

$$2 \leq \frac{E_1}{E_2} \leq 1000$$

Recordemos que la relación de módulos para los pavimentos rígidos será para valores inferiores a 1000.

2.4.3.8. Representación de la distribución del incremento de presiones en un sistema bicapa

ha realizado un sinnúmero de investigaciones entre ellas establecer el valor de las presiones existentes en una capa rígida en base a la relación de módulos de elasticidad partiendo del siguiente esquema:

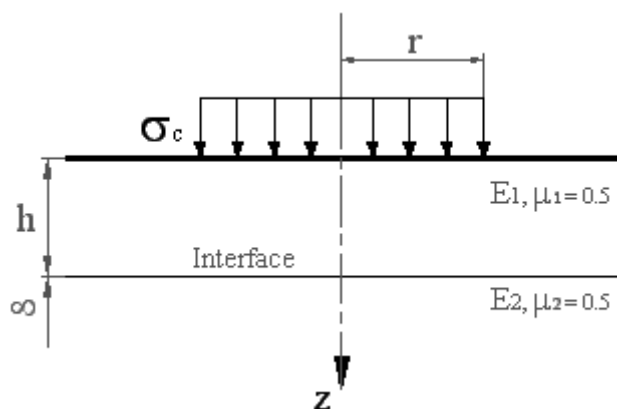


Figura 2.26: Representación de presiones en un sistema bicapa.

Fox (1948)

Donde:

σ_c : Presión de contacto

σ_z : La presión vertical a una profundidad h

r: radio de contacto

h: espesor de la losa de concreto

Tabla 2.2: Presiones en un sistema bicapa en función de la relación de módulos de elasticidad. Fox (1948).

r/h	z	$E_1/E_2 = 1000$	$E_1/E_2 = 1000$
		Interfase Rugosa	Interfase Lisa
		σ_z/σ_c	σ_z/σ_c
1/2	0	0.0051	0.0051
	h	0.0042	0.0045
	2h	0.0035	0.0038
	3h	0.0031	0.0033
	4h	0.0028	0.0029
1	0	0.0185	0.0190
	h	0.0162	0.0172
	2h	0.0143	0.0151
	3h	0.0124	0.0133
	4h	0.0110	0.0117
2	0	0.0710	0.0670
	h	0.0606	0.0630
	2h	0.0542	0.0570
	3h	0.0480	0.0510
	4h	0.0428	0.0454

2.4.3.9. Presiones adicionales suscitados en los Pavimentos

Presión Radial.- Se presenta en un punto del eje de la carga situada a una profundidad z , el esfuerzo radial σ_r , esta dado por:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_c}{2} \left[(1 + 2\mu) - \frac{2(1 + \mu)z}{(r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} + \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

Siendo:

μ = Coeficiente de Poisson del material.

Esfuerzo máximo de corte o de Cizallamiento máximo.- Se presenta en un punto del eje de la carga situado a una profundidad z , comprendida entre la capa de rodadura y la capa de base, el cizallamiento máximo τ_{\max} está dado por:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_z - \sigma_r}{2}$$

$$\tau_{\max} = \sigma_c \left[\frac{(1 - 2\mu)}{4} + \frac{(1 + \mu)z}{2(r^2 + z^2)^{\frac{1}{2}}} - \frac{3z^2}{4(r^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}} \right]$$

2.5. CRITERIO DE DISEÑO $\sigma < \sigma_{adm}$

Para que el diseño estructural del pavimento sea el adecuado, las presiones totales σ sobre la subrasante deberán ser menores a la presión admisible de la subrasante o suelo natural σ_{adm} , planteándose la condición siguiente de diseño.

$$\sigma < \sigma_{adm}$$

Para ello se define a continuación la presión total sobre el pavimento.

La presión total del pavimento es producto del efecto causado por la carga dinámica ejercida por el neumático σ_z y el peso propio de sus capas constitutivas σ_e según el caso (desmonte o relleno).

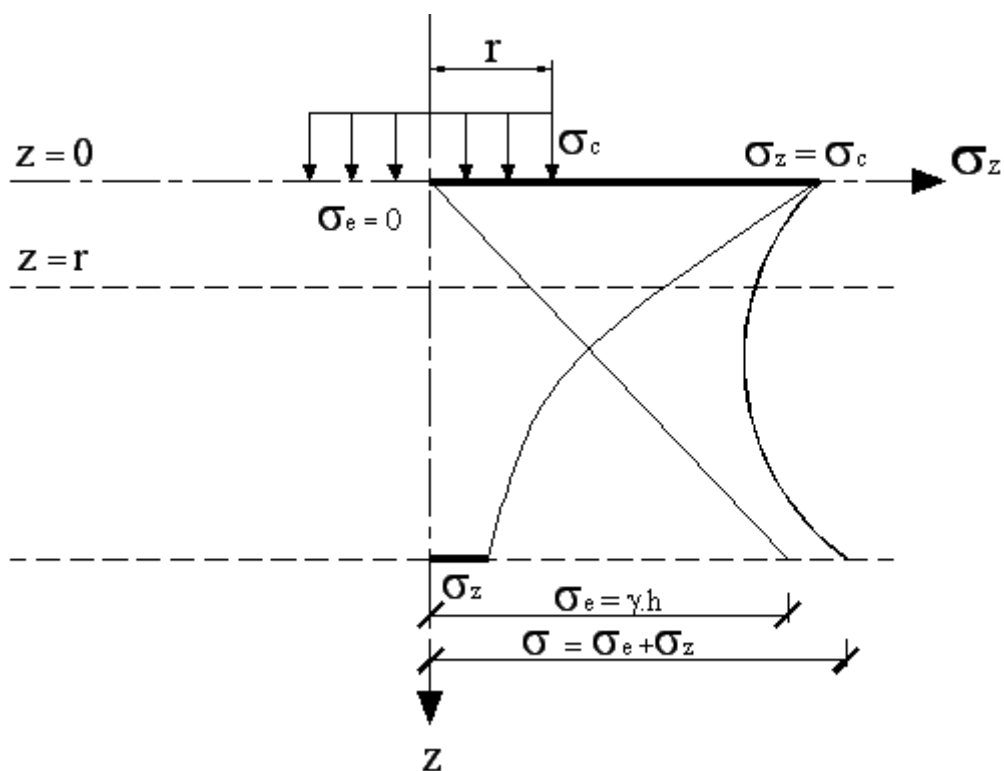


Figura 2.27: Representación de la Presión total en el pavimento

2.6. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES CONSTITUTIVOS DEL PAVIMENTO SOMETIDOS A ESFUERZO DE FATIGA

Los materiales constitutivos de cada una de las capas que forman parte de la estructura del pavimento pueden llegar a un punto de rotura si se les aplica repetidamente un gran número de sollicitaciones cuya amplitud sea menor que su resistencia a la ruptura instantánea. Este fenómeno de fatiga es muy común en la puesta en servicio de los pavimentos debida al paso repetido de vehículos

pesados que son los más incidentes por su consideración en peso y número de sus ejes.

El comportamiento a la Fatiga de un material consiste en someter una probeta a sollicitaciones repetidas de carga e idénticas para poder determinar el número al cual la muestra llega a la ruptura. La curva que se obtiene de este ensayo se conoce como la curva de Wohler.

Wohler, fue uno de los primeros científicos que se dedicó a estudiar este fenómeno hace aproximadamente 150 años.

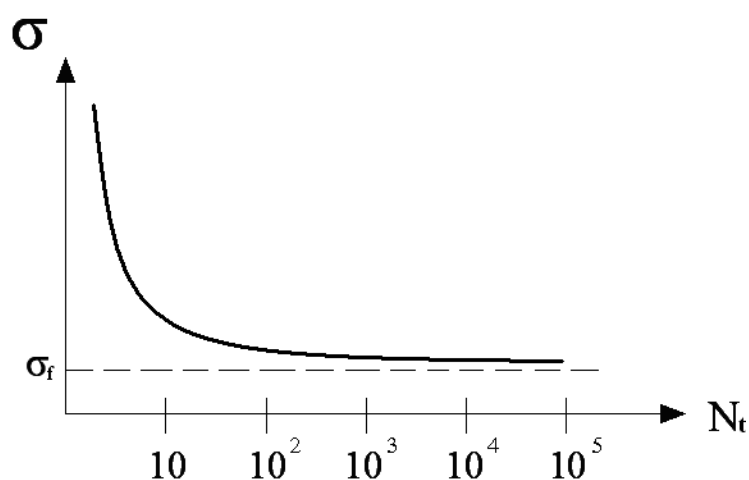


Figura 2.28: Diagrama de Presiones actuantes en función del número de repeticiones de carga. Diagrama de Wohler

El valor de la sollicitación para la cual la probeta soportaría N ciclos antes de romperse se llama resistencia a la Fatiga. El número de ciclos antes de la ruptura se denomina vida en servicio.

La repetición de sollicitaciones idénticas jamás se produce en la realidad, ya que estas se distribuyen al azar.

2.6.1. Falla por Fatiga de suelos cohesivos

La falla producida en los suelos cohesivos por efecto de fatiga, dependerá de ciertos factores que afectan a la deformación permanente en este tipo de materiales, estos factores son:

- Estado de esfuerzos del suelo
- Número de aplicaciones de carga
- Estado físico del suelo
- Tipo de suelo

El comportamiento de este tipo de suelos bajo la aplicación de carga repetida es presentada en tres etapas de deformación: la primera es casi instantánea la cual se presenta en los primeros ciclos de carga, enseguida se observa la siguiente fase que puede denominarse como transitoria, en la que la deformación se acumula gradualmente durante los ciclos de aplicación, y finalmente pasa a un estado estable en el que la velocidad de acumulación de la deformación es muy pequeña, a partir de este momento, la aplicación de un número mayor de ciclos de carga ya no tiene mucho efecto en la acumulación de daños.

Para limitar las deformaciones permanentes se puede optar por dos procedimientos. El primero consiste en limitar únicamente la deformación vertical de compresión en la fibra superior de la capa de la subrasante y el segundo procedimiento es limitar la deformación permanente acumulada total de la superficie, debida a la contribución de cada una de las capas que conforman el pavimento. En los métodos de diseño del Instituto del Asfalto y de la compañía Shell, el número de repeticiones admisibles N_d

para limitar las deformaciones permanentes se relaciona con la deformación vertical de compresión ε_c en la fibra superior de la subrasante, con la siguiente ecuación:

$$N_d = f_4 \times \varepsilon_c^{-f_5}$$

Donde:

f_4 y f_5 son constantes que se determinan a partir de ensayos en el laboratorio en tramos de prueba o del comportamiento observado en campo.

Tabla 2.3: Valores típicos de f_4 y f_5 utilizados por diversas instituciones.

<i>INSTITUCIÓN</i>	<i>f₄</i>	<i>f₅</i>
Compañía Shell		
50% de confiabilidad	6.15×10^{-7}	4.0
85% de confiabilidad	1.94×10^{-7}	4.0
95% de confiabilidad	1.05×10^{-7}	4.0
Instituto de Asfalto	1.365×10^{-9}	4.477
TRRL, U.K.		
50% de confiabilidad	6.18×10^{-8}	3.97
BRRC, Bélgica	3.05×10^{-9}	4.35

En el primer procedimiento de control de deformaciones permanentes se considera que, controlando la deformación por compresión en la fibra superior de la subrasante, se puede limitar las deformaciones permanentes en la superficie. Supone el correcto control de calidad en las capas superiores.

2.6.2. Falla por Fatiga de los suelos granulares

Un material granular sujeto a aplicación de cargas, experimenta una deformación cuya magnitud esta en función de varios factores como es el nivel de la carga aplicada, área de contacto, condiciones de confinamiento, características del propio material, etc. La deformación total producida por la aplicación de las cargas repetidas tiene dos componentes una definida como deformación recuperable o elástica, la cual es cuantificable una vez que la carga deja de actuar sobre el material, la otra componente denominada deformación permanente, se define como la deformación no recuperable o plástica que experimenta un material de espesor definido, en cada ciclo de carga aplicado, tal como se puede observar en el ensayo de carga repetida del gráfico 2.29.

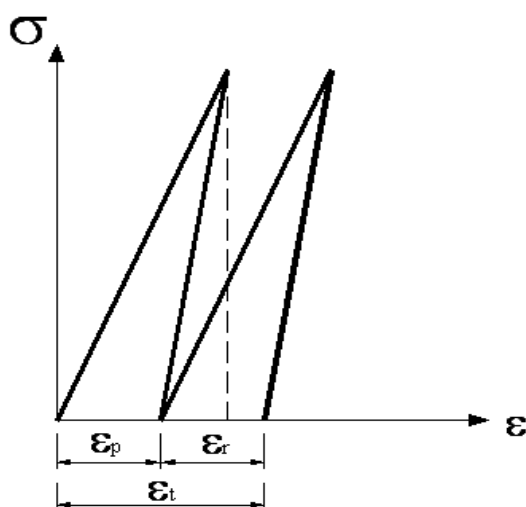


Figura 2.29: Mecanismo de deformación en materiales granulares

La figura 2.30 muestra las curvas de variación de estas deformaciones cuando el material es sometido a la aplicación de carga repetida de valor constante.

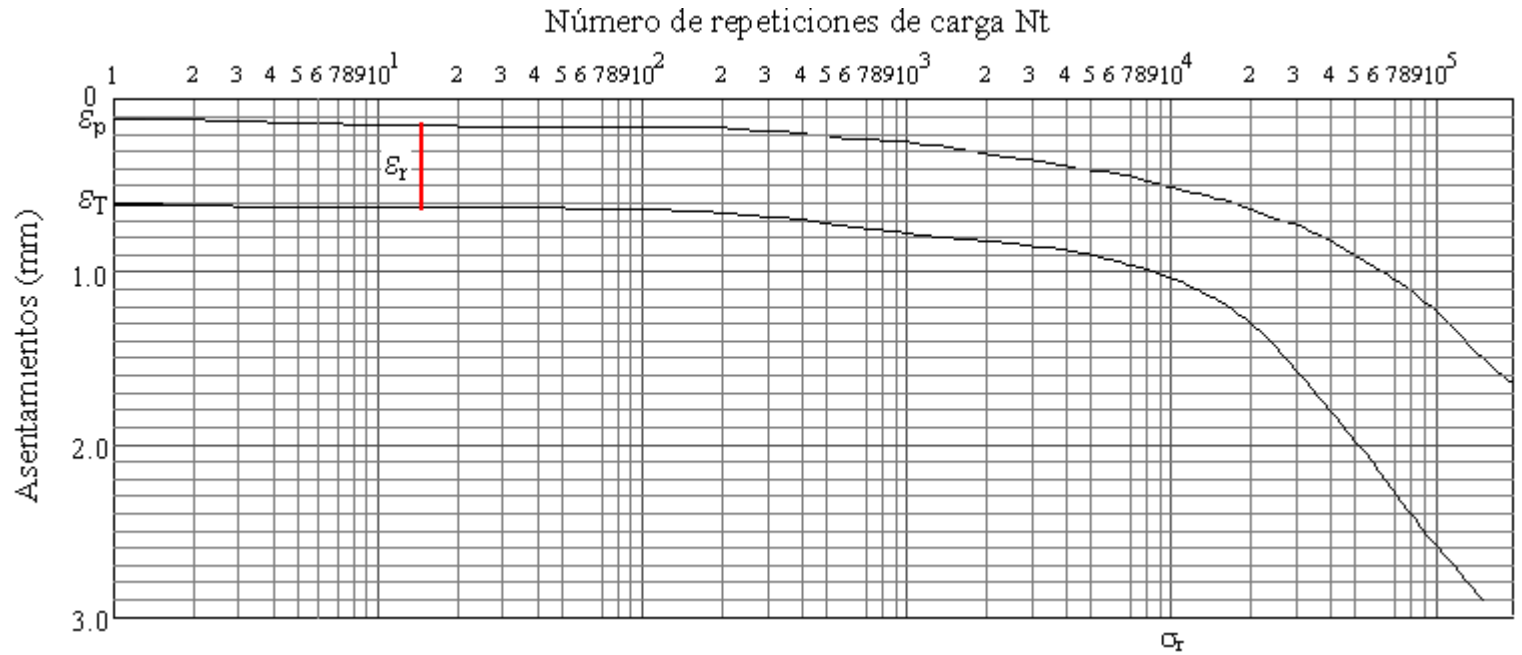


Figura 2.30: Ensayo de cargas repetidas aplicando una presión de 10 Kg/cm² (Torres M. 1974)

En la cual se puede observar que la deformación permanente va acumulandose con cada aplicación de carga, en cambio, que la deformación recuperable presenta un valor constante, mientras el material se comporte elásticamente, aumentando su valor cuando este falle.

Barksdale (1972) realizó un estudio aplicando pruebas triaxiales cíclicas, 10^5 repeticiones de carga. Con base en los resultados obtenidos expresó las relaciones entre la deformación permanente y el número de ciclos de carga mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{l,p} = a + b \times \log Nt$$

Donde:

$\varepsilon_{l,p}$ = Deformación axial permanente acumulada

Nt = Número de repeticiones de carga

a, b = Parámetros de ajuste

Sweere (1990) realizó pruebas triaxiales cíclicas aplicando 10^6 repeticiones de carga y encontró que la expresión de Barksdale no ajustaba sus resultados y sugirió entonces que para las cantidades muy grandes de aplicaciones de carga debería aplicarse la expresión doble logarítmica siguiente:

$$\log(\varepsilon_{l,p}) = a + b \times \log Nt$$

Existen otros criterios donde sugieren considerar una relación directa entre la deformación permanente axial y la relación de esfuerzos:

Modelo de Paute

$$\varepsilon_{l,p}(Nt) = \varepsilon_{l,p}(100) + \varepsilon^*_{l,p}(Nt)$$

Donde:

$$\varepsilon^*_{l,p}(Nt) = A \left[1 - \left(\frac{Nt}{100} \right)^{-B} \right]$$

$\varepsilon_{l,p}(Nt)$: Deformación axial permanente total.

$\varepsilon_{i,p}(100)$: Deformación axial permanente acumulada durante los primeros 100 ciclos

$\varepsilon_{i,p}^*(Nt)$: Deformación axial permanente adicional, para $Nt > 100$

Nt : Número de aplicaciones de carga

A, B : Parámetros de regresión (ajuste)

Modelo de Pappin

$$\varepsilon_{s,p} = f(Nt)lr(n)^t$$

Donde:

$\varepsilon_{s,p}$: Deformación plástica acumulada

$f(Nt)$: Factor que depende del número de aplicaciones de carga

lr : Duración de la aplicación de la carga

n : Relación máxima del esfuerzo desviador al esfuerzo normal efectivo medio.

t : Parámetro que depende del tipo de material.

Modelo de Monismith

$$\varepsilon_p = a_1 \times Nt^{a_2}$$

Donde:

ε_p : Deformación plástica acumulada

a_1 y a_2 : Parámetros de ajuste

En base a la tesis de Maestría desarrollada por el Ingeniero Milton Torres E. en 1974 en el LNEC de Portugal, referente a la fatiga de materiales granulares, se llegó a verificar que la Ley de Fatiga para estos materiales tiene un comportamiento como el que se indica en el gráfico 2.29.

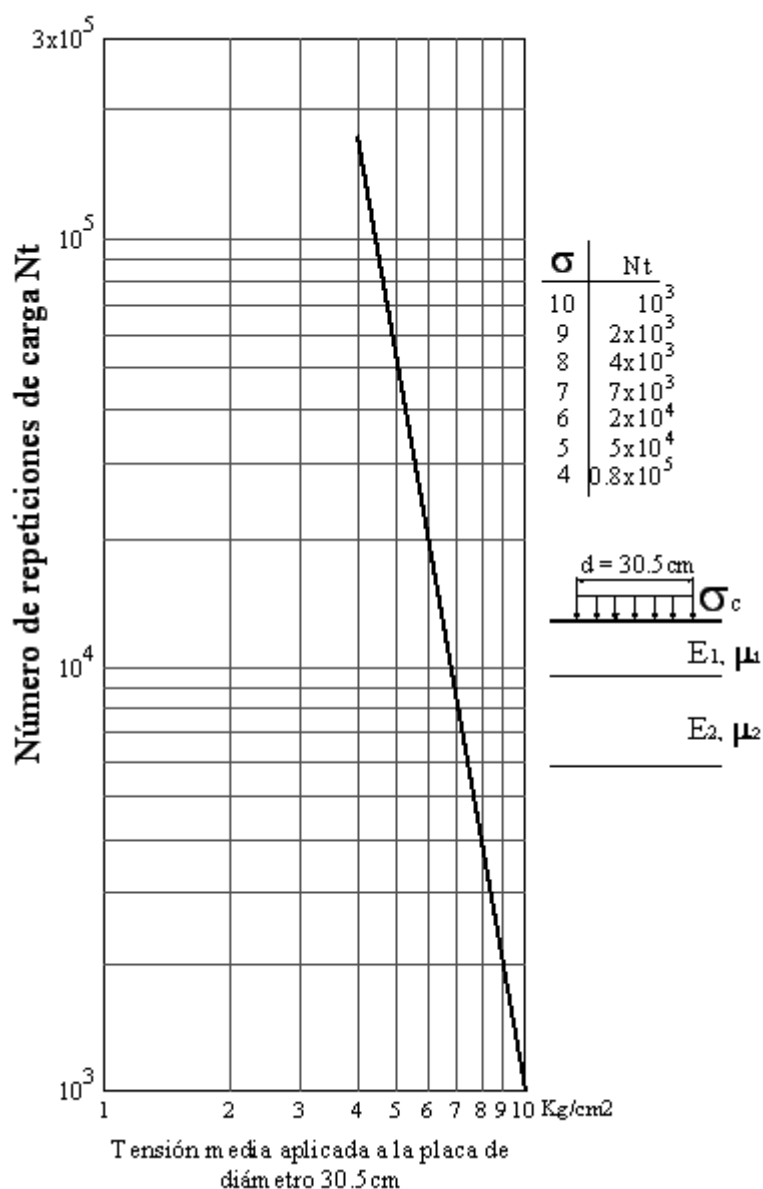


Figura 2.31: Relación entre las tensiones aplicadas y el Número de repeticiones de carga que provoca la falla por fatiga de un material granular

Cuya ecuación es $\text{Log}(Nt) = -4.78 \times \text{Log}(\sigma) + 7.78$, según la ley de fatiga indicada en la figura anterior.

También se puede estimar la tensión de fatiga de estos materiales con la interpolación de la siguiente expresión:

$$\sigma_f = \frac{0.03 \times (CBR_{mg})}{1 + 0.3 \text{Log} Nt}$$

En donde:

σ_f : Tensión de fatiga

CBR_{mg} : CBR del material granular

Nt : Número de aplicaciones de carga

2.6.3. Falla por Fatiga de los suelos estabilizados

La falla por fatiga después de aplicaciones repetidas de esfuerzos mayores que algún valor límite en estos materiales es de interés debido a su impacto en el agrietamiento de las capas de rodadura, Nussbam y Larsen, desarrollaron un método para la estimación de su ley de Fatiga. En este análisis, la vida por el criterio de fatiga se expresa en términos de la proporción que involucra el radio de curvatura (R) bajo carga repetida:

$$\frac{R_c}{R} = aNt^{-b}$$

Donde:

R_c , radio de curvatura crítico (en la falla)

R , radio de curvatura desarrollado para una carga dada y un número de repeticiones de carga.

Nt , Número de repeticiones de carga.

a , b , coeficientes que dependen del tipo de suelo y de su espesor.

El departamento de Transporte de Queensland en Australia utiliza la siguiente relación para predecir el tiempo de vida por fatiga.

$$Nt = \left(\frac{\frac{112664}{E^{0.804}} + 190.7}{\varepsilon_t} \right)^{12}$$

Donde:

Nt = Número permisible de repeticiones de carga.

ε_t = Deformación horizontal máxima a tensión producida por la carga
(micro deformaciones)

E = Modulo del material estabilizado (MPa)

En la figura 2.32 se indica la recta equivalente de la ley de fatiga del suelo – cemento producto del resultado del ensayo de flexo tracción (relación de presiones versus el número de aplicaciones de carga hasta llegar al punto de rotura), en donde, σ es la tensión aplicada, σ_{max} es la resistencia del material y Nt es el número de aplicaciones de carga hasta la rotura.

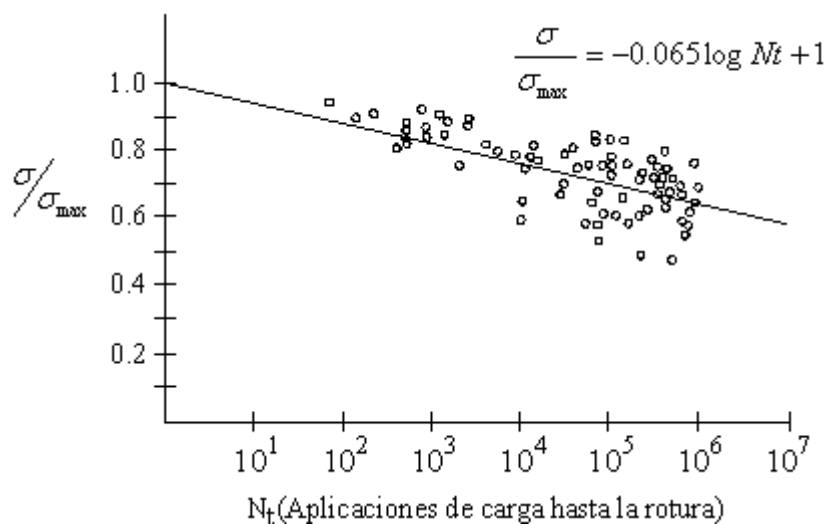


Figura 2.32: Ley de Fatiga de grava – cemento (ensayo de flexo tracción)

Los principales factores que afectan la fatiga en suelos estabilizados son:

- Tránsito
- Parámetros de compactación: Peso volumétrico seco, contenido de agua y grado de saturación.
- Tipo y contenido del estabilizador
- Tipo de suelo
- Aditivos

2.6.4. Falla por Fatiga en el concreto asfáltico

Una de las manifestaciones tempranas de agrietamiento por fatiga en la capa de rodadura son los rompimientos intermitentes longitudinales en las huellas de las llantas del tránsito. El rompimiento por fatiga es progresivo, ya que en algún punto los rompimientos iniciales se unen, causando mayor número de rompimientos. El avanzado rompimiento por fatiga se el conoce como rompimiento de lagarto o piel de cocodrilo.

La Ley de Miner considera este tipo de fallas en el concreto asfáltico mediante las siguientes expresiones:

$$Nt = K \times \sigma^a$$

$$Nt = M \times \varepsilon^b$$

Donde:

K, M, a, b : Constantes

Nt : Número de aplicaciones de carga

σ : Tensión aplicada

ε : Deformación que involucra la falla después de Nt ciclos.

Estas relaciones pueden obtenerse por ensayos de laboratorio, por experiencias en tramos en servicio o por métodos de predicción basados en las características de la mezcla.

Para determinar el número de aplicaciones de una determinada magnitud de sollicitación que es necesario aplicarle a un grupo de muestras para producir la rotura completa de estas variando el nivel de esfuerzos en cada grupo de probetas: con lo cual es posible obtener una curva que relaciona la magnitud de sollicitación aplicada versus el número de repeticiones admisibles, como se ilustra en la siguiente figura. (Benavides, 1994).

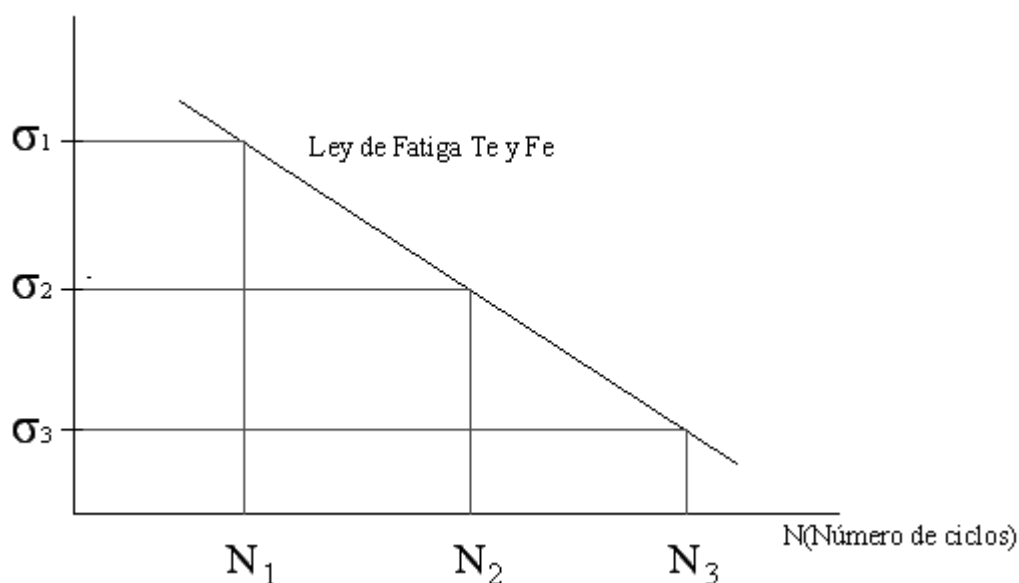


Figura 2.33: Bosquejo general de la determinación de una ley de fatiga

T_e : Temperatura de ensayo

F_e : Frecuencia de referencia

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

$$N_1 < N_2 < N_3$$

Teniendo en cuenta que a nivel internacional es muy poca la experiencia en el campo de la caracterización dinámica de mezclas asfálticas, se recurrió a la comparación de los resultados obtenidos, con estudios similares relacionándose con otros países en idénticas condiciones de

ensayo, como las realizadas en Argentina (IMAE), Brasil (Preusler), Estados Unidos de Norteamérica (Monismith), Gran Bretaña (Kennedy y Sterling) y Colombia; cuyos resultados se resumen en la figura 2.32 en la cual se observa una concordancia entre los resultados obtenidos.

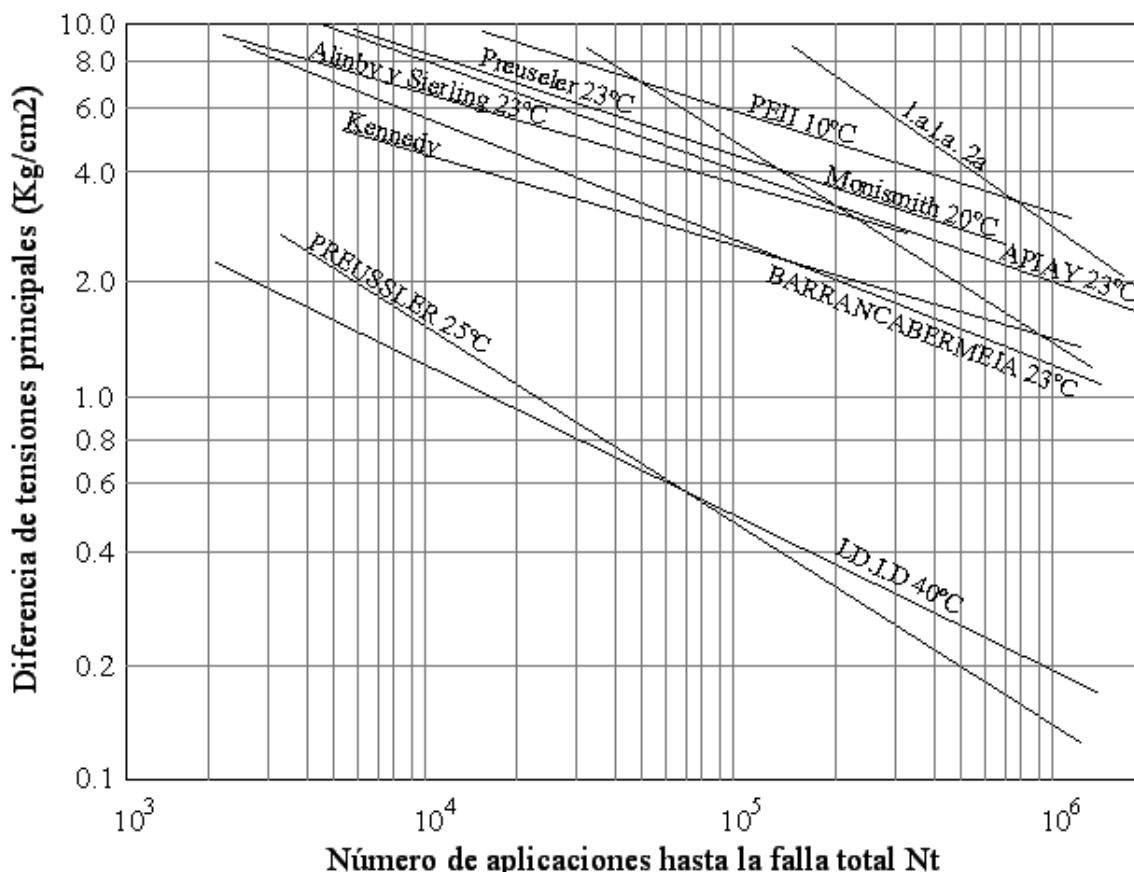


Figura 2.34: Comparación de las leyes de fatiga obtenidas en diferentes investigaciones

También existen modelos de deformación permanente propuesto por Francken (1977) el cual propone un modelo que se apoya en las pruebas triaxiales dinámicas.

$$\varepsilon_{p(t)} = At^B + C(\exp D \times t) \quad \text{Para esfuerzos altos}$$

$$\varepsilon_{p(t)} = At^B \quad \text{Para esfuerzo bajos}$$

Donde:

$\varepsilon_{p(t)}$: Deformación permanente

A, B, C, D: Parámetros

t: tiempo

$$A = 115(\sigma_1 - \sigma_3)E$$

$$B = 0.182 + 0.294(\sigma_{VM} - \sigma_{VL})$$

σ_{VM} : Esfuerzo máximo

σ_{VL} : Umbral de la falla plástica

σ_1 : Esfuerzo vertical

σ_2 : Esfuerzo lateral

E: Módulo de elasticidad

Los principales factores que afectan la fatiga en el concreto asfáltico son:

- Nivel de esfuerzos del suelo
- Tipo de asfalto
- Contenido del asfalto
- Tipo de agregados
- Contenido de vacíos
- Métodos de compactación
- Temperatura

El comportamiento por fatiga de una mezcla asfáltica puede ser caracterizado por la pendiente y nivel relativos de los esfuerzos o deformaciones contra el número de aplicaciones de carga necesarios para la falla y puede ser definido por una relación de la siguiente manera (Shell

1978), establece la vida por fatiga en función del nivel de deformaciones, contenido de asfalto y rigidez de la mezcla.

$$N_f = \left[\frac{\varepsilon_t}{(0.856V_d + 1.08)S_{mix}^{-0.36}} \right]^{-5}$$

Donde:

N_f = Número de repeticiones o aplicaciones de carga para que ocurra la falla

ε_t = Deformación a la tensión

S_{mix} = Rigidez por flexión de la mezcla

V_d = Contenido de asfalto por volumen

2.6.5. Falla por Fatiga en el concreto hidráulico

El fracturamiento por fatiga es extenso y suele ser considerado como el mayor o único criterio para el diseño de pavimentos de concreto, recientemente solo se han considerado bombeo y erosión, otro criterio para tomarse en consideración incluye la sustentación y deterioro en las juntas del pavimento de concreto y las juntas reforzadas así como la socavación por corte en el concreto reforzado.

El fracturamiento por fatiga es causado probablemente por los esfuerzos que se inducen en el borden y en la mitad de la losa. El numero permisible de repeticiones de carga para causar la falla por fatiga depende de la relación de esfuerzos entre el esfuerzo a la flexo-tensión y módulo de ruptura del concreto o resistencia a la tracción. Ya que el diseño se basa en el borde cargado de la losa y solo una pequeña porción de las cargas del tránsito son aplicadas al borde del pavimento, el número total de

repeticiones de carga debe ser reducido a un mínimo equivalente de bordes cargados, de tal manera que ese mismo deterioro por fatiga sea obtenido. Esta aproximación es diferente para el análisis por fatiga en pavimentos flexibles donde el factor cambia y es usado como ajuste del número de repeticiones de carga.

Pórtland Cement Association (PCA) basado en varias investigaciones realizadas determina la siguiente expresión:

$$\sigma_{T,\max-adms} = 0.5 \times R_T$$

Por esta razón para que la losa de concreto no falle por los efectos de la carga repetida se diseña su espesor de tal manera que la presión a la tensión no supere la presión máxima admisible que estará en función de la resistencia a la tracción del hormigón.

Los principales factores que afectan la fatiga en el concreto hidráulico son:

- Número de aplicaciones de carga
- Resistencia y módulo de ruptura
- Espesor de la losa de concreto
- Espaciamiento entre juntas transversales
- Apoyo en el borde de las losas
- Apoyo de la subrasante
- Aditivos
- Tiempo de curado y edad del concreto

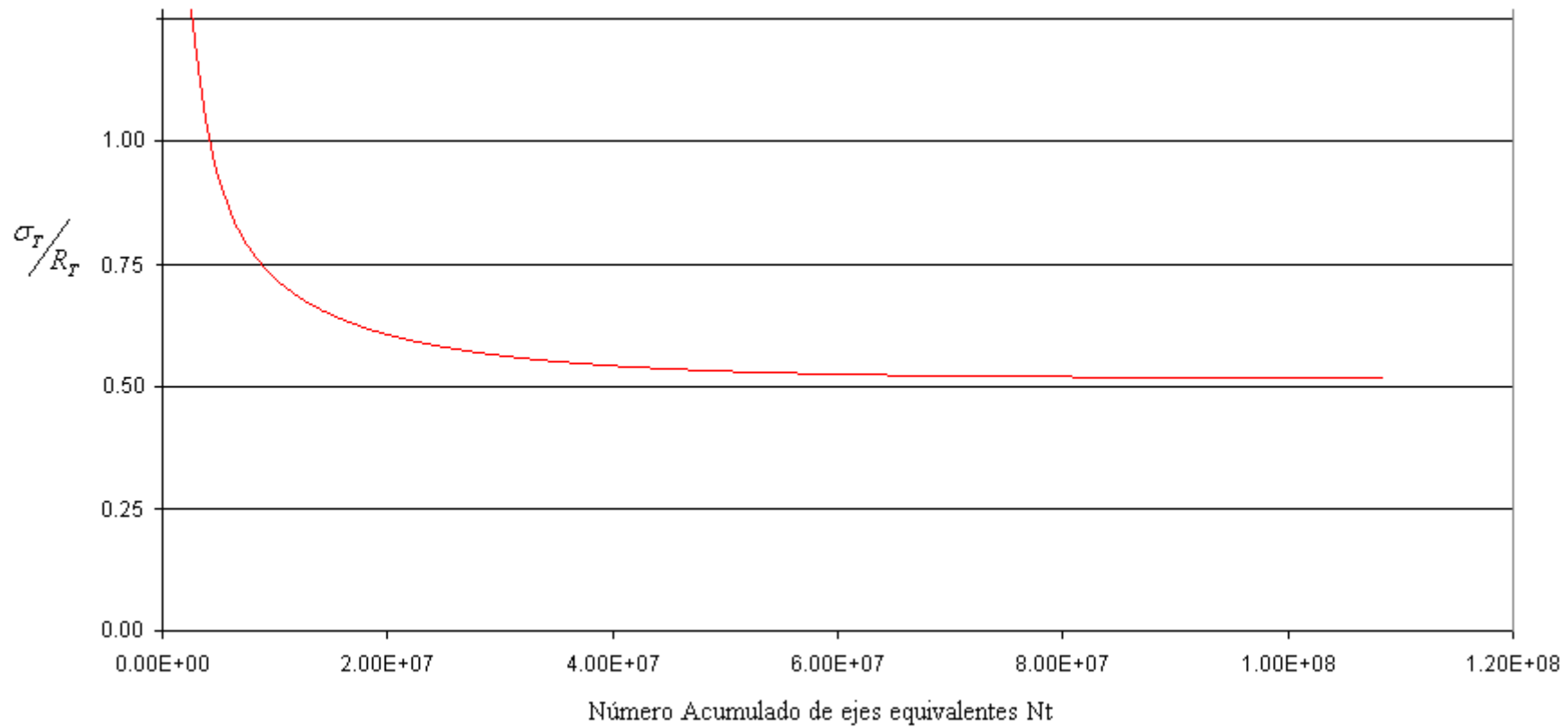


Figura 2.35: Relación entre la presión a la tensión y la resistencia a la tracción del hormigón versus el número acumulado de ejes equivalentes.

σ_T : Tensión de tracción por flexión aplicada.

R_T : Resistencia característica del concreto adoptada.

La cantidad de daño por fatiga que ocurre en una losa se estima utilizando la relación de daños acumulados propuesta por Miner (1945). Este método supone que un pavimento de concreto tiene un tiempo de vida por fatiga finito y puede resistir un número máximo de aplicaciones de carga (Nt) de una carga de tránsito dada antes de que se presente la fractura. Cada carga individual aplicada por el tránsito (n) decrece la vida del pavimento en una cantidad infinitesimal. El daño de Miner está definida por:

$$Daño = \sum \left(\frac{Nt}{N} \right) \times 100$$

Donde:

Daño: Es la proporción de vida consumida cuando se utilizan entradas medias (50% de losas agrietadas cuando el daño es de 100) en porcentaje.

Nt = Número aplicado de cargas de tránsito

N = Número permisible de cargas de tránsito para agrietamiento de losas

Este valor provee el porcentaje de vida que se consume mediante la aplicación de las cargas de tránsito hasta un tiempo dado.

El número permisible de cargas de tránsito cuando el 50% de las losas están agrietadas puede ser estimado mediante el siguiente modelo de daño por fatiga (Darter 1988)

$$\text{Log}Nt = 2.13 \left(\frac{1}{SR} \right)^{1.2}$$

Donde:

Nt = Número permisible de cargas de tránsito para 50% de agrietamiento de losas

SR = Relación de esfuerzos = σ/M_R

σ = Esfuerzo crítico en la losa debido a una carga dada (PSI)

M_R = Módulo de ruptura del concreto para 28 días de curado (PSI)

$$M_R = \left[8.46(f'c)^{0.5} \right] + (3.311 \times RH) - 155.91$$

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto (PSI)

RH = Humedad relativa durante el tiempo de curado (%)

2.7. RETROCÁLCULO

El Retrocálculo es un procedimiento mediante el cual, podemos determinar los módulos de elasticidad y los espesores de las capas del pavimento constituidas por un sistema multicapa a partir del conocimiento del módulo de elasticidad del suelo de cimentación.

Para determinar los valores de los módulos, el pavimento se considera como un sistema elástico de capas múltiples; 1, 2, 3, 4,...etc., del cual se requiere conocer los espesores de las capas y las relaciones de Poisson de los materiales que las constituyen.

La predicción de los módulos de las diversas capas del pavimento se logra a través del Retrocálculo, partiendo del criterio fundamental de que la presión a nivel de la subrasante sea menor o igual a la admisible, fijando esta presión se deben analizar los resultados teniendo como apoyo los criterios sobre relaciones modulares durante el desarrollo de los métodos mecánicos.

En ese sentido, el Retrocálculo es una evaluación mecánica a través de la cual se busca la coincidencia, con algún margen de tolerancia, por el cono de presiones calculado mediante la aplicación de la teoría elástica. El proceso que

involucra los módulos de las diversas capas del pavimento y la subrasante, es normalmente iterativo y se basa en la ecuación propuesta por la Shell.

$$E_i = 0.2 \times h^{0.45} \times E_{i+1}$$

En donde:

E_i = módulo de la capa granular i, expresado en MPa

E_{i+1} = módulo de la capa inferior, expresado en MPa.

h = espesor de la capa granular i, expresado en mm

Y que se esquematiza en la figura 2.36.

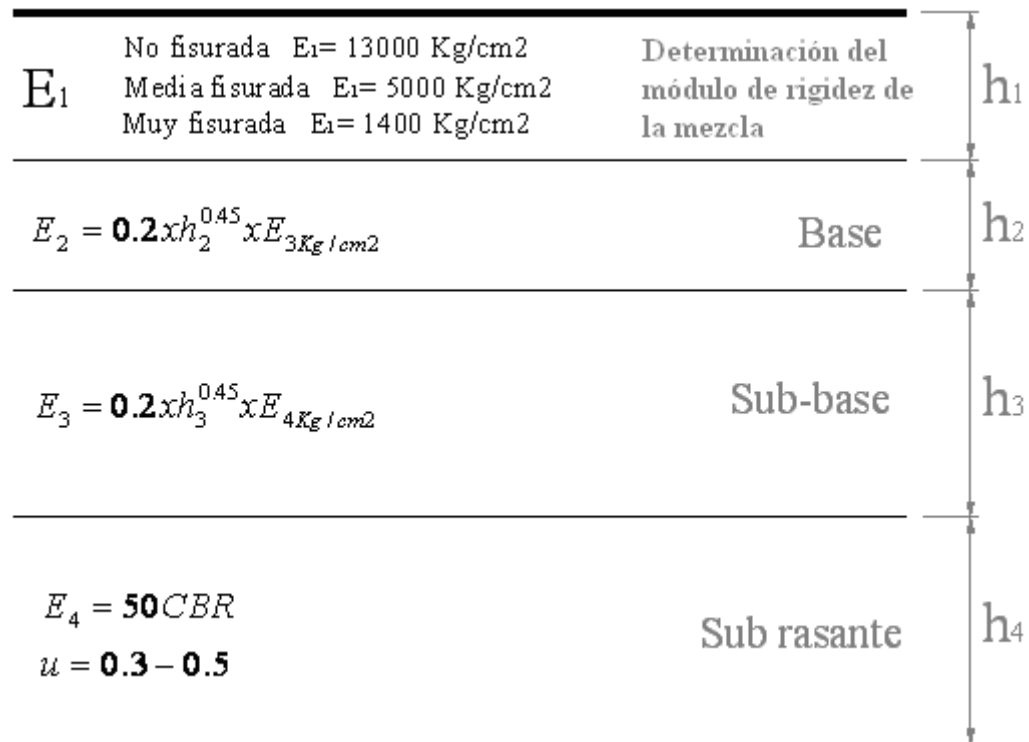


Figura 2.36: Esquema de desarrollo del Retrocálculo

Teoría que es de suma importancia en la aplicación de procesos mecanicísticos de diseño para Pavimentos Flexibles.

CAPITULO 3

PARÁMETROS NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE LOS PAVIMENTOS DE INFRAESTRUCTURAS DE TRANSPORTE

RESUMEN

En base al estudio de los capítulos 1 y 2 antes analizados, en este capítulo se definen con claridad los diferentes parámetros que intervienen en el diseño de pavimentos como son la capacidad de carga del suelo natural, las cargas a las que se encontrará sometida la estructura, las características de los materiales de construcción a ser analizados en la construcción y la influencia del clima en el comportamiento de la estructura.

3.1. CAPACIDAD DE CARGA DE LA SUBRASANTE

3.1.1. Características Generales

Debido a que los pavimentos son estructuras de cimentación que se encuentran sometidas a cargas repetidas, su capacidad de carga admisible como se indicó en el capítulo 2, es función del número de aplicaciones de carga y de las características físico mecánicas del suelo, expresado en función del E_s , CBR, MR, etc. Su capacidad de carga admisible se puede estimar con la utilización de las siguientes fórmulas:

$$\sigma_{adm} = \frac{C \times E_s}{1 + 0.7 \log Nt} \quad (\text{Kerkoven y Dormont})$$

Donde:

$C = 0.008$ (Valor dado por Jeuffroy)

$C = 0.006$ (Valor dado por Acun y Fox)

E_s = Módulo de elasticidad dinámico del suelo

Nt = Número de aplicaciones de carga del eje estándar.

El centro de investigaciones de carreteras de Bélgica CRR propuso también la siguiente expresión en función del CBR del suelo de cimentación:

$$\sigma_{adm} [MPa] = \frac{0.09607 CBR^{1.2}}{Nt^{0.23}}$$

Donde:

σ_{adm} = Será la capacidad de carga admisible del suelo expresado en MPa

CBR = Índice de soporte California al nivel de la subrasante expresado en %

Expresiones de las cuales se deducen que los parámetros más importantes para su estimación son el módulo de elasticidad dinámico del suelo (E_s), el índice de soporte California (**CBR**) y el módulo de resiliencia (**MR**).

3.1.2. Métodos para determinar el Módulo de Elasticidad E_s o el Módulo Resiliente MR del suelo de cimentación

3.1.2.1. MÉTODO CRR MEDIANTE LA CLASIFICACIÓN TRILINEAR DE SUELO:

Para utilizar este método se procede a realizar el análisis granulométrico determinado en el curva granulométrica los porcentajes de arenas, limos y arcillas.

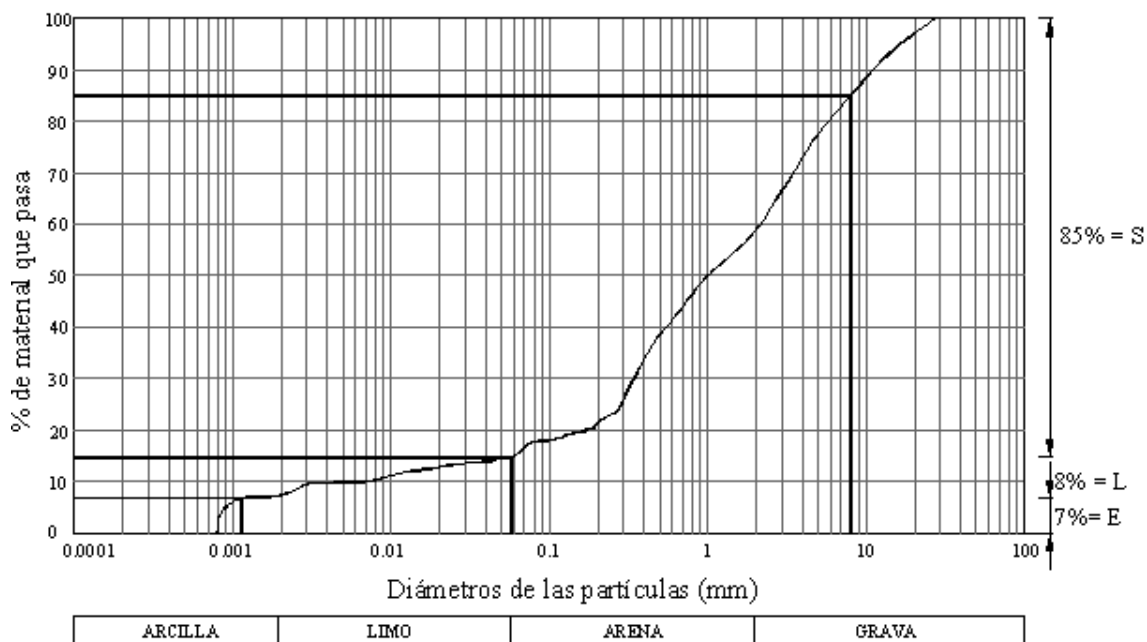


Figura 3.1: CURVA GRANULOMÉTRICA DE UNA MUESTRA DE SUELO

Con los porcentajes obtenidos ubicamos estos porcentajes en el diagrama triangular de clasificación de los suelos y obtenemos el tipo de suelo.

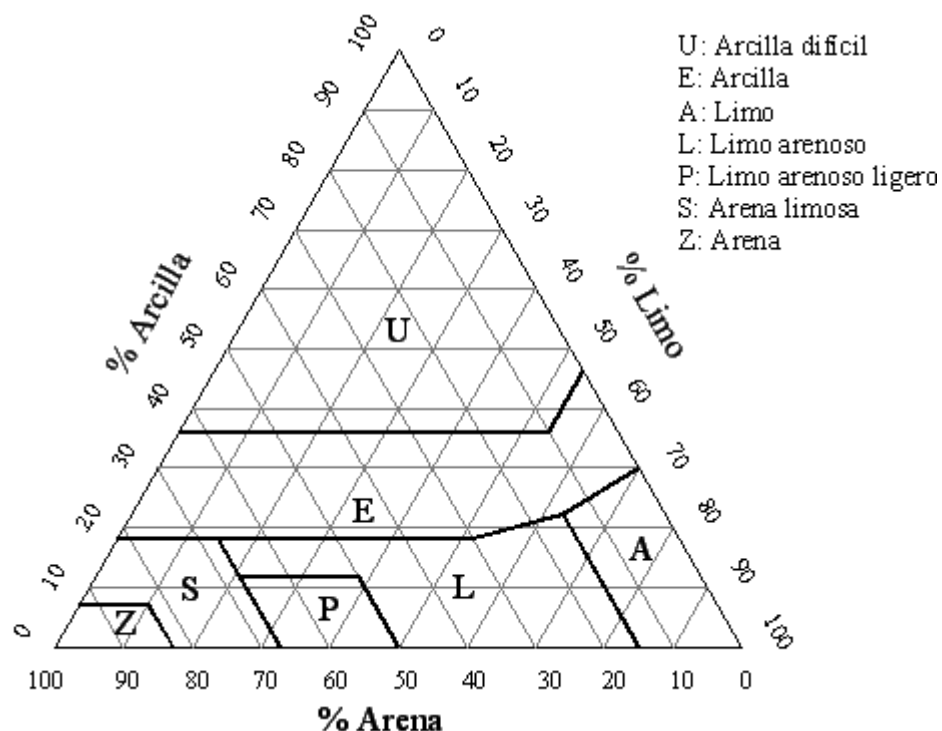


Figura 3.2: Diagrama triangular de clasificación de los suelos

Con el tipo de suelo obtenido y relacionándolo con el sistema de drenaje, entramos al cuadro siguiente:

Tabla 3.1: Facilidad de drenaje de los suelos base mencionados en el diagrama triangular.

SUELO DE BASE	Facilidad de drenaje de suelo			
	Suelo Seco O muy seco Drenaje Favorable	Drenaje moderado o imperfecto	Suelo húmedo con HAPE permanente y decilante	Suelo húmedo o extremadamente húmedo con HAPE
Z, S, P, L	40	40	20	<=10
A, E	40	20	<=10	<=10
U	20	<=10	<=10	<=10
1 MPa = 10.2 Kg/cm ²				

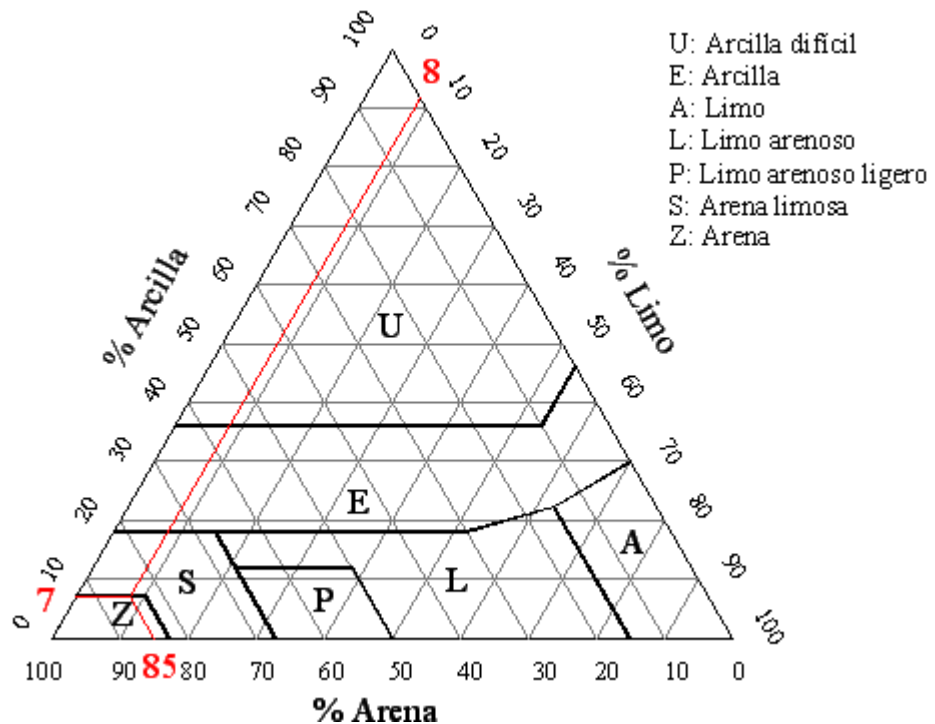
Determinamos el valor de Es.

Ejemplo de cálculo.- Obtenemos un suelo que en el análisis granulométrico se determinan los siguientes porcentajes de material:

Arena = 85 %

Limo = 8 %

Arcilla = 7 %



Es un suelo tipo Z, que nos da un $E_s = 40 \text{ MPa} = 400 \text{ Kg/cm}^2$.

3.1.2.2. ENSAYO CBR:

El CBR es una medida indirecta de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo bajo dadas condiciones de humedad y densidad, se expresa como la relación porcentual entre el esfuerzo requerido para penetrar un pistón de 2 pulgadas dentro de una probeta de 6 pulgadas de diámetro y 7 pulgadas de altura, y el esfuerzo requerido para introducir el mismo pistón hasta la misma profundidad de una muestra patrón de grava partida.

Este método fue desarrollado en el departamento de carreteras de California, por lo que se denomina INDICE DE SOPORTE DE CALIFORNIA C.B.R. (Stratom & Porter).

Para su determinación se requiere realizar en términos generales los siguientes ensayos:

- Ensayo de Compactación para determinar $\gamma_{s_{max}}$ y h_{optimo}
- Ensayo de Esponjamiento (expansión)
- Ensayo de Penetración

Una vez sometidas las probetas al ensayo de esponjamiento, se realiza el ensayo de penetración y calcula su valor, de acuerdo a lo establecido en la siguiente expresión:

EXPRESIÓN DEL CBR

$$CBR(0.1" \text{ o } 0.2") = \frac{\text{Esfuerzo que produce una deformación de } 0.1" \text{ o } 0.2" \text{ en el suelo ensayado}}{\text{Esfuerzo que produce una deformación de } 0.1" \text{ o } 0.2" \text{ en la muestra patrón}} * 100$$

Presión estándar para 0.1" = 70.3 Kg/cm²

Presión estándar para 0.2" = 105.5 Kg/cm²

Para determinar el CBR, existen las siguientes modalidades:

- *CBR de Laboratorio*: Se recomienda su ejecución cuando las condiciones en la subrasante se van a alterar durante la construcción (rellenos).

- *CBR con muestra inalterada*: Se recomienda sobre suelos finos y arenosos cuando las condiciones de la subrasante no se van a alterar.
- *CBR de campo*: Se realiza directamente sobre la subrasante terminada, sobre los suelos finos y arenosos, o cuando las condiciones de la subrasante no se van a alterar durante la construcción. Valor con el cual aplicando las siguientes correlaciones podemos estimar el módulo de elasticidad del suelo de cimentación.

$$E_s [Kg / cm^2] = 100 \times CBR \quad \text{_____} \quad CBR > 10\%$$

$$E_s [Kg / cm^2] = 50 \times CBR \quad \text{_____} \quad CBR < 10\%$$

3.1.2.3. ENSAYO DE CARGA CON PLACA EN MODELO 1:1

Es un ensayo que se realiza sobre las subrasantes o rasantes terminados, de acuerdo a las normas correspondientes sigue el esquema que se indica a continuación y el cálculo establecido realizado con las siguientes expresiones:

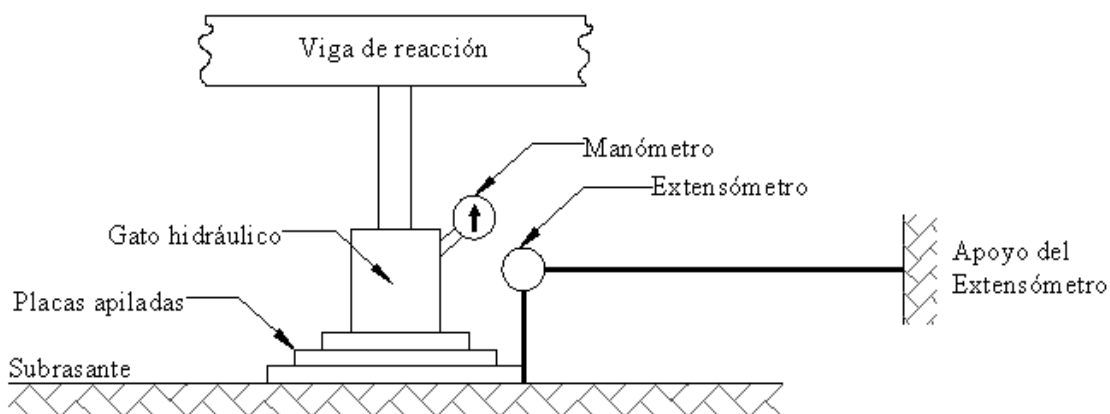


Figura 3.3: ESQUEMA DEL ENSAYO DE CARGA CON PLACA

$$E_s = \frac{2(1-u^2)\Delta\sigma \times r}{\Delta\varepsilon_r}$$

Placas Flexibles

$$E_s = \frac{\pi(1-u^2)\Delta\sigma \times r}{2\Delta\varepsilon_r} \quad \text{Placas Rígidas}$$

Donde:

r = Radio de la placa metálica

$\Delta\sigma$ = Diferencia de presión en el dominio de la linealidad escogido expresado en kg/cm^2

$\Delta\varepsilon_r$ = Diferencia entre las deformaciones recuperables en el dominio de la linealidad.

μ = Coeficiente de Poisson (0.35 – 0.50)

3.1.2.4. PENETRÓMETRO DINÁMICO DE CONO (DCP)

Este ensayo se basa en dejar caer una masa de 10Kg desde una altura de 50cm y determinar el N (número de golpes) necesario para introducir en el suelo la punta del barrenado una longitud de 10cm (E) caracterizándose la capa de suelo atravesada por el hundimiento medio medido por el golpe.

$$X = \frac{E}{N}$$

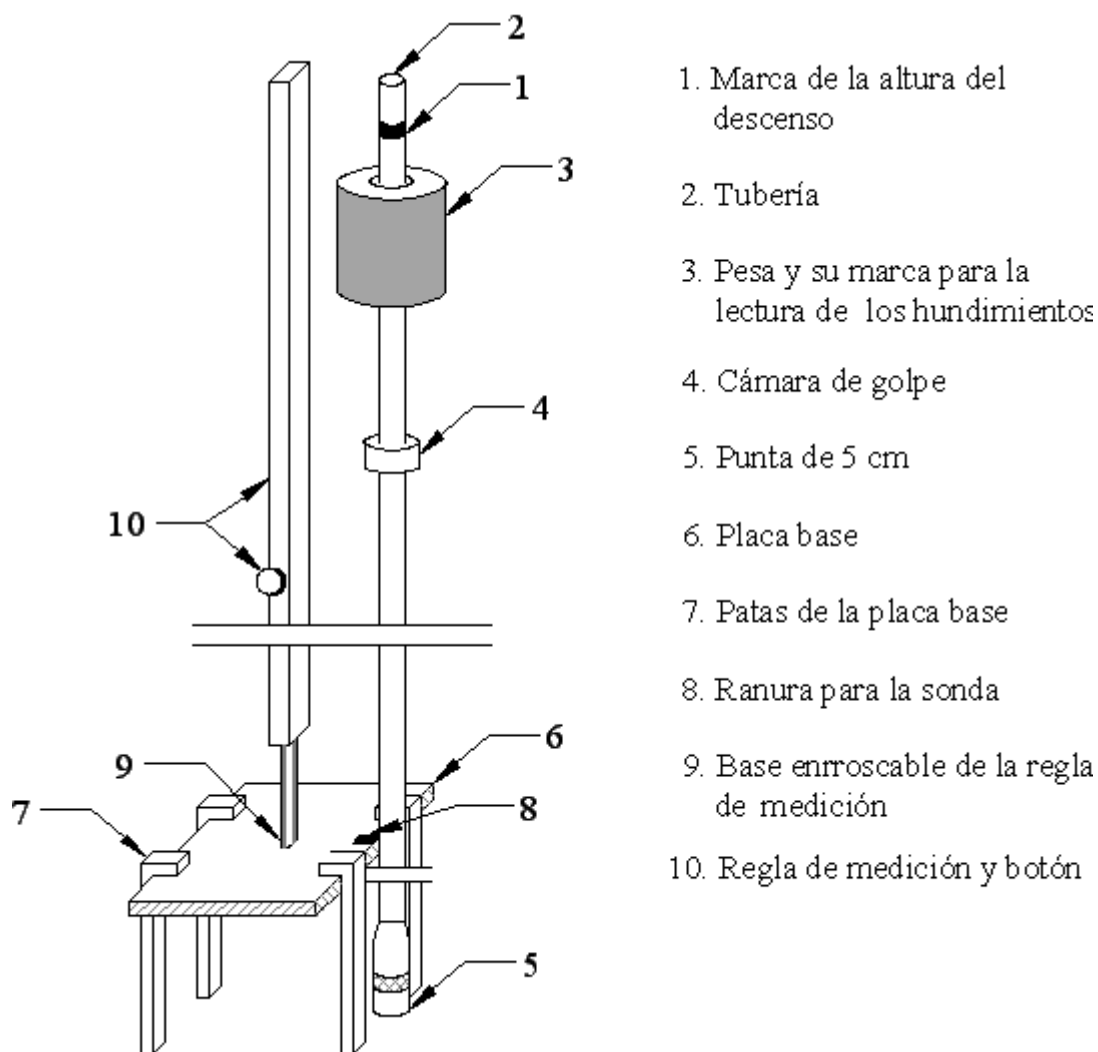


Figura 3.4: ESQUEMA DEL PENETRÓMETRO DINÁMICO DE CONO (DCP)

Dentro de los suelos finos desde las arcillas a los suelos arenosos finos, el C.R.R. de Bélgica estableció una correlación entre las penetraciones medias por golpe, en una capa de 10cm de suelo y el CBR de la capa atravesada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\text{LogCBR} = 2.58 - 1.32\text{Log}X$$

Germán Martínez Romero de la E.P.N. Ecuador en su tesis de grado estableció la siguiente correlación:

$$\text{LogCBR} = 2.2 - 0.98\text{Log}X$$

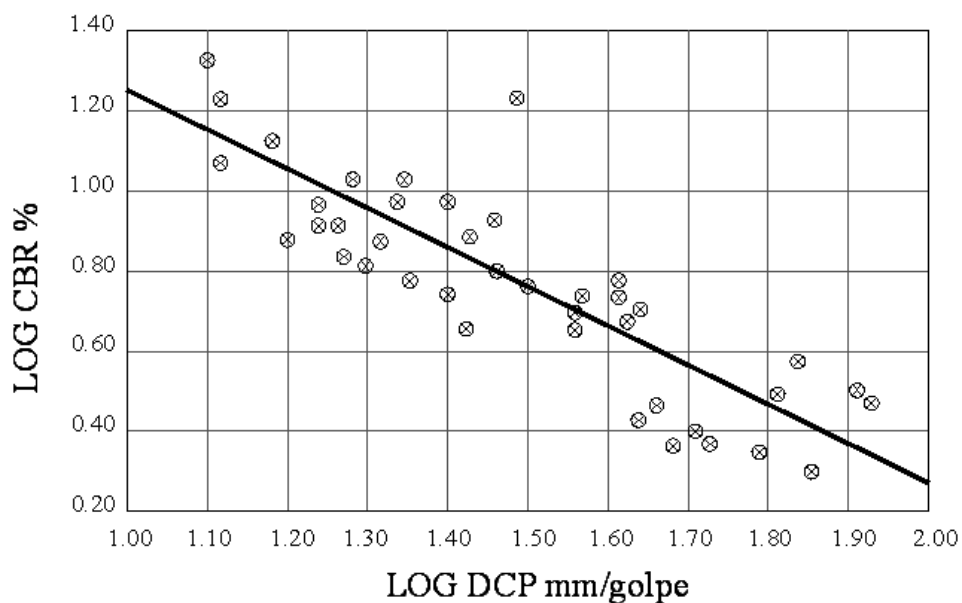


Figura 3.5: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LA ECUACIÓN $\text{Log C.B.R.} = 2.20 - 0.98\text{Log X}$

3.1.2.5. ENSAYO S.P.T.

La Ecuación que correlaciona los resultados del S.P.T. con los valores de C.B.R., se presenta bajo la siguiente expresión, Livnen & Ishai,

(1987):
$$\text{Log CBR} = -5.13 + 6.55(\text{Log SPT})^{0.26}$$

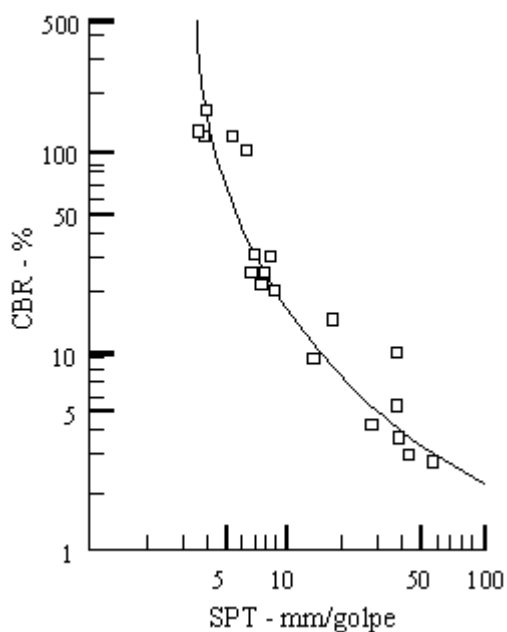


Figura 3.6: RELACIÓN ENTRE EL CBR CALCULADO DESDE LA PRUEBA DE SPT Y LA PRUEBA DIRECTA DEL CBR IN SITU

3.1.2.6. MÓDULO DE RESILENCIA:

Definición: Representa la relación entre el esfuerzo desviador y la deformación recuperable obtenida en el ensayo triaxial dinámico, utilizándose en el análisis estructural de sistemas multicapa (módulo de elasticidad de la subrasante).

Método de ensayo: Son del tipo triaxial bajo cargas repetidas. La muestra se somete a un esfuerzo axial σ_1 y una presión de confinamiento σ_3 .

Las subrasantes de suelos finos no presentan un comportamiento netamente elástico. El MR se define como la relación $\frac{\sigma_d}{\varepsilon_r}$, en donde:

$$\sigma_d = \text{esfuerzo desviador aplicado} = \sigma_1 - \sigma_3$$

$$\varepsilon_r = \text{deformación axial resiliente (recuperable)}$$

$$MR = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_r}$$

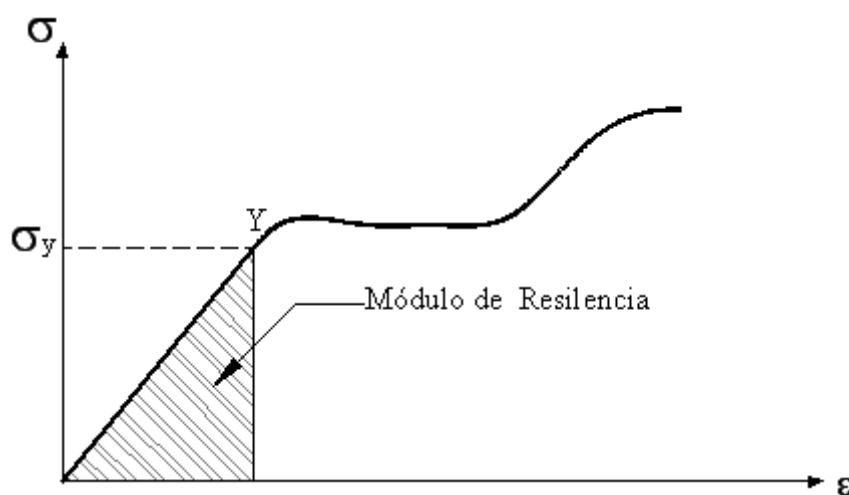


Figura 3.7: MÓDULO DE RESILENCIA

MODELO TEÓRICO:

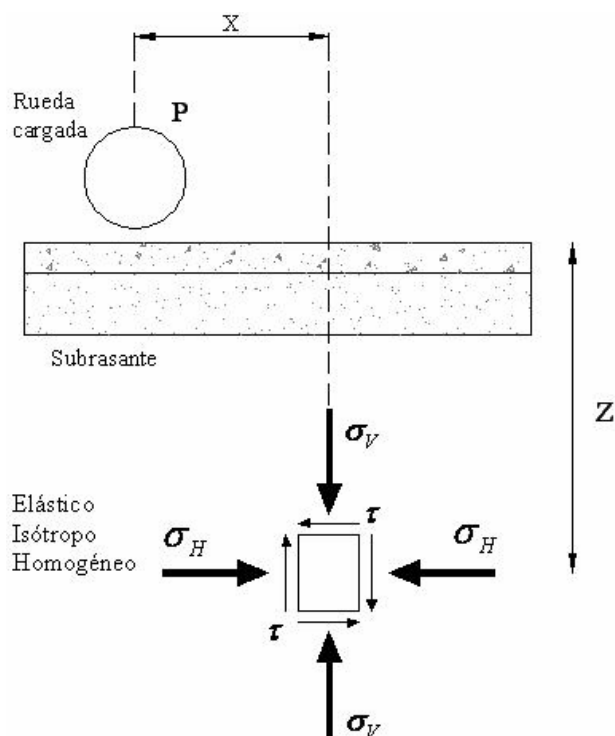


Figura 3.8: MÓDULO RESILIENTE

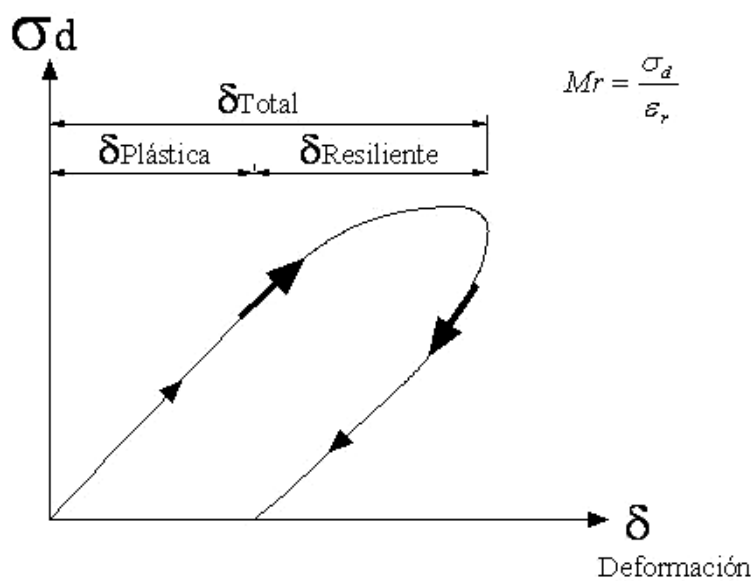


Figura 3.9: Diagrama de Presiones en función de deformaciones

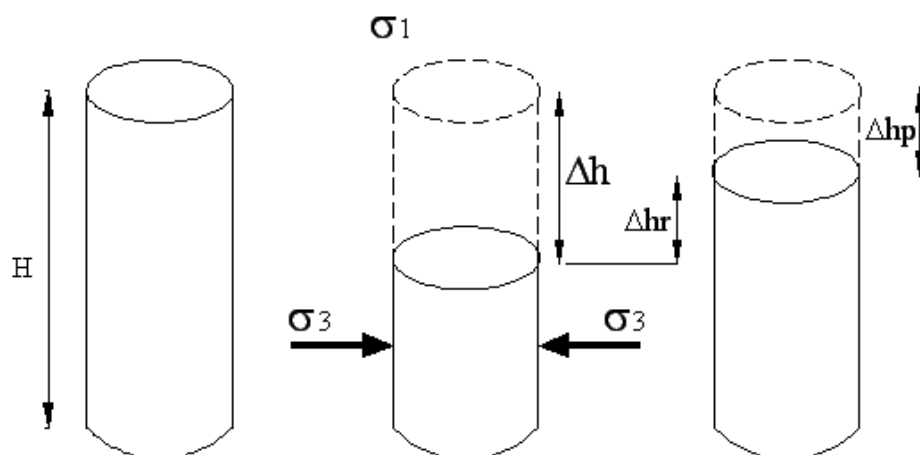


Figura 3.10: ESQUEMA DE ENSAYO DE MÓDULO RESILIENTE

Para determinar el MR estacional, trabajos realizados en Venezuela sugieren el siguiente procedimiento para suelos finos:

Determinar el CBR húmedo y saturado con una misma probeta de ensayo y estimar el CBR seco, mayorando en 1.6 el CBR húmedo, luego se completa el procedimiento con la ecuaciones de correlación indicadas a continuación.

Cuando exista dificultad para determinar el MR en laboratorio, se puede optar por la utilización de las siguientes correlaciones en función del CBR planteado por la AASHTO.

$$MR = 1500(CBR) \frac{\quad}{\quad} \quad CBR < 10\%$$

$$MR = 3000(CBR)^{0.65} \frac{\quad}{\quad} \quad 10\% < CBR < 20\%$$

$$MR = 4326 \times \ln(CBR) + 241 \frac{\quad}{\quad} \quad \text{Suelos _ granulares}$$

3.1.2.7. UTILIZACIÓN DE LA VIGA BEMKELMAN:

Con la utilización de la viga BEMKELMAN:

$$d_i = \varepsilon_i \times f_i$$

Donde:

d_i = deflexión en el punto

ϵ_i = lectura en el deformímetro

f = factor de ajuste que esta en relación con la longitud de los brazos de la viga.

$$d_m = \frac{\sum d_i}{n}$$

$$d_c = d_m + m \times s$$

Donde:

d_m = deflexión media

d_c = desviación característica (1 / 100 mm)

s = desviación estándar

m = función del numero de valores individuales (generalmente 2)



Figura 3.11: Aplicación de la Viga Bemkelman para la determinación de deflexiones

$$E_{[MPa]} = \left[\frac{64000}{(dcxhe)} \right]^{1.5}$$

Donde:

d_e = deflexión característica

h_e = espesor equivalente = $\sum a_i . h_i = [cm]$

a_i = coeficiente de deterioro de cada material.

h_i = espesor de cada capa.

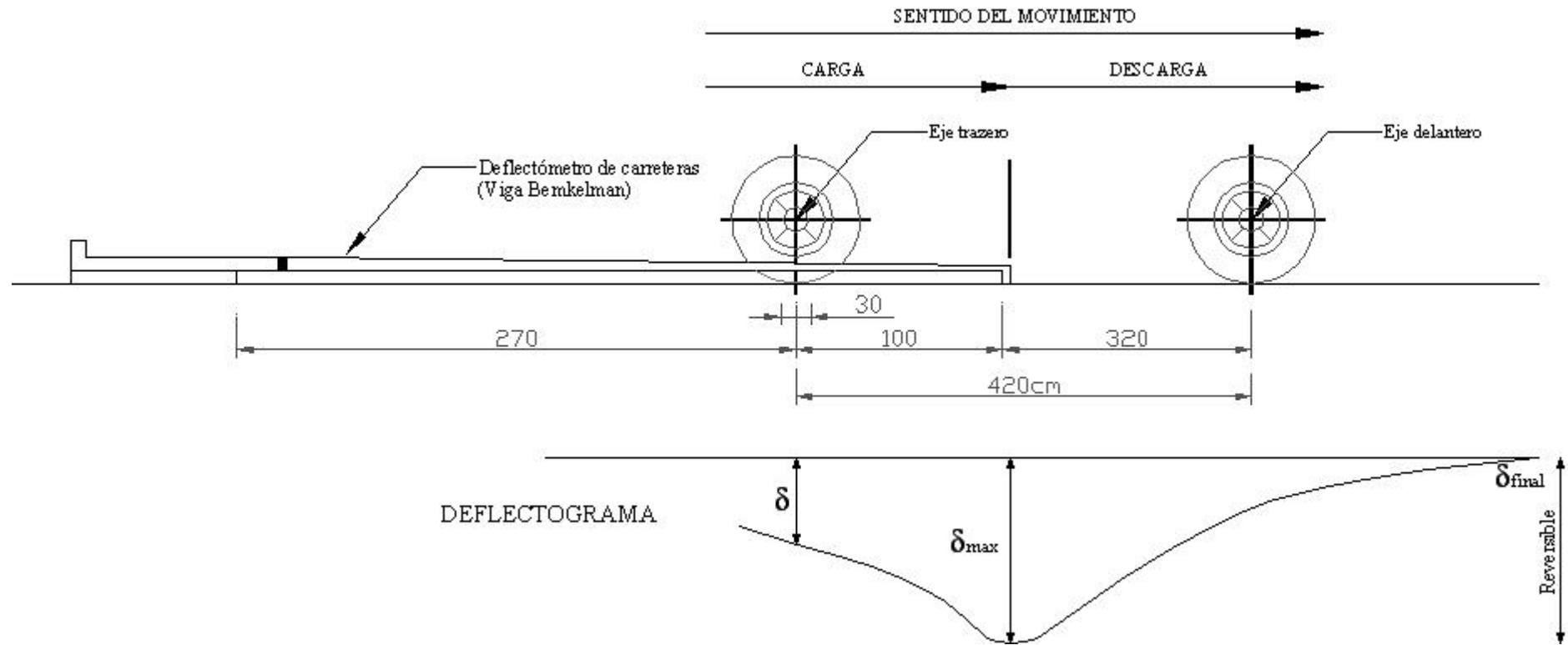


Figura 3.12: ESQUEMA DEL DEFLECTÓMETRO DE CARRETERAS (VIGA BEMKELMAN)

EVALUACIÓN DEFLECTOMÉTRICA

Vía: Pasaje – San Francisco

Sector Carpeta terminada

Carril: Izquierdo

Sentido: Pasaje – San Francisco

ABSCISA	CONDICIONES DE ENSAYO								T (°C)	HI (Cms)	CONDICIONES DE REFERENCIA					
	Huella externa				Huella interna						Huella externa			Huella interna		
	0.0(1/100)mm		0.25(1/100)mm		0.0(1/100)mm		0.25(1/100)mm						RC			RC
	Lectura	D0	Lectura	D25	Lectura	D0	Lectura	D25			D0	D25	m	D0	D25	m
128+890	8	32	4	16	14	56	10	40			27	14		48	34	
128+690	18	72	11	44	15	60	10	40			61	38	126	52	34	112
128+490	11	44	5	20	8	32	6	24			38	17		27	20	

$$D0 = LxK$$

D0 = Deflexión

L = Lectura _delDeformímetro

K = Constante _de _la _viga

T = Temperatura _de _ensayo

H = Espesor _capa _asfáltica

$$Rc = Radio _de _curvatura = \frac{6250}{2(D0 - D25)} = m$$

3.1.2.8. DEFLECTOMETRO DE IMPACTO FWD

Es un equipo de última generación, proyectado para simular en el pavimento el efecto producido por una carga de la rueda en movimiento.

El principio de medición se basa en un juego de pesos soltado desde una plataforma con resortes (amortiguadores de goma) y ésta carga de impacto es transferida al pavimento a través de una placa de carga. La carga simula la carga dinámica producida por un eje de carga estándar.

El pavimento en la sección donde la muestra es tomada, creará un cuenco de deflexión. Las deflexiones a diferentes distancias del centro de carga son medidas y grabadas por los sensores (geófonos) y almacenadas en un archivo electrónico de datos. La tecnología nos permite hacer pruebas bajo la modalidad FWD y HWD, con una opción de equipos en trayler o construidos in-built.



Figuras 3.13: Deflectómetro de impacto FWD. (Inextec, 2007)

Permite la medida y el registro automático de las curvas de deformación (deflexiones) generados por diferentes niveles de carga. Temperatura del aire y de la superficie del pavimento en cada punto de ensayo.



Figuras 3.14: Deflectómetro de impacto FWD. (Inextec, 2007)

Este tipo ensayo permite: La división del pavimento en tramos homogéneos en términos estructurales, para fines de refuerzo, indicando la necesidad de ejecución de calicatas y racionalización de su ubicación.

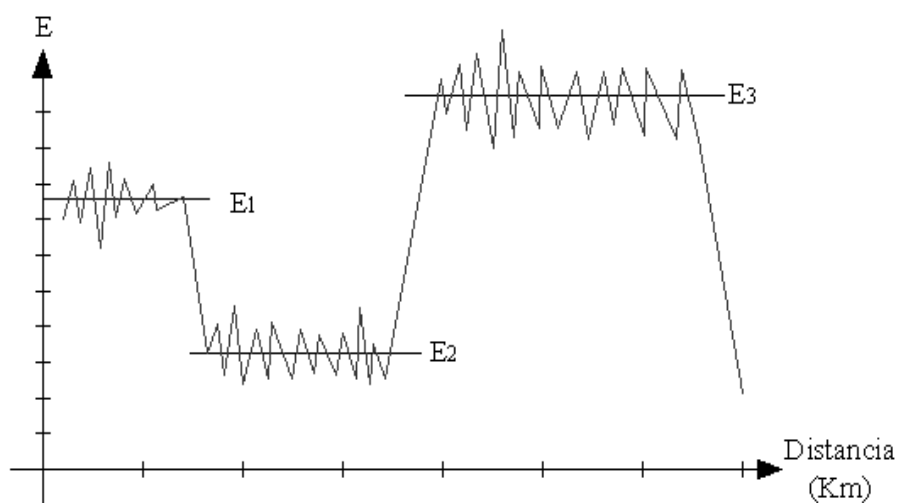


Figura 3.15: Representación de tramos homogéneos

La determinación y registro automático de los módulos de elasticidad de las capas constituyentes del pavimento, que a través de procesos de retro cálculo de las curvas de deformación.

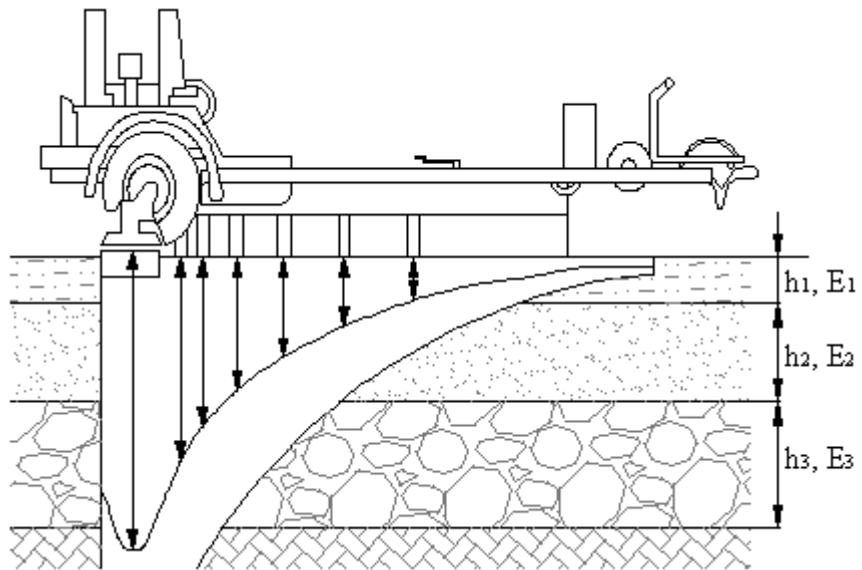


Figura 3.16: Esquema de deformaciones generadas por un neumático.

El control de calidad, a través del perfil de variación de los módulos de las capas del pavimento verificación del factor de confiabilidad de la obra con relación a los registro técnicos indicados en el proyecto.

De acuerdo al departamento de transporte del estado de Washington en un sistema de tres capas del valor del módulo de elasticidad será:

$$E_{SR} [\text{lib} / \text{pu} \text{lg}^2] = 0.0087 \frac{P}{D_3} - 530$$

$$E_{SR} [\text{lib} / \text{pu} \text{lg}^2] = 0.00557 \frac{P}{D_4} - 111$$

$$E_{SR} [\text{lib} / \text{pu} \text{lg}^2] = 0.00676 \left[\frac{2P}{(D_3 + D_4)} \right] - 346$$

3.1.2.9. CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR TRAMOS HOMOGÉNEOS DE DISEÑO Y SU RESPECTIVO MÓDULO

Como la subrasante de una infraestructura de Transporte es una obra lineal que tiene varios kilómetros de longitud, su comportamiento mecánico es muy heterogéneo a lo largo del eje y varía de punto a punto.

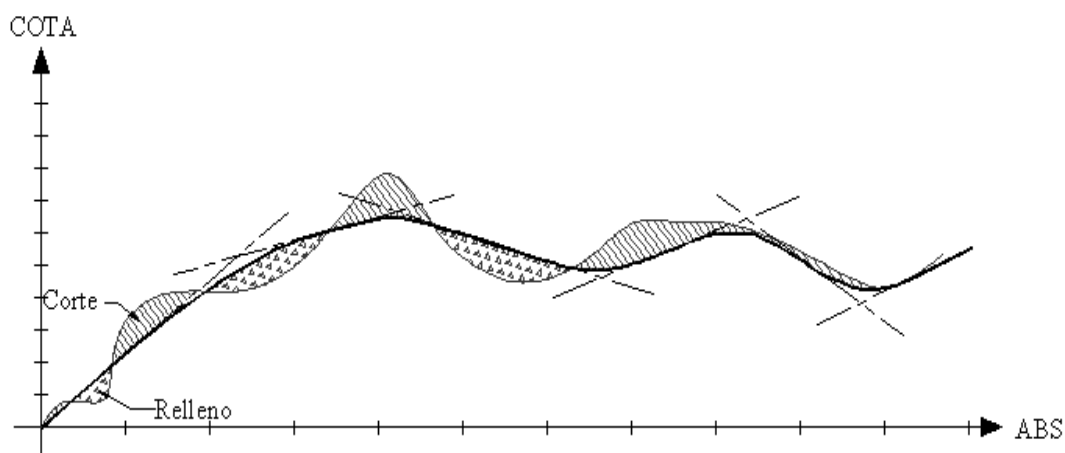


Figura 3.17: Desarrollo vertical de una vía, acción de corte y relleno

Por lo que es necesario determinar la capacidad de soporte por tramos homogéneos a lo largo de una vía, con la utilización de cualquiera de los métodos siguientes:

3.1.2.9.1. Método Estadístico.- Este método se basa en la resolución del siguiente modelo estadístico:

$$CBR = u - t \times \varepsilon$$

En donde:

CBR = Capacidad de soporte de diseño en el tramo homogéneo

u : Valor medio de las tensiones individuales obtenidas en el tramo de diseño.

t = Factor de seguridad igual a 2, pudiéndose tomarlo igual a 1.

ε = Desviación estándar

Como información se debe contar con un número considerable de sondeos con su respectivo valor de C.B.R. para obtener los valores de las ecuaciones siguientes necesarias para la obtención del modulo de elasticidad.

a. Una vez obtenido el registro de sondeos, se calcula el CBR promedio en base a la siguiente ecuación.

$$u = \frac{\sum CBR}{n}$$

En donde:

CBR = Capacidad de soporte de cada sondaje

n = Número de sondajes

b. Se determina la desviación estandar en base a la siguiente expresión.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{n * \sum CBR^2 - (\sum CBR)^2}{n(n-1)}}$$

c. Se obtiene el valor de CBR de diseño aplicando la ecuación del modelo estadístico:

$$CBR = u - t \times \varepsilon$$

Ejemplo: Calcular el CBR de diseño y su respectivo módulo de elasticidad utilizando el método estadístico.

<i>Nro de Sondajes</i>	<i>CBR</i>	<i>CBR²</i>
1	18	324
2	13	169
3	15	225
4	22	484
5	16	256
6	13	169
7	13	169
8	12	144
9	9	81
10	7	49
11	5	25
12	10	100
13	9	81
14	16	256
15	20	400
16	11	121
17	9	81
18	8	64
19	11	121
20	20	400
21	15	225
22	9	81
23	10	100
24	10	100
25	16	256
26	8	64
27	14	196
28	8	64
29	10	100
30	13	169
Σ TOTAL	370	5074

Valor medio de u :
$$u = \frac{\sum CBR}{n} = \frac{370}{30} = 12.33\%$$

Cálculo de la desviación estándar:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{n \times \sum CBR^2 - (\sum CBR)^2}{n(n-1)}} = \sqrt{\frac{30 \times 5074 - (370)^2}{30(30-1)}} = 4.20$$

Cálculo del valor de soporte de diseño y de su respectivo módulo de elasticidad:

$$\text{Con } t = 2: CBR = u - t \times \varepsilon = 12.33 - 2 \times 4.20 = 3.93\%$$

$$\text{Con } t = 1: CBR = u - t^* \varepsilon = 12.33 - 1 \times 4.20 = 8.13\%$$

$$\text{Con } t = 2: E [Kg / cm^2] = 100 \times CBR = 100 \times 3.93 = 393 Kg / cm^2$$

$$\text{Con } t = 1: E [Kg / cm^2] = 100 \times CBR = 100 \times 8.13 = 813 Kg / cm^2$$

3.1.2.9.2. Método del Instituto de Asfalto: Este método propone la siguiente secuencia de cálculo:

- a. Se ordenan los valores individuales de la capacidad de carga de forma ascendente.

Ensayo Nro	C.B.R.	Número (N)	Porcentaje $\% = 100 \left(\frac{N}{N_{\max}} \right)$
30	5	30	100.00
29	7	29	96.67
28	8		
27	8		
26	8	28	93.33
25	9		
24	9		
23	9		
22	9	25	83.33
21	10		
20	10		
19	10		
18	10	21	70.00
17	11		
16	11	17	56.67
15	12	15	50.00
14	13		

Ensayo Nro	C.B.R.	Número (N)	Porcentaje
13	13		
12	13		
11	13	14	46.67
10	14	10	33.33
9	15		
8	15	9	30.00
7	16		
6	16		
5	16	7	23.33
4	18	4	13.33
3	20		
2	22	3	10.00
1	22	1	3.33

- b. Se determina el porcentaje que esos valores ocupan en el total de ensayos realizados.
- c. Con los valores de CBR vs % en un par de ejes coordenados se traza una gráfica y en la curva obtenida se aplica el siguiente criterio probabilístico para determinar la capacidad de carga de diseño por tramo que se indica en la tabla 3.2.

El criterio más difundido para determinación del valor de la resistencia de diseño, recomienda tomar un valor total, que el 60, el 75 o el 87.5% de los valores individuales sea igual o mayor que él, de acuerdo con el tránsito que se espera circule por el pavimento como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 3.2: Criterio para la selección de la capacidad de soporte en los tramos homogéneos.

<i>Límites para la selección de resistencia</i>	
Número de ejes equivalentes de 8.2 T en el carril de diseño Nt	Porcentaje a seleccionar para hallar la resistencia
<10 ⁴	60
10 ⁴ – 10 ⁶	75
>10 ⁶	90

Para este caso, hemos considerado que el tráfico esperado es mayor que 10⁶ repeticiones de un eje estandar de 8.16T.

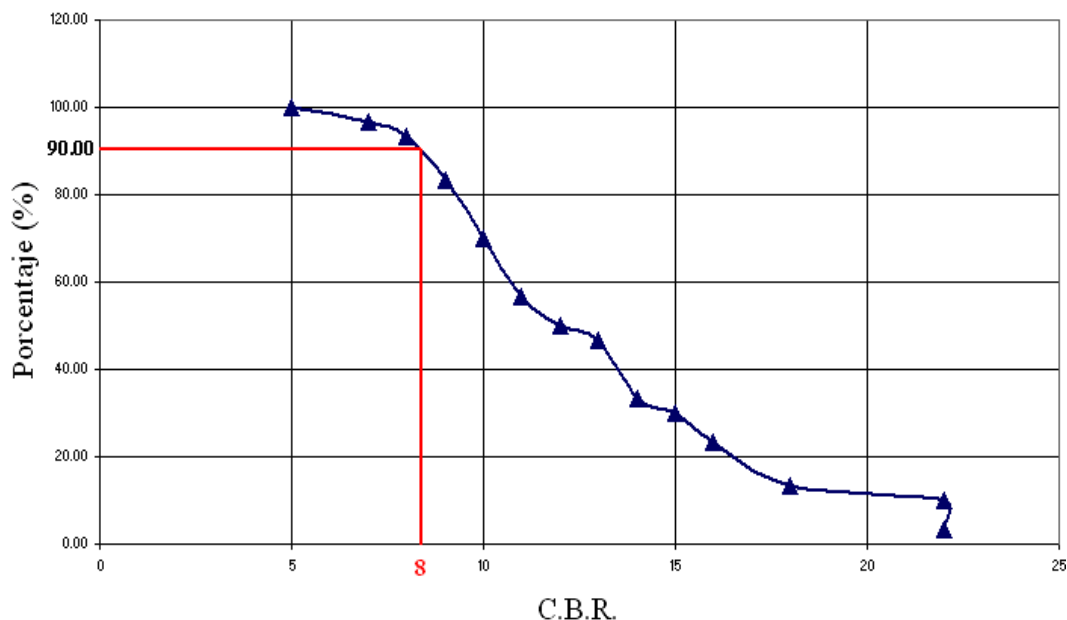


Figura 3.18: Gráfica CBR vs Porcentaje de valores repetidos (Ejercicio)

- d. Con el porcentaje de probabilidad escogido en la gráfica anterior se determina C_{SD} por tramo homogéneo.

$$CBR = 8\%$$

$$E_{[Kg/cm^2]} = 100 \times CBR$$

$$E_{[Kg/cm^2]} = 100 \times 8$$

$$E_{[Kg/cm^2]} = 800Kg/cm^2$$

3.2. CARGAS

Las cargas que soportan los pavimentos provienen de los diferentes tipos de vehículos que circulan sobre su superficie, por lo que, para su diseño es necesario traducir su daño provocado al causado por un eje estándar o a su rueda simple equivalente, que se traduce en la siguiente expresión:

$$Nt = 365 \times FE \times TPDA_0 \left[\frac{(1+r)^t - 1}{Ln(1+r)} \right]$$

En donde:

FE: Factor de equivalencia de carga

TPDA₀: Tráfico promedio diario anual inicial

r : tasa de crecimiento vehicular general o por tipo de vehículo

t : Período de diseño

Siendo para esto necesario conocer la siguiente información:

- Determinar los diferentes tipos de vehículos que circularán por el pavimento.
- Determinar el valor del TPDA inicial.
- Conocer el peso de los ejes de los diferentes tipos de vehículos.
- Determinar el tráfico futuro (TPDA final).
- Determinar el número de ejes equivalentes estándar.

3.2.1. Tipos de Vehículos

La figura siguiente indica la clasificación de los diferentes tipos vehículos de carga aceptado por el Ministerio de Obras Públicas MOP de Ecuador de 2006.

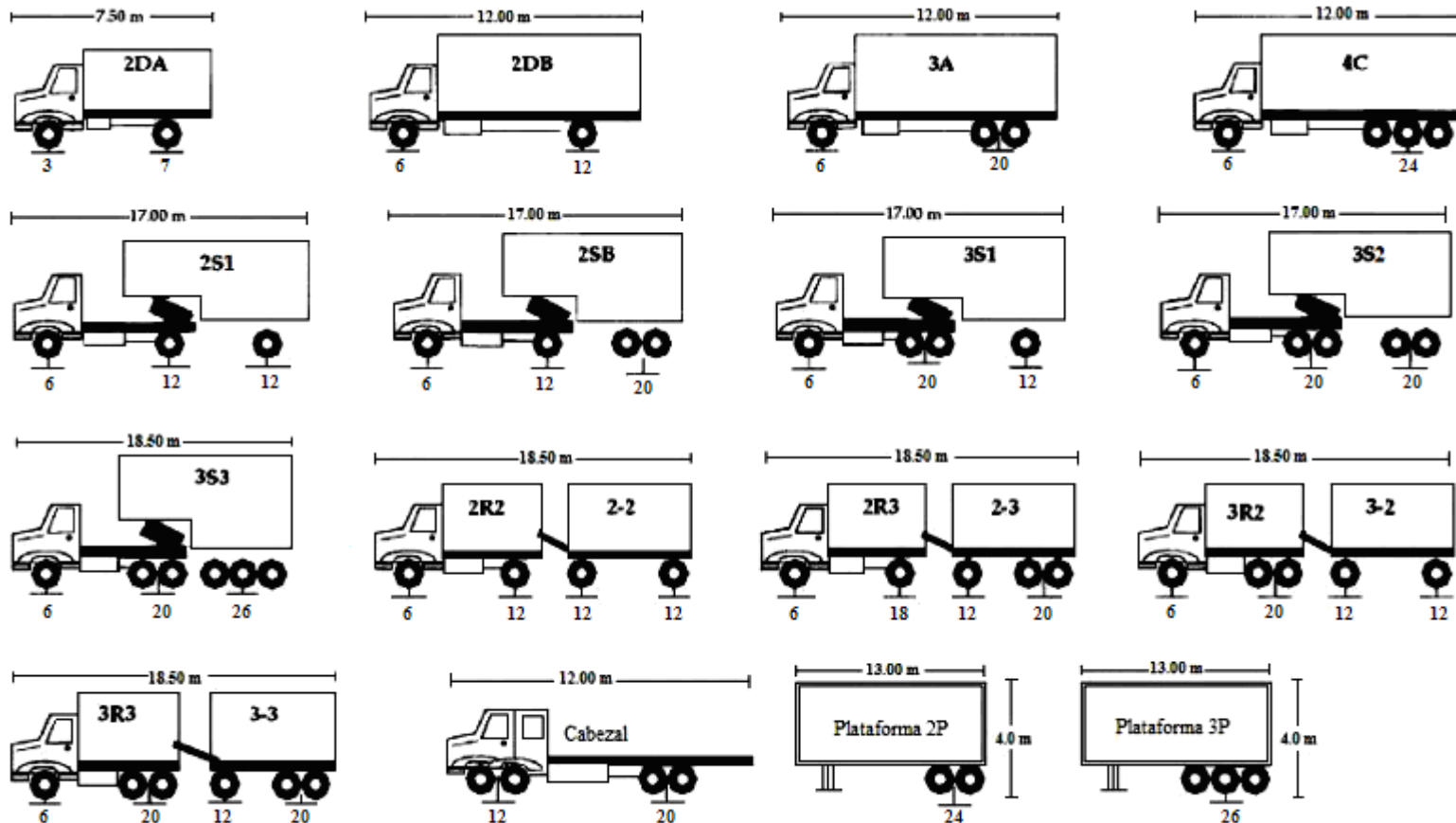


Figura 3.19: CUADRO DEMOSTRATIVO DE CARGAS ÚTILES PERMISIBLES

Fuente: Ministerio de Obras Públicas

3.2.2. Estudio del Tráfico

Las cargas que soportan los pavimentos provienen de los diferentes tipos de vehículos que circulan por su superficie durante su vida en servicio, por lo que es necesario realizar un adecuado estudio de tránsito y sus variables de crecimiento que dependen del desarrollo económico de la zona o región a la cual la vía prestará el servicio.

DETERMINACIÓN DEL TPDA INICIAL (Forma tradicional)

Para esto se requiere determinar:

- Tráfico existente.- Valor obtenido por los conteos directos vehiculares.

Tabla 3.3: EJEMPLO DE FORMULARIO DE CONTEO

RUTA	PUNTA BLANCA E15			
PUESTO DE CONTEO				
CONTEO	FECHA	26/04/1983	HORAS	De 9 a 10
Categoría	Sentido de circulación			
Camioneta	Hacia Salinas		Desde Salinas	
Camión 2 Ejes	 	27	 	31
Camión 3 Ejes	 	12		7
Vehículo Articulado	 	13		9
Remolque		3		1
Tractor agrícola	-	-	-	-
Vehículo especial	 	17	 	19
Motor	 	28	 	23
<i>Observaciones:</i>				

- Tráfico nocturno.- Se tomará un 10% del tráfico existente tanto para vehículos livianos como pesados.

$$TPDA_{NOCTURNO} = 0.10 \times TPDA_{EXISTENTE}$$

- Tráfico Desviado.- Es un porcentaje estimado del tráfico existente, que dependa de la cantidad de vehículos que van a ser atraídos a cualquier carretera el momento que entre en funcionamiento.

$$TPDA_{DESVIADO} = \%estimado \times TPDA_{EXISTENTE}$$

- Tráfico Generado.- Se tomará como un 10% del tráfico existente más el tráfico desviado.

$$TPDA_{GENERADO} = 0.10 \times (TPDA_{EXISTENTE} + TPDA_{DESVIADO})$$

- El TPDA total.- Será entonces la suma de los cuatro tipos de tráfico obtenidos.

También se puede realizar su determinación con el método siguiente:

Una vez que se tienen los datos en la estación de control escogida se calcula los factores siguientes: (IMD = TPD)

1. Factor N.- Factor de tráfico nocturno, y es igual a la relación entre la intensidad de todo el día y la intensidad de 16 horas (de 6 a 22 horas en un día laborable).

$$N = \frac{IMD_{24horas}}{IMD_{16horas}}$$

2. Factor L.- Factor de variación estacional, y es igual a la relación entre la intensidad de días laborables y la intensidad de un día laborable de un mes cualquiera.

$$L = \frac{IMD_{díaslaborables}}{IMD_{1_díaqualquiera}}$$

3. Factor S.- Factor de variación semanal, y es igual a la relación entre la IMD y la IMD de días laborables que toma en cuenta el efecto de sábados y domingos. Se calcula con la siguiente relación:

$$S = \frac{(5 + a + b)}{7}$$

Donde:

a : Coeficiente entre la intensidad de sábados y los días laborables

b: Coeficiente entre la intensidad de domingos y los días laborables

$$a = \frac{IMD_{Sábados}}{IMD_{díaslaborables}}$$

$$b = \frac{IMD_{Domingos}}{IMD_{díaslaborables}}$$

4. Factor F.- Factor que es igual a la relación entre la IMD y la intensidad de 16 horas de un día laborable cualquiera.

$$F = L \times N \times S$$

Por último para estimar la IMD se multiplicará la IMD de 16 horas por el factor F.

$$IMD = \frac{IMD_{16horas}}{F}$$

3.2.3. Determinación del peso de los vehículos (pesaje)

Para la obtención del factor de equivalencia de cargas resulta necesario y conveniente elaborar una tabla de conteo y pesaje de los ejes de vehículos comerciales que pasan por un determinado punto de una carretera durante un período definido, agrupándolos de acuerdo a su carga por eje en toneladas así como la disposición de cada uno de sus ejes.

Este proceso generalmente lo realiza una balanza automatizada ubicada en los puestos de recaudación de impuestos de la vía o con balanzas portátiles para utilizarlos en donde sea necesario.

3.2.4. Tráfico promedio diario anual (TPDA):

Se define como la intensidad máxima promedio para una duración de vida del orden de quince años (período de diseño), donde se incluyen todas las clases de vehículos y los porcentajes promedios de vehículos pesados que se acerquen en un 30% del tránsito total.

Tabla 3.4: Porcentaje y tasa de crecimiento de vehículos

TIPO DE VEHÍCULO	PORCENTAJE	TASA ANUAL DE CRECIMIENTO
Automóviles	% 1	1
Buses	% 2	2
Camiones livianos	% 3	3
Camiones pesados	% 4	4
	100	

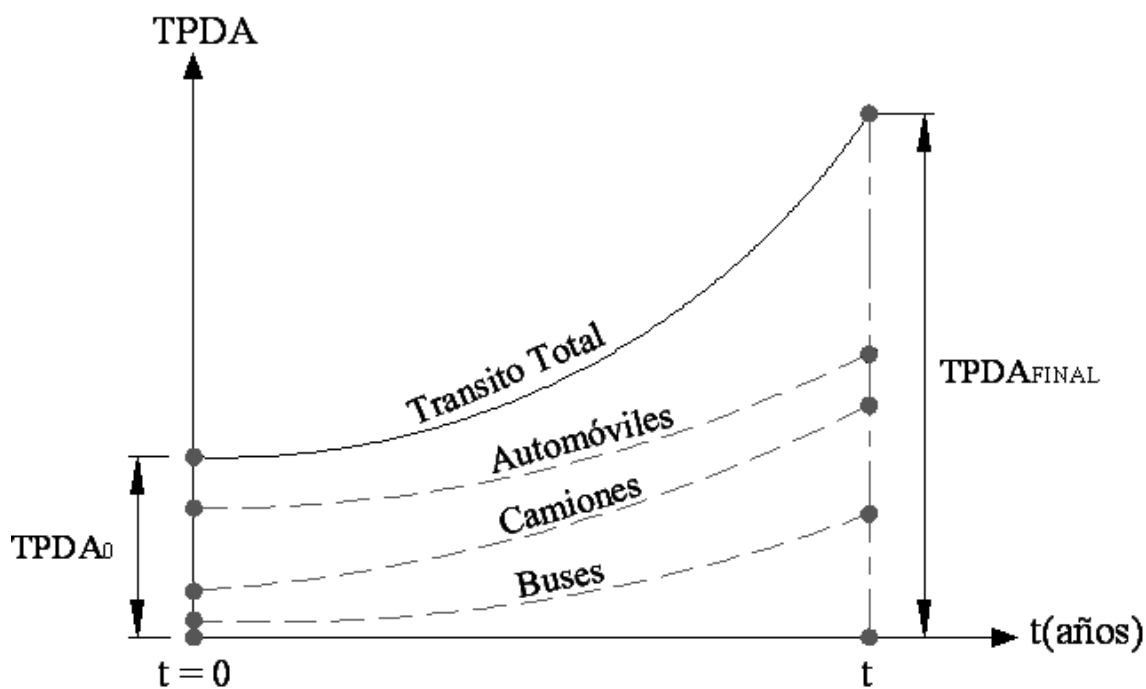


Figura 3.20: Crecimiento del TPDA en función del período en años t.

$$TPDA_{FINAL} = \underbrace{TPDA_o (1+r)^t}_{AUTOMOVILES} + \underbrace{TPDA_o (1+r)^t}_{BUSES} + \underbrace{TPDA_o (1+r)^t}_{CAMIONESLIVIANOS} + \underbrace{TPDA_o (1+r)^t}_{CAMIONESPESADOS}$$

Ecuación considerando tasas de crecimiento diferentes

$$TPDA_{FINAL} = \sum_1^4 TPDA_o (1+r)^t$$

Ecuación considerando igual tasa de crecimiento para todos los tipos de vehículos

Siendo:

TPDA₀: Trafico promedio diario anual inicial

TPDA_{FINAL}: Trafico promedio diario anual al final del período de diseño

r : tasa de crecimiento vehicular general o por tipo de vehículo

t : Período de diseño

3.2.5. Obtención del número acumulado de ejes equivalentes de 8.2ton

La obtención del número de ejes equivalentes parte de la integral de la curva de la forma elemental ordinaria de ejes equivalentes en función del período en años.

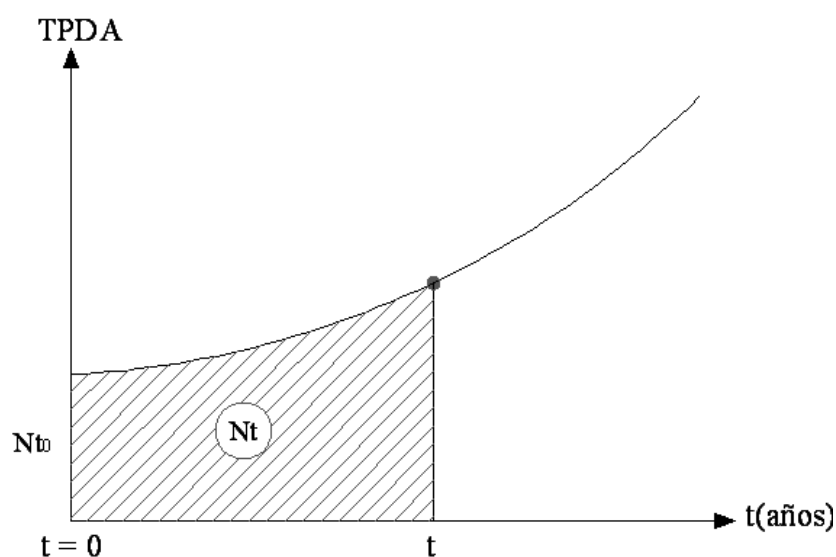


Figura 3.21: Obtención del número acumulados de ejes equivalentes

Entonces:

$$Nt_0 = 365 \times FE \times TPDA_0$$

Donde: FE = Factor de equivalencia de carga

TPDA₀ = Trafico promedio diario anual inicial

Nt₀ = Número de ejes equivalente inicial

El Nt al final del período de diseño será:

$$Nt = \int_0^t Nt_0 (1+r)^x dx \quad \text{Integral de la forma elemental ordinaria}$$

$$Nt = Nt_0 \int_0^t (1+r)^x dx$$

$$Nt = Nt_0 \left[\frac{(1+r)^x - 1}{Ln(1+r)} \right]_0^t$$

Luego de reemplazar los límites de la integral y el valor de Nt₀, se obtiene la ecuación final del número acumulado de ejes equivalentes.

$$Nt = 365 \times FE \times TPDA_0 \left[\frac{(1+r)^t - 1}{Ln(1+r)} \right]$$

Donde:

FE: Factor de equivalencia de carga

TPDA₀: Trafico promedio diario anual inicial

r : tasa de crecimiento vehicular general o por tipo de vehículo

t : Período de diseño

Para fijar el porcentaje de los vehículos distribuidos en cada uno de los carriles se utilizará la tabla siguiente:

Tabla 3.5: Repartición del tránsito

Número de Carriles	Porcentaje de vehículos pesados en el carril de diseño
2	50
4	45
6 o más	40

El número acumulado de ejes equivalentes Nt calculado por carril de diseño, se obtendrá por la siguiente ecuación:

$$Nt = 365 \times FE \times TPDA_0 \left[\frac{(1+r)^t - 1}{Ln(1+r)} \right] \times \frac{A}{100} \times \frac{B}{100}$$

Donde:

FE: Factor de equivalencia de carga

TPDA₀: Trafico promedio diario anual inicial

r : tasa de crecimiento vehicular general o por tipo de vehículo

t : Período de diseño

A: Porcentaje estimado de vehículos pesados (buses y camiones)

B: Porcentaje de vehículos pesados que emplean el carril de diseño, (Tabla: Repartición del tránsito).

Determinación del Factor de equivalencia de cargas (FE)

Como se indica en el pavimento circulan diferentes tipos de vehículos que transmiten diversos tipos de carga, por lo que para su diseño, es necesario transformarlos a un solo tipo denominado eje estándar.

Su transformación se realiza en función de su correlación con el daño que provocaría comparándola con la del eje estándar para lo cual es necesario establecer un factor de equivalencia de carga.

Los factores de equivalencia (FE), dependen de varios factores siendo los más importantes el tipo de eje, su peso total y el número estructural, pudiéndose utilizar para su determinación la siguiente expresión:

$$FE = \left(\frac{P}{A}\right)^{4.3} \quad \text{MOPCHILE}$$

En donde: FE = Factor de equivalencia de carga

P = Carga por eje de cada vehículo analizado en toneladas.

A = Carga por eje de los ejes estándares

Los valores de A se ha establecido que pueden valer:

Si A = 8.16T, entonces es un eje simple

Si A = 15.2T, entonces es un eje tandem

Si A = 22.0T, entonces es un eje tridem

Cuyos resultados se pueden observar en el gráfico adjunto:

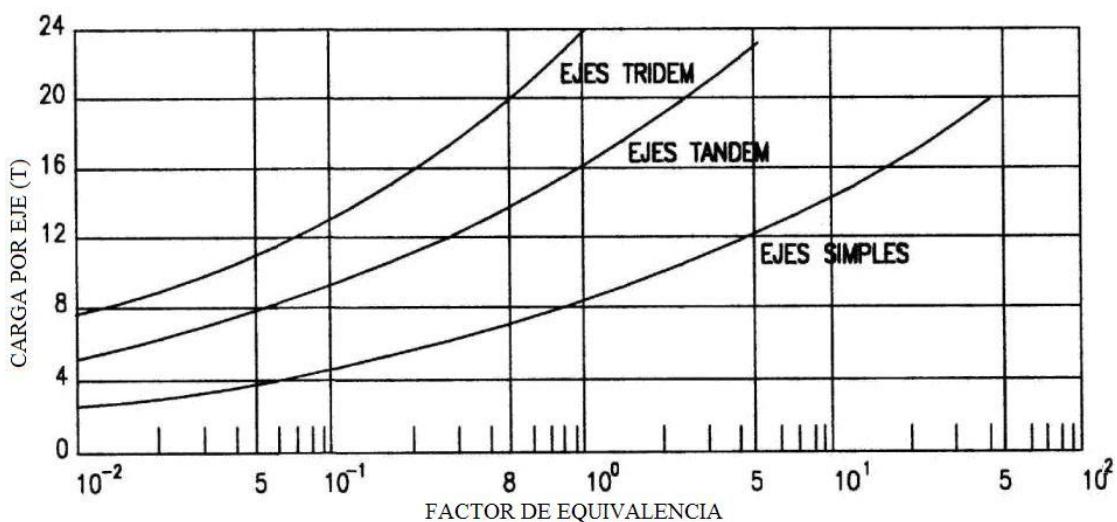
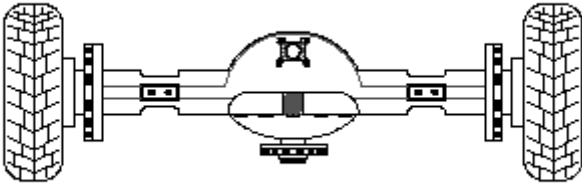
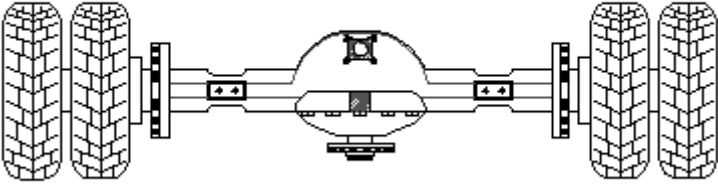
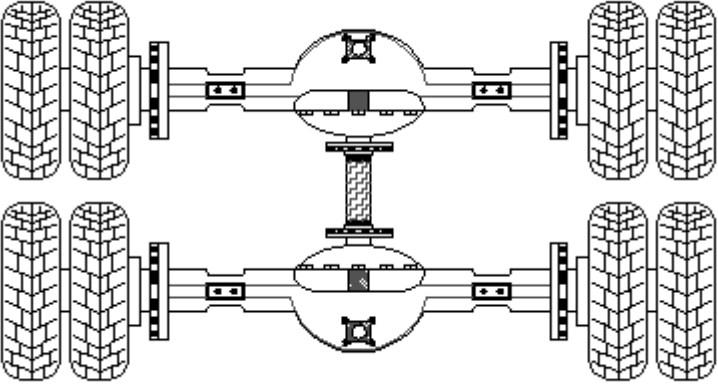
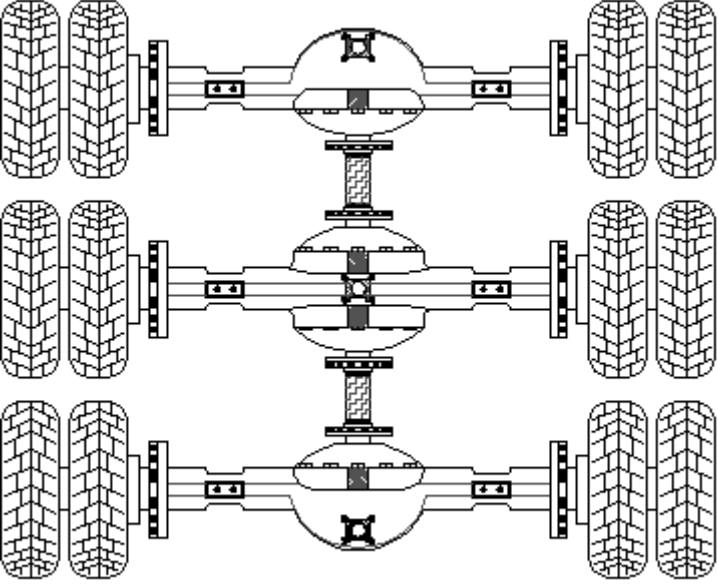


Figura 3.22: Factor de equivalencia de cargas respecto a la de 8.2T (AASHTO, 1993)

Tabla 3.6: Clasificación de los ejes vehiculares:

<p><i>Eje sencillo con llantas simples 5.50T</i></p>	
<p><i>Eje sencillo con llantas dobles 8.16T</i></p>	
<p><i>Eje tandem (doble) con llantas dual 15.20T</i></p>	
<p><i>Eje tridem (triple) con llantas dual 22.00T</i></p>	

Ejemplo: Calcular el factor de equivalencia de una carga por eje simple de 14 toneladas con relación a la estándar de 8.2 toneladas.

Solución:

$$FE = \left(\frac{P}{A} \right)^{4.3} = \left(\frac{14T}{8.16T} \right)^{4.3} = 10.19$$

La manera más precisa de obtener las características de equivalencia del tránsito real con respecto al eje sencillo de 8.2 toneladas sin duda es el pesaje, sin embargo, este método resulta costoso ya que impide efectuarlos para todos los diseños de pavimentos especialmente en pavimentos que serán construidos por primera vez. Por tanto, cuando se deba efectuar un diseño para un tramo de vía en el cual no se cuenten con datos sobre el pesaje, se puede optar por la utilización de formulas empíricas.

Como los ejes de los vehículos pesados difieren en su valor al estándar de 8.16 toneladas, se debe efectuar la traducción correspondiente la cual de manera detallada puede hacerse calculando el factor camión de la siguiente forma planteada por la AASHTO

$$FE = \frac{\sum \left(\frac{P_{EjeSencillo}}{8.16} \right)^{4.3} + \sum \left(\frac{P_{EjeDoble}}{15.2} \right)^{4.3} + \sum \left(\frac{P_{EjeTriple}}{22.0} \right)^{4.3}}{\text{Número_Total_Vehículos_Pesados}}$$

Ejemplo de estimación del número acumulado de ejes estándares para el diseño

Ejemplo: Se va a pavimentar una vía con las siguientes características:

Nro de Carriles: 4

TPDA: 1000 vehículos

Clasificación del tránsito

<i>Tipo de vehículo</i>	<i>Carga del eje</i>	<i>Clasificación M.O.P.</i>	<i>Nro de Vehículos</i>
Automóviles	-	-	400
Buses	7 Ton	-	100
Camiones 1	10 Ton	2DA	200
Camiones 2	12 Ton	2DB	100
Camiones 3	20 Ton	3A	140
Camiones 4	25 Ton	4C	60
		<i>TOTAL:</i>	1000

Total de vehículos pesados (buses y camiones) = 600

$$r_{\text{BUSES}} = 3\%$$

$$r_{\text{CAMIONES}} = 5\%$$

$$t_{(\text{AÑOS})} = 15$$

Calcular:

- Factor de equivalencia de cargas (**FE**)
- Número de ejes equivalentes total de la vía.
- Número de ejes equivalentes por carril de diseño.

Solución:

- a. Cálculo del factor de equivalencia de carga:

Por tener como dato tasas de crecimiento diferentes para buses y camiones

entonces se calculará factores de carga independientes:

$$FB = \frac{\sum \left(\frac{P_{\text{Ejesencillo}}}{8.16} \right)^{4.3}}{NB} = \frac{100 \left(\frac{7}{8.16} \right)^{4.3}}{100} = 0.52$$

$$FB = 0.52$$

$$FC = \frac{\sum \left(\frac{P_{EjeSencillo}}{8.16} \right)^{4.3} + \sum \left(\frac{P_{EjeDoble}}{15.2} \right)^{4.3} + \sum \left(\frac{P_{EjeTriple}}{18.2} \right)^{4.3}}{NC}$$

$$FC = \frac{200 \left(\frac{10}{8.16} \right)^{4.3} + 100 \left(\frac{12}{8.16} \right)^{4.3} + 140 \left(\frac{20}{15.20} \right)^{4.3} + 60 \left(\frac{25}{22.00} \right)^{4.3}}{500}$$

$$FC = \frac{200(2.40) + 100(5.25) + 140(3.25) + 60(1.73)}{500} = \frac{1563.80}{500} = 3.13$$

$$FC = 3.13$$

b. Calculo del número de ejes equivalentes total de la vía:

$$Nt = 365 \times FB \times TPDA_{BUSES} \left[\frac{(1+r)^t - 1}{Ln(1+r)} \right] + 365 \times FC \times TPDA_{CAMION} \left[\frac{(1+r)^t - 1}{Ln(1+r)} \right] + 365 \times TPDA_{AUTOMÓVILES}$$

$$Nt = 365 \left\{ FB \times TPDA_{BUSES} \left[\frac{(1+r)^t - 1}{Ln(1+r)} \right] + FC \times TPDA_{CAMION} \left[\frac{(1+r)^t - 1}{Ln(1+r)} \right] + TPDA_{AUTOMOVILES} \right\}$$

$$Nt = 365 \left\{ 0.52 \times 100 \left[\frac{(1+0.03)^{15} - 1}{Ln(1+0.03)} \right] + 3.13 \times 500 \left[\frac{(1+0.05)^{15} - 1}{Ln(1+0.05)} \right] + 400 \right\}$$

$$Nt = 365(0.52 \times 100 \times 18.88 + 3.13 \times 500 \times 22.11 + 400)$$

$$Nt = 365(981.76 + 34602.15 + 400) = 1.31 \times 10^7$$

$$Nt = 1.31 \times 10^7$$

c. Cálculo del número de ejes equivalentes del carril de diseño:

$$Nt = 365 \times FE \times TPDA_0 \left[\frac{(1+r)^t - 1}{Ln(1+r)} \right] \times \frac{A}{100} \times \frac{B}{100}$$

B = 45% por tratarse de una vía de 4 carriles.

Por regla simple se obtiene el valor de A

Considerando que el número total de vehículos es en un número de 1000

$$A = \frac{100 \times 100\%}{1000} = 60\%$$

$$Nt = \underbrace{365 \times FB \times TPDA_B \left[\frac{(1+r)^t - 1}{Ln(1+r)} \right] \times \frac{A}{100} \times \frac{B}{100}}_{BUSES} + \underbrace{365 \times FC \times TPDA_C \left[\frac{(1+r)^t - 1}{Ln(1+r)} \right] \times \frac{A}{100} \times \frac{B}{100}}_{CAMIONES} + \underbrace{365 \times TPDA_A \times \frac{B}{100} \times \frac{A}{100}}_{AUTOMÓVILES}$$

$$Nt = 365 \left\{ 0.52 \times 100 \left[\frac{(1+0.03)^{15} - 1}{Ln(1+0.03)} \right] \times \frac{60}{100} \times \frac{45}{100} + \right.$$

$$\left. 3.13 \times 500 \left[\frac{(1+0.05)^{15} - 1}{Ln(1+0.05)} \right] \times \frac{60}{100} \times \frac{45}{100} + 400 \times \frac{45}{100} \times \frac{60}{100} \right\}$$

$$Nt = 365 \times 0.45 \times 0.60 [0.52 \times 100 \times 18.88 + 3.13 \times 500 \times 22.11 + 400]$$

$$Nt = 365 \times 0.45 \times 0.60 (981.76 + 34602.15 + 400) = 3546214.331$$

$$Nt = 3.55 \times 10^6$$

3.2.6. Rueda Simple Equivalente

De acuerdo a los métodos de diseño tradicionales el parámetro que se utiliza es el transmitir las cargas a través de los ejes vehiculares (AASHTO), pero las cargas generadas por el peso de los ejes son transmitidas a través de los neumáticos de los vehículos, por tanto, es necesario definir este concepto de rueda simple equivalente.

3.2.6.1. Definición

Las ruedas múltiples disminuyen el valor de la carga impuesta al pavimento, pero no la reducen a una fracción cuyo denominador sea el número de ruedas, así, una rueda simple transmite la carga P , su substitución por ruedas dobles no la reducirá a $P/2$ y mucho menos por un tandem de 4 ruedas a $P/4$.

Esto se da por que existe un cierto grado de superposición de las tensiones provocadas por las diversas ruedas, resultado de ahí que el efecto total de todas las ruedas en conjunto será mayor que el efecto de cada una de las ruedas de ese conjunto.

De hecho supóngase un conjunto de ruedas dobles, hasta cierta profundidad D_1 cada rueda actuará como si estuviera aislada, pues cualquiera que sea la hipótesis admitida para la distribución de las tensiones en el suelo, hasta ahí no habrá superposición de las mismas.

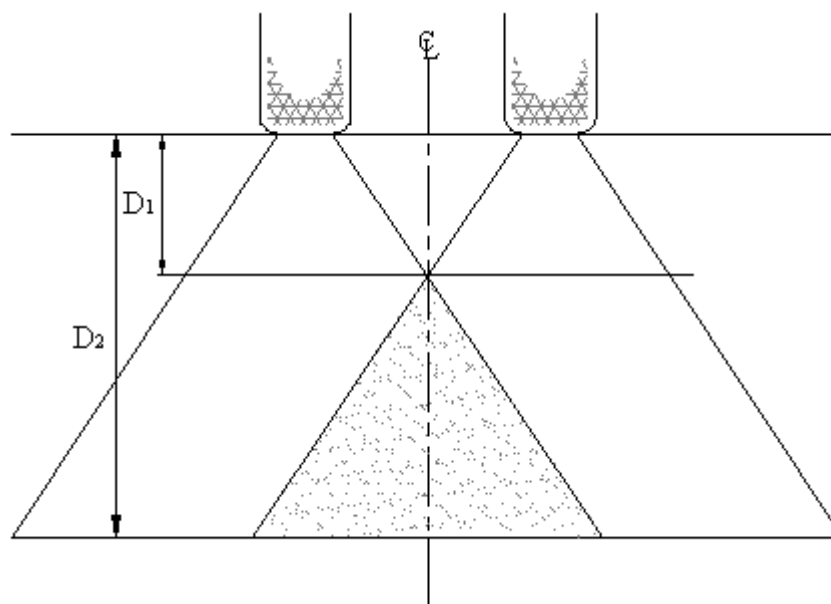


Figura 3.23: Esquema que muestra como se interrelaciona los esfuerzos que provocan en el pavimento las ruedas dobles.

Como a partir de esa profundidad las tensiones comienzan a superponerse, es de proveerse que a otra profundidad D_2 el efecto de dos ruedas será igual al que sería ejercido por una rueda simple, transmitiendo la misma carga del conjunto.

Dicho efecto produce una tensión vertical determinada por las ruedas a cada una de las profundidades indicadas.

Por consiguiente el problema es investigar aquella profundidad o espesores.

D_1 = Profundidad hasta la cual la rueda actuaría como una unidad independiente.

D_2 = Profundidad a partir de la cual las dos ruedas producen efectos como si fuese una rueda única.

Se han realizado varias investigaciones basadas en la comparación de las deflexiones y de corte determinados a diferentes profundidades.

La conclusión a la que se llegó después de una larga serie de experiencias fue la siguiente:

La profundidad D_1 corresponde a la mitad de la distancia libre entre las ruedas $D_1 = D/2$ es por lo tanto una conformación experimental de la hipótesis simplificadora, generalmente aceptada de que las tensiones se distribuyen en el suelo formando un cono cuya generatriz hace con la horizontal un ángulo de 45 grados.

La profundidad D_2 , se verificó que corresponde al doble de las distancias entre los centros de las áreas de contacto $D_2 = 2S$

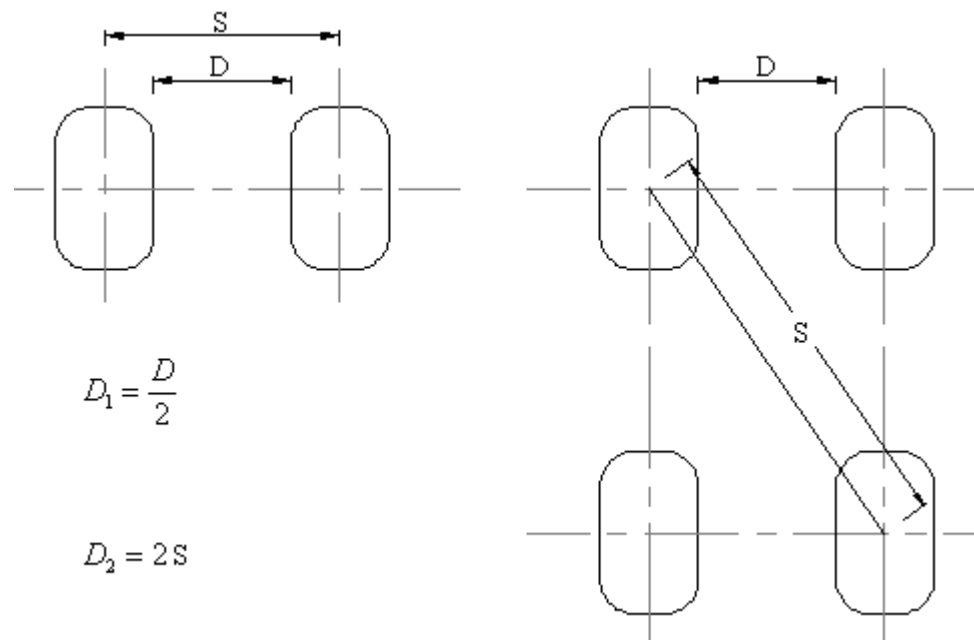


Figura 3.24: Comparación y relación de las de flexiones determinadas a diferentes profundidades y sus dimensiones en ruedas dobles para ejes simples y tandem

En el caso los ejes tandem 4 ruedas, fue verificado que las mismas expresiones son apreciables, siendo D la distancia libre entre ruedas

paralelas pero S ahora es la distancia entre los centros de las áreas de contacto más alejadas (en diagonal).

Para simplificar el problema, se procura traducir el valor de la carga transmitida por los conjuntos de ruedas múltiples con la introducción del concepto de *Rueda Simple Equivalente*.

La rueda simple equivalente a un grupo de dos o más ruedas relativamente próximas, es una rueda simple aislada, que con la misma presión de los neumáticos de las ruedas del grupo, determina en los pavimentos tensiones equivalentes determinadas por el grupo.

La determinación de esta rueda simple equivalente es un problema de cierta complejidad, pues estará en función de los siguientes factores variables:

- a. Disposición del tren de rodaje.- La profundidad disminuirá mientras más espaciados se encuentren los neumáticos.
- b. Tipo de pavimento.- Los valores variarán dependiendo del tipo de pavimento rígido o flexible.
- c. Espesores del pavimento.- Será mayor mientras más denso sea el pavimento.

Como indicación es posible adelantar que para los trenes de rodaje actuales y para los pavimentos más corrientes el valor de la rueda simple equivalente varía entre los siguientes límites siendo W el peso del vehículo.

Tabla 3.7: Coeficientes de distribución del peso para cada tipo de eje

<i>TIPO DE EJE</i>	<i>VALORES EXTREMOS</i>	<i>VALOR MEDIO</i>
Ruedas Dobles	0.30W – 0.38W	0.35W
Tandem	0.17W – 0.28W	0.22W

W = Peso total del vehículo.

3.2.6.2. Presión de los neumáticos

El área de contacto de la rueda sobre el pavimento depende de la presión del neumático, contrariamente a la que se podría pensar, la presión unitaria transmitida por la rueda al pavimento no es igual a la presión de inflado del neumático, pero es ligeramente mayor.

Generalmente se acepta un valor del 10%, este es un factor de corrección igual a 1.1 de la presión de inflado, debido a la rigidez de las paredes laterales del neumático.

$$Ac = 0.9 \frac{P}{\sigma_{\text{inflado}}} = \frac{P}{\sigma_c}$$

$$\sigma_c = 1.10 \times \sigma_{\text{inflado}}$$

En el cuadro siguiente se presentan valores aproximados de presión de inflado para los tipos de vehículos livianos (automóviles), Pesados (bus, camiones).

Tabla 3.8: Valores aproximados de la presión de inflado para los diferentes tipos de vehículos

<i>TIPO DE VEHÍCULOS</i>	<i>PRESIÓN DE INFLADO</i> σ_{inf} (psi)	<i>PRESIÓN DE INFLADO</i> σ_{inf} (Kg/cm ²)	<i>PRESIÓN DE CONTACTO</i> σ_c (Kg/cm ²)
Automóvil	30	2.10	2.00 – 3.00
Bus	80	5.60	5.00 – 6.50
Camión	110	7.70	7.00 – 8.50

3.2.6.3. Método del Departamento de Transportes de Canadá:

Con este método, desarrollado por Mc. Leod, se encuentra la carga de la rueda equivalente que provoque los mismos esfuerzos que la combinación de ruedas reales, a la profundidad deseada.

En este proceso, se acepta que no es sino hasta una profundidad igual a la mitad de la distancia entre las caras interiores de las ruedas tandem, cuando hay interacción de los esfuerzos causados por ambas ruedas; y que a partir de una profundidad igual al doble de la distancia entre los centros de las mismas, el esfuerzo que se causa es igual al que provoca la carga de ambas ruedas. Entre las dos profundidades mencionadas, la carga equivalente varía en forma recta entre la carga de una de ellas y la correspondiente a la de ambas.

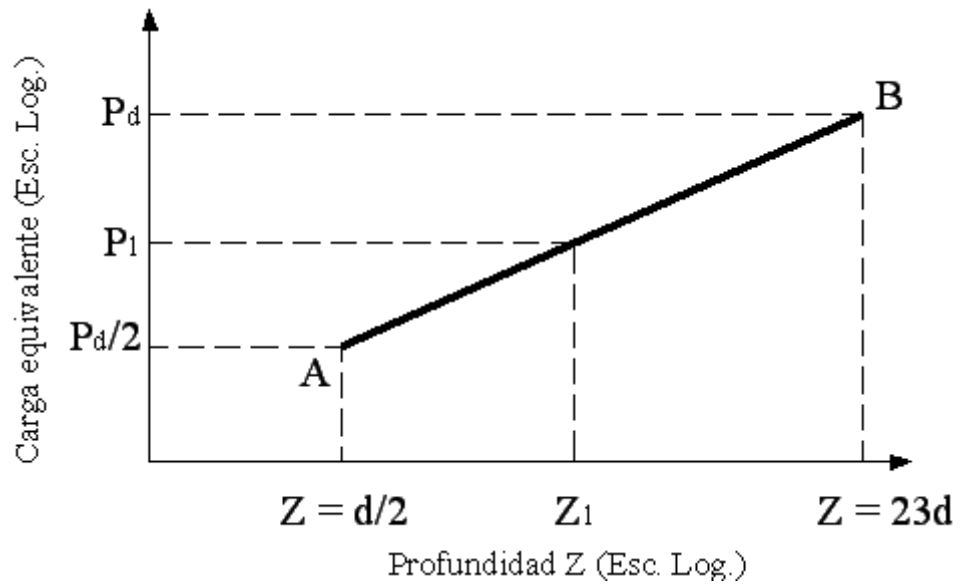


Figura 3.25: Diagrama en escala logarítmica del comportamiento de un pavimento a una profundidad z por efecto de la carga equivalente

Esquema que muestra como se interrelaciona los esfuerzos que provocan en el pavimento las ruedas dobles.

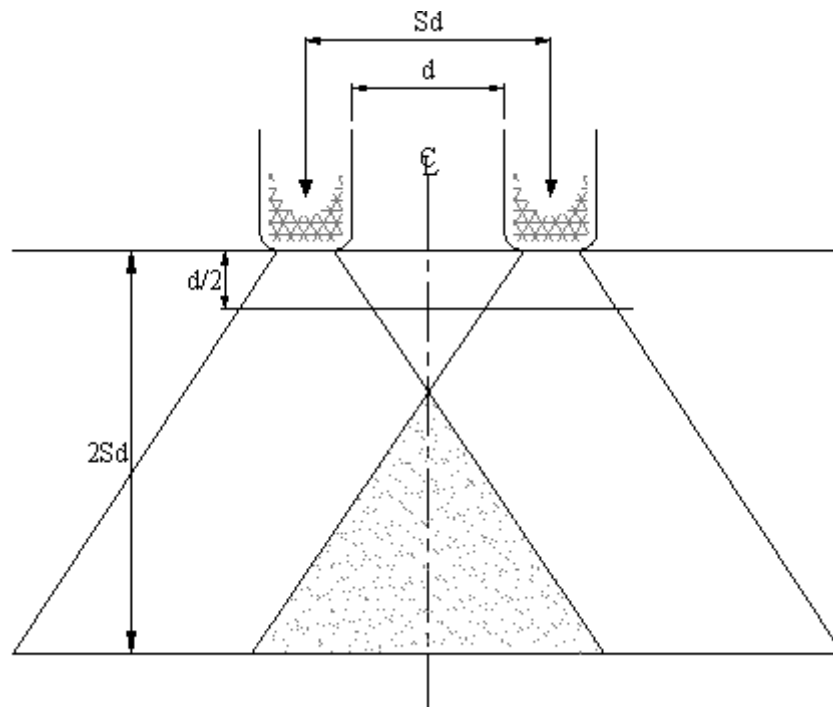


Figura 3.26: Diagrama para encontrar la carga equivalente, de acuerdo con el método de la Agencia Federal de Aeropuertos.

3.3. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Generalmente los pavimentos se componen de un sistema de n capas que se ejecutan con la utilización de diferentes clases de materiales de construcción y cuya selección depende de un análisis técnico y económico de los yacimientos estudiados a lo largo del proyecto.

La figura siguiente muestra el corte típico de un pavimento, en el cual se puede observar las diferentes alternativas de materiales de construcción que se puede utilizar en su ejecución.

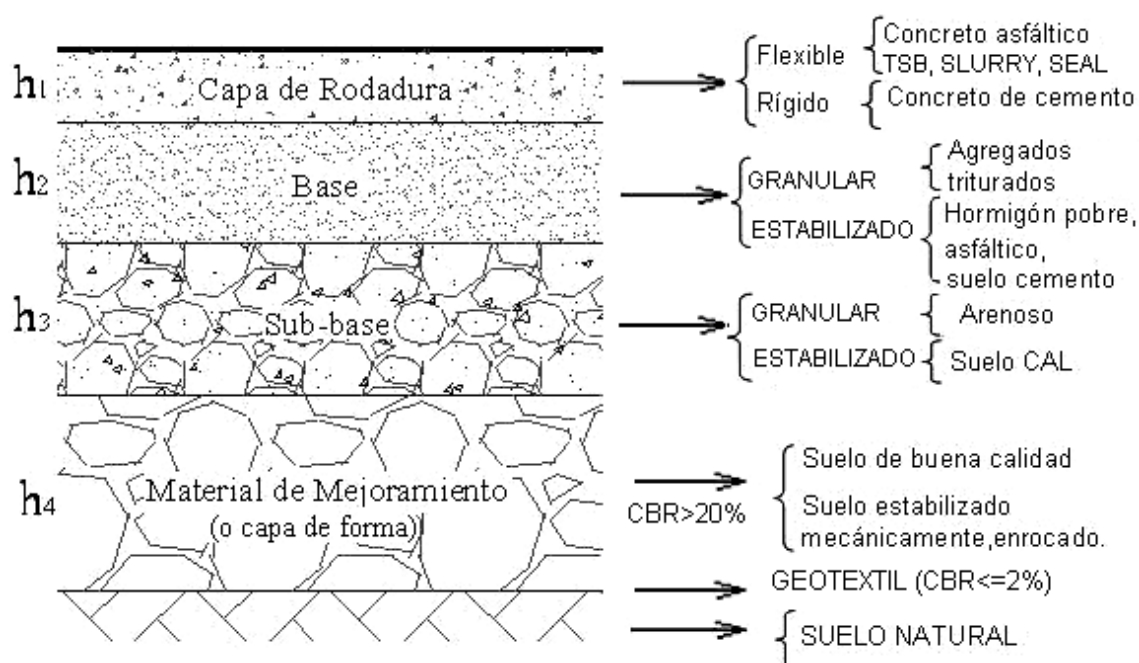


Figura 3.27: ESQUEMA REPRESENTATIVO DE LOS MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS

3.3.1. Características mecánicas de los materiales utilizados en el Pavimento

Gravas no tratadas

Los materiales granulares que son específicamente suelos están clasificados en función de la granulometría y de las propiedades específicas tales como:

- a. **Módulo.-** Estos materiales tienen rigideces que son función del estado de esfuerzo que ellos soportan.

La forma de relación más simple es:

$$E = K_1 \theta^{K_2}$$

Donde:

E: Módulo resiliente

K_1 y K_2 : Constantes

θ : Suma de esfuerzos principales

Dentro de la práctica, el módulo de una capa de materiales granulares es función de la capa subyacente ($i - 1$) y sobreyacente ($i + 1$).

Generalmente
$$K_i = \frac{E_i}{E_i + 1}$$

con un valor de K_i que oscilará entre 1 y 6.

La sociedad SHELL, propone para una sistema tricapa, donde solo la primera capa es tratada, la fórmula es la siguiente:

$$E_2 = 0.2h^{0.45} E_3$$

h , estará expresado en mm y la relación de módulos, estará entre los límites siguientes:

$$2 < \frac{E_2}{E_3} < 3$$



b. W. R. Barker propuso las siguientes fórmulas:

- Para las capas de bases granulares

$$E_i = E_{i+1} (1 + 10.52 \log h - 2.1 \times \log E_{i+1} \times \log h)$$

- Para las capas de subbase granular.

$$E_i = E_{i+1} (1 + 7.18 \log h - 1.56 \times \log E_{i+1} \times \log h)$$

En donde:

h : Espesor de la capa en pulgadas

E_i : Módulo expresado en PSI (1PSI = 0.006895MPa)

c. Yoder, ha establecido la expresión siguiente en el caso de un sistema tricapa, en donde la primera capa es tratada.

$$E_2 = F * E_3$$

El parámetro F depende de los módulos de las capas de rodadura y del suelo de soporte.

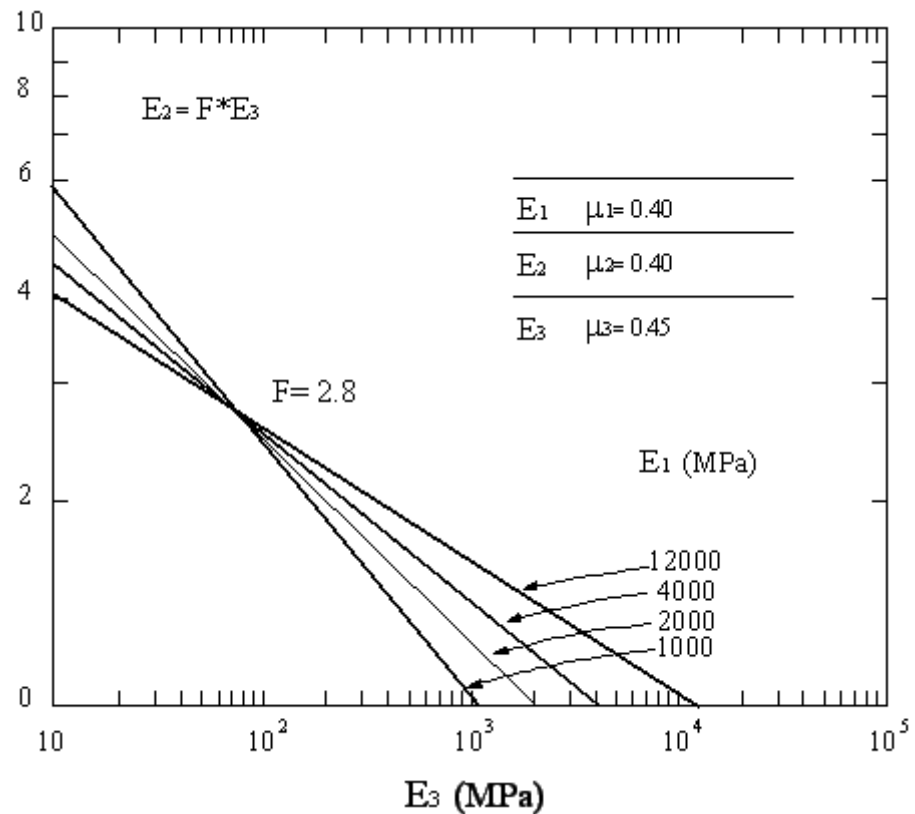


Figura 3.28: Diagrama de obtención del valor F.

El valor de $F = 1$ corresponde al caso en que todos los módulos son iguales.

- d. De una manera general se puede adoptar para un sistema tricapa, donde la capa de Fundación no tratada tiene un espesor de 25cm

$$\frac{E_2}{E_3} = 4$$

- e. Coeficiente de Poisson.- Su valor será comprendido entre 0.35 – 0.50
- f. Límites admisibles de esfuerzos y deformaciones, podemos referirnos a lo que definimos para los suelos.

3.3.2. Capas de Materiales tratados con productos bituminosos

Materiales no degradados

Módulo de Rigidez.- En la ausencia de resultados de ensayos de laboratorio, es posible estimar el módulo de elasticidad de una mezcla bituminosa, a partir del módulo del bitumen y de la composición volúmica de la mezcla, los métodos descritos son válidos para los materiales bituminosos clásicos y dentro de las condiciones de solicitaciones habituales.

La estimación del módulo de rigidez del bitumen S_b con la ayuda del ábaco de Van Der Poel, necesita el conocimiento de cuatro parámetros.

Características del Bitumen	{ <ol style="list-style-type: none"> 1. La penetración T_{800} aquella en que la penetración del bitumen es 800/10mm 2. Índice de penetración IP.
Referentes a las solicitaciones	
	{ <ol style="list-style-type: none"> 3. La temperatura T° 4. El tiempo de carga t.

Conocido el módulo de rigidez del bitumen S_b y los porcentajes en volumen de los constituyentes de la mezcla bituminosa, se puede estimar el módulo de rigidez de la mezcla S_m con la ayuda del ábaco de VAN DER POEL.

Con el asfalto con el cual se va a elaborar la mezcla asfáltica y que se usará en la obra, se le hacen varios ensayos de penetración, a diferentes

temperaturas para determinar su susceptibilidad térmica y con ayuda de la gráfica de Heukelom.

Se halla el índice de penetración (IP) que es una medida de la susceptibilidad térmica del asfalto, y también el T_{800} , que es la temperatura a la cual la penetración es de 800 décimas de milímetro.

a. Determinación del índice de penetración y la temperatura T_{800} del asfalto.

El asfalto con el cual se va a elaborar una mezcla asfáltica y que se usará en la obra, se le hacen varios ensayos de penetración, a diferentes temperaturas para determinar su susceptibilidad térmica y con ayuda de la gráfica de la figura siguiente 3.29.

Se halla el índice de penetración (IP) que es una medida de la susceptibilidad térmica del asfalto, y también el T_{800} , que, es la temperatura a la cual la penetración es de 800 décimas de milímetro.

Ejemplo:

Temperatura °C	Penetración (1/10mm)
20	40
25	60
30	90

Con los valores de la penetración localizados en la gráfica para las temperaturas de ensayo se traza una recta, que se prolonga hasta cortar la horizontal correspondiente a una penetración de 800 (1/10mm) y allí se lee la temperatura $T_{800} = 58^{\circ}\text{C}$.

Por el punto A dado en la gráfica se traza una paralela a la línea que une los puntos correspondientes a las penetraciones obtenidas a las

temperaturas de ensayo. Dicha paralela corta la escala que indica el índice de penetración en $IP = 7$. Cuando más bajo sea el IP, más susceptible será el asfalto a los cambios de temperatura. Los mejores asfaltos para pavimentaciones tienen valores de IP que oscilan entre -1 y +0,5.

b. Determinación de la rigidez del asfalto a la temperatura de trabajo de la obra.

Por medio del nomograma de VAN DEER POEL (Figura 3.30) se determina la siguiente información:

- Índice de Penetración.
- Tiempo de aplicación de la carga. La SHELL recomienda emplear un tiempo de 0.02seg. que corresponde a una velocidad del vehículo de 50-60 Km/h.
- $\Delta_T = T_{800} - T_{mezcla}$

Siendo T_{mezcla} , la temperatura de la mezcla que esta en función de la temperatura ambiente.

Con estos valores se ingresa a la gráfica de Van Deer Poel, partiendo de la parte inferior con un tiempo de aplicación de carga de 0.02seg, uniendo este punto con $\Delta_T = 30^\circ\text{C}$ y prolongando hasta $IP = 0.7$; a partir de este punto se sigue paralelamente a las curvas hasta llegar a la parte superior donde se lee rigidez del asfalto de $6 \times 10^6 \text{ N/m}^2$.

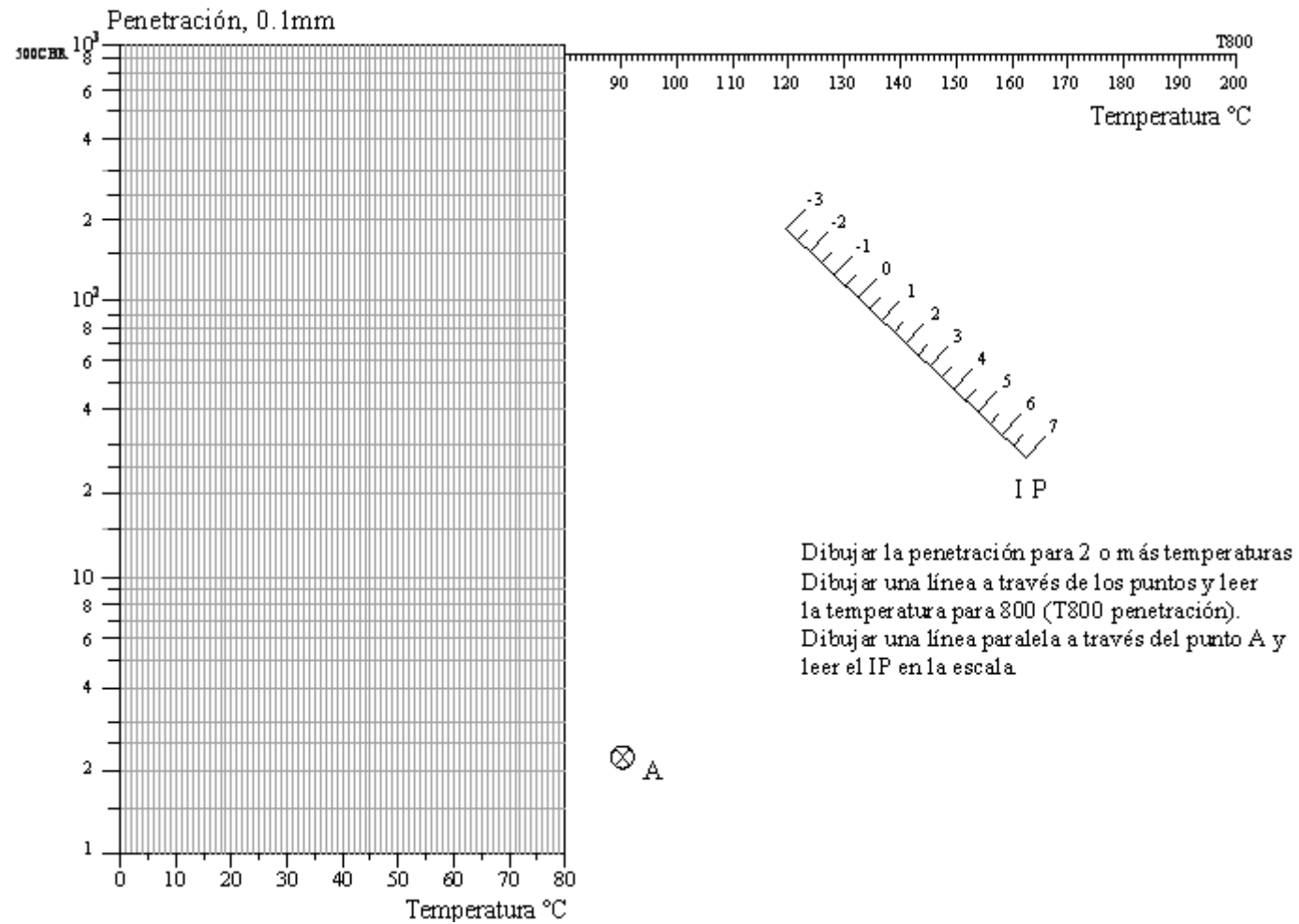


Figura 3.29: Nomograma para calcular el índice de penetración y la temperatura T₈₀₀

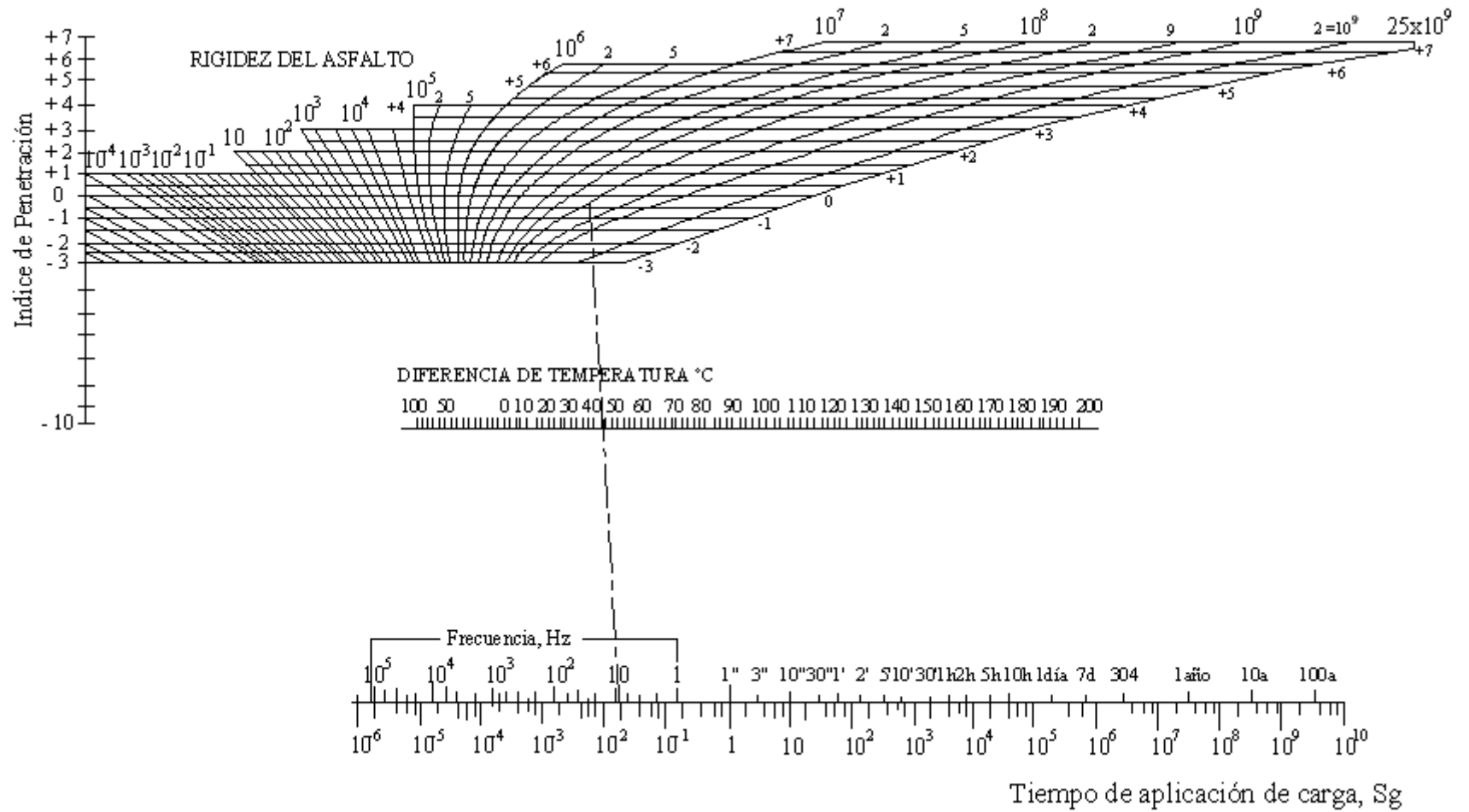


Figura 3.30: Nomograma de Van Der Poel para determinar el Módulo Dinámico de Rigidez del Asfalto

c. Determinación de la rigidez de la mezcla asfáltica.

Para la determinación de la rigidez de la mezcla asfáltica, también se emplea la gráfica de Heukelom y para ello es necesario conocer, además de la rigidez del asfalto, la composición volumétrica de la mezcla asfáltica de acuerdo con el diseño de ella en el laboratorio. Para el caso de las mezclas asfálticas en caliente el diseño se basa en el método Marshall.

Como ejemplo se asume una dosificación de:

Agregados	78%
Asfalto	13%
Aire	9%

Se ingresa a la gráfica partiendo de la rigidez del asfalto ($6 \times 10^6 \text{ N/m}^2$), volumen del asfalto 13%, volumen del agregado 78%; se obtiene un Stiffness de la mezcla de $7 \times 10^8 \text{ N/m}^2$.

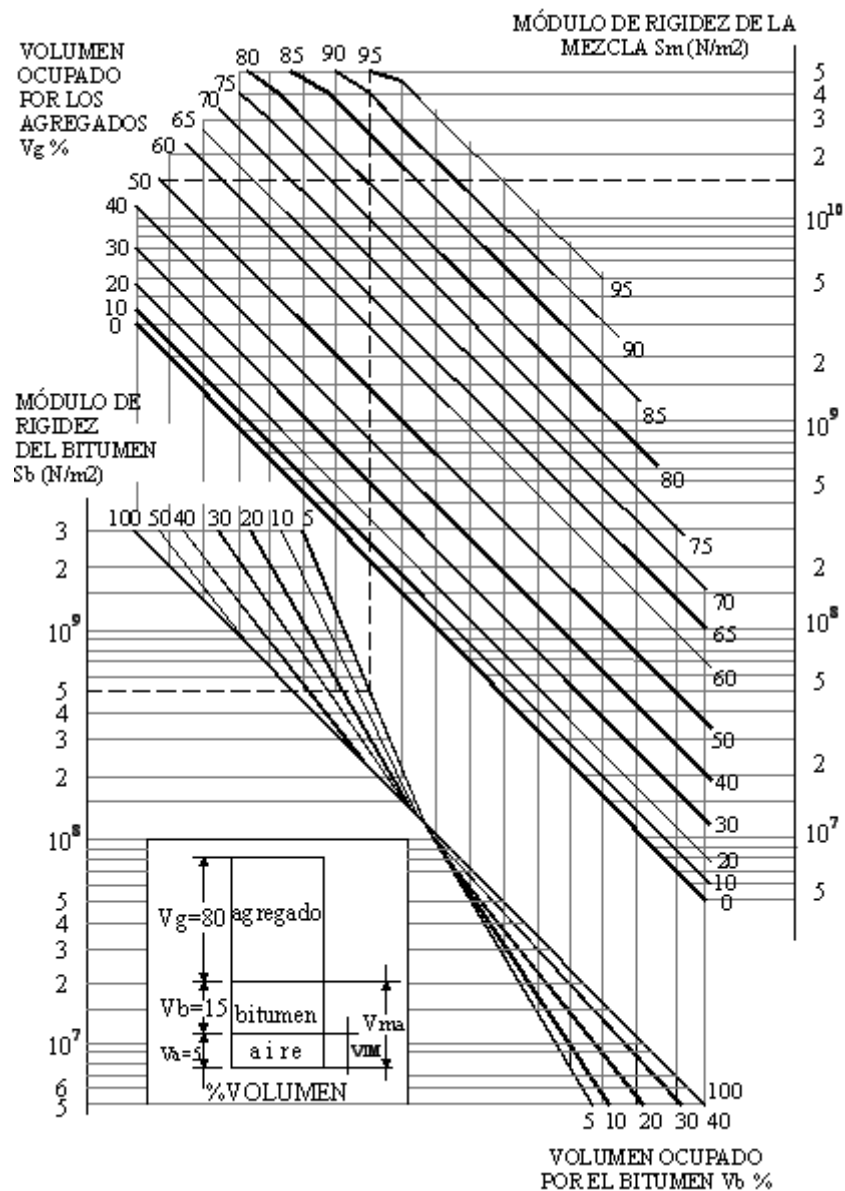


Figura 3.31: NOMOGRAMA PARA EL CÁLCULO DEL MÓDULO DINÁMICO DE RIGIDEZ DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS

Heukelom et Klomp.- Basandose en los mismos razonamientos, propone las relaciones siguientes para calcular Sm:

$$S_m = S_b \left[1 + \frac{2.5}{n} \left(\frac{c_v}{1 - c_v} \right) \right]^n$$

$$n = 0.83 \times \log \left(\frac{4 \times 10^4}{S_b} \right)$$

$$c_v = \frac{V_g}{V_g + V_b} = \frac{\text{Volumen_agregados}}{\text{Volumen}(\text{agregados} + \text{asfalto})}$$

Donde:

V_g : Volumen de los agregados

V_b : Volumen del bitumen

S_m y S_b son expresados en MPa.

Esta fórmula no es aplicada si S_b es superior a 10 MPa y para valores de c_v comprendidos entre 0.7 y 0.9.

Como esta fórmula no es válida para un porcentaje de vacíos cercano al 3%; Fijn, Van Draat y Sommer remplazan el término c_v , por un término correctivo c'_v que se indica a continuación:

$$c'_v = \frac{c_v}{1 + \left(\frac{v - 3}{100} \right)}$$

v : Porcentaje de vacíos

En el caso de materiales degradados, la determinación de un módulo de rigidez en estos casos es muy delicado, normalmente es comprendido entre los valores de un material no degradable y un material no tratado, pudiéndose adoptar dentro de los casos corrientes un módulo inferior o igual a 2000 MPa para los pavimentos que presentan una degradación importante.

El valor para el coeficiente de Poisson variará dependiendo de la temperatura, pero será un valor muy cercano a 0.35.

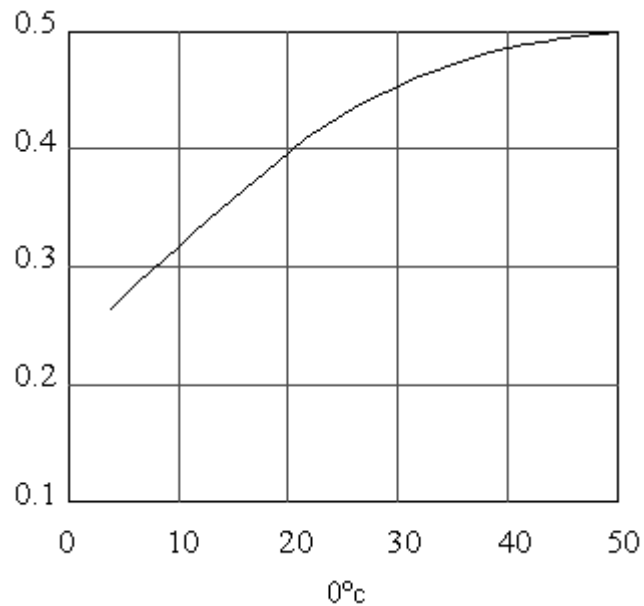


Figura 3.32: Diagrama de obtención del coeficiente de Poisson en función de la temperatura.

Limites admisibles.- El parámetro utilizado para los estudios de fatiga es el alargamiento relativo de tracción por flexión ε_T en la base de la capa bituminosa, en general los valores admisibles ε_T estan en función del módulo del material S_b y del número de ciclos de aplicaciones de carga Nt . De las diversas expresiones existentes en la literatura podemos citar.

- Centro de Investigación de carreteras de Bélgica

$$\overline{\varepsilon_T} = (1.6 \times 10^{-3}) * Nt^{-0.21}$$

- Universidad de Nottingham

$$\overline{\varepsilon_T} = (3.48 \times 10^{-3}) \times Nt^{-0.04} \quad \text{mezcla en caliente}$$

$$\overline{\varepsilon_T} = (6.81 \times 10^{-3}) \times Nt^{-0.285} \quad \text{mezcla densa con un bitumen de penetración 100}$$

$$\overline{\varepsilon}_T = (11.38 \times 10^{-3}) \times Nt^{-0.347} \quad \text{mezcla densa con un bitumen de penetración 180/220}$$

- Sociedad SHELL

$$\overline{\varepsilon}_T = (0.856V_b + 1.08) \times S_m^{-0.36} \times Nt^{-0.20}$$

S_m : Módulo de la mezcla en Pa

V_b : Volumen de bitumen en %

- Laboratorio de Puentes y Caminos

Para los materiales bituminosos clásicos utilizados en Francia, se ha propuesto las siguientes expresiones deducidas de ensayos de Fatiga en laboratorio.

$$\overline{\varepsilon}_T = \left(\frac{Nt}{K} \right)^{-b}$$

b: pendiente de la recta de fatiga.

$$\frac{1}{b} = -0.29 \log K + 1.126 \quad \text{hormigón bituminoso}$$

$$\frac{1}{b} = -0.28 \log K + 1.083 \quad \text{grava bitumen}$$

Límite admisible de cálculo

$$\varepsilon_T = K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4 \times \varepsilon_6$$

ε_6 : alargamiento admisible a 10^{-6} ciclos 50% de riesgo a una temperatura de 15°C, provisto por los ensayos de fatiga.

K_1 : coeficiente función del número de ciclos

$$K_1 = \left(\frac{N}{10^6} \right)^{-b}$$

K_2 : coeficiente función de la temperatura, cuando es diferente de 15°C

K_3 : coeficiente función del riesgo escogido

$$K_3 = 10^{-t \times b \times \delta}$$

t: Es el desviador de la ley normal de dispersión sobre los espesores y los ensayos de fatiga, para un riesgo dado.

δ : Desviación tipo de cierta ley normal.

K_4 : coeficiente de calibración

3.3.3. Capas de Materiales tratados con ligantes hidráulicos

La obtención de características mecánicas o de fatiga de estos materiales se hace generalmente en laboratorio sobre las probetas compactadas o sobre testigos tomados directamente en obra.

- a. **Modulo de rigidez o resistencia a la tracción** (caso de materiales en buen estado)

Ensayo de Tracción Directa.- En Francia actualmente es el ensayo que se usa para determinar los valores de los módulos de rigidez o de resistencia a la tracción, para la mayor parte de los materiales tratados con los ligantes hidráulicos.

Generalmente tomados en 360 días, los valores de las características mecánicas de estos materiales son los siguientes:

Tabla 3.9: MÓDULOS DE RIGIDEZ Y DE RESISTENCIA A LA TRACCIÓN PARA MATERIALES EN BUEN ESTADO

<i>Materiales</i>	<i>E (MPa)</i>	<i>R_T(MPa)</i>
Grava - cemento	28000 – 40000	1.1 – 1.5
Grava laterítica granulada	13000 – 20000	0.65 – 1.1
Grava laterítica molida	17000 – 25000	0.8 – 1.3
Grava – ceniza volante	34000 - 45000	1.4 – 2.5

Ensayo de compresión diametral (o Brasileño).- Para materiales de Módulo elevado, la resistencia en tracción por compresión diametral R_{TB} , es casi similar a la obtenida por tracción directa, este ensayo provee una resistencia media que engloba las variaciones de densidades en función de la profundidad.

$$R_{TB} = \frac{2F}{\pi \cdot D \cdot h}$$

Siendo:

F: Carga aplicada hasta la ruptura

D: Diámetro del testigo.

h: Altura del testigo

Cuando es medida la variación del diámetro del testigo alrededor del plano paralelo a la carga, se puede obtener el módulo del material por la fórmula.

$$E = \frac{F(\mu + 0.2734)}{h \times \Delta D}$$

Siendo:

μ : Coeficiente de Poisson

ΔD : Variación del diámetro del testigo

b. Coeficiente de Poisson

Para estos tipos de materiales los valores de los coeficientes son cercanos a 0,20.

c. Límites admisibles

Los materiales tratados con ligantes hidráulicos, tienen leyes de comportamiento a la fatiga por flexión del tipo siguiente, para valores de Nt comprendidos entre 10^5 y 10^7 .

$$\log \sigma = a - b \times \log Nt$$

b : pendiente de la recta de fatiga

σ : esfuerzo a la rotura por flexión a Nt ciclos

La fórmula de LCPC, permite calcular el esfuerzo admisible de este material con la siguiente expresión:

$$\sigma_T = (K_1 - K_3)K_4 \times \sigma_0$$

Donde:

σ_0 : esfuerzo de rotura por flexión en la primera capa

K_1 : coeficiente ligado al número de ciclos

$$K_1 = 1 - \beta \times \text{Log} Nt$$

β : pendiente aparente de la recta de fatiga se deduce de b por la relación.

$$2b = \log\left(\frac{1-5\beta}{1-7\beta}\right)$$

K_3 : coeficiente ligado al riesgo escogido.

$$K_3 = t \times b \times \delta$$

En las cuales los signos tienen el mismo significado que para los materiales bituminosos.

K_4 : coeficiente de calibración o ajuste.

En el caso de que estos materiales se presenten como una grava no tratada, se asimila su comportamiento a este tipo de material.

3.4. CLIMA

El clima como se sabe es la relación entre la precipitación de las lluvias y la evaporación producto de la variación de temperatura.

Las lluvias por su acción directa en la elevación del nivel freático influyen en la resistencia, la compresibilidad y los cambios volumétricos de los suelos de subrasante especialmente. Este parámetro también influye en algunas actividades de construcción tales como el movimiento de tierras y la colocación y compactación de capas granulares y asfálticas.

Los cambios de temperatura por ejemplo en las losas de pavimentos rígidos ocasionan esfuerzos muy elevados, que en algunos casos pueden ser superiores a los generados por las cargas de los vehículos que circulan sobre ellas.

En los pavimentos flexibles y dado que el asfalto tiene una alta susceptibilidad térmica, el aumento o la disminución de temperatura puede ocasionar una modificación sustancial en el módulo de elasticidad de las capas asfálticas,

ocasionando en ellas y bajo condiciones especiales, deformaciones o agrietamientos que influirían en el nivel de servicio de la vía.

3.4.1. Infiltración a través del pavimento

Las aguas producto de las lluvias se infiltran a través del pavimento, conforme al criterio de la AASHTO-93, esto ocurre a través de las grietas, juntas y a la infiltración a través de la superficie no agrietada de pavimento. Al conjunto de ambas infiltraciones se la denomina tasa de infiltración Q_i y se presenta de la siguiente forma:

$$Q_i = l_c \left[\frac{N_c}{W + \frac{W_c}{W_{cs}}} \right] + K_p$$

Donde:

Q_i = Tasa de infiltración expresada en pies³/día

K_p = Infiltración por grietas, AASHTO sugiere un valor de 2.4

N_c = Número de grietas longitudinales de construcción y es igual a $N+1$

N = Número de carriles dentro del ancho de pavimento considerado

W = Ancho de la base sometida a infiltración

W_c = Longitud de grietas o juntas transversales, es igual al ancho del pavimento considerado

W_{cs} = Espaciamiento de grietas o juntas transversales, puede variar entre 15 y 40 pies

El valor de Q_i , así determinado, se lo obtiene en pies³/día para toda la superficie del panel de pavimento considerado. Como es mejor analizar por pie lineal de pavimento, se obtiene:

$\frac{Q_i}{W_{cs}}$, en pies³/día/pie lineal de pavimento. Que es el volumen de agua

que puede infiltrarse, a través del pavimento, por día por cada pie lineal del mismo.

3.4.2. Estimación de la capacidad de la subrasante para remover el agua retenida dentro de la estructura del pavimento

Si el agua infiltrada a través del pavimento drena rápidamente no causa mayores daños a este, por el contrario si lo hace lentamente el agua va causando más daño ya que se queda atrapada dentro de la estructura del pavimento, provocando una reducción de la capacidad estructural a niveles que dependerá del tiempo de saturación a que este sometida. Si no existe una capa drenante (subdren) dentro de la estructura del pavimento, el agua se vera obligada a escapar a través del material de la subrasante y la capacidad de drenaje de este material dependerá de los siguientes factores:

- Permeabilidad del material
- Características del terreno natural
- Posición del nivel freático

AASHTO presenta la siguiente ecuación, que se fundamenta en la Ley de Darcy, para calcular el tiempo requerido para drenar verticalmente a través del material de mejoramiento, 0.5pies³ por pie lineal en el ancho del pavimento considerado.

$$t = \frac{1}{\left[2k \times A \left(\frac{H}{H_0} \right) \right]}$$

Donde:

K: Coeficiente de permeabilidad

A: Área de drenaje igual al ancho considerado multiplicado por 1.

H: Distancia del nivel inferior de la sub-base a la posición del NF

H₀: Espesor del material de mejoramiento (distancia del nivel inferior de la sub-base al nivel del terreno natural).

Ejemplo: Si una carretera tiene las siguientes características geométricas:

Nivel de la rasante:	4.30m IGM
Nivel de la subrasante:	3.20m IGM
Nivel del terreno natural:	2.00m IGM
Ancho considerado del pavimento:	6.15m (20.15 pies)

En época lluviosa normal: $\frac{H}{H_0} = 0.58$ y $t = 1.53$ días (36.7horas)

En época extrema: $\frac{H}{H_0} = 0.17$ y $t = 5.21$ días (165.1horas)

Si el volumen de agua, establecido en el numeral 1, fuese:

$\frac{Q_i}{W_{es}} = 0.24 \text{ pies}^3 / \text{día} / \text{pie}$ lineal de pavimento el tiempo real de drenaje,

en el pavimento del ejemplo, proporcionalmente será:

$$\frac{0.24}{0.5} \times 36.7 = 17.6 \text{ horas, época lluviosa normal, y}$$

$$\frac{0.24}{0.5} \times 125.1 = 60 \text{ horas, en épocas extremas.}$$

3.4.3. Calidad de drenaje y tiempo de saturación

AASHTO-93, presenta tablas adjuntas. La primera sirve para calificar la calidad de drenaje en función del tiempo que éste se demora, y la segunda, para obtener los factores de corrección (m) de los coeficientes de capa, en función del tiempo de saturación a que este esté sometida la estructura del pavimento.

Tabla 3.10: Calidad de drenaje y tiempo de evacuación del agua.

<i>Calidad de drenaje</i>	<i>Tiempo de evacuación del agua</i>
Excelente	2 horas
Buena	1 día
Regular	1 semana
Mala	1 mes
Muy mala	(agua no drenará)

<i>Requerimientos solicitados</i>				
Valores recomendados de coeficientes m1 por capa estructural de estrato de base y subbase de materiales en Pavimentos Flexibles				
Porcentaje de tiempo en la estructura del pavimento expuesto a los niveles de humedad hasta llegar a saturarse				
Calidad de drenaje	Menos al 1%	1-5%	5-25%	Mayor al 25%
Excelente	1.40 – 1.35	1.35 – 1.30	1.30 – 1.20	1.20
Buena	1.35 – 1.25	1.25 – 1.15	1.15 – 1.00	1.00
Regular	1.25 – 1.15	1.15 – 1.05	1.00 – 0.80	0.80
Mala	1.15 – 1.05	1.05 – 0.80	0.80 – 0.60	0.60
Muy mala	1.05 – 0.95	0.95 – 0.75	0.75 – 0.40	0.40

Para establecer el tiempo que permanece saturado un pavimento, es necesario conocer las características pluviométricas de la zona. Por ejemplo en Guayaquil y sectores aledaños se tienen los siguientes parámetros promedios:

Tabla 3.11: Parámetros promedios de las características pluviométricas

<i>Época</i>	<i>Duración (días)</i>	<i>Precipitación anual en mm</i>	<i>*Recurrencia de lluvia</i>
Lluviosa normal	130	1000	1 vez cada 3 días
Niño (1982 – 83)	210	3800	Todos los días
Niño (1997 – 98)	210	5600	Todos los días
*Valores estimados			

En el ejemplo anterior se tiene:

En época de lluvias normales, en la que llueve aproximadamente una vez cada 3 días, el tiempo de demora del drenaje es de 17.6 horas es menor que 3 días, por lo que el tiempo que el pavimento permanece saturado es:

$$17.6(3 \times 24) = 0.25 \text{ (25\%)}$$

Según las tablas se tiene:

Calidad del drenaje: Buena (tiempo = 17.6 horas < 1 día)

Factor de corrección $m = 1$ (para el 25% de saturación)

En época de lluvias extremas, el tiempo que demora el drenaje es 60 horas. Como llueve todos los días, no alcanza a drenar nunca, por lo que tiene una condición de saturación permanente, entonces:

Calidad de drenaje: Muy pobre (no drena nunca)

Factor de corrección: $m = 0.4$ (para tiempo de saturación < 25%)

3.4.4. Drenaje como sistema de estabilización

Son muchos los mecanismos a través de los cuales el agua actúa sobre la estabilidad de una masa de suelo, especialmente en épocas lluviosas, estas son las siguientes:

1. Al saturarse un suelo que antes estaba parcialmente saturado, se pierde la tensión superficial existente en el interior de la masa, la cual proporcionaba una cohesión aparente.
2. El peso de la masa de suelo aumenta al crecer la humedad.
3. El flujo de agua puede disolver algunos cementantes que pudieran existir dentro del suelo.
4. El flujo de agua en la masa de suelo produce elevación del nivel piezométrico, lo que trae como resultado aumento de las presiones neutras y la consecuente disminución de la resistencia de corte.

Obras de drenaje y subdrenaje en Carreteras:

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

- El bombeo, Pendiente transversal que permite la caída del agua hacia sus dos hombros.
- Bordillos, estructuras colocadas en el borde exterior del acotamiento en las secciones en tangente. Forman una barrera que conduce el agua hacia los lavaderos o bajantes, evitando erosiones en los taludes y saturación de estos por el agua que cae sobre la corona de la vía.

- Lavaderos, son canales que se conectan con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes, con el objeto de conducir el agua lluvia hacia lugares alejados de los terraplenes, en donde ya es inofensiva.
- Cunetas, son canales adosados a los lados de la corona de la vía y paralelamente al eje longitudinal de la misma. Recibe el agua proveniente del talud y de la superficie de rodamiento.
- Vegetación, La más efectiva se aplica como protección de los taludes de corte o relleno contra la acción erosiva del agua superficial, retardan el escurrimiento.
- Zanjas de coronación, son excavadas en el terreno natural, localizadas en la parte superior de los taludes de los cortes, interceptan el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas.
- Alcantarillas, Se encargan del drenaje transversal, es decir del paso del agua a través de la obra, en una dirección aproximadamente perpendicular a ella.

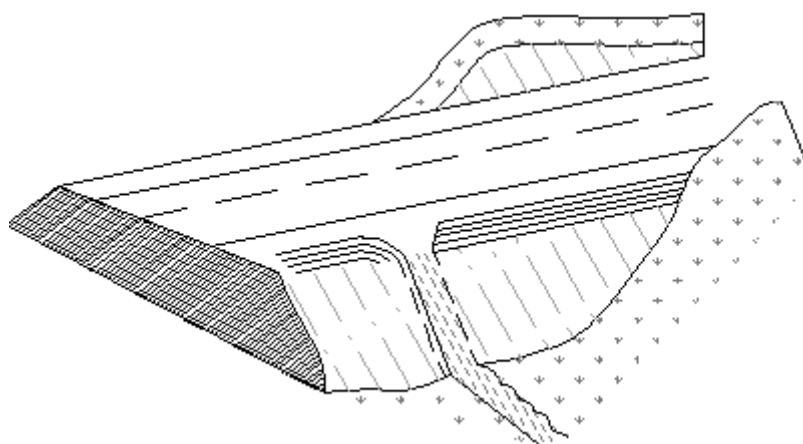


Figura 3.33: Lavadero y bordillo

Obras de Subdrenaje: El subdrenaje en las carreteras permite reducir los efectos desfavorables del agua interna sobre la estabilidad de las calzadas y de las explanaciones. El agua interna tiene normalmente dos orígenes: interior y exterior.

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

Los objetivos del drenaje interno de las carreteras son:

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

Los principales dispositivos de drenaje interno son:

- Subdrenes longitudinales, son dispositivos básicos de drenaje interno en zonas de corte, sus principales funciones son abatimiento de un nivel freático, eliminación de aguas de filtración, derivación de fuentes de agua situadas debajo de la subrasante.
- Capas drenantes, construidas encima de la subrasante como primera capa del pavimento, permite recoger el agua de filtración o el agua de

origen interior, se conecta con los subdrenes longitudinales localizados a ambos lados de la calzada.

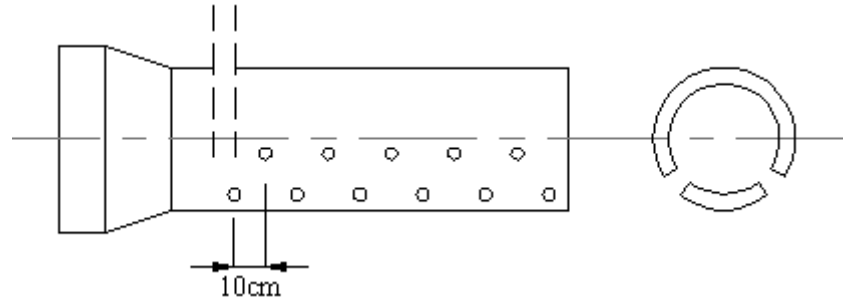


Figura 3.34: Disposición de las perforaciones en tuberías para subdrenajes (vista longitudinal)

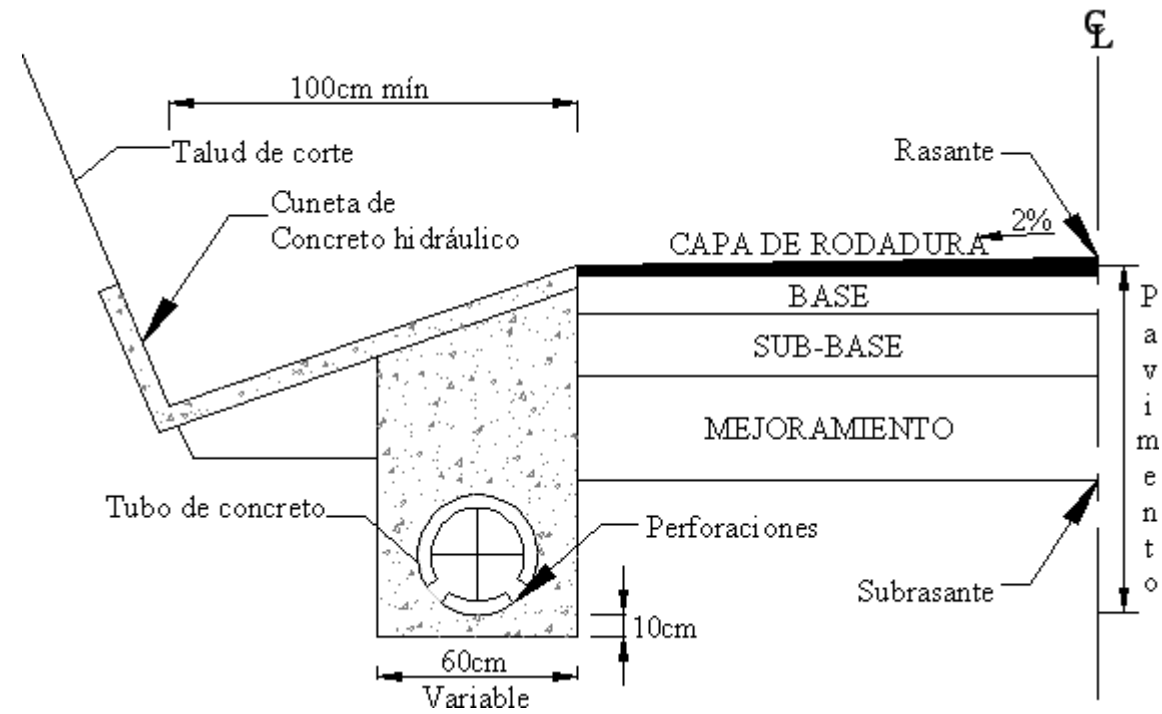


Figura 3.35: Disposición de las perforaciones en tuberías para subdrenajes (vista transversal)

CAPITULO 4

DIMENSIONAMIENTO DEL PAVIMENTO POR MÉTODOS ELÁSTICOS

RESUMEN

Como aplicación de lo analizado en los capítulos anteriores, se ha procedido a elaborar un programa de cálculo automático para diseñar Pavimentos Flexibles y Rígidos, cuyos fundamentos teóricos y manual del usuario se indican a continuación.

ESTAND-P (Estudio del Tránsito – Análisis y Diseño de Pavimentos)

ESTAND-P es un software elaborado en base Windows, bajo el lenguaje de programación Microsoft Visual Studio.net 2005, razón por la que se trató de construir una aplicación lo más amigable y sencilla posible, facilitando la ejecución de quien vaya a operar el programa.

El programa como su nombre lo indica diseña pavimentos, pudiendo ser estos flexibles o rígidos, partiendo por definir ciertos parámetros necesarios para un resultado más acertado y pegado a la realidad.

Aunque el programa es de fácil ejecución, es necesario aclarar que la persona que lo va a utilizar debe contar con todos los conocimientos necesarios sobre el tema para dar un acertado entendimiento de los valores a ingresar así como el saber interpretar los resultados obtenidos, de igual manera ciertas condiciones que se recomiendan al momento de tomar decisiones. Es importante también mencionar que los datos que son ingresados y que sirven de datos para la resolución de los diseños tienen que estar sustentados por estudios y ensayos reales de laboratorio que correspondan a las condiciones de la estructura de pavimento cuando esta se construya, con el fin de evitar errores en el dimensionamiento de la estructura que lleve, una vez construida, a daños inesperados antes de haberse cumplido el período de diseño.

El manual de manejo, indica que pasos se deben seguir para llegar a diseñar una estructura, dependiendo de las solicitudes particulares y sobre todo con que información el usuario cuenta antes de su ejecución.

4.1. INSTALACIÓN

Para la instalación del programa ESTAND-P se debe seguir las siguientes instrucciones.

- Colocar el CD del programa en el unidad CD-ROM
- Abrir el explorador de Windows y seleccionar la unidad de CD-ROM.
Hacer doble clic sobre el icono SETUP.
- Iniciar el proceso de instalación.
- Seguir las instrucciones que brinda el programa de instalación.

4.2. ACCESO

Para acceder al software computacional el proceso de instalación automáticamente genera un acceso directo en el escritorio así también se lo puede encontrar haciendo clic en *Inicio/Todos los programas/ESTAND-P*, esto servirá para futuras visitas del o los usuarios.

4.3. INICIO

Al hacer clic en el acceso al programa, este presentará su portada para seguidamente después entrar a la barra de aplicaciones. Para iniciar un proyecto se debe ir a *Archivo/Nuevo*, en ese instante aparecerá una ventana en donde muestra las aplicaciones que posee el programa, herramientas previas al diseño y que tipo de pavimento se desea calcular.

La acción de nuevo proyecto también se la puede encontrar en el primer icono de la barra, como se lo indica:



Permite diseñar una nueva estructura del pavimento así como borrar datos ingresados en caso de querer hacerlos nuevamente.

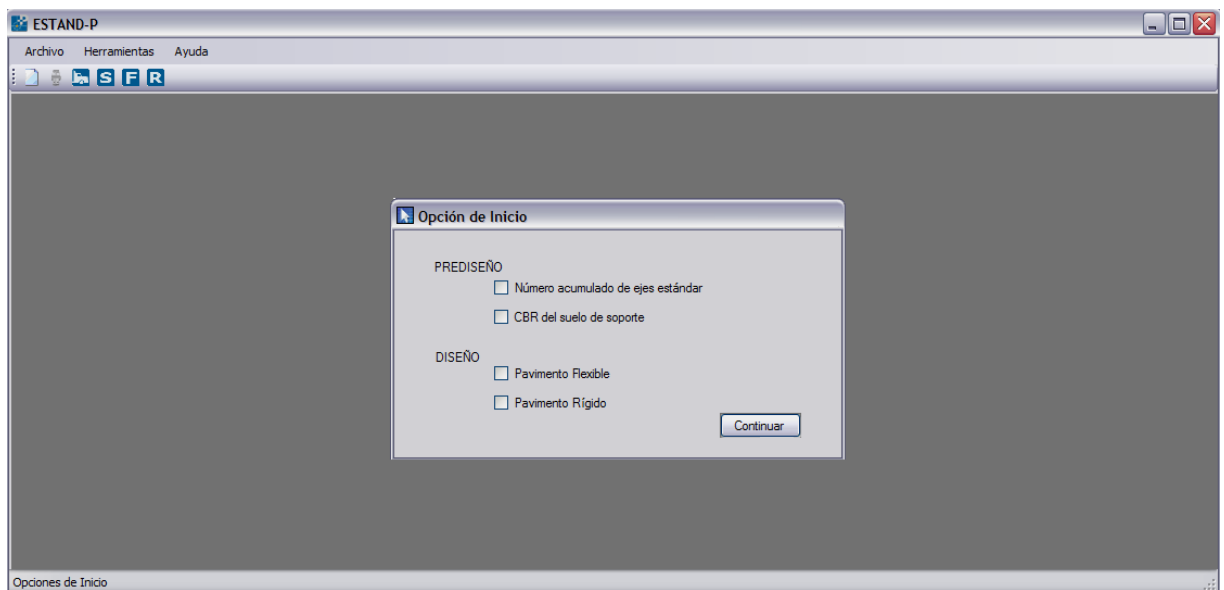


Figura 4.1: Pantalla de inicio y disposición de aplicaciones

Las aplicaciones previas al diseño son:

- CBR del suelo de soporte
- Número acumulado de ejes estándar (Nt)

Las aplicaciones de diseño son:

- Pavimento Flexible
- Pavimento Rígido

Es importante manifestar que el usuario antes del diseño puede escoger como partida cualquiera de las aplicaciones previas así como obviarlas en caso de


contar con los cálculos, de igual manera una vez definidos los parámetros puede escoger que tipo de pavimento desea diseñar.

4.4. CÁLCULO DEL CBR DE DISEÑO

4.4.1. Fundamento Teórico del método

La obtención del valor del CBR de la subrasante esta basado en el Método Estadístico elaborado por el *Departamento Nacional de Estradas de Rodagen (DNER)* de Brasil, (El desarrollo de este método se presenta en el Capítulo 3, Numeral 3.1.2.10. Cálculo de la capacidad de carga por tramos homogéneos de diseño y su respectivo módulo).

4.4.2. Manual del usuario

Se accede a esta herramienta seleccionando en la ventana de ingreso *CBR del suelo de soporte* o presionando en el botón .

El programa se constituye por una sola ventana de ingreso de datos y obtención de resultados. El proceso es muy sencillo se ingresa solo en la segunda columna los valores del CBR (número de sondajes) no tiene límite, y automáticamente se llenan las celdas contiguas a sus lados derecho e izquierdo donde la primera columna es un contador y la izquierda eleva el valor del CBR al cuadrado, valor que servirá para los cálculos posteriores.

	Nro de sondajes	CBR	CBR ²
*			

CBR medio
u = %

Desviación estándar
ε =

CBR de diseño
CBR = %

Calcular CBR

Calculo del CBR del suelo de soporte

Figura 4.2: Pantalla de cálculo e ingreso de datos para la obtención del CBR de la subrasante

Una vez concluido el ingreso de los valores de CBR presionar el botón *Calcular CBR* e inmediatamente las celdas de la parte derecha de la tabla son llenadas, valor medio, desviación estándar y el dato requerido para el diseño, el CBR de la subrasante.

4.5. CÁLCULO DEL NÚMERO ACUMULADO DE EJES

ESTÁNDAR (N_t)

4.5.1. Fundamento Teórico del método

Basado en las ecuaciones planteadas por la AASHTO y la SHELL, permiten la obtención del número acumulado de ejes estándar en el período de diseño (El desarrollo de estos método se presenta en el Capítulo 3, Numeral 3.2.Cargas).

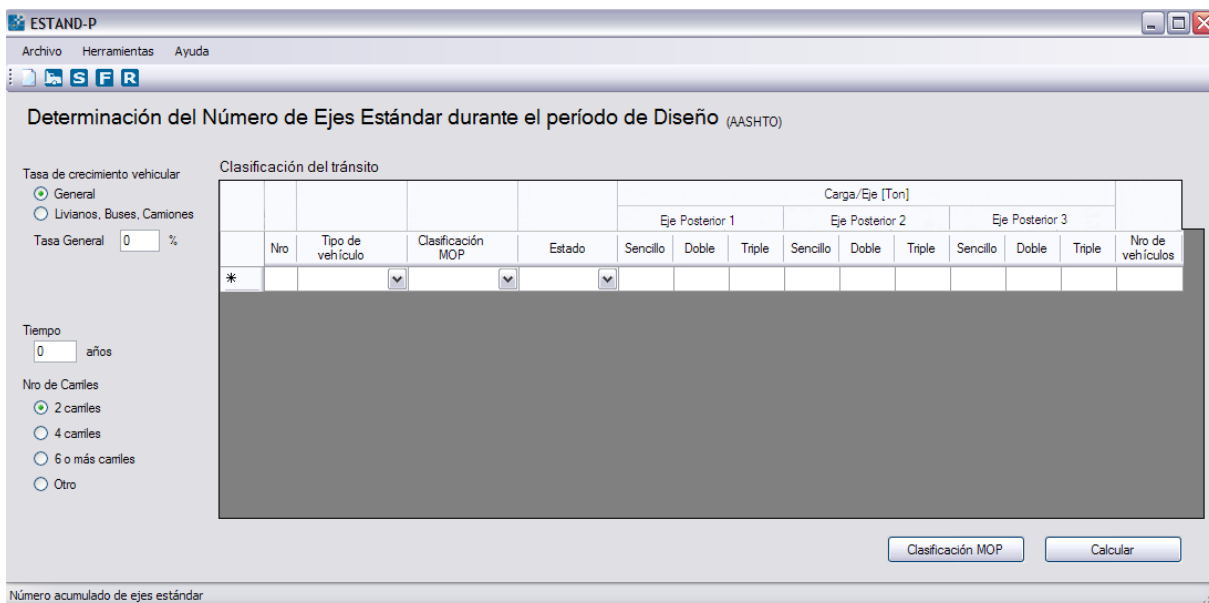
4.5.2. Manual del usuario

Se accede a esta herramienta seleccionando en la ventana de ingreso

Número acumulado de ejes estándar o presionando en el botón .

Ventana de Ingreso

La ventana para el cálculo de N_t esta estructurada de dos partes:



The screenshot shows the 'ESTAND-P' application window. The title bar includes 'ESTAND-P' and standard window controls. The menu bar contains 'Archivo', 'Herramientas', and 'Ayuda'. The main window title is 'Determinación del Número de Ejes Estándar durante el período de Diseño (AASHTO)'. On the left, there are input fields for 'Tasa de crecimiento vehicular' (General, Livianos, Buses, Camiones) and 'Tasa General' (0%). Below that is 'Tiempo' (0 años) and 'Nro de Camiles' (2, 4, 6 o más camiles, Otro). The main area is a table for 'Clasificación del tránsito'. The table has columns for 'Nro', 'Tipo de vehículo', 'Clasificación MOP', 'Estado', and 'Carga/Eje [Ton]' (subdivided into Eje Posterior 1, 2, and 3, each with Sencillo, Doble, and Triple options), and 'Nro de vehículos'. A row with an asterisk (*) is highlighted. At the bottom right, there are 'Clasificación MOP' and 'Calcular' buttons. The status bar at the bottom shows 'Número acumulado de ejes estándar'.

Figura 4.3: Pantalla de ingreso de datos para calcular N_t

A su lado izquierdo se tienen los datos de ingreso, tasa de crecimiento, el programa da la facilidad de escoger una tasa general aplicada en todo los tipos de vehículos caso contrario puede ser una individual (livianos, buses, camiones) en caso se requiera solo con hacer clic en la circunferencia para habilitar cualquier opción que se requiera; período de diseño expresado en años y finalmente el número de carriles de diseño (2, 4, 6 o más) de igual manera se los escoge pintando la circunferencia con un clic donde se desee. Finalmente el programa permite ingresar otro factor de distribución por carril en caso el usuario así lo desee ya que el programa obedece a la siguiente tabla:

Tabla 4.1: Repartición del tránsito

Número de Carriles	Porcentaje de vehículos pesados en el carril de diseño
2	50
4	45
6 o más	40

Al lado derecho se presenta un cuadro de conteo vehicular, donde, en cada fila pide obligadamente el ingreso de datos que formarán parte del cálculo, estas filas indican lo siguiente:

Clasificación del tránsito														
	Nro	Tipo de vehículo	Clasificación MOP	Estado	Carga/Eje [Ton]									Nro de vehículos
					Eje Posterior 1			Eje Posterior 2			Eje Posterior 3			
					Sencillo	Doble	Triple	Sencillo	Doble	Triple	Sencillo	Doble	Triple	
	1	Automoviles	Liviano	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1000
	2	Buses	2DB	Cargado	12									123
▶	3	Camiones	Cabezal + 3P	Descargado		20					26			200
*														

Clasificación MOP Calcular

Figura 4.4: Pantalla de la clasificación del tránsito

- *Nro.*, es la única fila que no permite ingreso de datos, es un contador automático por cada fila añadida esta columna asignará un número ascendente.
- *Tipo de vehículo*, esta columna posee un combo (Automóviles, Buses, Camiones) que permite al usuario escoger el tipo de vehículo que necesite solo con hacer clic en la flecha ubicada al lado derecho de cada celda.
- *Clasificación MOP*, esta columna de igual manera posee un combo que permite escoger el tipo de vehículo de acuerdo a la clasificación de ejes establecido por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Para observar el esquema se debe dar un clic en el botón inferior derecho *Clasificación MOP* donde aparecerá el esquema de todos los camiones establecidos.

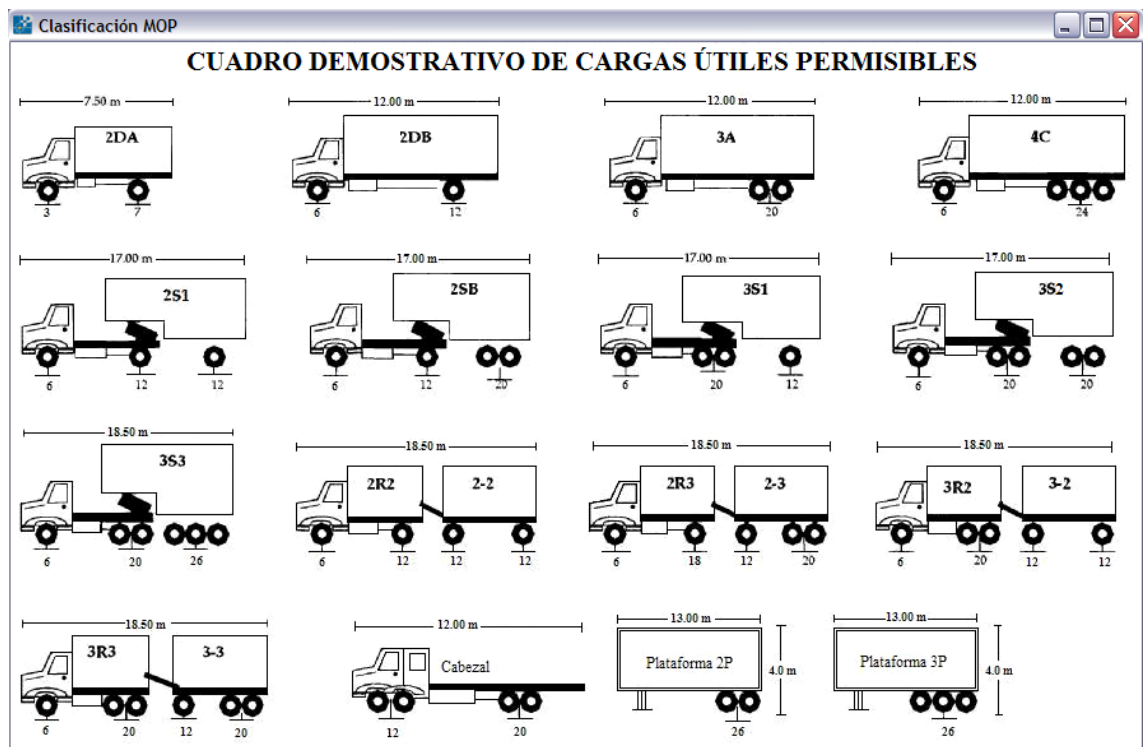


Figura 4.5: Clasificación MOP

- *Estado*, esta columna especifica la situación en la que el camión fue contado o pesado es por eso que el combo para esta columna es de dos elementos (cargado, descargado), la importancia de esta columna es diferenciar de un mismo tipo de vehículo y clasificación MOP su estado en la vía.
- *Carga por eje*, Esta columna se subdivide en tres que bajo la clasificación MOP pueden constituirse en 1, 2, y hasta tres ejes posteriores y a su vez se subdivide en 9 donde cada uno de estos ejes posteriores pueden ser sencillo, doble o triple. Por esta razón es ilógico ingresar a un eje posterior dos datos solo se debe ingresar uno. Recuerde que estos datos son expresados en toneladas
- *Nro de vehículos*, Esta columna no posee combos es de ingreso directo y constituye el número de vehículos contados en la vía a diseñar.

Finalmente, ya constatados todos los valores se hace clic en el botón inferior derecho *Calcular*.

Nota: Los valores decimales para el programa son ingresados con punto o coma, esto dependerá del idioma del sistema operativo del equipo en particular; de igual manera cerciorarse de las unidades en cada uno de los ingresos numéricos.

Ventana de resultados

Una vez realizada la acción de presionar el botón *Calcular* el programa presenta una ventana nueva de resultados distribuida de la siguiente forma:

Comenzando desde la parte superior izquierda se presenta el Factor de equivalencia de carga (**FE**) acompañado de la ecuación general planteada por la **AASHTO**.

Bajo este dato se muestra el número de ejes equivalentes total de la vía junto al valor se aprecia la ecuación general planteada por la **SHELL**.

Y como valor final, en la parte inferior izquierda, se indica el número de ejes equivalentes por carril de diseño.

The screenshot shows the ESTAND-P software interface with the following content:

Factor de Equivalencia de Carga

$$FE = \frac{\sum \left(\frac{P_{EjeSimple}}{8.16} \right)^{4.3} + \sum \left(\frac{P_{EjeDoble}}{15.2} \right)^{4.3} + \sum \left(\frac{P_{EjeTriple}}{22.0} \right)^{4.3}}{\text{Número_Total_Vehículos_Pesados}}$$

(AASHTO)

FC =

FB =

Num. de ejes Equivalentes total de la vía

$$Nt = 365 * FE * TPDA_0 \left[\frac{(1+r)^t - 1}{Ln(1+r)} \right]$$

(SHELL)

Nt =

Num. de ejes Equivalentes por carril de diseño

Nt =

Número acumulado de ejes estándar

Figura 4.6: Pantalla de resultados FE, Nt (total o por carril)

4.6. PAVIMENTO FLEXIBLE

A continuación se presenta los métodos para el diseño del Pavimento Flexible, si se hizo uso de una de las aplicaciones previas al diseño, el programa llenará los parámetros calculados en las celdas correspondientes en las ventanas de diseño de pavimentos flexible o rígido.

4.6.1. Fundamento Teórico del método

El dimensionamiento de la estructura multicapa está sustentada en métodos experimentales desarrollados por el Ing. Milton Torres Espinoza, basados en investigaciones realizadas por el *Laboratorio Nacional del Ingeniería Civil de Portugal (LNEC)* que consiste en la obtención de los espesores de cada una de las capas del pavimento por medio del Retrocálculo.

DISEÑO ELÁSTICO

Este método Racional de Diseño, cuyo flujo de actividades se indica en el diagrama de la figura siguiente.

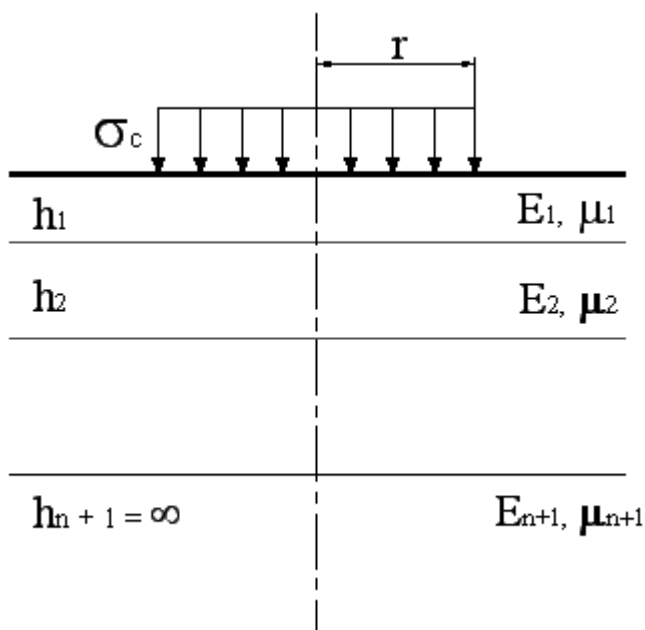


Figura 4.7: Modelo Teórico del Esquema de dimensionamiento de Pavimentos Flexibles

Considerando como parámetros para el diseño de Pavimentos Flexibles los siguientes:

- σ_c : Presión de contacto o de inflado de las llantas, expresado en kg/cm^2
- N_t : Número acumulado de ejes equivalentes estándar
- r : Radio de contacto, expresado en cm.
- CBR_B : Índice de soporte de California del material de base, expresado en %.
- CBR_{SB} : Índice de soporte de California del material de sub base, expresado en %.
- CBR_M : Índice de soporte de California del material de mejoramiento, expresado en %. CRR de Bélgica recomienda un valor del 10%.
- CBR_{SR} : Índice de soporte de California del material de subrasante, expresado en %. Establecido por tramo de diseño.

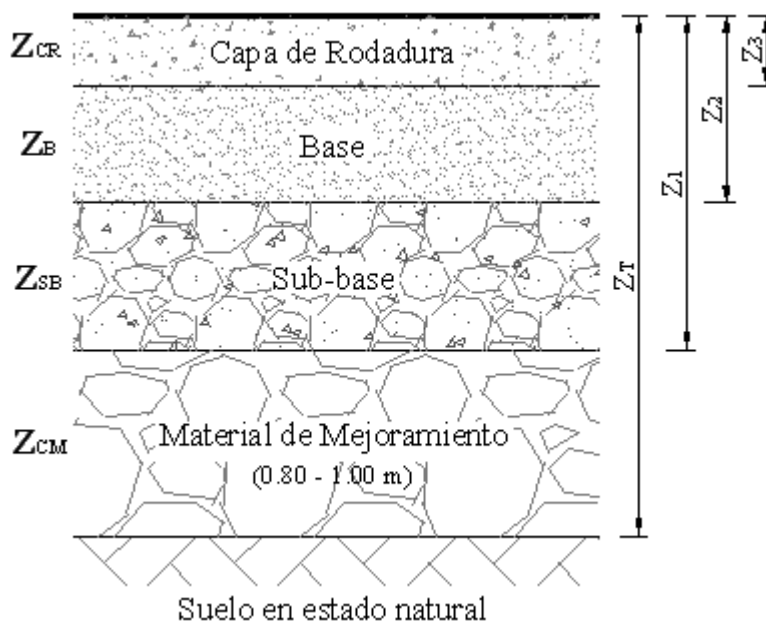


Figura 4.8: Modelización de la Estructura

DISEÑO ESTRUCTURAL

Para realizar el diseño de los pavimentos flexibles se realiza el siguiente proceso en base al Retrocálculo en el orden a continuación planteado:

Capacidad de carga de la subrasante (σ_{adm})

Para iniciar el diseño de la estructura se necesita calcular la presión admisible del suelo en su estado natural, para ello se plantea la ecuación siguiente:

$$\sigma_{adm} = \frac{0.1(CBR_{SR})^{1.2}}{Nt^{0.23}}$$

σ_{adm} , expresado en MPa.

Espesor total del Pavimento (Z_T)

Conocido el esfuerzo del suelo de soporte, se calcula el espesor del pavimento necesario para soportar las cargas generadas por el paso de vehículos Nt , a colocar sobre el nivel de subrasante, este valor es obtenido en base a la siguiente ecuación:

$$Z_T = \frac{r}{\left[\frac{1}{\left(1 - \frac{\sigma_{adm}}{\sigma_c}\right)^{0.67}} - 1 \right]^{0.5}}$$

El espesor total del pavimento esta expresado en cm.

Espesor de la Capa de Mejoramiento (Z_{CM})

Para calcular el espesor de la capa de mejoramiento debe ser necesaria la existencia del mismo, se recomienda mejorar el suelo si el CBR de la

subrasante es menor a 10%, caso contrario no es necesario tender una capa de mejoramiento.

Para obtener su espesor, primero se debe calcular la tensión de fatiga en su capa por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{f,CM} = \frac{0.03(CBR_{CM})}{1 + 0.3 \log Nt}$$

El valor de la presión obtenida esta expresada en MPa.

Posterior a esto se calcula el espesor a colocar sobre la capa de mejoramiento:

$$Z_1 = \frac{r}{\left[\frac{1}{\left(1 - \frac{\sigma_{f,CM}}{\sigma_c} \right)^{0.67}} - 1 \right]^{0.5}}$$

Finalmente, el espesor de la capa de mejoramiento es calculada por:

$$Z_{CM} = Z_T - Z_1$$

Espesor de la Capa de Subbase (Z_{SB})

El proceso para calcular el espesor de la subbase granular es similar al obtenido en la capa de mejoramiento y será en sus capas siguientes a esta. Parte por la cálculo de su respectiva presión de fatiga en su capa por la siguiente ecuación:

$$\sigma_{f,SB} = \frac{0.03(CBR_{SB})}{1 + 0.3 \log Nt}$$

El valor de la presión obtenida esta expresada en MPa.

Posterior a esto se calcula el espesor a colocar sobre la capa de subbase:

$$Z_2 = \frac{r}{\left[\frac{1}{\left(1 - \frac{\sigma_{f,SB}}{\sigma_c} \right)^{0.67}} - 1 \right]^{0.5}}$$

Finalmente, el espesor de la capa de subbase granular es calculada por:

$$Z_{SB} = Z_1 - Z_2$$

Espesor de la Capa de Base (Z_B)

Como en procesos matemáticos anteriores se parte por el cálculo de la presión de fatiga a nivel de la Base:

$$\sigma_{f,B} = \frac{0.03(CBR_B)}{1 + 0.3 \log Nt} \quad (\text{Para suelos granulares})$$

$$\sigma_{f,B} = \sigma_{\max} (1 - 0.065 \times \log Nt) \quad (\text{Para suelos estabilizados})$$

El valor de la presión obtenida esta expresada en MPa.

Posterior a esto se calcula el espesor a colocar sobre la capa de Base:

$$Z_3 = \frac{r}{\left[\frac{1}{\left(1 - \frac{\sigma_{f,B}}{\sigma_c} \right)^{0.67}} - 1 \right]^{0.5}}$$

Finalmente, el espesor de la capa de base granular es calculada por:

$$Z_B = Z_2 - Z_3$$

Espesor de la Capa de Rodadura (Z_{CR})

El proceso de diseño concluye determinando que el material al colocar sobre la capa de Base (Z_3) corresponde al espesor de la carpeta de rodadura. Por consiguiente el espesor es:

$$Z_{CR} = Z_3$$

Los valores que se obtengan por medio de este proceso corresponden a una forma práctica de trabajo en lo que se refiere a espesores de capa, coinciden con los valores obtenidos en el método ASSHTO-93.

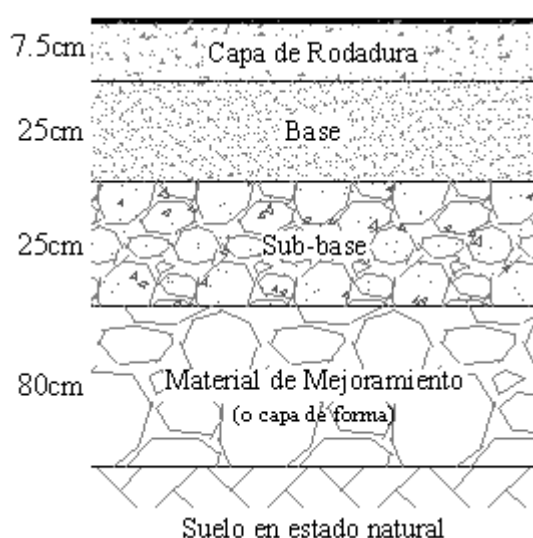


Figura 4.9: Sección típica resultante AASHTO-93

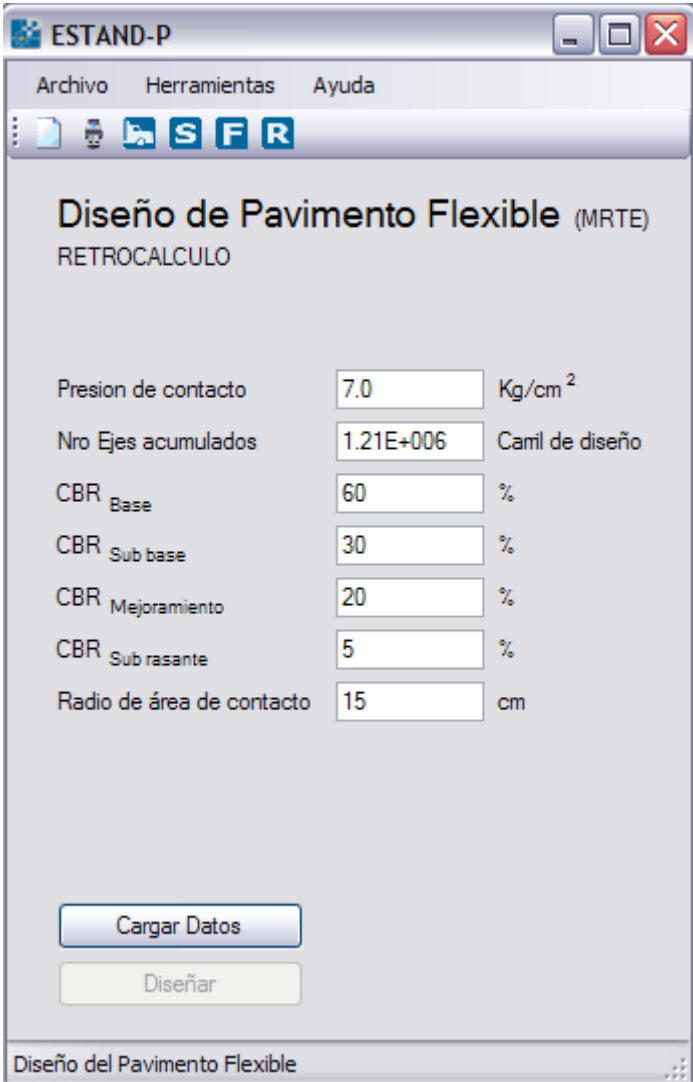
Este criterio de diseño así como otros métodos analizados en los capítulos anteriores utilizados para el cálculo del tránsito, características del suelo y control de presiones en la placa rígida, ha motivado la creación del siguiente software computacional que permiten optimizar el cálculo de estos parámetros.

4.6.2. Manual del usuario

Se accede a esta herramienta seleccionando en la ventana de ingreso

Pavimento Flexible o presionando en el botón 

El programa desarrolla el diseño del pavimento flexible solicitando el ingreso de los siguientes datos:



Parámetro	Valor	Unidad
Presión de contacto	7.0	Kg/cm ²
Nro Ejes acumulados	1.21E+006	Camil de diseño
CBR _{Base}	60	%
CBR _{Sub base}	30	%
CBR _{Mejoramiento}	20	%
CBR _{Sub rasante}	5	%
Radio de área de contacto	15	cm

Figura 4.10: Pantalla de ingreso de datos Pavimento Flexible

- *Presión de contacto*, ejercida por la rueda simple equivalente en Kg/cm².

El programa prescribe un valor de 7.0 Kg/cm², sin impedir que este valor sea sobrescrito en caso de que el usuario lo considere necesario.

- *Número de ejes acumulados*, Número de ejes acumulados estándar total de la vía o por carril de diseño *
- *CBR Base*, expresado en valor porcentual.
- *CBR Subbase*, expresado en valor porcentual.
- *CBR Mejoramiento*, expresado en valor porcentual. El programa recomienda para nuestro medio diseñar con un 20% para la capa de mejoramiento del suelo, por esta razón, el programa presenta este valor al momento de calcular, sin impedir que este valor sea sobrescrito en caso de que el usuario lo considere necesario.
- *CBR Subrasante*, expresado en valor porcentual, el programa esta sometida bajo una condición, mientras este valor sea menor al 10% el programa considerará el cálculo de una capa de mejoramiento caso contrario la omitirá*
- *Radio de área de contacto*, valor en centímetros asumiendo que la huella que marca la rueda equivalente es circular.

* Pueden ser directamente ingresados como ser obtenidos por las herramientas que el programa ofrece previas al diseño, se pueden reajustar los valores si cree conveniente el operador.

Una vez ingresados los datos de cada una de las celdas ubicadas en la parte izquierda de la ventana, se procede hacer clic en el botón *diseñar*, automáticamente el programa arrojará los datos en los esquemas de dimensionamiento de la estructura, cono de disipación y diagrama de presiones.

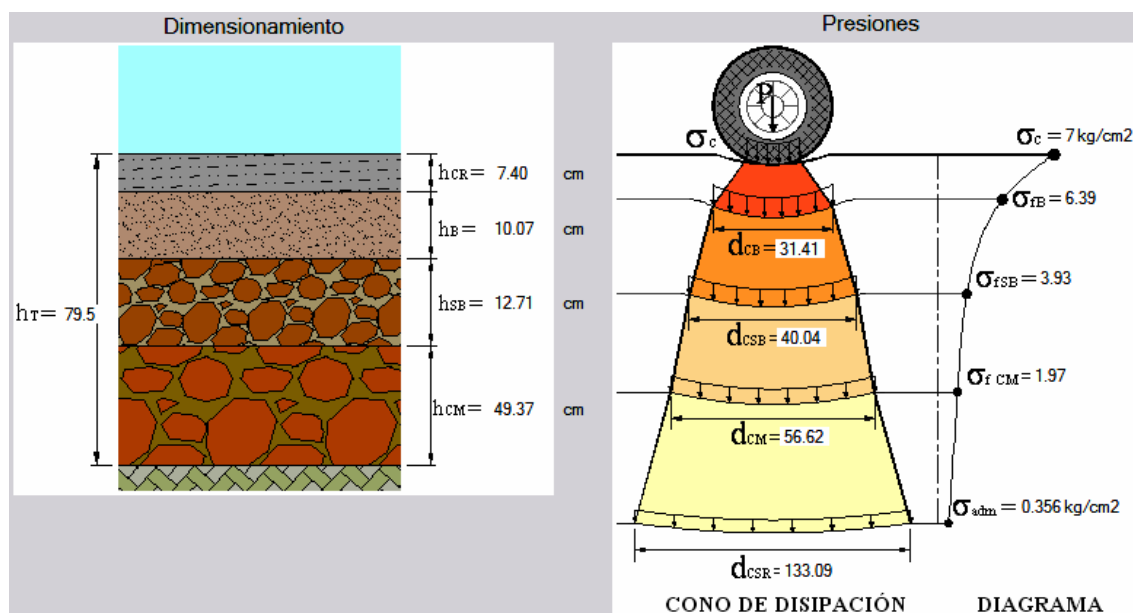


Figura 4.11: Pantalla de resultados Pavimento Flexible

El proceso de retrocálculo permite dimensionar una estructura óptima capaz de soportar las cargas de tráfico y cumplir con el período de diseño, sin embargo, estas dimensiones son teóricas y presentarían inconvenientes al momento de ponerlas en obra, por esta razón, es importante saber interpretar los resultados obtenidos para acoplar a valores enteros que permitan un mejor manejo al momento de construir, a buen juicio y criterio del diseñador y constructor de este tipo de estructuras.

4.7. PAVIMENTO RÍGIDO

A continuación se presenta los criterios para el diseño del Pavimento Rígido, si se hizo uso de una de las aplicaciones previas al diseño, el programa llenará los parámetros calculados en las celdas correspondientes en las ventanas de diseño de pavimentos flexible o rígido.

4.7.1. Fundamento Teórico del método

El dimensionamiento de la estructura bicapa está basada en la confluencia de varios criterios y fórmulas planteadas por: Lister y Jones, Westergaard, los cuales determinan la resistencia de una estructura mediante chequeo presiones, por esta razón el proceso de diseño se basa en iteraciones diseño (El desarrollo de estos criterios son presentados en el Capítulo 2, Numeral 2.4.3.3 Modelo de Westergaard).

4.7.2. Manual del usuario

Se accede a esta herramienta seleccionando en la ventana de ingreso

Pavimento Rígido o presionando en el botón 

El programa desarrolla el diseño del pavimento rígido mediante los el desarrollo de los criterio de Lister y Jones, Westergaard en procesos independientes pero estrechamente relacionados.

Lister y Jones:

El programa sugiere empezar a chequear la sección ingresada por este criterio, el software propone al usuario escoger que proceso quiere efectuar, sin embargo el previamente presenta el inicio del proceso partiendo por el criterio de Lister y Jones.

Lister y Jones solicita el ingreso de los datos siguientes:

The screenshot shows a software window titled "ESTAND-P" with a menu bar containing "Archivo", "Herramientas", and "Ayuda". Below the menu bar is a toolbar with icons for file operations and a set of letters "SFR". The main area is titled "Diseño de Pavimento Rígido" and features two radio buttons: "Lister y Jones" (selected) and "Westergaard". Below these are five input fields with their respective units: "Presion de contacto" (7.0 Kg/cm²), "Nro Ejes acumulados" (1.21E+006 Camil de diseño), "CBR Subrasante" (5 %), "Radio de área de contacto" (15 cm), and "h Concreto" (20 cm). A "Diseñar" button is located at the bottom of the form. The status bar at the bottom reads "Diseño del Pavimento Rígido".

Figura 4.12: Pantalla de ingreso de datos Pavimentos Rígido por el criterio Lister y Jones

- *Presión de contacto*, ejercida por la rueda simple equivalente en Kg/cm². El programa prescribe un valor de 7.0 Kg/cm², sin impedir que este valor sea sobrescrito en caso de que el usuario lo considere necesario.
- *Número de ejes acumulados*, Número de ejes acumulados estándar total de la vía o por carril de diseño *
- *CBR Subrasante*, expresado en valor porcentual*
- *Radio de área de contacto*, valor en centímetros asumiendo que la huella que marca la rueda equivalente es circular.

- *Espesor de la losa de concreto*, expresada en cm, parámetro principal que se somete al proceso iterativo de chequeo de presión.

* Pueden ser directamente ingresados como ser obtenidos por las herramientas que el programa ofrece previas al diseño.

Una vez ingresados los datos de cada una de las celdas ubicadas en la parte izquierda de la ventana, se procede hacer clic en el botón *diseñar*, automáticamente el programa arrojará los datos en el esquema de dimensionamiento de la estructura, presentando los valores del módulo de elasticidad de la subrasante y la presión de tensión. Chequear que la presión generada bajo las condiciones establecidas no provoquen un fallo por fatiga de la estructura.

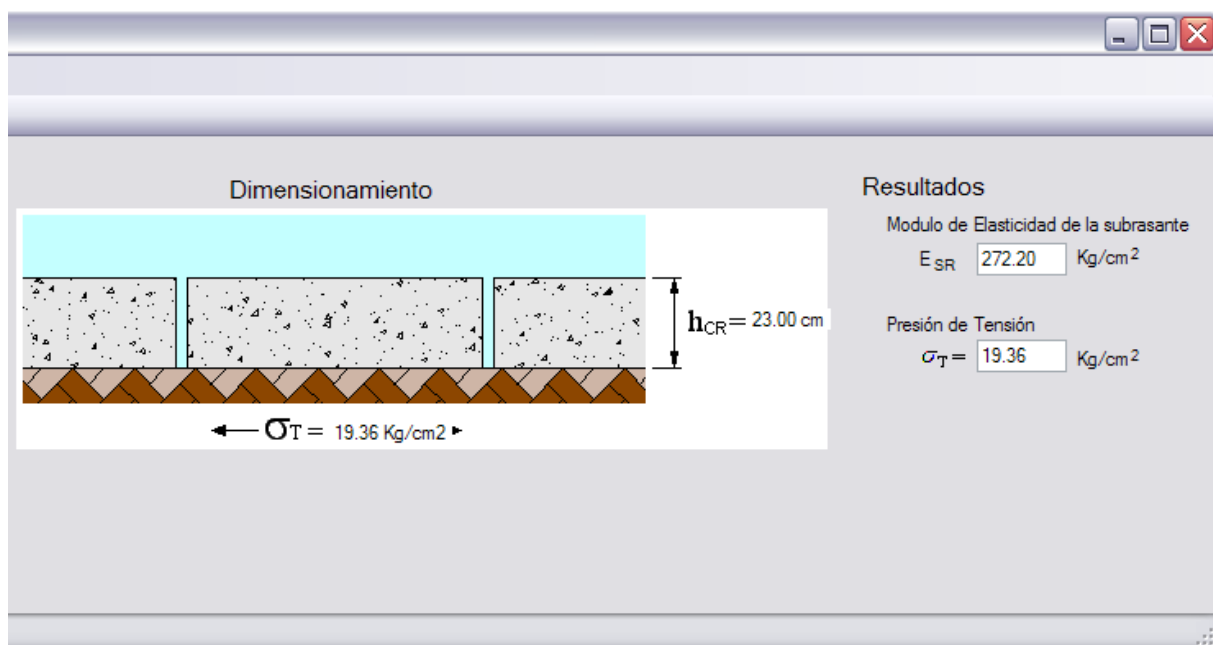
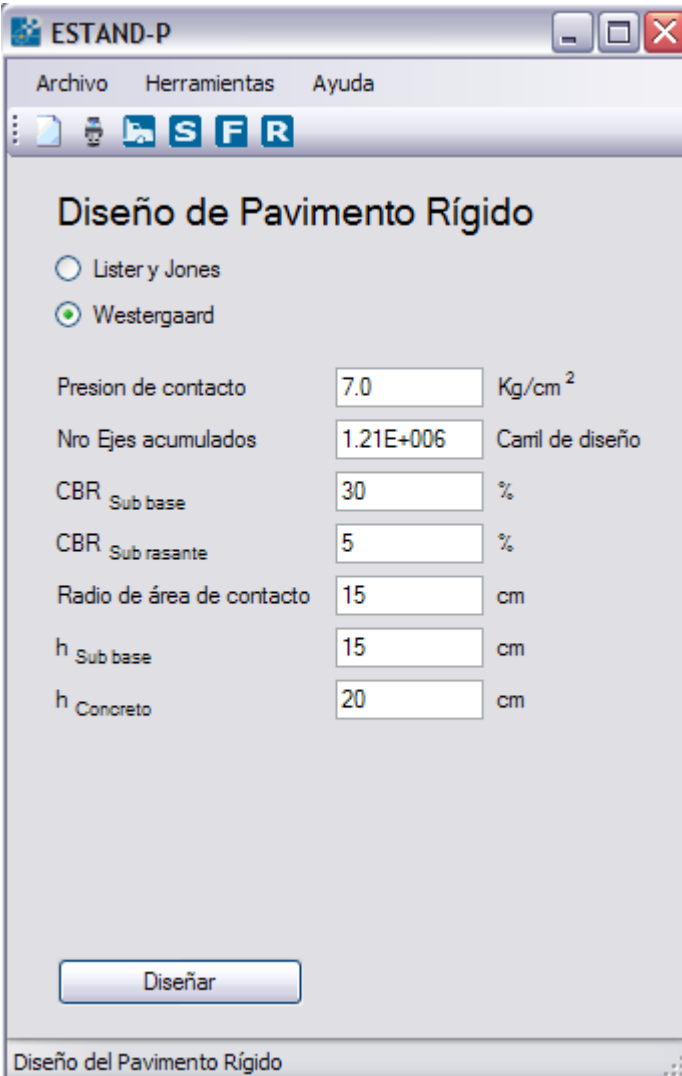


Figura 4.13 Pantalla de resultados Pavimento Rígido por el criterio de Lister y Jones

Westergaard:

El programa sugiere culminar el chequeo del pavimento por medio de este criterio, ya que el autor propone el cálculo de presiones en tres puntos claves de la placa rígida (interior, borde y esquina) así como el mejoramiento del suelo por medio de una capa de subbase. Sin embargo, el usuario tiene total libertad de escoger o comenzar por el criterio que mas sea de su conveniencia. Westergaard solicita el ingreso de los datos siguientes:



The screenshot shows a software window titled "ESTAND-P" with a menu bar containing "Archivo", "Herramientas", and "Ayuda". Below the menu bar is a toolbar with icons for file operations and a set of letters "SFR". The main area is titled "Diseño de Pavimento Rígido" and features two radio buttons: "Lister y Jones" (unselected) and "Westergaard" (selected). Below these are several input fields with labels and units:

Presion de contacto	7.0	Kg/cm ²
Nro Ejes acumulados	1.21E+006	Camil de diseño
CBR _{Sub base}	30	%
CBR _{Sub rasante}	5	%
Radio de área de contacto	15	cm
h _{Sub base}	15	cm
h _{Concreto}	20	cm

At the bottom of the form is a button labeled "Diseñar". The status bar at the very bottom reads "Diseño del Pavimento Rígido".

Figura 4.14: Pantalla de ingreso de datos Pavimentos Rígido por el criterio de Westergaard

- *Presión de contacto*, ejercida por la rueda simple equivalente en Kg/cm².
El programa prescribe un valor de 7.0 Kg/cm².
- *Número de ejes acumulados*, Número de ejes acumulados estándar total de la vía o por carril de diseño *
- *CBR Subbase*, expresado en valor porcentual.
- *CBR Subrasante*, expresado en valor porcentual *
- *Radio de área de contacto*, valor en centímetros
- *Espesor de la capa de subbase*, expresado en cm, parámetro sometido a procesos de iteración..
- *Espesor de la losa de concreto*, expresada en cm, parámetro principal que se somete al proceso iterativo de chequeo de presiones.

* Pueden ser directamente ingresados como ser obtenidos por las herramientas que el programa ofrece previas al diseño.

Una vez ingresados los datos de cada una de las celdas ubicadas en la parte izquierda de la ventana, se procede hacer clic en el botón *diseñar*, automáticamente el programa arrojará los datos en el esquema de dimensionamiento de la estructura, presentando los valores del módulo de reacción, radio de rigidez y la presiones de tensión en cada uno de los puntos de análisis. Chequear que las presiones generadas bajo las condiciones establecidas no provoquen un fallo por fatiga de la estructura.

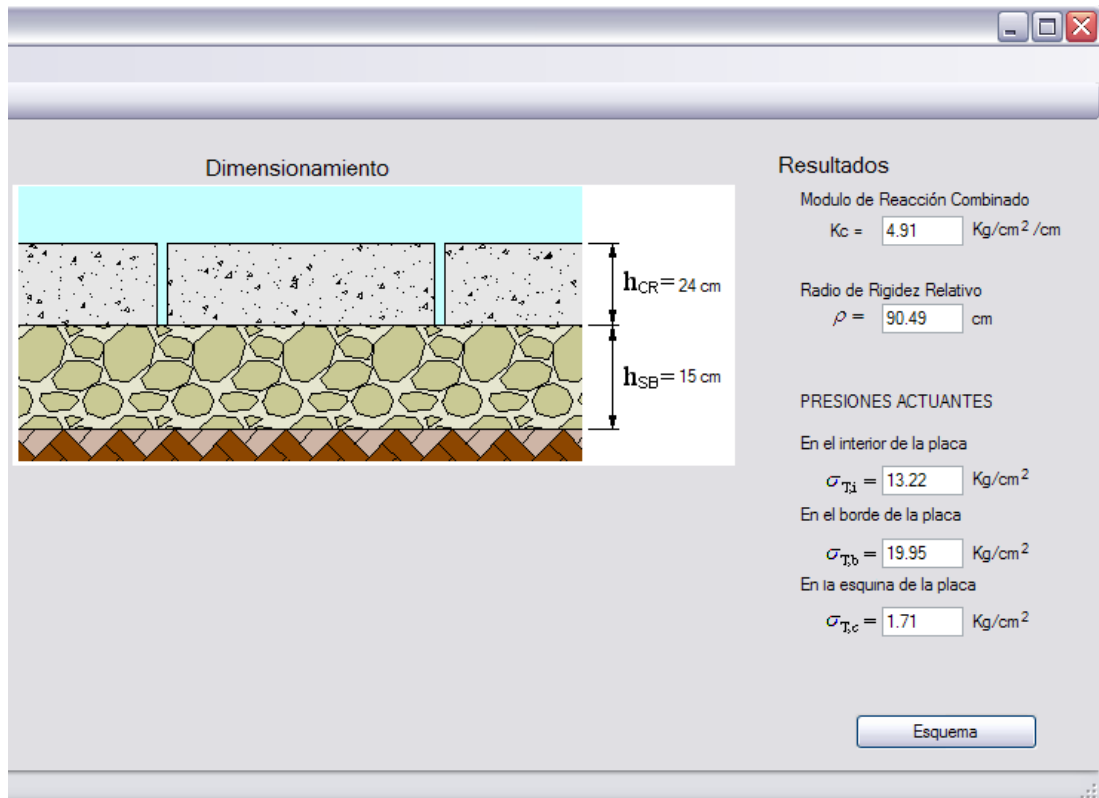


Figura 4.15: Pantalla de resultados Pavimento Rígido por el criterio de Westergaard

Adicionalmente, con hacer clic en el botón *Esquema*, se puede apreciar los valores de las presiones actuantes en la placa rígida.

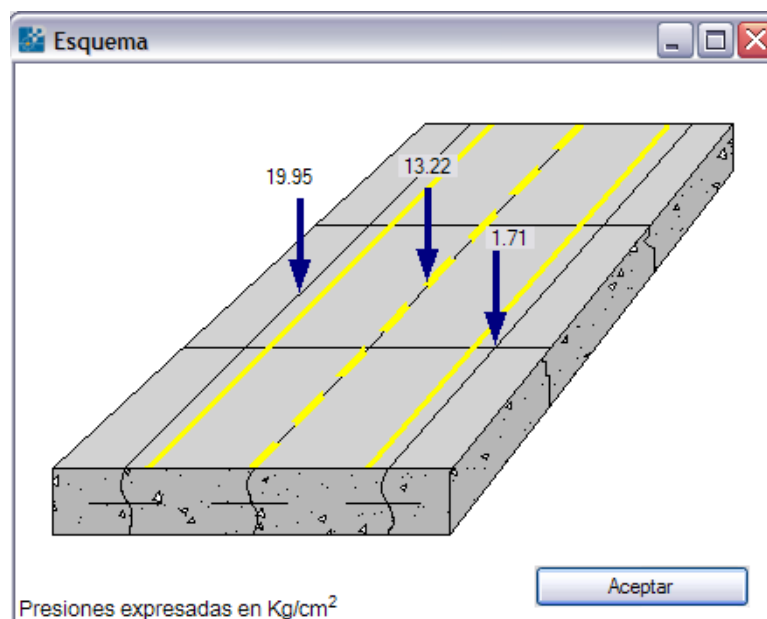


Figura 4.16: Gráfico de presiones por el criterio de Westergaard.

4.8. CONSIDERACIONES ADICIONALES E

INTERPRETACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

Con el objetivo de lograr la mayor versatilidad del programa, ESTAND-P propone una fila de alternativas con las que el usuario cuenta para precisar de mejor manera lo que desea realizar, contando de esta manera con la flexibilidad que el software trata de ofrecer en este punto.

Este sin número de alternativas están localizadas en la fila superior de la ventana del programa.

Herramientas

Cuenta con cinco alternativas:

- Ecuaciones aplicadas, archivo de lectura que muestra las ecuaciones empleadas para cada uno de las aplicaciones.
- Unidades Fundamentales, es un archivo de texto donde se presentan todos los sistemas de conversión de unidades referentes al tema.
- Condiciones de Diseño, presenta la sección recomendada para el diseño de Pavimentos Flexibles por el manual AASHTO.
- Presión de Inflado, facilita el ingreso interpretación en base a lo requerido de la presión de contacto con la que se desee realizar el diseño.
- Configuración, presenta una ventana donde se pueden cambiar ciertos parámetros como los indicados en el siguiente esquema.

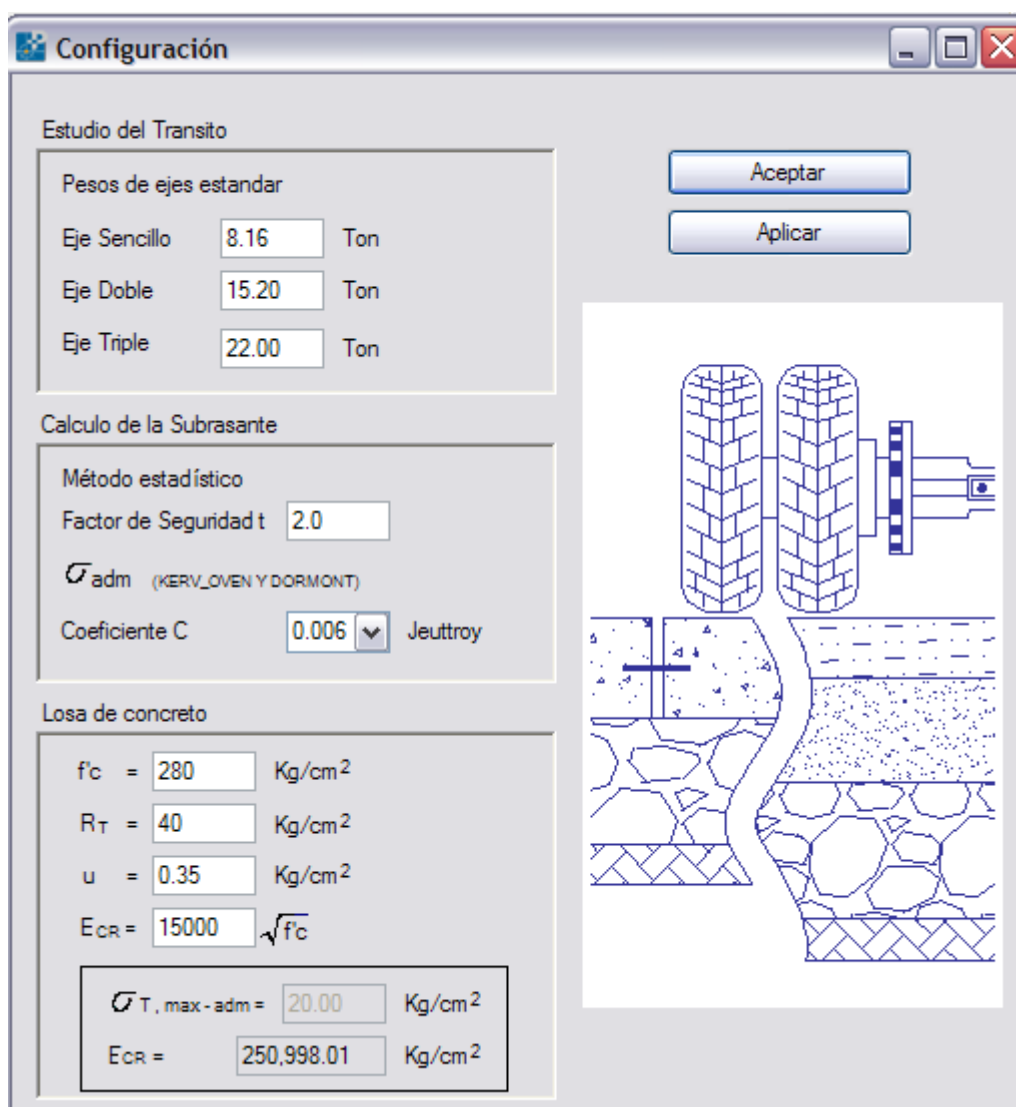


Figura 4.17: Pantalla de Configuración

Ayuda

Cuenta con tres alternativas:

- Bibliografía Revisada, se pone la referencia bibliográfica empleada.
- Manual del Usuario, archivo de texto que contiene gran parte de este capítulo.
- Acerca de..., presenta el nombre del titular del programa acompañado de los colaboradores que prestaron sus conocimientos en sus diferentes áreas para la realización de este software.

4.9. DESINSTALACIÓN

Para la desinstalación del programa ESTAND-P se debe seguir las siguientes instrucciones.

- Ir a la dirección Inicio/Panel de control/ Agregar o quitar programas.
- Buscar el programa entre la lista de existentes en el computador y presionar el botón cambiar o quitar.
- Seguir las instrucciones que brinda el programa de desinstalación.

CAPÍTULO 5

APLICACIÓN DEL PROGRAMA ESTAND-P A DISEÑOS VIALES

PROYECTOS

- Shushufindi – Primavera (Provincia de Sucumbíos)
- San Sebastián del Coca – Guayusa (Provincia de Orellana)
- Desvío, San Sebastián del Coca – Nuevo Paraíso (Provincia de Orellana)

9.1. INFORMACIÓN PRELIMINAR

Con el propósito de validar el método empleado para el diseño de pavimentos en el Programa ESTAND-P, se ha tomado los proyectos manejados por el FIDEICOMISO FONDO VIAL cuyas principales características se detallan a continuación.

El objeto del FIDEICOMISO FONDO VIAL es el Mejoramiento, Asfaltado y Mantenimiento de 130Km de carreteras en las Provincias de Orellana y Sucumbíos.

Para cumplir con el propósito planteado en este capítulo fueron entregados datos del tránsito y estado actual de la vía de los siguientes proyectos:

1. San Sebastián del Coca – San José de Guayusa de 16Km de longitud.
Concesionada a CONSERMIN S.A.
2. Shushufindi – La Primavera de 12Km de longitud. Concesionada a
CONSTRUCTORA NACIONAL S.A.
3. Nuevo Paraíso – Desvío a San Sebastián del Coca de 4Km de longitud.
Inició el proceso de Contratación.

9.2. PROYECTO: SAN SEBASTIÁN DEL COCA – SAN JOSÉ DE GUAYUSA

DATOS:

Tramo/s representativos:

- Tramo 1: Abscisas 0+000 (Acceso a Guayusa) – 3+200 (Desvío a la mina Huataraco)
- Tramo 2: Abscisas 3+200 – 16+000 (Guayusa)

Módulos Elásticos y capacidad de soporte

Tramo	Módulo de la capa granular (Kg/cm²)	Módulo de la subrasante (Kg/cm²)	CBR de la subrasante	Espesor aproximado de la capa existente (cm)
1	918	255	5.30	≈ 40

2	877	204	4.97	≈ 35
---	-----	-----	------	------

Tasas de crecimiento vehicular

Período	Liviano	Bus	Camión
2007-2017	4.4	3.0	3.0
2017-2027	3.7	2.5	2.5

Tabla de conteo vehicular

Tipo	Eje 1 (Ton)	Eje 2 (Ton)	Eje 3 (Ton)	TPDA Tramo1	TPDA Tramo 2
Livianos	-	-	-	150	100
Buses	6	10	-	20	17
Camión 2 Ejes (2DB)	6	11	-	124	76
Camión 3 Ejes (3A)	6	20	-	93	57
Camión 5 Ejes (3S2)	6	20	20	62	38
Camión 6 Ejes (3S3)	6	20	24	31	19

Factor de distribución ≈ 70%

RESULTADOS

9.3. PROYECTO: SHUSHUFINDI – LA PRIMAVERA

DATOS:**Tramo/s representativos:**

- Tramo: 0+000 – 12+000

Módulos Elásticos y capacidad de soporte

Tramo	Módulo de la capa granular (Kg/cm²)	Módulo de la subrasante (Kg/cm²)	CBR de la subrasante	Espesor aproximado de la capa existente (cm)
1	2080	469	3.66	≈ 50

Tasas de crecimiento vehicular

Período	Liviano	Bus	Camión
----------------	----------------	------------	---------------

2007-2017	4.4	3.0	3.0
2017-2027	3.7	2.5	2.5

Tabla de conteo vehicular

Tipo	Eje 1 (Ton)	Eje 2 (Ton)	Eje 3 (Ton)	TPDA Tramo1
Livianos	-	-	-	200
Buses	6	10	-	30
Camión 2 Ejes (2DB)	6	11	-	90
Camión 3 Ejes (3A)	6	20	-	68
Camión 5 Ejes (3S2)	6	20	20	45
Camión 6 Ejes (3S3)	6	20	24	23

Factor de distribución $\approx 75\%$ **RESULTADOS**

9.4. PROYECTO: NUEVO PARAÍSO – DESVÍO A SAN SEBASTIÁN DEL COCA

DATOS:

Tramo/s representativos:

- Tramo: 0+000 – 6+000

Módulos Elásticos y capacidad de soporte

Tramo	Módulo de la capa granular (Kg/cm²)	Módulo de la subrasante (Kg/cm²)	CBR de la subrasante	Espesor aproximado de la capa existente (cm)
1	1071	163	7.8	≈ 35

Tasas de crecimiento vehicular

Período	Liviano	Bus	Camión
2007-2017	4.4	3.0	3.0
2017-2027	3.7	2.5	2.5

Tabla de conteo vehicular

Tipo	Eje 1 (Ton)	Eje 2 (Ton)	Eje 3 (Ton)	TPDA Tramo1
Livianos	-	-	-	43
Buses	6	10	-	24
Camión 2 Ejes (2DB)	6	11	-	61
Camión 3 Ejes (3A)	6	20	-	49
Camión 5 Ejes (3S2)	6	20	20	73
Camión 6 Ejes (3S3)	6	20	24	37

Factor de distribución \approx 60%**CAPITULO 6****CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES****RESUMEN**

Este capítulo pretende sintetizar de manera objetiva, todos los aspectos tratados en el texto, con la intención de llegar a conclusiones valederas así como brindar sugerencias para que se mejore el conocimiento sobre el comportamiento en servicio de esta estructura.

15.1. CONCLUSIONES

- El Pavimento es una estructura de cimentación sobre la cuál, actúan cargas repetidas debidas al paso de los vehículos, los cuales son transmitidas hacia el suelo de cimentación, con la condición que ese incremento de tensión no supere su tensión admisible del depósito de suelo sobre el cual se asienta.
- En el caso de Pavimentos, la tensión admisible del suelo esta en función de sus características físico – mecánicas y del número de aplicaciones de carga de un vehículo estándar durante su vida en servicio.
- El espesor de un pavimento dependerá en gran medida de la calidad del depósito de suelo que sirve de cimentación del pavimento.

- De acuerdo a lo establecido el valor de la capacidad de carga del suelo natural, es función del módulo de elasticidad del suelo y del número de aplicaciones de carga a la que estará sometida dentro del período de diseño.
- Para un tipo de sollicitación dada, existe una tensión y una deformación máximas o de rotura. Cuando el suelo se somete a ciclos repetidos de carga, la tensión de rotura al cabo de varias aplicaciones es menor que la obtenida con una sola aplicación.
- El Módulo de elasticidad de un suelo es función del grado de confinamiento del mismo, es decir, del desviador de tensiones.
- Debido a la complejidad y costo se han realizado varios estudios que han permitido definir algunas correlaciones para obtener matemáticamente los valores de Módulo de Elasticidad y reacción para el suelo de soporte en función del CBR
- .
- Para la utilización de los métodos racionales de diseño, es necesario considerar la resistencia a la fatiga de cada uno de los materiales de construcción que se utilizan, los cuales, deben ser establecidas en base a ensayos de laboratorio.
- La presión generada por el contacto entre el neumático del vehículo y la superficie del pavimento se considera igual a la presión de inflado de la rueda equivalente.
- El incremento de presión vertical σ_z en el interior del pavimento disminuye de acuerdo a la profundidad del estrato, por el contrario la presión debida al peso propio aumenta conforme aumenta la profundidad del estrato.

- En base al modelo de Boussinesq, se concluye que:
 - La presión vertical σ_z es proporcional a la presión de contacto σ_c , e independiente del Módulo de elasticidad E_2 .
 - El espesor H de la calzada es proporcional al radio del círculo de la carga ejercida por la rueda equivalente.
 - Si el esfuerzo admisible σ_{adm} sobre el suelo de soporte es menor que la presión de contacto σ_c , se procede a adoptar espesores altos para disipar la presión de contacto aplicada ya que a mayor espesor llegará menor presión vertical a nivel de la subrasante.

- Sobre el comportamiento de los suelos cohesivos:
 - Los equipos comúnmente utilizados para la determinación de la deformación permanente y módulo de resiliencia son: equipo triaxial cíclico y columna resonante.
 - El módulo de resiliencia de suelos finos decrece con el incremento en el esfuerzo desviador.
 - El efecto de tixotropía en el módulo resiliente varía con el número de repeticiones. A menos de 10000 aplicaciones, un incremento en el tiempo de almacenamiento previo a la prueba causa un aumento en el módulo resiliente; pero para mayor número de aplicaciones los valores ya no son afectados considerablemente por el periodo de almacenamiento.

- Sobre el comportamiento de los suelos granulares:
 - El hundimiento generado por el paso de los neumáticos se dan en los pavimentos con capas asfálticas gruesas, pero en los pavimentos con

capas asfálticas delgadas, las capas granulares y la subrasante son las que provocan la mayor parte de la deformación, principalmente si las condiciones de drenaje son inadecuadas.

- Un material granular sujeto a carga repetida, experimenta una deformación cuya magnitud esta en función de varios factores como el nivel de la carga aplicada, área de contacto, condiciones de confinamiento, características del propio material, etc.
- Los equipos de uso común para la medición de las deformaciones permanentes y el módulo de resiliencia en materiales granulares cohesivos son equipo triaxial cíclico y maquina servo hidráulica universal.
- Los factores que afectan al módulo de resiliencia de un material granular son: tipo de material, tamaño del espécimen, tipo de compactación, peso específico y granulometría; magnitud del esfuerzo aplicado y contenido de agua.
- Sobre el comportamiento de los suelos estabilizados:
 - El agrietamiento por fatiga de una capa estabilizada es el resultado de las deformaciones repetidas a la tensión en el nivel inferior de dicha capa. Las grietas se originan en el fondo de la capa prolongándose hacia arriba conforme vayan aumentando el número de aplicaciones causando pérdida del módulo de resiliencia, la cual altera la distribución de los esfuerzos y deformaciones en la estructura total del pavimento y en el suelo de la subrasante.
 - El motivo de falla por fatiga esta relacionada con las características resilientes de cada componente del pavimento. En pavimentos con

bases estabilizadas y superficie de rodamiento delgada, es inevitable cierta presencia de agrietamiento, donde generalmente se reflejan a través de la superficie del asfalto.

- El uso principal de una mezcla de suelos estabilizados en la actualidad es en la construcción de la capa base de la estructura del pavimento.
- Un alto contenido de cemento y un incremento en el peso volumétrico seco inicial incrementa la vida de diseño por fatiga.
- Sobre el comportamiento del concreto asfáltico:
 - Las cargas repetidas del tránsito generan deformaciones permanentes en las capas asfálticas, especialmente durante el período de verano, ya que, el asfalto es un material elástico, de propiedades viscosas y plásticas a temperaturas mayores.
 - La rigidez de las mezclas asfálticas es de gran importancia para determinar el comportamiento de la estructura de pavimento y es esencial para el análisis de la respuesta del pavimento a la carga vehicular.
 - Los principales factores que afectan la fatiga en el concreto asfáltico son: nivel de esfuerzos del suelo, tipo y contenido de asfalto, tipo de agregados, contenido de vacíos, método de compactación, tipo y contenido de modificadores y temperatura.
- Sobre el comportamiento del concreto hidráulico:
 - El módulo de ruptura del concreto, también conocido como la resistencia a la flexión, es un indicador de la resistencia a la tensión y puede ser definido como el esfuerzo máximo a la tensión para que

ocurra la ruptura durante un ensayo de flexión de una viga de concreto simplemente apoyada. La resistencia a la flexión tiene un profundo efecto sobre el potencial de agrietamiento por fatiga de las losas de concreto para cualquier magnitud dada de esfuerzo repetido a la flexión o tensión.

- El módulo de reacción de la subrasante tiene un efecto relativamente menor en el agrietamiento del concreto hidráulico, pero la diferencia entre las condiciones extremas pueden ser significativas.
- La razón del esfuerzo admisible máximo a la flexo tracción de una losa de concreto y la resistencia a la tracción debe ser inferior a 0.50, para que soporte infinitas repeticiones de carga sin fatigarse.
- El Retrocálculo es una evaluación mecánica a través de la cual se busca la coincidencia, con algún margen de tolerancia, por el cono de presiones calculado mediante la aplicación de la teoría elástica. Sustentándose en el criterio de diseño las presiones provenientes de la estructura no sean mayores a la capacidad de soporte del suelo de subrasante.
- Las lluvias por su acción directa producen la elevación del nivel freático influyen notoriamente en su resistencia, la compresibilidad y los cambios volumétricos de los suelos de subrasante especialmente.
- La capacidad drenante de un material granular dependerá de los siguientes factores: permeabilidad, características del terreno natural, posición del nivel freático.

15.2. RECOMENDACIONES

- Se debe contar con los conocimientos y la experiencia necesaria para poder realizar el ingreso de los datos al programa así como interpretar los resultados que este arroje producto del cálculo, el programa constituye una herramienta eficaz de diseño siempre y cuando sea bien manipulada por el usuario.
- Es importante considerar que la presión generada por el peso propio de los materiales en el caso de rellenos.
- La relación entre presión de inflado y el área de contacto es inversamente proporcional por esta razón se determina que: A mayor presión menor área y a menor presión mayor área.
- Es importante también mencionar que los datos que son ingresados y que sirven de datos para la resolución de los diseños tienen que estar sustentados por estudios y ensayos reales de laboratorio que correspondan a las condiciones de la estructura de pavimento cuando esta se construya, con el fin de evitar errores en el dimensionamiento de la estructura que lleve, una vez construida, a daños inesperados antes de haberse cumplido el período de diseño
- Se sugiere ser muy prolijos en los datos de los automotores registrados, que han sido producto del conteo y pesaje, para así, obtener un valor de mayor aproximación a la cifra real, recordar que este es una proyección en el período de diseño.
- Se recomienda en el uso del programa trabajar con los parámetros establecidos en el menú de configuración del programa, ya que son datos previamente revisados y constatados de que son empleados en nuestro medio.

- La resistencia a la flexo tracción considerada no debe ser menor a 40 Kg/cm², ya que menor a este valor presentan grandes inconvenientes, generalmente absorben agua y presentan fallas de durabilidad. Por el contrario, hormigones superiores a 50 Kg/cm² presentan inconvenientes de dosificación, pueden confeccionarse utilizando maquinaria adecuada.
- Poner gran atención a los factores climáticos en los pavimentos flexibles dado que el asfalto tiene una alta susceptibilidad térmica, el aumento o la disminución de temperatura puede ocasionar una modificación sustancial en el módulo de elasticidad de las capas asfálticas, ocasionando en ellas y bajo condiciones especiales, deformaciones o agrietamientos que influirían en el nivel de servicio de la vía.
- El drenaje tradicional de las carreteras ha consistido en permitir que las aguas atravesen las carreteras de un lado a otro, se recomienda considerar el drenaje de las aguas atrapadas dentro de la estructura de los pavimentos como producto de la infiltración de las aguas lluvias a través de la capa de rodadura.

BIBLIOGRAFIA

TEXTOS

- Torres Espinoza Milton, 1989. Diseño de Pavimentos para Carreteras y Aeropuertos, Ambato – Ecuador.
- Reyes Lizcaino Fredy Alberto, 2003. Diseño Racional de Pavimentos. Colombia, Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Montejo Fonseca Alfonso, 1998. Ingeniería de pavimentos para carreteras, 2da Edición, Universidad Católica de Colombia.
- Garnica Anguas Paúl, Gómez López José Antonio, Sesma Martínez Jesús Armando. 2002. Mecánica de materiales para Pavimentos. Publicación técnica No. 197, Sanfandila.
- Marchand J.P. 1983 – Pazats M. y otros. Algunas Fórmulas útiles para el cálculo de Pavimentos con pequeñas calculadoras programables. *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*. Laboratorio Central de Puentes y Caminos. Nro 125
- Wright. Ingeniería de Carreteras. 5ta edición.
- Gutiérrez Ángel Iván. Módulo de Nociones de Pavimentos Flexibles, No. 4.
- Torres Espinoza Milton, Administración de Tráfico y Transporte de carreteras.
- Salgado M. Curso Internacional Gestión de Proyectos de Infraestructura Vial con el HDM-4, Centro IPC de Colombia, Pontificia Universidad Javeriana, Nro 2.
- Pinto Caputo Homero. Mecánica dos solos e suas aplicacoes.
- Universidad de los Andes. Metodología de Auscultación de los Pavimentos.
- Centre de Recherches Routieres. Code de bonne pratique pour le dimensionnement des chaussées à revêtement hydrocarboné.

- Teferra Alemayehu & Schultze Edgar, 1988. *Formulae, Charts and Tables Soil Mechanics and Foundation Engineering Stresses in Soils*. Page. 267 – 270.
- Banco del Estado, 2005. *Guías de Gestión de Proyectos*. Quito – Ecuador. Módulo 2.02
- Banco del Estado, 2001. *Guías de Proyectos, Evaluación Ex Ante Proyectos de Vías Urbanas*, Quito – Ecuador. Pág. 21-25
- Benavides C.A. – Chamorro 1994, *Caracterización Dinámica de Mezclas Asfálticas*, Universidad de Cauca, Colombia.

ARTÍCULOS

- Torres, M.R. (1983), *Contribución a la Técnica de Diseño de Pavimentos de Carreteras y sus refuerzos en nuestro país*. *Revista Técnica de la Escuela Politécnica del Ejército ESPE*, Nro 32.
- Laboratorio Nacional de Engenharia Civil – Portugal, *Dimensionamiento de Pavimentos de Estrada*.
- Berthier Jean (1983). *Bulletin de Liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, Ministère de L’urbanisme et du Logement – Ministère des Transports. No.125.
- Liben Moshe. *Validation of Correlations Between a Number of Penetration Test and In Situ California Bearing Ratio Test*.

PÁGINAS WEB:

- García M.F. (2003) *Catalogo de diseño de Pavimentos Rígidos de la PCA adaptado a las condiciones de transito colombianas*.
<http://gemini.udistrital.edu.co/comunidad/grupos/laplomada/Descargas/CATALOGO%20DE%20DISE%20DIO%20DE%20PAVIMENTOS%20RIGIDOS.pdf>.

- CEMEX Concretos (2006) Método de diseño AASHTO.
http://www.cemexmexico.com/co/co_pa_dp.html,
<http://www.cemexmexico.com/co/pdf/24AASHTO.pdf>
- Bogantes R. Pavimentos de Concreto para Carreteras con altos Volúmenes de Tránsito, Instituto Costarricense del Cemento y del Concreto.
<http://www.cfia.or.cr/revista%20cfia/revista%20221/en%20concreto.pdf>
- Método AASHTO. Diseño Estructural de Pavimentos Rígidos,
<http://icc.ucv.cl/obrasviales/pavimentos%20rigidos.htm>
- INEXTEC Cia. Ltda. (2007) Deflectometría de gran rendimiento (FWD),
<http://www.inextec.com.ec/html/index.htm>

CONFERENCIAS:

- Tosticarelli, J. (2006) La ingeniería de pavimentos, esquema conceptual. Simposio Iberoamericano de Pavimentos, Quito – Ecuador.