



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO**

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO MAESTRÍA
EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA
RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PARA OBTENER EL TÍTULO DE MAESTRO EN INGENIERÍA

**MODELO DE RESPUESTA ESTRUCTURAL MULTICAPA PARA
DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES UMICH PAV**

PRESENTA:

ING. CARLOS ADOLFO CORIA GUTIÉRREZ

ASESOR:

DR. CARLOS CHÁVEZ NEGRETE

CO-ASESOR:

DR. JORGE ALARCÓN IBARRA

MORELIA, MICH.

DICIEMBRE DEL 2012



Agradecimientos y dedicatorias

A mis padres: **Elvira** y **Jesús**, por haberme dado un regalo tan maravilloso como es la vida y brindarme la oportunidad de superarme en todos los aspectos de la misma. Este es un muy pero muy pequeño regalo que les otorgo. Mis triunfos de ustedes, mis fracasos para mí. Hoy, mañana y siempre juntos.

A mis hermanos: **Jesús** y **Mario**, para que siempre estemos unidos como lo hemos estado hasta nuestros días, apoyándonos hombro a hombro ante cual adversidad que la vida nos pueda poner.

A mis abuelos maternos **José Gutiérrez** † y **Elena Medrano** †, por habernos reunido siempre en familia y cuyas pérdidas nos han sido difíciles de superar. Ejemplos a seguir.

A mis tías: **Nena**, **Tere**, **Soco** y **Con**, por siempre estar al pendiente de nosotros procurando que estemos bien.

A mis tíos: **Juan Manuel Barrera.**, **Manuel Soto.**, **Martín Ramírez.**, por sus consejos y su insustituible amistad, la cual valoro y aprecio mucho

A mis primos hermanos: **Daniel**, **Ruth**, **Luis**, **Manuel**, **Lalo**, **Carmen** y **Cecilia**, por compartir sus aventuras, tristezas, sueños e ilusiones de toda la vida conmigo. Hoy, mañana y siempre...juntos y unidos.

A mi tía **Guadalupe Carrillo** y a mi primo **Erick Moreno** por la oportunidad y confianza que me brindaron hace ochos años. Agradecido toda la vida con ellos, nunca olvidaré lo que hicieron por mí.



A mi querida maestra **María Amparo Rojas Zarate (Amparito)**, la mejor maestra que he tenido y tendré, por todo su apoyo y cariño. Forjó y sembró en mí las bases para este desarrollo profesional del que le estaré agradecido toda la vida.

A mis directores de tesis **Dr. Carlos Chávez Negrete** y **Dr. Jorge Alarcón Ibarra**, por todas sus enseñanzas, por todos sus consejos para ser de mí una persona de bien y de provecho, por su inagotable paciencia y confianza. Gracias.

Al **M.I. Adolfo Posadas**, al **M.I. Felipe de Jesús**, al **M.I. Tarsicio Domínguez**, al **Dr. Eleazar Arreygue**, al **M.I. Antonio Hurtado Beltrán**, al **Dr. José Carlos Rubio**, al **Dr. Jaime Saavedra Rosales** y al **T.A. Jaime Chora** por todas sus enseñanzas y consejos de amigos y por el apoyo brindado en el laboratorio de materiales.

A mis amigos de la maestría **Luis Maycotte**, **Juan Ríos**, **José Barajas**, **Mauricio Arreola**, **Benjamín Murguía** y **José Chávez**, por su inigualable amistad, por los buenos y los malos momentos que pasamos juntos en el posgrado. Gracias por todo.

A mis mejores amigos de la licenciatura a quienes eche mucho de menos en el posgrado, **“el Razta” Omar Álvarez**, al **“Roger” Rogelio Herrera** y a **“Chava” Juan Salvador Maldonado**.

Morelia Michoacán Diciembre del 2012.



Contenido.

1. Capítulo 1.- Introducción, Objetivos de la tesis y justificación.	14
1.1 Introducción.....	14
1.2 Objetivos de la tesis.	15
1.3 Justificación.....	16
2. Capítulo 2.- Estado del arte.	17
2.1. Antecedentes históricos.	17
2.2. Definición de Pavimento flexible.	18
2.3. Capas y características que conforman un pavimento flexible.	19
2.3.1. Carpeta Asfáltica.	19
2.3.2. Base.....	20
2.3.3. Base tratada (base negra).....	20
2.3.4. Sub-base.	21
2.3.5. Sub-rasante.	21
2.3.6. Sub-yacente.....	21
2.3.7. Terreno natural o Terraplén.....	22
2.4. Funciones estructurales y de operación de los pavimentos flexibles.....	22
2.5. Distribución de esfuerzos en los pavimentos flexibles.	23
2.5.1. Teoría de Boussinesq.....	23
2.6. Teoría Multicapa.....	28
2.6.1. Determinación de las ecuaciones diferenciales de la teoría multicapa.	31
2.7. Análisis Lineal, No Lineal y Viscoelástico en sistemas multicapa.....	44
2.7.1. Análisis lineal.	44
2.7.2. Análisis no lineal.	44
2.7.3. Análisis Viscoelástico.	44
2.8. Método de Odemark o Método de Espesores Equivalentes (MET).....	45
2.8.1. Ejemplo de aplicación del método de Odemark.	46
2.9. Comportamiento de los materiales que conforman los pavimentos flexibles.....	52
2.9.1. Concepto de Módulo de Resiliencia o Módulo Elástico.....	52
2.9.2. Materiales granulares.	53



2.9.3. Materiales cohesivos.	54
2.9.4. Materiales estabilizados.	55
2.9.5. Mezclas Asfálticas.	56
2.10. Modelos de deterioro o funciones de transferencia.	66
2.10.1. Modelo de deterioro por fatiga en las capas asfálticas.....	67
2.10.2. Modelo de deterioro por deformación permanente en las capas de suelo.	72
2.10.3. Modelos de deterioro derivados de la guía de diseño AASHTO-ME (2008). .	76
2.11. Parámetros necesarios para el diseño de pavimentos flexibles.	79
2.11.1. Tránsito.....	80
2.11.2. Parámetros del terreno de apoyo o cimentación.	97
2.11.3. Parámetros de los suelos utilizados en la pavimentación.	99
2.11.4. Parámetros climáticos (calor, humedad, temperatura).....	106
2.11.5. Confiabilidad.	108
2.12. Métodos de diseño de pavimentos flexibles.	109
2.12.1. Método de la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales de Transporte AASHTO (1993).	110
2.12.2. Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM (1974).....	114
2.12.3. Método del Instituto del Asfalto (1981).	117
2.12.4. Catalogo español MOPU, (1989).....	119
2.13. Metodología general de diseño empírico-mecanicista de pavimentos flexibles 122	
2.13.1. Configuración y geometría del pavimento.	123
2.13.2. Caracterización de los materiales.....	124
2.13.3. Modelos climáticos.	124
2.13.4. Condiciones del tránsito.	124
2.13.5. Respuesta del pavimento.	125
2.13.6. Análisis de confiabilidad.	127
2.13.7. Modelos de deterioro.....	128
2.13.8. Hipótesis de Miner y Diseño final.	128
3. Capítulo 3.- Implementación del algoritmo del modelo de respuesta estructural multicapa para diseño de pavimentos flexibles UMICH PAV.	130



3.1.	Descripción del software Wolfram Mathematica 8.	130
3.2.	Estructura del modelo de respuesta multicapa UMICH PAV.	131
3.3.	Descripción de los procesos internos del modelo de respuesta multicapa UMICH-PAV.	136
3.3.1.	Proceso para el análisis de tránsito.	136
3.3.2.	Proceso para el análisis de los módulos dinámicos.	138
3.3.3.	Proceso para el análisis de la respuesta estructural del pavimento.	140
3.3.4.	Proceso para el análisis de los modelos de deterioro.	141
3.3.5.	Proceso del análisis de sensibilidad.	142
3.3.6.	Proceso del análisis de daño acumulativo y vida útil del pavimento.	144
4.	Capítulo 4.- Comparación de los modelos de respuesta multicapa KENLAYER y UMICH PAV.	145
4.1.	Análisis de sensibilidad por agrietamiento por fatiga y deformación permante para un sistema de tres capas (KENLAYER – UMICH PAV).	146
4.1.1.	Deformación unitaria por tensión ϵ_t y compresión ϵ_z vs Espesor de la carpeta h_1	147
4.1.2.	Deformación unitaria por tensión ϵ_t y compresión ϵ_z vs Espesor de la base h_2	149
4.1.3.	Deformación unitaria por tensión ϵ_t y compresión ϵ_z vs Módulo de la base E_2	152
4.1.4.	Deformación unitaria por compresión ϵ_z vs Módulo de la sub-rasante E_3	154
4.2.	Análisis de sensibilidad por agrietamiento por fatiga y deformación permante para un sistema de cuatro capas (KENLAYER – UMICH PAV).	156
4.2.1.	Caso Estándar.	157
4.2.2.	Incremento de la presión de inflado (q) a 140 psi.	158
4.2.3.	Incremento en el módulo de la sub-rasante ($E_4= 15,000$ psi).	159
4.2.4.	Base asfáltica $E_2= 300,000$ psi.	160
4.2.5.	Relaciones de Poisson (ν) de 0.5 para todas las capas.	161
4.2.6.	Capa de limo con $h_4= 6$ in y $E_4= 50,000$ psi.	162
4.3.	Conclusiones derivadas de la comparación de los modelos de respuesta KENLAYER y UMICH PAV para sistemas de tres y cuatro capas.	164



4.4. Análisis de sensibilidad para sistemas de tres capas con distintos modelos de deterioro.	167
4.4.1. Comportamiento de los modelos de deterioro empleados respecto a la rigidez y la deformación del material.	168
5. Capítulo 5.- Propuesta de desarrollo de catálogo de secciones estructurales de pavimentos flexibles a partir del modelo de respuesta UMICH PAV.....	180
5.1. Descripción del proceso de dimensionamiento de secciones de pavimentos flexibles mediante el modelo de respuesta UMICH PAV.	180
5.2. Ajustes de parámetros de entrada en el modelo de respuesta UMICH PAV	184
6. Capítulo 6.- Conclusiones.....	200
7. Bibliografía.....	206



Índice de Figuras.

Figura 1.- Sección estructural típica de un pavimento flexible bajo acción vehicular.	18
Figura 2.- Sección completa de estructura de pavimento flexible.	20
Figura 3.- Esquema de Boussinesq con carga puntual concentrada para un espacio semi-infinito homogéneo.	24
Figura 4.- Esquema de Boussinesq con carga circular uniformemente distribuida para un espacio semi-infinito homogéneo.	26
Figura 5.- Gráfico de Burmister para sistemas de dos capas.....	28
Figura 6.- Sistema multicapa (Yoder & Witczak, 1975) .Creación propia.....	29
Figura 7.- Estado general de esfuerzos de un elemento en un sistema de coordenadas cilíndricas (Vázquez, 2002).....	31
Figura 8.- Estado de esfuerzos de un elemento en el sistema de coordenadas cilíndricas bajo una carga (Vázquez, 2002).	35
Figura 9.- Esquemización del Método de Odemark-Boussinesq.....	45
Figura 10 .- Ejemplo ilustrativo del método de Odemark para cinco capas.	47
Figura 11.- Ejemplo de Odemark. Esquema de la obtención del espesor equivalente h_{e1}	48
Figura 12.- Ejemplo de Odemark. Esquema de la obtención del espesor equivalente h_{e2} (Continuación).....	49
Figura 13.- Ejemplo de Odemark. Esquema de la obtención del espesor equivalente h_{e3} (Continuación).....	50
Figura 14.- Ejemplo de Odemark. Esquema de la obtención del espesor equivalente h_{e4} (Continuación).....	51
Figura 15.- Equipo triaxial cíclico (Hurtado, 2010).	53
Figura 16.- Respuesta elástica y plástica bajo cargas repetidas (Mena, UMSNH 2008)....	54
Figura 17.- Relación entre la deformación ϵ_t y el número de repeticiones permisibles N_f a la falla por fatiga, (Huang, 1993).....	65
Figura 18.- Esquema de la prueba de tres puntos para pruebas de fatiga de mezclas asfálticas (Timm, Birgisson, Newcomb ,1999).....	66
Figura 19.- Mecanismo de agrietamiento por fatiga.....	67
Figura 20.- Mecanismo de deformación permanente.	73
Figura 21.- Tipos de vehículos que circulan sobre las carreteras en México.	80
Figura 22.- Eje sencillo equivalente dual de 8.2 toneladas (ESAL).....	85
Figura 23.- Curvas de frecuencia de la posición de los vehículos a lo ancho de un carril de tránsito (Olivera, 2011).	88
Figura 24.- Curvas de frecuencia para dos tipos diferentes de vehículos que operan en un mismo carril (Olivera, 2011).....	88



Figura 25.- Relación entre presión de contacto y presión de inflado (Huang 1993, creación propia).....	95
Figura 26.- Curva de esfuerzo-deformación de una prueba de carga de placa (Laboratorio de Transporte España, 2008).....	98
Figura 27.- Esquema de la Relación de Poisson ν (NCHRP 1-37A, 2004).....	100
Figura 28.- Prueba del Valor Relativo de Soporte (Coria, 2010).....	101
Figura 29.- Pista de pruebas de la AASHO en Ottawa, Illinois 1961 (The AASHO Road Test).	111
Figura 30.- Carátula de un asistente de cálculo del software DarWin-ME AASHTO.....	113
Figura 31.- Pista circular de pruebas "Fernando Espinoza Gutiérrez" del Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2011.	116
Figura 32.- Criterios de daño para diseño de pavimentos según el Instituto del Asfalto (Vázquez, 2002).	117
Figura 33.- Ejemplo de secciones usadas por el catálogo español dependientes de la categoría de la explanada (sub-rasante) y la categoría del tráfico.	120
Figura 34.- Pista de pruebas del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX en España (Centro de Estudios de Transporte, Ministerio de Fomento, Madrid España).....	120
Figura 35.- Estructura del pavimento utilizada por el catálogo español para su análisis estructural (Crespo, 1986) Creación propia.	122
Figura 36.- Metodología Empírico-Mecanicista Huang, 1993 (elaboración propia simplificado).	123
Figura 37.- Variables climáticas: humedad y temperatura.....	124
Figura 38.- Configuración vehicular y tipificación del eje sencillo equivalente.....	125
Figura 39.- Criterios de falla para diseño de pavimentos flexibles: deformación por tensión unitaria debajo de la capa asfáltica y compresión unitaria arriba de la subrasante.	126
Figura 40.- Programas de respuesta y análisis elástico multicapa disponibles en el mercado.....	127
Figura 41.- Carátula del software Wolfram Mathematica 8.....	130
Figura 42.- Simbología empleada en el diagrama de flujo de UMICH-PAV.....	132
Figura 43.- Diagrama de Flujo UMICH-PAV.	135
Figura 44.- Carátula del modelo de respuesta estructural multicapa para diseño de pavimentos flexibles UMICH PAV.....	136
Figura 45.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMICH PAV para el análisis de tránsito.....	137
Figura 46.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMICH PAV para el análisis de los módulos dinámicos de las mezclas asfálticas (Ejemplo de la fórmula de Heukelom y Klomp).	139



Figura 47.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMICH PAV para el análisis de la respuesta del pavimento (deformaciones unitarias, esfuerzos normales y deflexiones).....	140
Figura 48.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMICH PAV para el análisis de distintos modelos de deterioro empleados tanto para fatiga como para deformación permanente. Se muestran los modelos del Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC) de Francia.....	142
Figura 49.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMICH PAV para el análisis de sensibilidad hechas con cada una de las secciones de pavimento consideradas.	143
Figura 50.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMICH PAV para el análisis de los daños acumulativos y vida útil del pavimento mediante el criterio de Miner.....	144
Figura 51.- Sistema de tres capas analizado con KENLAYER y UMICH-PAV.....	147
Figura 52.- Análisis de sensibilidad para ϵ_t y h_1 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.	148
Figura 53.- Análisis de sensibilidad para ϵ_z y h_1 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.	149
Figura 54.- Análisis de sensibilidad para ϵ_t y h_2 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.	150
Figura 55.- Análisis de sensibilidad para ϵ_z y h_2 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.	151
Figura 56.- Análisis de sensibilidad para ϵ_t y E_2 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.	153
Figura 57.- Análisis de sensibilidad para ϵ_z y E_2 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.	154
Figura 58.- Análisis de sensibilidad para ϵ_z y E_3 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.	155
Figura 59.- Sistema de cuatro capas analizado con KENLAYER y UMICH-PAV.	157
Figura 60.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso estándar, UMICH PAV vs KENLAYER.	158
Figura 61.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso incremento de presión de inflado (q) a 140 psi, UMICH PAV vs KENLAYER.....	159
Figura 62.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso incremento del módulo de la subrasante $E_4= 15,000$ psi, UMICH PAV vs KENLAYER.	160
Figura 63.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso base asfáltica $E_2= 300,000$ psi, UMICH PAV vs KENLAYER.	161



Figura 64.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso relaciones de Poisson (ν) de 0.5 para todas las capas, UMICH PAV vs KENLAYER.	162
Figura 65.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso capa de limo $h_4= 6$ in y $E_4= 50,000$ psi, UMICH PAV vs KENLAYER.....	163
Figura 66.- Número de repeticiones permisibles por fatiga N_f vs deformación unitaria a tensión ϵ_t de varios modelos de deterioro por fatiga.	169
Figura 67.- Número de repeticiones permisibles por deformación permanente N_d vs deformación unitaria a compresión ϵ_z de varios modelos de deterioro por deformación permanente.	170
Figura 68.- Número de repeticiones de carga por fatiga N_f respecto del módulo de la carpeta E_1 para un sistema de tres capas.....	171
Figura 69.- Número de repeticiones de carga por fatiga N_f respecto del espesor de la carpeta h_1 para un sistema de tres capas.	172
Figura 70.- Número de repeticiones de carga por fatiga N_f respecto del módulo de la base E_2 para un sistema de tres capas.	173
Figura 71.- Número de repeticiones de carga por fatiga N_f respecto de la presión de inflado q para un sistema de tres capas.	174
Figura 72.- Número de repeticiones de carga por deformación permanente N_d respecto del espesor de la carpeta h_1 para un sistema de tres capas.....	175
Figura 73.- Número de repeticiones de carga por deformación permanente N_d respecto del espesor de la base h_2 para un sistema de tres capas.	176
Figura 74.- Número de repeticiones de carga por deformación permanente N_d respecto del módulo de la carpeta E_1 para un sistema de tres capas.	177
Figura 75.- Número de repeticiones de carga por deformación permanente N_d respecto del módulo de la base E_2 para un sistema de tres capas.	178
Figura 76.- Número de repeticiones de carga por deformación permanente N_d respecto del módulo de la sub-rasante E_3 para un sistema de tres capas.....	179
Figura 77.- Ajuste de los valores de entrada en el modelo de respuesta UMICH PAV....	185
Figura 78.- Detalle del proceso y análisis del diseño de pavimento flexible de tres capas.	187
Figura 79.- Detalle del proceso y análisis del diseño de pavimento flexible de tres capas (continuación).	188



Índice de Tablas.

Tabla 1.- Teoría Elástica vs realidad. (Sánchez, 2009).....	43
Tabla 2.- Coeficientes de Calage.....	72
Tabla 3.- Clasificación parcial de los vehículos (autobuses, camiones y tractocamiones articulados) según nomenclatura, número de ejes y número de llantas, NOM-012-SCT-2-2008.....	82
Tabla 4.- Pesos máximos autorizados por tipo de eje y camino (ton), NOM-012-SCT-2-2008.....	83
Tabla 5.- Valores típicos de la relación de Poisson (ν) para geomateriales de pavimentos según la NCHRP 1-37A, 2004.	100
Tabla 6.- Valores típicos del VRS según el cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos (USACE), 1953.	102
Tabla 7.- Valores de módulos de resiliencia respecto a valores de VRS de suelos cohesivos para pavimentación.	103
Tabla 8.- Valores de módulos de resiliencia respecto a valores de VRS de suelos friccionantes para pavimentación.	104
Tabla 9.- Valores típicos de los módulos resilientes para geomateriales de pavimentos en condiciones óptimas de contenido de humedad y densidad según la NCHRP 1-37A, 2004.	104
Tabla 10.- Resumen de resultados del análisis de sensibilidad para cuatro capas con UMICH PAV y KENLAYER.	165
Tabla 11.- Requisitos de calidad de las capas granulares del pavimento según SCT.	181
Tabla 12.- Categoría del terreno de apoyo o de cimentación.	182
Tabla 13.- Categorías de tránsito.	183
Tabla 14.- Secciones de pavimento flexible para CBR de Terraplén de 5%, CBR de Subyacente de 10% y CBR de Subrasante de 20 %.	189
Tabla 15.- Secciones de pavimento flexible para CBR de Terraplén de 10%, CBR de Subyacente de 20% y CBR de Subrasante de 30 %.	191
Tabla 16.- Secciones de pavimento flexible para CBR de Terraplén de 15%, CBR de Subyacente de 25% y CBR de Subrasante de 35 %.	193
Tabla 17.- Secciones de pavimento del Catálogo Español bajo condiciones de tránsito de nuestro país.....	196
Tabla 18.- Secciones de pavimento del Catálogo Español bajo condiciones de tránsito de nuestro país.....	197
Tabla 19.- Secciones de pavimento del Catálogo Español bajo condiciones de tránsito de nuestro país.....	198



Tabla 20.- Secciones de pavimento del Catálogo Español bajo condiciones de tránsito de nuestro país.....	199
--	-----



1. Capítulo 1.- Introducción, Objetivos de la tesis y justificación.

1.1 Introducción.

En los últimos años el desarrollo de infraestructura carretera ha jugado un papel decisivo en el bienestar social, cultural y económico de pueblos, regiones, estados y países enteros de todo el mundo. Es un motor de transformación y crecimiento social que dinamiza todas las cadenas productivas económicas y que potencializa las actividades humanas. Durante el XXIV Congreso Mundial de Carreteras celebrado en la ciudad de México DF en septiembre del año 2011 esta afirmación quedó más que clara.

En el mismo se expuso la gran importancia que tiene este medio de transporte sobre otros medios, ya que permite el movimiento expedito de millones de personas, servicios y mercancías diariamente. Algunos países latinoamericanos como Brasil han apostado a la inversión en infraestructura carretera y los resultados son más que sorprendentes al ser designados como organizadores de eventos deportivos de gran relevancia como el próximo mundial de fútbol y los juegos olímpicos. Entonces y sin lugar a dudas es un gran aliciente y de gran importancia construir más y más carreteras. Hay que apostar en México por más infraestructura carretera.

Sin embargo en nuestro país hace falta todavía mucho por hacer, hacen falta por construir y modernizar miles de kilómetros de carreteras para estar a la par de la visión mundial de carreteras. Pero aparte de esto, las condiciones de servicio y de operatividad actuales de nuestra red carretera son entre regular a muy mala. El elemento primordial y principal que define en gran medida esta condición además de la operatividad, la serviciabilidad y la seguridad de nuestras carreteras, son los pavimentos flexibles o pavimentos asfálticos.

Aproximadamente un 88% de los pavimentos que se construyen en nuestro país son flexibles. Las secciones estructurales de pavimentos de las carreteras y caminos que operan en México, son en la mayoría de los casos inadecuadas. En las zonas urbanas de las grandes ciudades (por ejemplo Morelia) la situación se hace más crítica, dado que prácticamente todos los pavimentos se encuentran fallados. Esto se debe en gran medida a que los diseños de espesores actuales quedan muy por debajo de lo que realmente se tendría, por teoría, que suponer en cada caso y también a que se mantienen en circulación vehículos cuyas cargas superan a las máximas admisibles. Si a esto sumamos la idiosincrasia de mucha gente dedicada a la construcción de caminos y carreteras la cual induce a prácticas poco éticas como el manejo inadecuado de recursos económicos, malos procesos constructivos, por resaltar algunos de los más importantes, trae como



consecuencia un bajo nivel de operatividad, funcionalidad y durabilidad de todas nuestras vialidades y carreteras.

México cuenta con la metodología de diseño del Instituto de Ingeniería de la UNAM, la cual a lo largo de los últimos años se ha utilizado ampliamente para estimar los espesores de las estructuras de la mayoría de los pavimentos flexibles. Dentro de las metodologías mecanicistas de diseño de pavimentos flexibles se encuentra el análisis de la respuesta del pavimento (esfuerzos, deformaciones unitarias, deflexiones) ante las sollicitaciones de tránsito previstas en la vida útil del pavimento o proyecto. Para ello, en nuestro país se han venido utilizando programas multicapa elásticos extranjeros como el CHEV5, ELSYM5, ILLIPAVE, MICHPAVE, KENLAYER, entre los más conocidos y usados. Por este motivo es que se pretende realizar un nuevo programa o modelo de respuesta estructural multicapa partiendo de una simplificación multicapa como es el método de los espesores equivalentes de Odemark. Un programa que hasta la fecha no ha tenido impulso ni desarrollo en nuestro país.

1.2 Objetivos de la tesis.

Se busca desarrollar un programa o modelo de respuesta multicapa elástico de pavimentos flexibles que cubra los siguientes ejes principales:

- ✓ Análisis y respuesta estructural de sistemas multicapa ante cualquier sollicitación de tránsito, traducidas en número de repeticiones esperadas.
- ✓ Verificación de la relación de daño de cualquier estructura de pavimento flexible, misma que nos permitirá saber la vida útil en años de dicha estructura.
- ✓ Realización de análisis de sensibilidad para sistemas de dos a seis capas donde se comparen el número de repeticiones permisibles de los materiales en función de varios modelos de deterioro de varias agencias de transporte y carreteras en el mundo, incluyendo los del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- ✓ Haciendo uso de modelos de deterioro y de ajuste de los parámetros que intervienen en el diseño de pavimentos flexibles, se hará un catálogo de secciones estructurales de pavimentos flexibles (diseño simple de espesores) comparándolo con el catálogo español y siguiendo las recomendaciones constructivas de la normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), entidad reguladora de nuestro país en el rubro de los pavimentos.
- ✓ Este catálogo pretende servir de guía para el diseño de pavimentos flexibles, para no dejar “pensar” al proyectista y que se ajuste a un catálogo de secciones de pavimento típicas que reúnan características geomecánicas de los materiales



usados en la construcción de carreteras en nuestro país como los materiales granulares y materiales asfálticos, así como las características propias del tránsito.

1.3 Justificación.

La búsqueda de nuevas alternativas para diseño de pavimentos en México, generará a mediano plazo ahorros económicos importantes por parte de las autoridades federales, estatales y municipales ya que pretende arrojar nuevas secciones de pavimentos que alarguen la vida útil de las carreteras y minimicen los costos de operación y mantenimiento, que traen consigo las malas estructuraciones de pavimentos.

Hoy en día se tiene una enorme erogación por concepto de este último rubro dado que los diseños actuales para pavimentos flexibles son, a la vista de todos, inadecuados. En el informe de actividades dado a conocer por el gobierno federal en materia de infraestructura carretera, se advirtió una suma histórica en la construcción de carreteras: veinte mil kilómetros construidos con un costo de 130 mil millones de pesos en la construcción de autopistas y carreteras de altas especificaciones. Esto nos da un costo aproximado de doce millones de pesos por kilómetro.

Vale la pena detenernos a pensar cuánto dinero se invirtió aquí para la construcción de secciones estructurales de pavimentos con diseños inadecuados y su futura erogación en materia de rehabilitación y reconstrucción. Esos recursos que se desperdician pueden bien ahorrarse si se sigue una norma que exija el cabal cumplimiento de la ejecución de secciones que estén apegadas a las solicitudes de tránsito vigentes.

Estos recursos se pueden destinar a cubrir otras áreas como la educación, la salud, la vivienda, o incluso, construir más carreteras.

Ing. Carlos Adolfo Coria Gutiérrez

Morelia, Michoacán Diciembre del 2012



2. Capítulo 2.- Estado del arte.

2.1. Antecedentes históricos.

La técnica de construcción de pavimentos es bastante antigua, hace su 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 vislumbra un inicio de organización en la ejecución de estas estructuras, en tanto 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 de 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 8 cm de piedra muy dura de tamaño de hasta 3.6 cm.

En 1820 (Mac Adam) 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.

De 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.

Al paso del tiempo el pavimento ha sufrido un sin número de innovaciones producto de la modernización de los vehículos cada vez más rápidos y pesados. En el pasado, el diseño de los pavimentos ha involucrado correlaciones empíricas, para cargas estáticas, las cuales fueron obtenidas en base al 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 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 más 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 o fundamentaciones 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.

2.2. Definición de Pavimento flexible.

Son estructuras conformadas por capas de diversos materiales asfálticos y granulares con una resistencia a la deformación y esfuerzos normalmente decreciente con la profundidad, derivada de las acciones repetidas de las cargas de tránsito.

El pavimento está caracterizado por las propiedades, espesores y disposición de los materiales que forman un conjunto de capas superpuestas, así como por la calidad de la construcción, en la que tienen gran importancia las especificaciones, la supervisión de la obra y el control de calidad. Ver Figura 1.

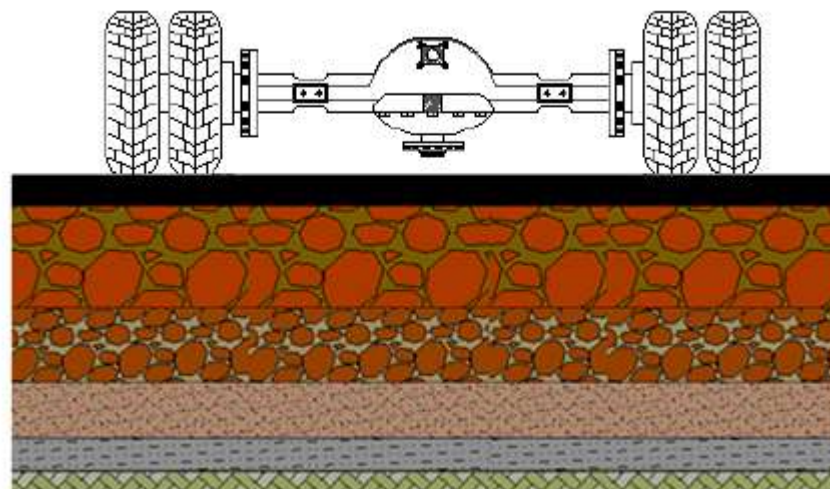


Figura 1.- Sección estructural típica de un pavimento flexible bajo acción vehicular.



Las funciones de excitación, como son las cargas aplicadas por los vehículos, al actuar sobre el sistema, generan respuestas mecánicas inmediatas, derivadas de las leyes físicas involucradas, que se identifican como estados de esfuerzos, de deformaciones unitarias y de deflexiones, a los cuales están asociados determinados efectos, conocidos como deterioros, que son funciones del tiempo y del espacio y que se caracterizan por ser acumulativos, progresivos, permanentes e interactuantes; estos efectos se identifican como agrietamientos, deformaciones, desintegración y reducción de la resistencia al derrapamiento (Zarate, 2007).

La presencia repetida del tránsito vehicular tiene un efecto progresivo en los deterioros, y produce la degradación gradual del pavimento, hasta alcanzar ciertos valores críticos, límites terminales, que constituyen un estado de falla del pavimento. En ese momento se considera que éste ya no es capaz de cumplir con su función y que ha llegado al final de su vida útil.

La función que deben desempeñar los pavimentos, consiste fundamentalmente en hacer posible el tránsito de los vehículos con seguridad, comodidad, eficiencia y economía, en el plazo establecido en el proyecto, para lo cual, los pavimentos deben satisfacer las siguientes cualidades:

- ❖ Regularidad superficial longitudinal y transversal.
- ❖ Resistencia adecuada al derrapamiento en todo el tiempo.
- ❖ Rápida eliminación del agua superficial.
- ❖ Capacidad para soportar las cargas.
- ❖ Bajo nivel de ruido.
- ❖ Bajo nivel de desgaste de las llantas.
- ❖ Apariencia agradable.

2.3. Capas y características que conforman un pavimento flexible.

Dependiendo de la intensidad de tránsito, de la cercanía de los bancos de materiales, pero sobre todo de la visión constructivista se pueden asumir las siguientes capas de pavimento que permitirán el tránsito expedito de los vehículos.

2.3.1. Carpeta Asfáltica.

La capa o carpeta asfáltica está constituida de dos materiales básicos, el agregado pétreo y el cemento o betún asfáltico. Las capas asfálticas están construidas por la mezcla de

ambos materiales en proporciones óptimas. El comportamiento de la mezcla dependerá del porcentaje de cada material y también de la calidad de estos materiales componentes. Esta capa soporta directamente las solicitaciones del tránsito. Las características de calidad de los materiales asfálticos que conforman esta capa se encuentran en la norma N-CMT -4-05 de la SCT, así como también las características de los agregados pétreos en la norma N-CMT -4-04 también de la SCT. Ver Figura 2.



Figura 2.- Sección completa de estructura de pavimento flexible.

2.3.2. Base.

Esta capa está situada bajo la carpeta asfáltica. Su función es netamente de resistencia pues absorbe la mayor parte de los esfuerzos verticales. Los materiales empleados en esta capa son materiales normalmente granulares, de granulometría continua, con un alto contenido de material triturado, con el cual se forma la capa inmediatamente superior a la capa de sub-base y sirve como soporte de las capas de un pavimento flexible. Las características de calidad de los materiales que conforman esta capa se encuentran en la norma actualizada N-CMT -4-02-002/11 de la SCT. Ver Figura 2.

2.3.3. Base tratada (base negra).

Esta capa es de tipo especial, ya que por razones estructurales requiere la incorporación de un cemento asfáltico (en caliente o en frío) que modifica alguna de sus características,



generalmente haciéndolos más rígidos y resistentes, mejorando su comportamiento mecánico e hidráulico para ser colocados sobre la sub-base o sub-rasante y formar una capa de apoyo para la carpeta asfáltica. Las características de calidad de los materiales que conforman esta capa se encuentran en la norma N-CMT -4-02-003/04 de la SCT. Ver Figura 2. Además de este tipo de estabilización, se encuentran además las estabilizaciones con algún producto químico como la cal u otro que mejore sus propiedades mecánicas.

2.3.4. Sub-base.

Es la capa que va debajo de la base y sobre la sub-rasante. Se omite cuando las características de la sub-rasante son apropiadas. Su función es la de proporcionar a la base un cimiento uniforme y constituir una adecuada plataforma de trabajo para su colocación y compactación. Debido a que está sometida a menores esfuerzos que la base, su calidad puede ser inferior. Las características de calidad de los materiales que conforman esta capa se encuentran en la norma actualizada N-CMT -4-02-001/11 de la SCT. Ver Figura 2.

2.3.5. Sub-rasante.

Esta capa está conformada por materiales que son suelos naturales, seleccionados o cribados, producto de los cortes o de la extracción de bancos. Se coloca encima de la cama de los cortes, de la capa sub-yacente o del cuerpo del terraplén cuando ésta última no se construya, para servir de desplante a un pavimento. Las características de calidad de los materiales que conforman esta capa se encuentran en la norma N-CMT -1-03/02 de la SCT. Ver Figura 2.

2.3.6. Sub-yacente.

Esta capa está conformada por suelos y fragmentos de roca, producto de los cortes o de la extracción en bancos, que se utilizan para formar dicha capa inmediatamente encima del cuerpo de terraplén. Las características de calidad de los materiales que conforman esta capa se encuentran en la norma N-CMT -1-02/02 de la SCT. Ver Figura 2.



2.3.7. Terreno natural o Terraplén.

Esta capa está conformada por suelos y fragmentos de roca, producto de los cortes o de la extracción en bancos, que se utilizan para formar el cuerpo de un terraplén hasta el nivel de desplante de la capa sub-yacente. Las características de calidad de los materiales que conforman esta capa se encuentran en la norma N-CMT -1-01/02 de la SCT. Ver Figura 2.

2.4. Funciones estructurales y de operación de los pavimentos flexibles.

Como se ha dicho, los pavimentos están constituidos por un conjunto de capas superpuestas, relativamente horizontales y de varios centímetros de espesor, de diferentes materiales y compactados.

Estas estructuras estratificadas se apoyan en la capa subrasante, constituida por el terreno natural o por material seleccionado, y han de soportar las cargas del tránsito durante un período de varios años, sin deterioros que afecten la seguridad o la comodidad de los usuarios, o la propia integridad del pavimento. Por lo tanto, el pavimento tiene las siguientes funciones:

- a) Proporcionar una superficie de rodamiento seguro, cómodo y de características permanentes bajo las cargas repetidas del tránsito a lo largo de un ciclo de vida, durante el cual sólo deben ser necesarias algunas actividades de conservación locales de poca importancia y de bajo costo.
- b) Resistir las solicitaciones del tránsito previsto durante la vida de diseño y distribuir las presiones verticales ejercidas por las cargas, de forma que a la capa subrasante sólo llegue una pequeña fracción de ellas, apropiada a su capacidad de soporte. Las deformaciones recuperables que se produzcan tanto en la capa subrasante como en las diferentes capas del pavimento deberán ser admisibles, teniendo en cuenta la repetición de cargas y la resistencia a la fatiga de los materiales.
- c) Construir una estructura resistente a los factores climatológicos, en especial la temperatura y el agua, por sus efectos adversos en el comportamiento de los materiales del pavimento y de los suelos de cimentación.



2.5. Distribución de esfuerzos en los pavimentos flexibles.

Uno de los aspectos fundamentales en el desarrollo teórico de los pavimentos flexibles es sin lugar a dudas la distribución de esfuerzos y las deformaciones unitarias generadas por ellos en cada una de las interfaces de las capas que los componen. Estos esfuerzos son la respuesta del pavimento ante sollicitaciones de tránsito vehicular que circula sobre su superficie de rodamiento. Sin ellos, es imposible predecir el nivel de daño que sufrirá la estructura total del pavimento y más aún, que es un insumo muy importante en los modelos de deterioro, modelos que conforman las metodologías mecanicistas de diseño de pavimentos flexibles que más adelante se describen.

Los primeros intentos por establecer relaciones numéricas que predijeran la distribución de esfuerzos en las masas de suelo fueron las dadas por Joseph Boussinesq en 1885, quien con sus trabajos pioneros motivó posteriormente a que investigadores como Carothers (1920), Mindlin (1936), Fadum (1941), Newmark (1942), Shekter (1964), Plevako (1969), entre otros, desarrollaran ecuaciones o cartas para determinar la distribución de esfuerzos para varios tipos de carga (Poulos y Davis, 1974). En la actualidad, las aportaciones de Boussinesq son mundialmente aceptadas aunque hay que aclarar que son hipótesis que simplifican el análisis de la distribución de esfuerzos y que le dan solución. Sin embargo estas hipótesis llevan a caer en errores al hacer suposiciones irreales pero que facilitan el empleo de modelos o esquemas matemáticos (Rico, 2006)

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 localiza a mayor profundidad; a esto se debe que en fechas recientes haya tomado auge el estudio de estos pavimentos, con base en las teorías de distribución de esfuerzos a través de suelos estratificados (Olivera, 2011).

2.5.1. Teoría de Boussinesq.

En 1885 Joseph Boussinesq partiendo de la teoría de la elasticidad desarrolló las primeras soluciones de distribución de esfuerzos debido a una carga puntual concentrada, a través de una masa de suelo homogénea e isotrópica de dimensiones semi-infinitas. Ver Figura 3.

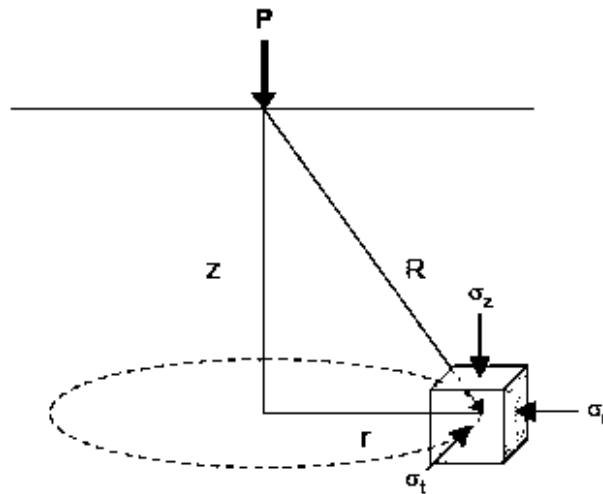


Figura 3.- Esquema de Boussinesq con carga puntual concentrada para un espacio semi-infinito homogéneo.

Los resultados para esfuerzos y deformaciones que obtuvo fueron las ecuaciones (1), (2), (3), (4), (5) y (6).

Esfuerzo vertical:

$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi\sqrt{r^2 + z^2}} \quad (1)$$

Esfuerzo radial:

$$\sigma_r = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{3r^2z}{\sqrt{r^2 + z^2}} - \frac{1 - 2\nu}{r^2 + z^2 + z\sqrt{r^2 + z^2}} \right] \quad (2)$$

Esfuerzo tangencial:

$$\sigma_t = -\frac{P}{2\pi} (1 - 2\nu) \left[\frac{z}{\sqrt{r^2 + z^2}} - \frac{1}{r^2 + z^2 + z\sqrt{r^2 + z^2}} \right] \quad (3)$$



Deformación unitaria vertical:

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_t)] \quad (4)$$

Deformación unitaria radial:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} [\sigma_r - \nu(\sigma_t + \sigma_z)] \quad (5)$$

Deformación unitaria tangencial:

$$\varepsilon_t = \frac{1}{E} [\sigma_t - \nu(\sigma_z + \sigma_r)] \quad (6)$$

Puesto que la solución de Boussinesq partía inicialmente del análisis para sistemas homogéneos en un espacio semi-infinito, al paso de los años comenzaron a desarrollarse planteamientos para la determinación de esfuerzos y deformaciones en sistemas multicapa. Los primeros resultados fueron los dados por Foster y Ahlvin (1954) quienes a través de la relación de profundidad (z) con el radio del neumático (a) y de la distancia al eje de simetría del neumático (r) se obtenían los esfuerzos verticales, radiales, tangenciales, cortantes y las deflexiones verticales bajo cargas circulares concentradas en la superficie.

Posteriormente Ahlvin y Ulery (1962) modificaron los planteamientos iniciales de Foster y Ahlvin asumiendo que la capa de estudio y la de apoyo tienen el mismo módulo, presentando entonces las nuevas soluciones en una serie de tablas y ábacos de cálculo que determinaban los mismos esfuerzos y deformaciones anteriormente mencionados.

Si la solución de carga puntual concentrada se integra en un área circular (ver Figura 4) se obtienen las ecuaciones (7), (8), (9), (10), (11), (12) y (13) que son las que convencionalmente se utilizan en el análisis de sistemas estructurales de pavimentos flexibles (por ejemplo el método de diseño de pavimentos flexibles del Instituto de Ingeniería de la UNAM). Este análisis es conocido como “placa flexible de carga” donde la zona más crítica se encuentra directamente debajo del centro de esa área por donde pasa el eje axial de simetría.

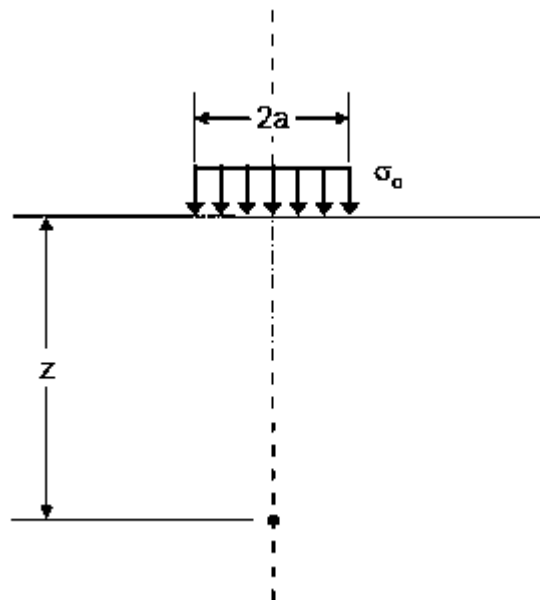


Figura 4.- Esquema de Boussinesq con carga circular uniformemente distribuida para un espacio semi-infinito homogéneo.

Esfuerzo vertical:

$$\sigma_z = \sigma_0 \left[1 - \left(\frac{z}{\sqrt{a^2 + z^2}} \right)^3 \right] \quad (7)$$

Esfuerzo radial:

$$\sigma_r = \frac{\sigma_0}{2} \left[1 + 2\nu - \frac{2z(1 + \nu)}{\sqrt{a^2 + z^2}} + \left(\frac{z}{\sqrt{a^2 + z^2}} \right)^3 \right] \quad (8)$$

Esfuerzo tangencial:

$$\sigma_t = \frac{\sigma_0}{2} \left[1 + 2\nu - \frac{2z(1 + \nu)}{\sqrt{a^2 + z^2}} + \left(\frac{z}{\sqrt{a^2 + z^2}} \right)^3 \right] \quad (9)$$



Deformación unitaria vertical:

$$\varepsilon_z = \frac{(1 + \nu)\sigma_o}{E} \left[\frac{\frac{z}{a}}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}\right)^3} - (1 - 2\nu) \left(\frac{\frac{z}{a}}{\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}} - 1 \right) \right] \quad (10)$$

Deformación unitaria radial:

$$\varepsilon_r = \frac{(1 + \nu)\sigma_o}{2E} \left[\frac{-\frac{z}{a}}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}\right)^3} - (1 - 2\nu) \left(\frac{\frac{z}{a}}{\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}} - 1 \right) \right] \quad (11)$$

Deformación unitaria tangencial:

$$\varepsilon_t = \frac{(1 + \nu)\sigma_o}{2E} \left[\frac{-\frac{z}{a}}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}\right)^3} - (1 - 2\nu) \left(\frac{\frac{z}{a}}{\sqrt{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}} - 1 \right) \right] \quad (12)$$

Deflexión o compresión superficial:

$$w_o = \frac{(1 + \nu)a\sigma_o}{E} \left[\frac{a}{\sqrt{a^2 + z^2}} + \frac{1 - 2\nu}{a} (\sqrt{a^2 + z^2} - z) \right] \quad (13)$$

Yoder y Witczak (1975) indicaron que la teoría de Boussinesq puede ser utilizada para calcular esfuerzos, deformaciones y deflexiones aproximadas en la subrasante, cuando la relación del módulo de la carpeta asfáltica y la base es aproximadamente igual a 1. Para

pavimentos flexibles convencionales con una capa delgada de carpeta asfáltica generalmente cumple este requisito.

2.6. Teoría Multicapa.

Burmister propuso en 1943 la teoría multicapa elástica para analizar el estado de esfuerzos en una estructura de pavimentos. Primero propuso la solución basada en dos capas (ver Figura 5) y después ésta fue extendida a n capas.

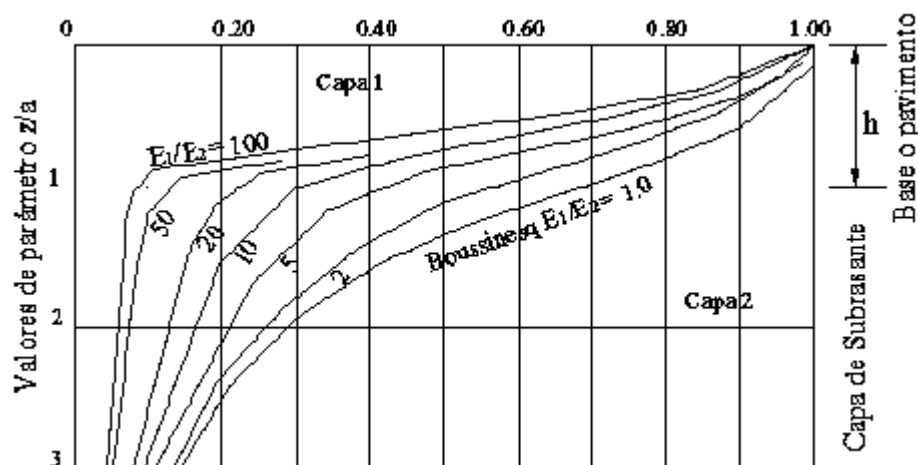


Figura 5.- Gráfico de Burmister para sistemas de dos capas.

La Figura 5 es una gran contribución de Burmister por explicar la distribución de esfuerzos de Boussinesq en un sistema de dos capas. En este gráfico se hace uso del concepto relación de módulos o de rigidez entre capas sucesivas (E_{n-1}/E_n). Si se tiene un módulo E_1 convencional o usual y un módulo E_2 muy pequeño, nos dará una relación de módulos (E_1/E_2) muy grande (por ejemplo 100) lo que significa que la disipación de esfuerzos debido a una carga concentrada superficial (ubicada en 1.00) se deducirá en más de un 90% en la primera capa, que al ser muy rígida absorberá una gran cantidad de esos esfuerzos verticales. En términos prácticos se tiene una capa 1 de muy buen material y calidad y una capa 2 de muy mala calidad.

Si por el contrario se tiene un módulo E_1 igual o muy cercano a E_2 con una relación de módulos (E_1/E_2) igual a 1 por ejemplo, significa que prácticamente las dos capas son

igualmente rígidas y solamente se disipa un 20% de esfuerzos verticales en la primera capa y más del 70% después de la segunda capa lo que en términos prácticos significa que tenemos que rigidizar más la primer capa para que la disminución de esfuerzos no ocurra a grandes profundidades h que ocasionen deformaciones excesivas en el terreno de cimentación o capa de sub-rasante, capa cuyas características de resistencia son muy bajas.

Según Huang (1993), existen ciertas consideraciones que se deben tener en cuenta para aplicar la teoría multicapa:

- ❖ Cada una de las capas es homogénea, isotrópica y linealmente elástica.
- ❖ El material no tiene peso.
- ❖ Cada capa tiene un espesor finito " h ", a excepción de la capa inferior que tiene un espesor infinito.
- ❖ Existe una carga uniforme " q " que es aplicada en la superficie sobre un área circular de diámetro " a ".
- ❖ La fricción se desarrolla completamente entre cada una de las capas.
- ❖ Los esfuerzos de corte no están presentes en la superficie.
- ❖ La solución del esfuerzo se basa en dos propiedades de los materiales para cada capa: la relación de Poisson " ν ", y el Módulo de Elasticidad " E ".

Las condiciones de continuidad se cumplen en las interfaces de cada capa, como se indica en el mismo esfuerzo vertical, esfuerzo cortante, desplazamiento vertical y radial. Ver Figura 6.

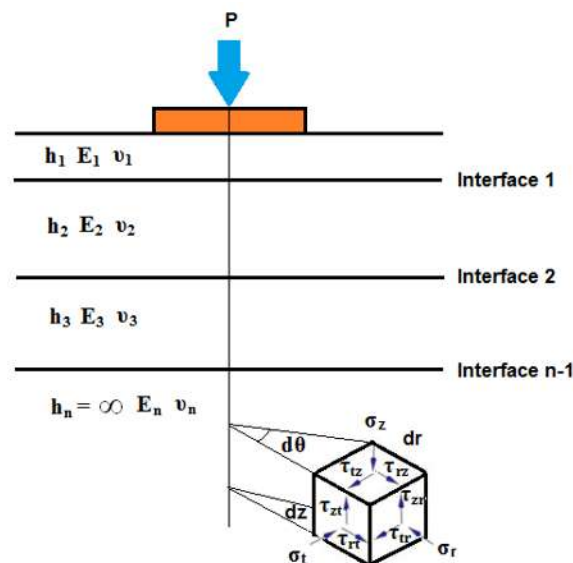


Figura 6.- Sistema multicapa (Yoder & Witczak, 1975) .Creación propia.



Sin embargo las suposiciones anteriormente señaladas tienen algunas limitaciones. A saber (Sánchez, 2009):

- ✓ Los materiales de los pavimentos sólo responden linealmente en los bajos rangos de esfuerzos.
- ✓ La respuesta de los materiales no es no-viscosa. Las mezclas asfálticas son materiales viscoelásticos.
- ✓ No todas las deformaciones son recuperables. Los materiales de los pavimentos requieren tiempo para recuperar totalmente las deformaciones.
- ✓ Algunas deformaciones plásticas se van acumulando tras la aplicación repetida de cargas.

De manera paralela y dentro de las soluciones multicapa de estructuras de pavimentos flexibles, Jones y Peattie (1962) propusieron ayudas al cálculo de las ecuaciones de Burmister mediante exhaustivas tablas y gráficas con algunas ventajas y desventajas propias de su análisis. Su fundamento parte del concepto de factores de esfuerzo que son relaciones entre la geometría y las características geomecánicas de cada una de las capas que conforman el pavimento. Esta tabulación de factores de esfuerzo fue un gran adelanto en su tiempo, ya que por entonces todavía los ordenadores de cómputo comenzaban apenas a aparecer en el mercado (Poulos y Davis, 1974).

Ueshita y Meyerhoff (1967) realizaron trabajos similares pero con conceptos de desplazamientos en la superficie del pavimento (Poulos y Davis, 1974).

Sin embargo, el análisis extendido a más de tres capas comenzó a resultar muy complejo dado el gran desarrollo de ecuaciones diferenciales extendidas a condiciones de frontera de cada una de sus capas, lo que hacían en su tiempo y en su momento impráctico el uso de cualquier tipo de ábaco o tablas de cálculo.

Con el paso del tiempo y del desarrollo de la informática y de los ordenadores de cómputo las soluciones multicapa (que en siguiente apartado se desarrollan) pueden ser resueltas por una gran variedad de programas multicapa como el CHEV5, ELSYM5, BISAR, CIRCLY, WESLEA, entre muchos otros. De manera paralela también se han desarrollado programas que utilizan elemento finito como el ILLI PAVE o el MICH PAVE los cuales dividen un medio continuo (por ejemplo el volumen de un pavimento) en un gran número de pequeños volúmenes discretos con el fin de obtener una solución numérica aproximada para cada volumen, en lugar de una solución exacta para todo el volumen. Este tipo de análisis permite obtener soluciones muy aproximadas y precisas.

2.6.1. Determinación de las ecuaciones diferenciales de la teoría multicapa.

A manera de entender la complejidad de la resolución de las ecuaciones multicapa de Burmister a continuación se presenta la solución matemática y los fundamentos de cálculo necesarios para desarrollar la solución exacta de los sistemas estructurales de pavimentos flexibles (Vázquez, 2002).

Existen dos clases de fuerzas externas que pueden actuar sobre los cuerpos. Las fuerzas distribuidas sobre la superficie del cuerpo, tal como la presión hidrostática, que se denominan fuerzas de superficie. Las fuerzas distribuidas en el volumen del cuerpo, tales como las fuerzas gravitacionales y magnéticas, denominadas fuerzas de cuerpo. Al estudiar el equilibrio de los cuerpos bajo una condición de carga estática no se consideran las fuerzas de cuerpo y las fuerzas de superficie se resuelven en componentes de esfuerzo paralelas a los ejes coordenados. En un sistema de coordenadas cilíndricas (ver Figura 7) los esfuerzos que actúan en los seis lados de un elemento cúbico consisten de tres esfuerzos normales, σ_r , σ_θ , y σ_z , y seis esfuerzos cortantes $\tau_{r\theta}$, $\tau_{\theta r}$, τ_{rz} , τ_{zr} , $\tau_{\theta z}$, $\tau_{z\theta}$. Considerando el equilibrio del elemento, los componentes del esfuerzo cortante en dos lados perpendiculares del elemento cúbico son iguales y el número total de componentes de esfuerzo se reduce a seis, a saber σ_r , σ_θ , σ_z , $\tau_{r\theta} = \tau_{\theta r}$, $\tau_{rz} = \tau_{zr}$, y $\tau_{\theta z} = \tau_{z\theta}$.

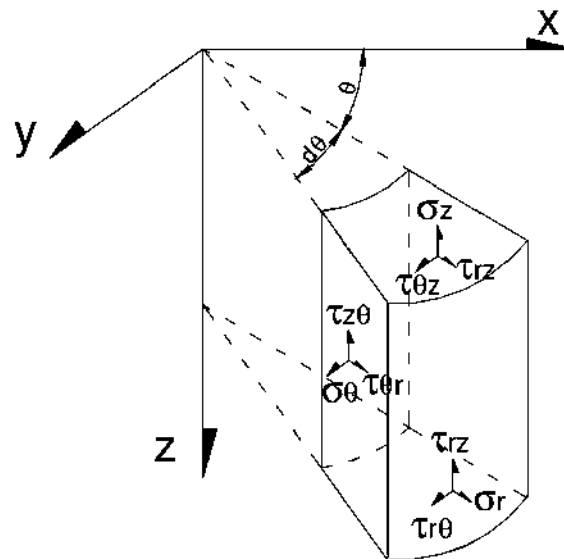


Figura 7.- Estado general de esfuerzos de un elemento en un sistema de coordenadas cilíndricas (Vázquez, 2002).



Al estudiar el equilibrio de un cuerpo elástico se asume que el cuerpo no se moverá como un cuerpo rígido y, por lo tanto, no es posible el desplazamiento de las partículas del cuerpo sin la deformación del mismo. Los componentes de la deformación en un elemento cúbico pueden denotarse como u , v y w en las direcciones radial, tangencial y z , respectivamente. Los componentes de la deformación unitaria son las ecuaciones (14), (15), (16), (17), (18) y (19).

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} \quad (14)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r} + \frac{\partial u}{r \partial \theta} \quad (15)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (16)$$

$$\chi_{r\theta} = \frac{\partial u}{r \partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r} \quad (17)$$

$$\chi_{rz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r} \quad (18)$$

$$\chi_{z\theta} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{r \partial \theta} \quad (19)$$

El equilibrio del elemento puede establecerse sí y solo sí las siguientes ecuaciones (20), (21) y (22) de equilibrio se satisfacen:



$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} = 0 \quad (20)$$

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{rz}}{r} = 0 \quad (21)$$

$$\frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial z} + \frac{2\tau_{r\theta}}{r} = 0 \quad (22)$$

En este punto es conveniente introducir las funciones de esfuerzo φ y ψ para resolver las ecuaciones matemáticas. Las ecuaciones de equilibrio (23), (24), (25), (26), (27) y (28) pueden entonces expresarse en componentes de esfuerzo:

$$\sigma_r = \frac{\partial}{\partial r} \left(v \nabla^2 \varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} \right) + \frac{2\partial}{r \partial \theta} \left(\frac{\partial \psi}{\partial r} - \frac{1}{r} \varphi \right) \quad (23)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial}{\partial z} \left(v \nabla^2 \varphi - \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial \theta^2} - \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} \right) - \frac{2\partial}{r \partial v} \left(\frac{\partial \psi}{\partial r} - \frac{1}{r} \varphi \right) \quad (24)$$

$$\sigma_z = \frac{\partial}{\partial z} \left[(2 - v) \nabla^2 \varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right] \quad (25)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{r} \frac{\partial^2}{\partial \theta \partial z} \left(\varphi - \frac{\partial \varphi}{\partial r} \right) - 2 \left(\frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2} - \frac{\partial^2 \psi}{\partial z^2} \right) \quad (26)$$

$$\tau_{\theta z} = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial \theta} \left[(1 - v) \nabla^2 \varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right] - \frac{\partial^2 \psi}{\partial r^2} \quad (27)$$



$$\tau_{\theta z} = \frac{\partial}{\partial r} \left[(1 - \nu) \nabla^2 \varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right] + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \psi}{\partial \theta \partial z} \quad (28)$$

Donde ν es la relación de Poisson y el símbolo ∇^2 denota la ecuación (29):

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad (29)$$

Se identifican las deformaciones u , v y w en r , φ y ψ ((30), (31) y (32)) como se ilustra a continuación:

$$u = \frac{1 + \nu}{E} \left(-\frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{2}{r} \frac{\partial \psi}{\partial \theta} \right) \quad (30)$$

$$v = \frac{1 + \nu}{E} \left(-\frac{1}{r} \frac{\partial^2 \varphi}{\partial \theta \partial z} - 2 \frac{\partial \psi}{\partial r} \right) \quad (31)$$

$$w = \frac{1 + \nu}{E} \left(2(1 - \nu) \nabla^2 \varphi - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right) \quad (32)$$

Donde E es el módulo de elasticidad o módulo de Young del material.

Una solución única a estas ecuaciones requiere que las funciones de esfuerzo φ y ψ satisfagan las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad (33) y (34), lo cual se logra si:

$$\nabla^4 \varphi = 0 \quad (33)$$

$$\nabla^4 \psi = 0 \quad (34)$$

Los análisis de esfuerzos son de importancia práctica para los sistemas de pavimentos y corresponden a un sólido de revolución deformado simétricamente con respecto al eje. Las deformaciones son simétricas respecto al eje z y por ello los componentes de esfuerzo son independientes del ángulo θ y todas las derivadas respecto a θ desaparecen. Los componentes de esfuerzo cortante $\tau_{r\theta}$ y $\tau_{\theta r}$ desaparecen también del sistema a causa de la simetría del mismo como se ilustra en la Figura 8.

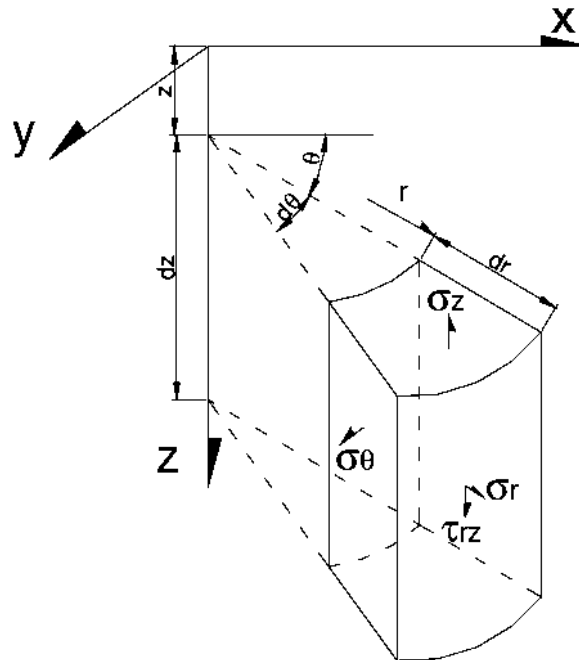


Figura 8.- Estado de esfuerzos de un elemento en el sistema de coordenadas cilíndricas bajo una carga (Vázquez, 2002).

Así las ecuaciones (20), (21) y (22) se reducen a las ecuaciones (35) y (36).

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{(\sigma_r - \sigma_\theta)}{r} = 0 \quad (35)$$

$$\frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{rz}}{r} = 0 \quad (36)$$



Los componentes de deformación unitaria para la deformación axialmente simétrica se determinan mediante las ecuaciones (14), (15), (16), (17), (18) y (19) reduciéndose a las siguientes expresiones (37), (38), (39) y (40):

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} \quad (37)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad (38)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (39)$$

$$\chi_{rz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r} \quad (40)$$

En el caso general tridimensional, en coordenadas rectangulares, cada uno de los seis componentes de la deformación unitaria (tres normales y tres cortantes) pueden expresarse en términos de los tres componentes de deformación; por lo tanto, estas ecuaciones no son independientes y existen tres relaciones entre los seis componentes del esfuerzo. Dichas relaciones se denominan condiciones de compatibilidad y pueden expresarse en términos de esfuerzos utilizando la Ley de Hooke. En coordenadas cilíndricas con simetría axial las condiciones de compatibilidad son las ecuaciones (41) y (42):

$$\nabla^2 \sigma_r - \frac{2}{r^2} (\sigma_r - \sigma_\theta) + \left(\frac{1}{1+\nu} \right) \frac{\partial^2}{\partial r^2} (\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z) = 0 \quad (41)$$

$$\nabla^2 \sigma_\theta - \frac{2}{r^2} (\sigma_r - \sigma_\theta) + \left(\frac{1}{1+\nu} \right) \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} (\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z) = 0 \quad (42)$$



Los componentes de esfuerzo y deformación pueden expresarse en términos de una función de esfuerzo φ de tal forma que las ecuaciones (14), (15), (16), (17), (18) y (19) quedan idénticamente satisfechas. Esas expresiones son las ecuaciones (43), (44), (45), (46), (47) y (48):

Esfuerzos

$$\sigma_z = \frac{\delta}{\delta z} \left[(2 - \nu) \nabla^2 \varphi - \frac{\delta^2 \varphi}{\delta z^2} \right] \quad (43)$$

$$\sigma_r = \frac{\delta}{\delta z} \left[\nu \nabla^2 \varphi - \frac{\delta^2 \varphi}{\delta r^2} \right] \quad (44)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\delta}{\delta z} \left[\nu \nabla^2 \varphi - \frac{1}{r} \frac{\delta \varphi}{\delta r} \right] \quad (45)$$

$$\tau_{rz} = \frac{\delta}{\delta r} \left[(1 - \nu) \nabla^2 \varphi - \frac{\delta^2 \varphi}{\delta z^2} \right] \quad (46)$$

Deformaciones:

Vertical

$$w = \frac{1 + \nu}{E} \left[(1 - 2\nu) \nabla^2 \varphi + \frac{\delta^2 \varphi}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta \varphi}{\delta r} \right] \quad (47)$$

Horizontal

$$u = -\frac{1 + \nu}{E} \left[\frac{\delta^2 \varphi}{\delta r \delta z} \right] \quad (48)$$



Nuevamente, puede obtenerse una solución única sí y sólo sí la función de esfuerzos satisface las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad, lo cual se logra mediante una función de esfuerzo φ que satisfaga la ecuación (49):

$$\left(\frac{\delta^2}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta}{\delta r} + \frac{\delta^2}{\delta z^2}\right) \left(\frac{\delta^2 \varphi}{\delta r^2} + \frac{1}{r} \frac{\delta \varphi}{\delta r} + \frac{\delta^2 \varphi}{\delta z^2}\right) = \nabla^2 \nabla^2 \varphi = 0 \quad (49)$$

El problema entonces se reduce a la solución de esta ecuación diferencial parcial de acuerdo con las condiciones de frontera en las superficies, las interfaces y a una profundidad infinita.

La ecuación (49) es una ecuación diferencial de cuarto orden en la cual los esfuerzos y deformaciones se obtienen de un proceso de integración asociado a cuatro constantes de integración que deben determinarse de acuerdo con las condiciones de frontera y continuidad en las interfaces. Sean $\rho = r / H$ y $\lambda = z / H$, en las cuales H es la distancia desde la superficie hasta la interface superior de la capa inferior, se puede obtener por sustitución la siguiente ecuación (50):

$$\varphi_i = \frac{H^3 J_0(m\rho)}{m^2} [A_i e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - B_i e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})} + C_i m \lambda e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - D_i m \lambda e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})}] \quad (50)$$

La ecuación (50) corresponde a la función de esfuerzo para la capa i que satisface la ecuación (49) y en la cual J_0 es una función de Bessel de primera clase y orden 0; m es un parámetro; y A, B, C, D son constantes de integración determinadas de las condiciones de frontera y continuidad en las interfaces. El subíndice i varía de 1 a n y se refiere a los valores correspondientes a la i -ésima capa.

Al sustituir la ecuación (50) en las ecuaciones (43), (44), (45), (46), (47) y (48) se obtienen las ecuaciones (51), (52), (53), (54), (55) y (56).

$$(\sigma_z^*)_i = -m J_0(m\rho) \{ [A_i - C_i(1 - 2\nu_i - m\lambda)] e^{-m(\lambda_i - \lambda)} + [B_i + D_i(1 - 2\nu_i + m\lambda)] e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})} \} \quad (51)$$



$$(\sigma_r^*)_i = \left[mJ_o(m\rho) - \frac{J_1(m\rho)}{\rho} \right] \{ [A_i + C_i(1 + m\lambda)]e^{-m(\lambda_i - \lambda)} + [B_i - D_i(1 - m\lambda)]e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})} \} + 2v_i mJ_o(m\rho) [C_i e^{-m(\lambda_i - \lambda)} + D_i e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})}] \quad (52)$$

$$(\sigma_\theta^*)_i = \frac{J_1(m\rho)}{\rho} \{ [A_i + C_i(1 + m\lambda)]e^{-m(\lambda_i - \lambda)} + [B_i - D_i(1 - m\lambda)]e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})} \} + 2v_i mJ_o(m\rho) [C_i e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - D_i e^{-m(\lambda - \lambda_{i-1})}] \quad (53)$$

$$(\tau_{rz}^*)_i = mJ_1(m\rho) \{ [A_i + C_i(2v_i + m\lambda)]e^{-m(\lambda_i - \lambda)} + [B_i + D_i(2v_i - m\lambda)]e^{-m(\lambda - \lambda_i)} \} \quad (54)$$

$$(w^*)_i = -\frac{1 + v_i}{E_i} J_o(m\rho) \{ [A_i - C_i(2 - 4v_i - m\lambda)]e^{-m(\lambda_i - \lambda)} - [B_i + D_i(2 - 4v_i + m\lambda)]e^{-m(\lambda - \lambda_i)} \} \quad (55)$$

$$(u^*)_i = -\frac{1 + v_i}{E_i} J_1(m\rho) \{ [A_i + C_i(1 + m\lambda)]e^{-m(\lambda_i - \lambda)} + [B_i - D_i(1 - m\lambda)]e^{-m(\lambda - \lambda_i)} \} \quad (56)$$

En las cuales, como se ha indicado previamente, σ_z es el esfuerzo vertical en la dirección z ; σ_r es el esfuerzo radial o en la dirección r ; σ_θ es el esfuerzo tangencial; τ_{rz} es el esfuerzo cortante; w es la deformación vertical o en la dirección z ; u es la deformación radial o en la dirección r , y J_l es una función de Bessel de primera clase y orden 1. El subíndice fuera de los paréntesis indica la enésima capa y el asterisco (*) indica que estos esfuerzos y deformaciones no son los reales debidos a una carga q , distribuida uniformemente sobre un área circular de radio a , sino los producidos a una carga vertical de $-mJ_o(m\rho)$, como se observa en la ecuación (51) cuando el término entre llaves { } se hace igual a 1.0.



Para encontrar los esfuerzos y deformaciones debidos a una carga constante q , distribuida sobre un área circular de radio a , se emplea el método de la transformada de Hankel, la cual para dicha carga es la ecuación (57):

$$\bar{f}(m) = \int_0^a q\rho J_0(m\rho) d\rho = \frac{q\alpha}{m} J_1(m\alpha) \quad (57)$$

Donde $\alpha = a / H$. La inversión de Hankel de $\bar{f}(m)$ es la ecuación (58):

$$q(\rho) = \int_0^{\infty} \bar{f}(m) m J_0(m\rho) dm = q\alpha \int_0^{\infty} J_0(m\rho) J_1(m\alpha) dm \quad (58)$$

Si en las ecuaciones (51), (52), (53), (54), (55) y (56) (R^*) es el esfuerzo o deformación debido a la carga $-mJ_0(m\rho)$, (R) es el esfuerzo o deformación debido a la carga q y se consideran negativas las tensiones, entonces obtenemos la nueva ecuación (59) :

$$(R) = q\alpha \int_0^{\infty} \frac{(R^*)}{m} J_1(m\alpha) dm \quad (59)$$

Para resolver la ecuación (59) el análisis de los sistemas de capas requiere de los siguientes pasos:

- ❖ Asigne valores sucesivos de m , de 0 a un número positivo muy grande, hasta que la ecuación (59) converja en un valor constante
- ❖ Para cada valor de m , determine las constantes de integración, A_i , B_i , C_i , y D_i , de las condiciones de frontera y continuidad de las interfaces.
- ❖ Sustituya estas constantes en las ecuaciones (51), (52), (53), (54), (55) y (56) para obtener los distintos valores de (R^*).
- ❖ Determine (R) en la ecuación (59) mediante integración numérica.



Las condiciones de frontera y de continuidad en las interfaces que sirven para obtener las constantes de integración A , B , C y D , se analizan de la siguiente forma:

En la frontera superior (superficie) $i = 1$, $\lambda = 0$ y las condiciones de frontera se plantean con las siguientes ecuaciones (60) y (61):

$$(\sigma_z^*)_1 = -m J_0(m\rho) \quad (60)$$

$$(\tau_{rz}^*)_1 = 0 \quad (61)$$

Las cuales se expresan de forma matricial en la ecuación (62):

$$\begin{bmatrix} e^{-m\lambda_i} & 1 \\ e^{-m\lambda_i} & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1 \\ B_1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} -(1 - 2\nu_1)e^{-m\lambda_i} & 1 - 2\nu_1 \\ 2\nu_1 e^{-m\lambda_i} & 2\nu_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ D_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (62)$$

Cuando se asume que las capas están totalmente ligadas y exista transferencia de esfuerzos, los esfuerzos vertical y de cortante y las deformaciones vertical y radial son las mismas a lo largo de cada punto de la interface. De tal forma, cuando $\lambda = \lambda_i$ las condiciones de continuidad se plantean con las ecuaciones (63), (64), (65) y (66):

$$(\sigma_z^*)_i = (\sigma_z^*)_{i+1} \quad (63)$$

$$(\tau_{rz}^*)_i = (\tau_{rz}^*)_{i+1} \quad (64)$$

$$(w^*)_i = (w^*)_{i+1} \quad (65)$$

$$(u^*)_i = (u^*)_{i+1} \quad (66)$$



Lo cual se expresa matricialmente en la ecuación (67) (ecuación corregida respecto a la de Huang, 2004):

$$\begin{bmatrix} 1 & F_i & -(1-2v_i-m\lambda_i) & (1-2v_i+m\lambda_i)F_i \\ 1 & -F_i & 2v_i+m\lambda_i & (2v_i-m\lambda_i)F_i \\ 1 & -F_i & -(2-4v_i-m\lambda_i) & -(2-4v_i+m\lambda_i)F_i \\ 1 & F_i & 1+m\lambda_i & -(1-m\lambda_i)F_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_i \\ B_i \\ C_i \\ D_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{i+1} & 1 & -(1-2v_i-m\lambda_i)F_{i+1} & (1-2v_{i+1}+m\lambda_i) \\ F_{i+1} & -1 & (2v_{i+1}+m\lambda_i)F_{i+1} & 2v_{i+1}-m\lambda_i \\ R_i F_{i+1} & -R_i & (2-4v_{i+1}-m\lambda_i)R_i F_{i+1} & -(2-4v_{i+1}+m\lambda_i)R_i \\ R_i F_{i+1} & R_i & (1+m\lambda_i)F_{i+1} & -(1-m\lambda_i)R_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_{i+1} \\ B_{i+1} \\ C_{i+1} \\ D_{i+1} \end{Bmatrix} \quad (67)$$

Donde:

$$F_i = e^{-m(\lambda_i - \lambda_{i-1})} \quad (68)$$

$$R_i = \left(\frac{E_i}{E_{i+1}} \right) \frac{1+v_{i+1}}{1+v_i} \quad (69)$$

Dado que los esfuerzos y deformaciones se desvanecen cuando λ se aproxima al infinito, puede concluirse que la ecuación (50) para la capa inferior ($i = n$) que:

$$A_n = C_n = 0 \quad (70)$$

Para un sistema de n capas, existen $4n$ constantes de integración. Con $A_n = C_n = 0$, las restantes $4n - 2$ constantes pueden determinarse de $4n - 2$ ecuaciones, dos (2) de la ecuación (62) y $4(n - 1)$ de las ecuaciones (68) y (69). Si la interface $enésima$, ó $\lambda = \lambda_i$, no está ligada la continuación de los esfuerzos cortantes y las deflexiones radiales deben substituirse por esfuerzo cortante cero a ambos lados de la interface:

$$(\sigma_z^*)_i = (\sigma_z^*)_{i+1} \quad (71)$$



$$(w^*)_i = (w^*)_{i+1} \tag{72}$$

$$(\tau_{rz}^*)_i = 0 \tag{73}$$

$$(\tau_{rz}^*)_{i+1} = 0 \tag{74}$$

Y así, la ecuación (67) debe reemplazarse por la ecuación (75):

$$\begin{bmatrix} 1 & F_i & -(1 - 2v_i - m\lambda_i) & (1 - 2v_i + m\lambda_i)F_i \\ 1 & F_i & 1 + m\lambda_i & -(1 - m\lambda_i)F_i \\ 1 & -F_i & 2v_i + m\lambda_i & (2v_i - m\lambda_i)F_i \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_i \\ B_i \\ C_i \\ D_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} F_{i+1} & 1 & -(1 - 2v_{i+1} - m\lambda_i)F_{i+1} & (1 - 2v_{i+1} + m\lambda_i) \\ R_i F_{i+1} & R_i & (1 + m\lambda_i)R_i F_{i+1} & -(1 - m\lambda_i)R_i \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ F_{i+1} & -1 & (2v_{i+1} + m\lambda_i)F_{i+1} & 2v_{i+1} + m\lambda_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_{i+1} \\ B_{i+1} \\ C_{i+1} \\ D_{i+1} \end{Bmatrix} \tag{75}$$

Según Sánchez (2009) las suposiciones en la cuales se basa la teoría elástica no se cumplen a cabalidad en los materiales y en las estructuras de los pavimentos. En la Tabla 1 se muestran algunos puntos opuestos a la teoría elástica y que hasta hoy en día continúan.

Tabla 1.- Teoría Elástica vs realidad. (Sánchez, 2009)

TEORÍA ELÁSTICA	REALIDAD
Carga estática	Carga dinámica
Continuidad de los materiales	Discontinuidad en los materiales
Homogeneidad	No homogeneidad
Isotropía	Anisotropía
Relación lineal esfuerzo-deformación	Relación compleja esfuerzo-deformación
Deformaciones elásticas	Deformaciones elásticas, plásticas, viscosas y viscoelásticas.



2.7. Análisis Lineal, No Lineal y Viscoelástico en sistemas multicapa.

Dentro del análisis de los sistemas multicapa se manejan tres vertientes generales de análisis muy importantes: el análisis lineal, el análisis no lineal y el análisis viscoelástico. A continuación se describen brevemente en que consiste cada uno de ellos (Huang, 1993).

2.7.1. Análisis lineal.

Este análisis se basa en la suposición de que todas las capas son linealmente elásticas. Aunque la capa asfáltica es viscoelástica y las capas granulares son elásticas no lineales, un procedimiento aproximado es el de suponer que los módulos de la capa asfáltica son linealmente elásticos, basados en las velocidades del vehículo y las temperaturas del pavimento; y para materiales granulares también los módulos son linealmente elásticos pero basados en el nivel de carga considerado (Huang, 1993).

2.7.2. Análisis no lineal.

Este análisis se basa en la suposición de que una o más capas tienen un comportamiento elástico no lineal con un módulo resiliente esfuerzo-dependiente. Es decir, los valores del módulo de elasticidad varían con el nivel de esfuerzos a los cuales son sometidos. El módulo de elasticidad de los materiales granulares se incrementa con el aumento de la intensidad del esfuerzo, mientras que en los suelos finos el módulo disminuye con el incremento de la intensidad del esfuerzo (Huang, 1993).

2.7.3. Análisis Viscoelástico.

Un material viscoelástico tiene tanto el comportamiento elástico de un sólido como el comportamiento viscoso de un líquido. La carpeta asfáltica es un material viscoelástico cuyo comportamiento depende del tiempo de aplicación de las cargas, por lo que es normal aplicar la teoría de la viscoelasticidad para el análisis de sistemas multicapa. Para este tipo de análisis, se han desarrollado varios modelos constitutivos derivados de la mecánica del medio continuo dentro de los que se pueden mencionar el Modelo básico elástico, el Modelo básico viscoso, el Modelo de Maxwell, el Modelo de Kelvin, el Modelo de Burgers, el Modelo de la SHRP (*Strategic Highway Research Program*), entre los más conocidos (Huang, 1993).

2.8. Método de Odemark o Método de Espesores Equivalentes (MET).

Como se observa en el planteamiento de la solución numérica de la teoría multicapa de Burmister descrito en el apartado anterior, hace que practicar este tipo de soluciones resulte bastante cansado y engorroso. Sin embargo dentro de los análisis multicapa están los métodos de simplificación que han tenido buena aceptación y que resultan de un buen artificio de solución. Entre ellos los más conocidos están el de macizos equivalentes de Ivanov y el de espesores equivalentes de Odemark (MET). Este último será el método que emplearemos en nuestro programa que más adelante se describirá a detalle.

El método de Odemark (1949) está basado en la suposición de que los esfuerzos y deformaciones por debajo de una capa dependen de la rigidez de esa capa solamente. Si el espesor, el módulo y la relación de Poisson de una capa son cambiados, pero la rigidez permanece sin cambiar, los esfuerzos y deformaciones por debajo de la capa deben también permanecer sin cambiar, ver Figura 9. Es decir, el método consiste en encontrar un espesor equivalente, h_e , para la primera capa, con un módulo igual al de la segunda capa, E_2 . Entonces, se tendría un espacio semi-infinito homogéneo donde se puede utilizar la solución de Boussinesq y las ecuaciones (7), (8), (9), (10), (11) y (12).

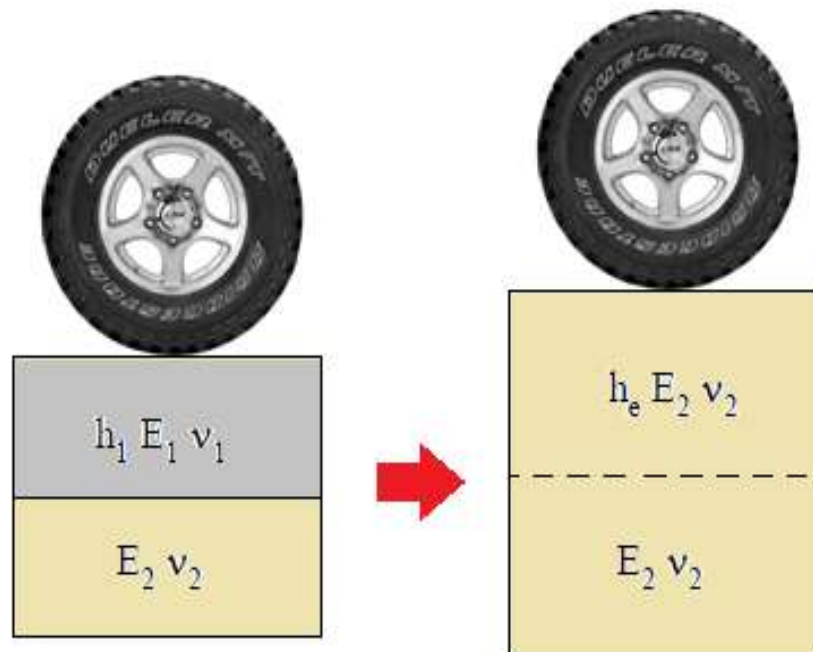


Figura 9.- Esquemmatización del Método de Odemark-Boussinesq.



Como el método de Odemark es una aproximación, se debe introducir un factor de corrección f , ver ecuación (76). Si además, la relación de Poisson (ν) se supone que es la misma para todas las capas la transformación puede escribirse como:

$$h_e = f \times h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1(1 - \nu_2^2)}{E_2(1 - \nu_1^2)}} \quad (76)$$

Donde:

$f = 1.0$ para la primera interface, independiente del número de capas.

$f = 0.8$ para la segunda capa de un sistema de dos capas.

$f = 0.9$ para la segunda capa en adelante de un sistema de n -capas.

Los resultados que arroja el método de Odemark (Ullidtz y Forlag, 1998) están entre el 89% y el 92% respecto de los resultados de los programas que resuelven la ecuación diferencial multicapa de Burmister.

En la actualidad dichas simplificaciones siguen siendo válidas para las condiciones en las cuales fueron formuladas, pero su aplicación se ha reducido y continuará reduciéndose en la medida que los equipos de cálculo aumenten su velocidad de procesamiento arrojando como resultado los programas comerciales como KENLAYER, VESYS, BISAR, entre otros muchos que existen en la actualidad en el mercado.

El método de Odemark continúa utilizándose a gran escala en los países nórdicos como Suecia y Dinamarca, donde ha tenido gran aceptación y sigue siendo una herramienta simplificadora de análisis multicapa. Se usa en lo respectivo a la auscultación de pavimentos cuando se busca estimar los módulos elásticos de las capas a partir de mediciones con equipos no destructivos como el Deflectómetro de impacto (FWD).

2.8.1. Ejemplo de aplicación del método de Odemark.

La Figura 10 muestra un sistema de pavimento de cinco capas del que se pretende determinar todos los espesores equivalentes mediante el método de Odemark así como los esfuerzos normales en cada interface, la deformación unitaria a tensión (ϵ_t) debajo de la carpeta asfáltica y la deformación unitaria a compresión (ϵ_z) arriba del terreno de cimentación. Todas las características de las capas (espesores, módulos y relaciones de Poisson) se muestran en la figura indicada, considerando además una presión de inflado del neumático de 0.2 MPa con un radio (a) respectivo de 15 cm. Se considera transferencia total de esfuerzos.

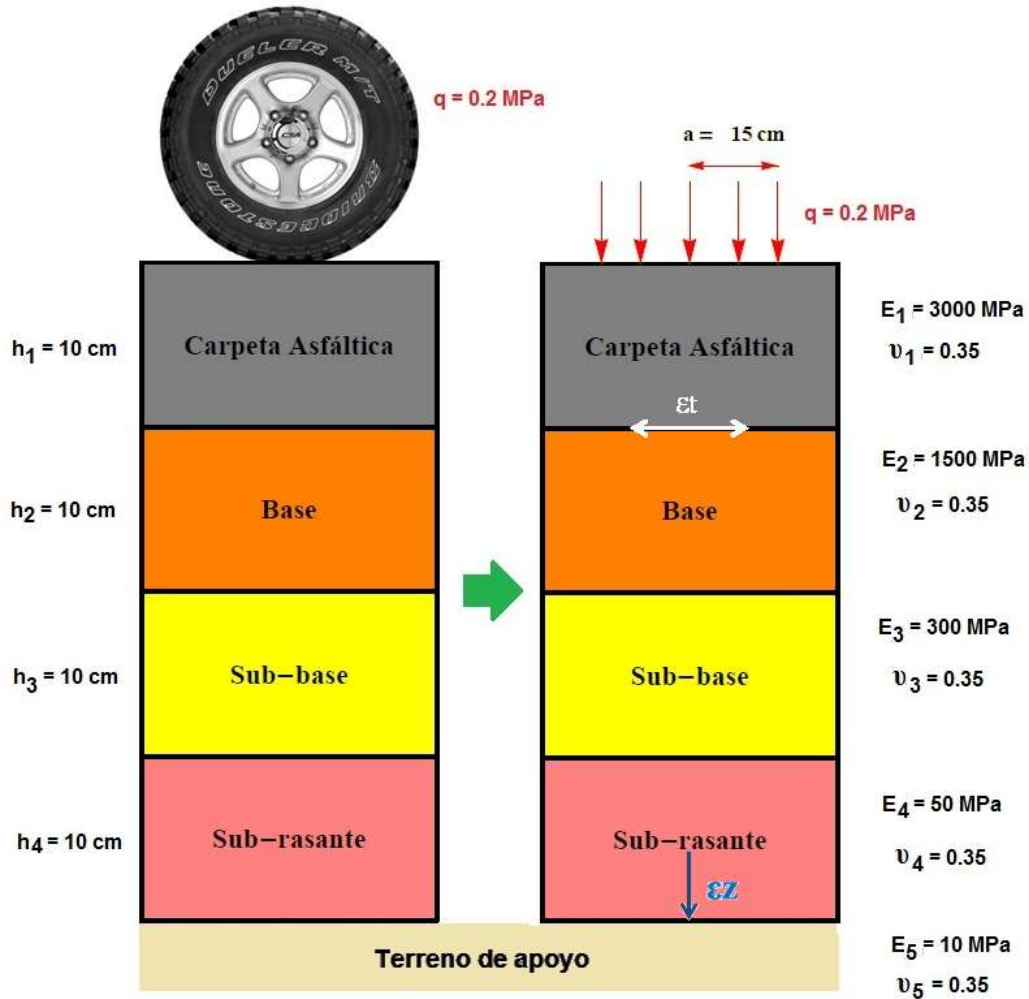


Figura 10 .- Ejemplo ilustrativo del método de Odemark para cinco capas.

Solución:

Se determinan los espesores equivalentes para todas las capas tal y como se indica a continuación mediante la ecuación (76) con los factores de corrección correspondientes a cada capa y se aplican las ecuaciones (1), (4) y (6) para la determinación de los esfuerzos normales, deformación unitaria a compresión (ϵ_z) arriba del terreno de cimentación y la deformación unitaria a tensión (ϵ_t) debajo de la carpeta asfáltica respectivamente.

Espesor equivalente h_{e1} :

$$h_{e1} = 1 \times 10^3 \sqrt[3]{\frac{3000(1 - 0.35^2)}{1500(1 - 0.35^2)}} = 12.59 \text{ cm}$$

$$\sigma_{z1} = 0.2 \left[1 - \left(\frac{12.59}{\sqrt{15^2 + 12.59^2}} \right)^3 \right] = 0.146 \text{ MPa (esfuerzo normal arriba de la Base)}$$

$$\varepsilon_t = \frac{(1 + 0.35)0.2}{2(3000)} \left[\frac{-\frac{12.59}{15.00}}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{12.59}{15.00} \right)^2} \right)^3} - (1 - 2(0.35)) \left(\frac{\frac{12.59}{15.00}}{\sqrt{1 + \left(\frac{12.59}{15.00} \right)^2}} - 1 \right) \right] = -0.00023$$

Esta es la deformación unitaria a tensión debajo de la carpeta asfáltica con el espesor equivalente h_{e1} calculado inicialmente. El signo negativo indica que las fibras de la parte inferior de la carpeta asfáltica se encuentran en tensión. Hay que recordar que por “equivalencia” este esfuerzo y deformación corresponden al espesor de carpeta asfáltica h_1 original, es decir las respuestas de pavimento para h_{e1} son las mismas que para h_1 . Esta es la particularidad del método de Odemark. Los resultados se ilustran en la Figura 11.

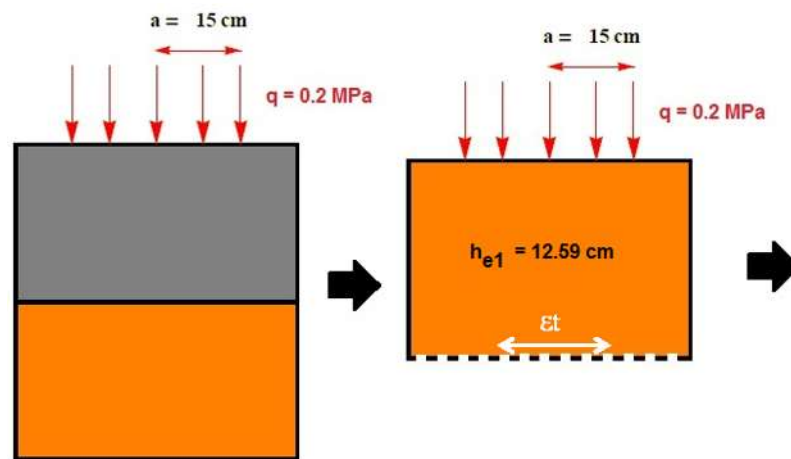


Figura 11.- Ejemplo de Odemark. Esquema de la obtención del espesor equivalente h_{e1} .

Espesor equivalente h_{e2} :

De manera similar se calcula el espesor equivalente h_{e2} . Ver la Figura 12.

$$h_{e2} = 0.8 \times (12.59 + 10.00) \sqrt[3]{\frac{1500(1 - 0.35^2)}{300(1 - 0.35^2)}} = 30.90 \text{ cm}$$

$$\sigma_{z2} = 0.2 \left[1 - \left(\frac{30.90}{\sqrt{15^2 + 30.90^2}} \right)^3 \right] = 0.054 \text{ MPa (esfuerzo normal arriba de la sub - base)}$$

Hay que recordar que por “equivalencia”, este esfuerzo corresponde al espesor de carpeta asfáltica + el espesor de la base ($h_1 + h_2$) originales, es decir las respuestas de pavimento para h_{e2} son las mismas que para $h_1 + h_2$.

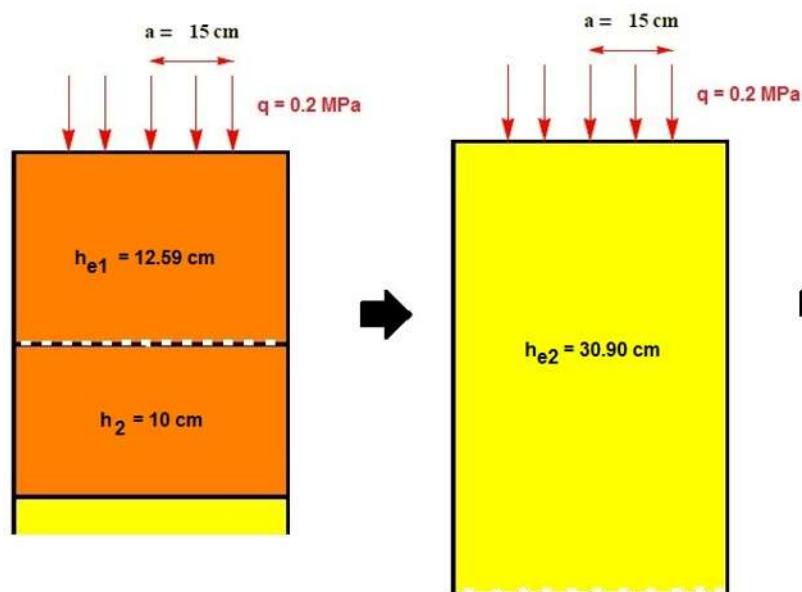


Figura 12.- Ejemplo de Odemark. Esquema de la obtención del espesor equivalente h_{e2} (Continuación).

Espesor equivalente h_{e3} :

De manera similar se calcula el espesor equivalente h_{e3} . Ver la Figura 13.

$$h_{e3} = 0.9 \times (30.90 + 10.00) \sqrt[3]{\frac{300(1 - 0.35^2)}{50(1 - 0.35^2)}} = 66.88 \text{ cm}$$

$$\sigma_{z3} = 0.2 \left[1 - \left(\frac{66.88}{\sqrt{15^2 + 66.88^2}} \right)^3 \right] = 0.014 \text{ MPa (esfuerzo normal arriba de la subrasante)}$$

Hay que recordar que por “equivalencia”, este esfuerzo corresponde al espesor de carpeta asfáltica + el espesor de la base + el espesor de la sub-base ($h_1 + h_2 + h_3$) originales, es decir las respuestas de pavimento para h_{e3} son las mismas que para $h_1 + h_2 + h_3$.

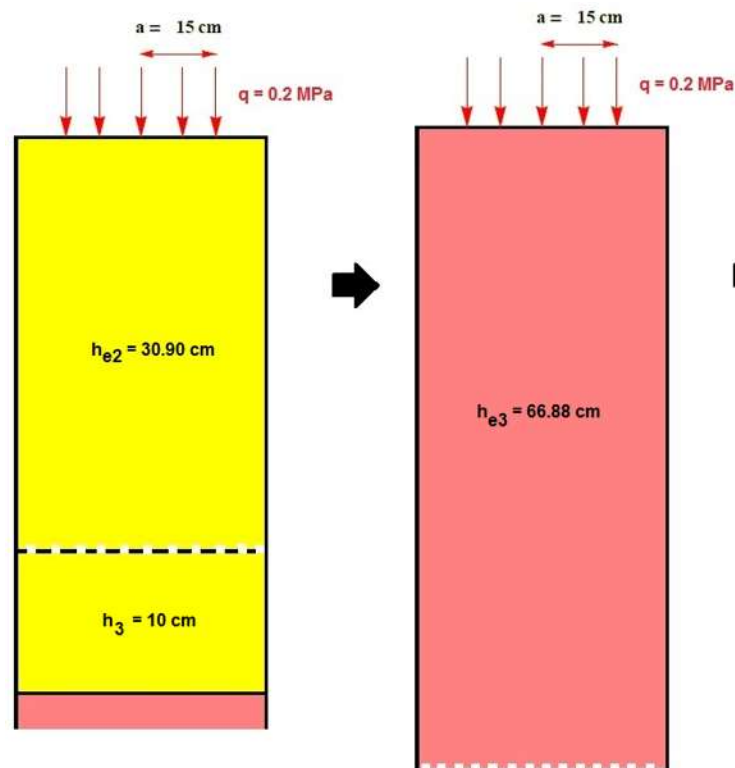


Figura 13.- Ejemplo de Odemark. Esquema de la obtención del espesor equivalente h_{e3} (Continuación).

Espesor equivalente h_{e4} :

De manera similar se calcula el espesor equivalente h_{e4} , el esfuerzo normal y deformación unitaria a compresión a esa profundidad de espesor equivalente. Ver la Figura 14.

$$h_{e4} = 0.9 \times (66.88 + 10.00) \sqrt[3]{\frac{50(1 - 0.35^2)}{10(1 - 0.35^2)}} = 118.32 \text{ cm}$$

$$\sigma_{z4} = 0.2 \left[1 - \left(\frac{118.32}{\sqrt{15^2 + 118.32^2}} \right)^3 \right] = 0.0047 \text{ MPa (esfuerzo normal arriba del terr. cim)}$$

$$\varepsilon_z = \frac{(1 + 0.35) 0.2}{10} \left[\frac{\frac{118.32}{15.00}}{\left(\sqrt{1 + \left(\frac{118.32}{15.00} \right)^2} \right)^3} - (1 - 2(0.35)) \left(\frac{\frac{118.32}{15.00}}{\sqrt{1 + \left(\frac{118.32}{15.00} \right)^2}} - 1 \right) \right] = 0.0000465$$

Esta es la deformación unitaria a compresión arriba del terreno de cimentación y siempre es positivo, lo que indica que el material de dicho suelo actúa a compresión.

Hay que recordar que por “equivalencia”, este esfuerzo y deformación corresponden al espesor de carpeta asfáltica + el espesor de la base + el espesor de la sub-base + el espesor de la subrasante ($h_1 + h_2 + h_3 + h_4$) originales, es decir las respuestas de pavimento para h_{e4} son las mismas que para $h_1 + h_2 + h_3 + h_4$.

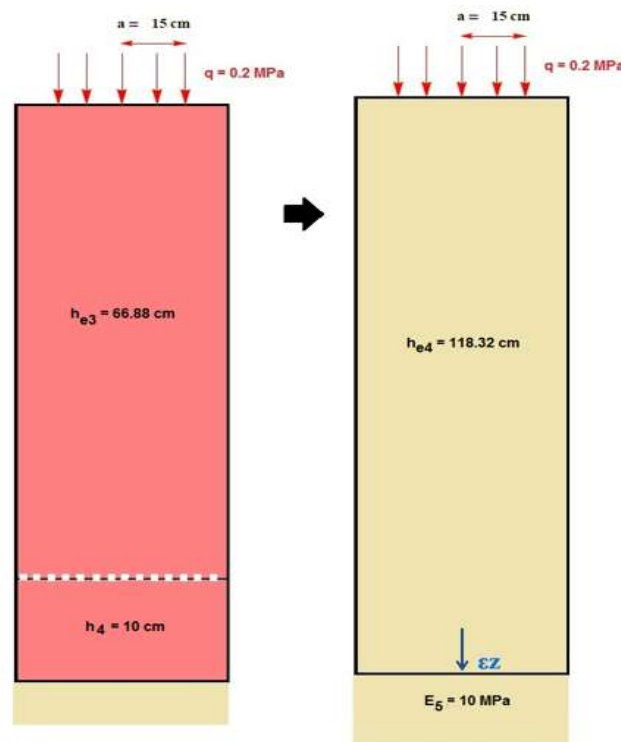


Figura 14.- Ejemplo de Odemark. Esquema de la obtención del espesor equivalente h_{e4} (Continuación).

Se observa que siempre el espesor equivalente total es mucho mayor que el espesor total real o inicial del pavimento. Es decir $h_{e4} = 118.32$ cm es mayor a $h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 40$ cm,



un 295.8 % más que la forma original. En términos de rigidez y usando el método de Odemark se puede pensar que lo que podría “ganar” en rigidez un pavimento con el incremento de los espesores se puede “perder” con un módulo elástico muy pobre o pocamente rígido como en este ejemplo donde queda el módulo E_5 , módulo correspondiente al terreno de apoyo. Hay entonces un cierto “equilibrio” de rigideces con los planteamientos anteriormente descritos.

2.9. Comportamiento de los materiales que conforman los pavimentos flexibles.

Los materiales que conforman cada una de las capas de la estructura de un pavimento pueden llegar a un punto de rotura si se les aplica repetidamente un gran número de solicitaciones 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 fatiga de un material consiste en someter una probeta a solicitaciones repetidas de carga e idénticas para poder determinar el número al cual la muestra llega a la ruptura. El valor de la solicitación 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 solicitaciones idénticas jamás se produce en la realidad, ya que estas se distribuyen al azar.

2.9.1. Concepto de Módulo de Resiliencia o Módulo Elástico.

Seed *et al* (1955) desarrollaron pruebas de carga repetida en suelos sometidos a esfuerzos triaxiales e introdujeron el término de módulo de resiliencia, que en 1962 fue cambiado por el de módulo resiliente. Este fue definido como la magnitud del esfuerzo desviador repetido en compresión triaxial dividido entre la deformación axial recuperable y se representa por la siguiente ecuación (77):

$$M_R = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_{axial}} = \frac{\sigma_d}{\epsilon_{axial}} \quad (77)$$

Donde:

$\sigma_1 =$ Esfuerzo principal mayor

$\sigma_3 =$ Esfuerzo principal menor

$\sigma_d =$ Esfuerzo desviador

$\varepsilon_{axial} =$ Deformación recuperable

El equipo que suele emplearse para la determinación de los módulos de resiliencia de los materiales es el equipo triaxial cíclico mostrado en la Figura 15.

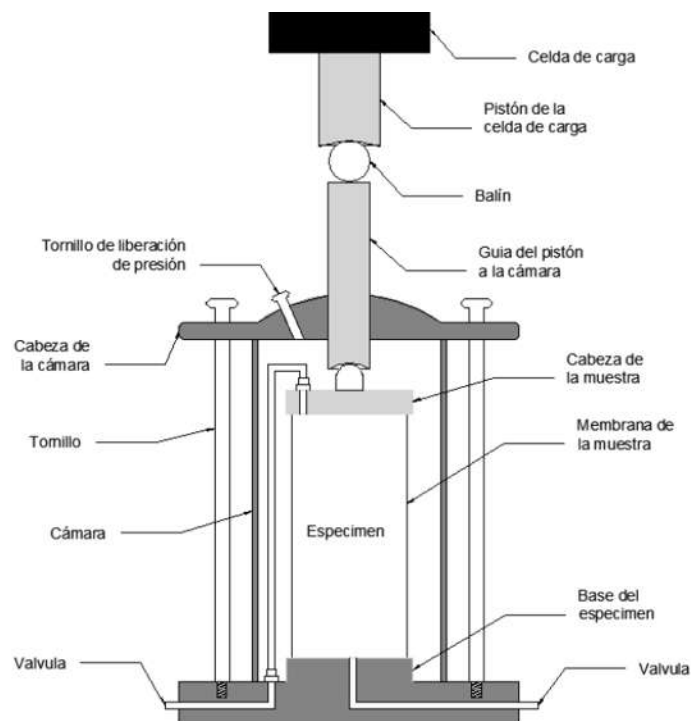


Figura 15.- Equipo triaxial cíclico (Hurtado, 2010).

2.9.2. Materiales granulares.

Un material granular sujeto a la aplicación de cargas, experimenta una deformación cuya magnitud está en función de varios factores como es el tipo de material, tamaño del

especímen, granulometría, tipo de compactación, peso específico, esfuerzo aplicado, contenido de humedad, por mencionar solo algunos. 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. Ver Figura 16.

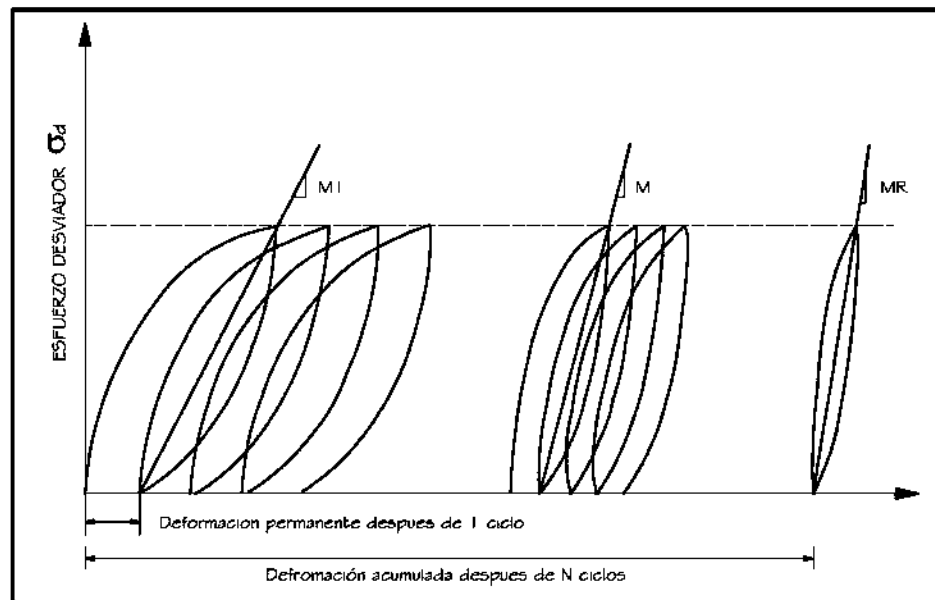


Figura 16.- Respuesta elástica y plástica bajo cargas repetidas (Mena, UMSNH 2008)

2.9.3. Materiales cohesivos.

Según Garnica (2002) 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:

- ❖ Número de aplicaciones de la carga.
- ❖ Tixotropía.
- ❖ Magnitud del esfuerzo desviador.
- ❖ Método de compactación.
- ❖ Grado de compactación.
- ❖ Contenido de humedad.



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.

2.9.4. Materiales estabilizados.

Son suelos tratados con agentes químicos como el asfalto, la cal, las cenizas volcánicas, el cemento Portland o una combinación de ellos para obtener un incremento en su resistencia. La estabilización con cal, cemento Portland, cenizas volcánicas y otros agentes que producen cementación química recibe el nombre de estabilización química.

El uso principal de una mezcla de suelos estabilizados es la construcción de la capa de base de la estructura de pavimento. Una base de suelo estabilizado puede proporcionar el soporte para una superficie de rodamiento relativamente delgada la cual estará sujeta a una ligera o moderada intensidad de tránsito. También puede ser utilizada como base para un pavimento el cual estará sujeto a altos volúmenes de tránsito (Garnica, 2002).

Los estabilizadores químicos generalmente caen dentro de una de las tres categorías siguientes (Garnica, 2002): a) pueden utilizarse para cubrir e impermeabilizar los granos del suelo y proveer fuerza cohesiva; b) se usan para formar adhesión cementante entre las partículas del suelo, proporcionando fuerza y durabilidad y c) interactúan con suelos tipo arcilla para alterar la naturaleza del sistema agua-arcilla, baja la plasticidad, el potencial de cambio de volumen, forma uniones cementantes y aumenta la resistencia.

Según Garnica (2002) estos materiales se caracterizan por su fatiga, la cual se ve afectada por los siguientes factores:

- Tránsito.
- Peso volumétrico seco, contenido de humedad y grado de saturación.
- Tipo y contenido del estabilizador.
- Tipo de suelo.
- Aditivos.



2.9.5. Mezclas Asfálticas.

Las mezclas asfálticas son combinaciones compactadas de asfalto o algún otro producto bituminoso y agregados pétreos diseñadas de acuerdo con una práctica estandarizada como Marshall, SUPERPAVE (Superior Performing Asphalt Pavements) o Protocolo AMAAC 2008.

Las mezclas asfálticas son materiales cuyo comportamiento mecánico no depende sólo de la magnitud de los esfuerzos aplicados, sino también de la forma en la que éstos se aplican, en particular la temperatura y la velocidad de aplicación.

Sólo en unas determinadas condiciones de servicio (bajas temperaturas y velocidades elevadas de aplicación de las cargas), las mezclas asfálticas tienen un comportamiento elástico lineal. En las restantes condiciones, son en mayor o menor medida no elásticas y no lineales.

El comportamiento de las mezclas asfálticas es la combinación de los comportamientos de sus componentes: agregados pétreos y cementos asfálticos. Los primeros tienen un comportamiento elastoplástico y los segundos viscoelástico lo que nos arroja un comportamiento de la mezcla asfáltica viscoelastoplástica. Esto trae como consecuencia un módulo dinámico muy variable y sensible. Por lo tanto su comportamiento reológico es muy complejo y exige un exhaustivo análisis experimental para proceder a determinar dentro de un rango razonable de valores, el valor de dichos módulos dinámicos o de rigidez.

2.9.5.1. Módulo resiliente de mezclas asfálticas.

El módulo resiliente de las mezclas asfálticas puede ser obtenido a través del equipo triaxial cíclico mostrado en la Figura 15. Al menos que la temperatura o el nivel de esfuerzo sea alto, la presión de confinamiento tiene muy poco efecto sobre el módulo de elasticidad por lo que la prueba a carga repetida a compresión simple sin presión de confinamiento, sin membrana de caucho y sin piedras porosas se pueden utilizar. Se recomienda utilizar un sistema de control de temperatura para mantener la temperatura constante en la muestra durante la prueba (Huang, 1993).

El módulo resiliente de las mezclas asfálticas también puede ser determinado mediante la prueba de tracción indirecta. Con ello y a partir de la ecuación (78) se puede obtener el módulo resiliente de la mezcla asfáltica (Huang, 1993).



$$M_R = \frac{P(v + 0.2734)}{\delta t} \quad (78)$$

Donde:

M_R = Módulo resiliente, psi.

P = Magnitud de la carga dinámica, lb.

v = Relación de Poisson.

δ = Deformación recuperable total, in.

t = Espesor del espécimen, in.

2.9.5.2. Módulo dinámico de las mezclas asfálticas.

A continuación se describen algunas puntualizaciones acerca del uso y empleo de los módulos elásticos de las mezclas asfálticas.

2.9.5.2.1. Módulo dinámico complejo.

El módulo complejo es uno de muchos métodos que describen la relación esfuerzo-deformación unitaria de materiales viscoelásticos. El módulo es una cantidad compleja, cuya parte real representa la rigidez elástica y la parte imaginaria caracteriza el amortiguamiento interno del material. El valor absoluto del módulo complejo es comúnmente referido como módulo dinámico (Huang, 1993).

2.9.5.2.2. Módulo dinámico de rigidez.

Los métodos de ensayos para evaluar el módulo dinámico son el de la ASTM D 3497 llamado “*Standard Test Method for Dynamics Modulus of Asphalt Mixtures*”. En esta prueba se aplica un esfuerzo a compresión con frecuencias diferentes tipo haversine y a



temperaturas de 5, 25 y 40°C. Existen métodos de ensayo que emplean vigas a flexión en 2 y 3 puntos.

Los valores de estos módulos dinámicos suelen determinarse a través pruebas directas sobre especímenes de mezclas asfálticas con equipo muy sofisticado de laboratorio y a través de correlaciones o modelos constitutivos empíricos también de laboratorio.

Dentro de las pruebas más convencionales y usadas tenemos las siguientes:

- ✓ Prueba de rigidez axial resiliente.
- ✓ Prueba de rigidez diametral resiliente.
- ✓ Prueba de rigidez dinámica a flexión.
- ✓ Prueba de rigidez dinámica cortante.

Estos ensayos son empleados para evaluar la vida de fatiga de la mezcla asfáltica, determinándose el módulo elástico en el estado inicial tal que la deformación unitaria también puede ser determinada. El módulo elástico evaluado para la deformación resiliente de una viga en la aplicación de carga número 200 es conocido como el módulo de rigidez dinámico.

2.9.5.2.3. Nomogramas y fórmulas

Cuando no es posible la obtención de los módulos dinámicos de las mezclas asfálticas por la falta del equipo (muy costoso) anteriormente mencionado, se suelen recurrir a ciertas normalizaciones, fórmulas y/o nomogramas de varias agencias de investigación y transporte en el mundo que recomiendan ciertos protocolos de pruebas de laboratorio para obtener los módulos dinámicos de las mezclas asfálticas. Algunas de ellas son las siguientes:

- ❖ **Fórmulas de la Shell (Bonnaure et al 1977).**- Este método considera cuatro factores que son utilizados para determinar el módulo dinámico del asfalto, y, finalmente, a partir de este calcular el módulo dinámico de la mezcla asfáltica. A continuación se presentan las expresiones matemáticas propias del método, definiendo cada una de sus variables. Ver ecuaciones (79), (80), (81) y (82).



$$\beta_1 = 10.82 - \frac{1.342(100 - V_g)}{V_g + V_b} \quad (79)$$

$$\beta_2 = 8 + 0.00568 V_g + 0.0002135 V_g^2 \quad (80)$$

$$\beta_3 = 0.6 \log \left(\frac{1.37 V_b^2 - 1}{1.33 V_b - 1} \right) \quad (81)$$

$$\beta_4 = 0.7582 (\beta_1 - \beta_2) \quad (82)$$

S_b se calcula mediante el nomograma de Van der Poel's (1954) siendo ajustado por Ullidtz (1987) con la siguiente expresión (ver ecuaciones (83), (84) y (85)):

$$S_b = 1.157 \times 10^{-7} \times t_w^{-0.368} e^{-IP(T_{RB}-T)^5} \quad (83)$$

Para $5 \times 10^6 \text{ N/m}^2 < S_b < 10^9 \text{ N/m}^2$

$$\log S_m = \frac{\beta_4 + \beta_3}{2} (\log S_b - 8) + \frac{\beta_4 - \beta_3}{2} |\log S_b - 8| + \beta_2 \quad (84)$$

Para $10^9 \text{ N/m}^2 < S_b < 3 \times 10^9 \text{ N/m}^2$

$$\log S_m = \beta_2 + \beta_4 + 2.0959(\beta_1 - \beta_2 - \beta_4) \log(S_b - 9) \quad (85)$$

Donde:

S_m = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, N/m^2

V_b = Porcentaje en volumen de asfalto de la mezcla, %



V_g = Porcentaje en volumen de agregados de la mezcla, %

S_b = Módulo dinámico del asfalto, N/m^2

t_w = Tiempo de aplicación de la carga, segundos

IP = Índice de Penetración, grados de penetración.

T = Temperatura del asfalto, °C

T_{RB} = Temperatura de la prueba de reblandecimiento, °C

- ❖ **Fórmula del Instituto del Asfalto (1979).**- Al igual que en el método anterior, este utiliza unos factores para determinar el módulo dinámico de las mezclas asfálticas. La particularidad de este método se presenta en la utilización de la viscosidad del asfalto como variable dentro de las expresiones matemáticas que son presentadas a continuación. Ver ecuaciones (86), (87), (88), (89), (90) y (91).

$$|E^*| = 100000 \times 10^{\beta_1} \quad (86)$$

$$\beta_1 = \beta_3 + 0.00000 \beta_5 - 0.00189 \beta_2 f^{-1.1} \quad (87)$$

$$\beta_2 = \beta_4^{0.5} T^{\beta_5} \quad (88)$$

$$\beta_3 = 0.553833 + 0.028829(P_{200} f^{-0.1703}) - 0.03476V_a \quad (89)$$
$$+ 0.070377\lambda + 0.931757f^{-0.02774}$$

$$\beta_4 = 0.483 V_b \quad (90)$$

$$\beta_5 = 1.3 + 0.492825 \log f \quad (91)$$

Donde:

E^* = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, lb/in^2



f = Frecuencia correspondiente a la velocidad de operación, Hertz

T = Temperatura de la mezcla, °F

P_{200} = Porcentaje en peso del agregado que pasa la malla No. 200, %

V_v = Porcentaje en volumen de vacíos con aire, %

V_b = Porcentaje en volumen de asfalto, %

λ = Viscosidad del asfalto a 70°F (10⁶ poises)

La viscosidad (λ) del asfalto se puede estimar a una temperatura de 70°F, por medio de la siguiente expresión. Ver ecuación (92).

$$\lambda = 29508.2 (P_{77^\circ F})^{-2.1939} \quad (92)$$

Donde:

$P_{77^\circ F}$ = Penetración del asfalto a 77°F (25 °C)

- ❖ **Fórmulas de Heukelom y Klomp (1964).**- Este método permite conocer el valor del módulo dinámico de la mezcla asfáltica a partir del módulo dinámico del asfalto y de los porcentajes en volumen de los constitutivos de la mezcla bituminosa. Las expresiones que se deben aplicar son las siguientes. Ver ecuaciones (93), (94), (95) y (96).

$$E = S_b \times \left[\frac{\left(1 + \frac{2.5}{n}\right) \times C_v^1}{(1 - C_v)} \right]^n \quad (93)$$



$$C_v^1 = \frac{C_v}{\left[0.97 + 0.01 \left(100 - (V_g - V_b)\right)\right]} \quad (94)$$

$$C_v = \frac{V_g}{(V_g + V_b)} \quad (95)$$

$$n = 0.83 \times \log \left(\frac{40000 MP_a}{S_b} \right) \quad (96)$$

Donde:

S_m = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, MPa

V_b = Porcentaje en volumen de asfalto de la mezcla, %

V_g = Porcentaje en volumen de agregados de la mezcla, %

S_b = Módulo dinámico del asfalto, MPa

❖ **Fórmula de Witczack (2000).**- Este método fue desarrollado teniendo en cuenta la composición de la mezcla asfáltica, y se expresa en la ecuación (97).

$$\begin{aligned} \log|E^*| &= -1.249937 + 0.029232 P_{200} - 0.001767(P_{200})^2 + 0.002841 P_4 \\ &- 0.058097 V_a - 0.802208 \frac{V_{beff}}{(V_{beff} + V_a)} \\ &+ \frac{[3.871977 + 0.0021P_4 + 0.003958 P_{38} - 0.00017 (P_{38})^2 + 0.0547 P_{34}]}{1 + e^{(-0.603313 - 0.31335 \log f - 0.393532 \log \eta)}} \end{aligned} \quad (97)$$

Donde:

E^* = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, lb/in²

η = Viscosidad del ligante (10⁶ poises)



$f =$ Frecuencia de carga, Hertz

$V_a =$ Porcentaje en volumen de aire, %

$V_{beff} =$ Porcentaje en volumen efectivo de ligante, %

$P_{3/4} =$ Porcentaje retenido en la malla 3/4", %

$P_{3/8} =$ Porcentaje retenido en la malla 3/8", %

$P_4 =$ Porcentaje retenido en la malla No. 4, %

$P_{200} =$ Porcentaje que pasa la malla No. 200, %

❖ **Fórmula del Departamento de Transporte de Minnesota (MnRoad), USA (2003).**- Este método sigue el planteamiento de la fórmula del Dr. Witczack (2000), realizando algunos ajustes. La fórmula se muestra en la ecuación (98).

$$\begin{aligned} \log|E^*| &= -0.261 + 0.008225 P_{200} - 0.00000101 (P_{200})^2 + 0.00196 P_4 - 0.0315 V_a \\ &- 0.415 \frac{V_{beff}}{(V_{beff} + V_a)} \\ &+ \frac{[1.87 + 0.002808 P_4 + 0.00000404 P_{38} - 0.0001786 (P_{38})^2 + 0.0164 P_{34}]}{1 + e^{(-0.716 \log f - 0.7425 \log \eta)}} \end{aligned} \quad (98)$$

Donde:

$E^* =$ Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, lb/in²

$\eta =$ Viscosidad del ligante (10⁶ poises)

$f =$ Frecuencia de carga, Hertz

$V_a =$ Porcentaje en volumen de aire, %



V_{beff} = Porcentaje en volumen efectivo de ligante, %

$P_{3/4}$ = Porcentaje retenido en la malla 3/4", %

$P_{3/8}$ = Porcentaje retenido en la malla 3/8", %

P_4 = Porcentaje retenido en la malla No. 4, %

P_{200} = Porcentaje que pasa la malla No. 200, %

Como puede advertirse en estas ecuaciones, la determinación del módulo dinámico de una mezcla asfáltica está influenciada por una gran cantidad de variables propias de los elementos que la constituyen (agregados pétreos y cementos asfálticos).

Según estudios de sensibilidad realizados por Higuera *et al* (2011) a diferentes mezclas asfálticas respecto a cada uno de los protocolos antes citados, encontró que las variables más sensibles para la determinación del módulo dinámico son, en orden de importancia:

- a) Tiempo de aplicación de la carga.
- b) Temperatura de la mezcla.
- c) Módulo dinámico del asfalto.
- d) Porcentaje de agregados pétreos.
- e) Porcentaje de vacíos.

2.9.5.2.4. Características de la fatiga de mezclas asfálticas.

Mientras se tenga una mezcla muy rígida y poco deformable traducida esto en deformaciones unitarias pequeñas, resistirá mayores repeticiones de carga N_f de tránsito. Se necesitará un gran número de repeticiones N_f para llevar a la falla a ese material. Ver línea azul de la Figura 17.

Si se tiene una mezcla con una rigidez muy baja y por lo tanto muy deformable traducido esto en deformaciones unitarias muy grandes, resistirá menos repeticiones de carga N_f de



tránsito. Ver línea roja de la Figura 17. Este tipo de mezcla necesitará relativamente pocas repeticiones de carga para llegar a su falla.

En términos generales se acepta que a menores deformaciones unitarias, mayores serán las repeticiones de carga que soporte el material; en cambio a mayores deformaciones unitarias, menores serán las repeticiones de carga que soporte el material.

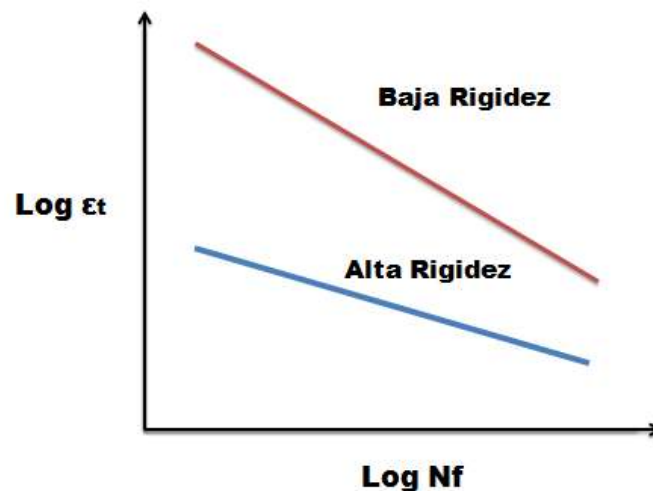


Figura 17.- Relación entre la deformación ϵ_t y el número de repeticiones permisibles N_f a la falla por fatiga, (Huang, 1993).

Para analizar el comportamiento a la fatiga de las mezclas asfálticas en el laboratorio, se han venido empleando las pruebas a flexión de los tres puntos sobre una viga de concreto asfáltico (ver Figura 18) de dimensiones variables, donde se simula una carga que flexiona esta viga de material asfáltico que representa la carpeta asfáltica, y se determina la deformación a tensión ϵ_t debajo de la misma. Esta respuesta se relaciona de manera directa con el número de aplicaciones de carga que lleva a la ruptura (fatiga) a esta viga y se obtienen lo que coloquialmente conocemos como “leyes de fatiga” o modelos de deterioro por fatiga, mismos que se describen en el siguiente apartado de este trabajo de investigación.

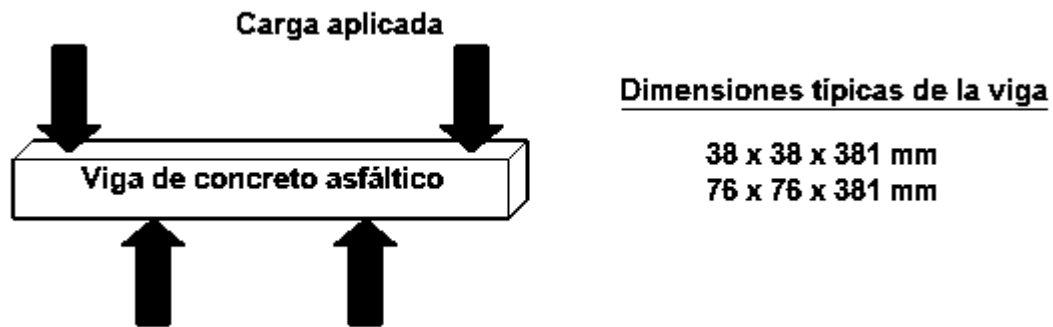


Figura 18.- Esquema de la prueba de tres puntos para pruebas de fatiga de mezclas asfálticas (Timm, Birgisson, Newcomb ,1999).

2.10. Modelos de deterioro o funciones de transferencia.

Los modelos de deterioro son funciones de transferencia que relacionan la respuesta estructural de un sistema con varios tipos de deterioro. La selección de los modelos de deterioro apropiados requiere del conocimiento de los tipos de falla que comúnmente ocurren asociadas a las cargas y el entendimiento de la relación entre estos daños y la respuesta estructural del pavimento (Elliot y Thompson, 1985 citado por Vázquez Varela 2002).

Estos modelos de deterioro requieren de una intensa calibración y verificación de campo para establecer predicciones confiables.

Las metodologías mecanicistas de diseño de pavimentos flexibles consideran generalmente dos tipos de deterioro: fatiga y deformación permanente. Sin embargo en la presentación de la guía de diseño AASHTO-ME (2008) se consideran, además de los dos deterioros mencionados, modelos de daño como el fracturamiento térmico, el Índice de Rugosidad Internacional (IRI), entre otros. Estos últimos modelos se representan con ecuaciones de transferencia muy complejas para su análisis y que para fines de investigación de este trabajo, solo se mencionarán.

Dentro de las metodologías tipo mecanicistas para el diseño de pavimentos flexibles se consideran los modelos de deterioro como la parte o insumo más importante. De allí su enorme importancia en el análisis y estudio de este proyecto de investigación.

A continuación se describe cada uno de estos modelos de deterioro.

2.10.1. Modelo de deterioro por fatiga en las capas asfálticas.

El daño acumulativo de Miner (1945) ha sido utilizado ampliamente para predecir el agrietamiento por fatiga. Este deterioro se manifiesta con el daño conocido como “piel de cocodrilo”. Este fenómeno se controla en términos de la deformación por tensión ε_t debajo de la capa o carpeta asfáltica. Ver Figura 19.

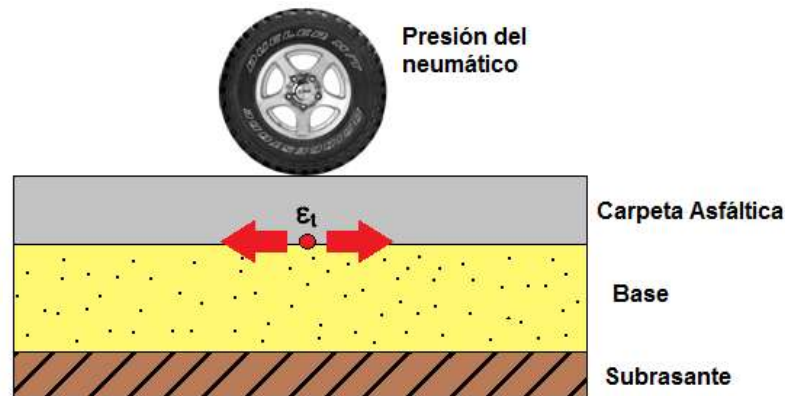


Figura 19.- Mecanismo de agrietamiento por fatiga.

Estas ecuaciones constitutivas se obtienen mediante pruebas a fatiga en vigas de concreto asfáltico.

El criterio de falla por fatiga se expresa en la ecuación (99).

$$Nf = f_1 \times \varepsilon_t^{-f_2} \times E_{AC}^{-f_3} \quad (99)$$

Donde:

Nf = Número de repeticiones admisibles para prevenir el agrietamiento por fatiga.

ε_t = Deformación unitaria por tensión debajo de la carpeta o capa asfáltica (mm/mm).

E_{AC} = Módulo de elasticidad o dinámico de la carpeta o capa asfáltica (MPa).

f_1 , f_2 y f_3 = Coeficientes determinados en laboratorio mediante ensayos de fatiga.

Haciendo el ajuste por varias agencias de transporte y de investigación en el mundo y tomando características de sus propios entornos (tipos de materiales, protocolos de



prueba de laboratorio, etc) la ecuación (99) queda determinada por las siguientes ecuaciones o modelos de deterioro por fatiga. Ver ecuaciones (100), (101), (102), (103), (104), (105), (106), (108), (109) y (109).

- Departamento de Transporte de Illinois (*I/DOT*) de EUA (Thompson 1987, citado por Huang, 1993). Este modelo está referenciado para pavimentos tipo “*Full depth*” con mezclas asfálticas en caliente.

$$N_f = 5 \times 10^{-6} \varepsilon_t^{-3} \quad (100)$$

- Laboratorio de investigación para transportes y carreteras (*TRRL*) de Inglaterra (Powel et al., 1984, citado por Huang, 1993). Este modelo fue desarrollado en función de varios estudios experimentales de diferentes pavimentos flexibles. En estos estudios, se tomó un enfoque multicapa linealmente elástico donde se especificó una temperatura de 20°C para la mezcla asfáltica, se varió el nivel de carga y se definió un 85% de confiabilidad para las pruebas.

$$N_f = 1.66 \times 10^{-10} \varepsilon_t^{-4.32} \quad (101)$$

- Centro de investigaciones para carreteras (*RRC*) de Bélgica, (Verstraeten et al., 1982, citado por Huang, 1993).

$$N_f = 4.92 \times 10^{-14} \varepsilon_t^{-4.76} \quad (102)$$

- Centro de investigación de carreteras de Minnesota (*MnRoad*) de EUA (Tim, Birgisson y Newcomb 1999, citado por Vázquez, 2002).



$$N_f = 2.83 \times 10^{-6.0} \varepsilon_t^{-3.20596} \quad (103)$$

- Laboratorio central de puentes y caminos (*LCPC*) de Francia (1984, citado por Vázquez, 2002). Estos modelos de deterioro fueron determinados experimentalmente en la pista circular de pruebas de Nantes Francia, la cual fue financiada directamente por la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico (OCDE). En estas pruebas se varió la temperatura de prueba de las mezclas asfálticas con frecuencias de 30 Hz.

$$N_f = 1.59 \times 10^{-18} \varepsilon_t^{-6.13} , (para 0^\circ C) \quad (104)$$

$$N_f = 2.255 \times 10^{-14} \varepsilon_t^{-5.034} , (para 10^\circ C) \quad (105)$$

$$N_f = 1.101 \times 10^{-18} \varepsilon_t^{-6.427} , (para 20^\circ C) \quad (106)$$

- Ministerio de Fomento de España (Secciones de firmes, 2010).

$$N_f = 1.18 \times 10^{-8} \varepsilon_t^{-3.67} \quad (107)$$

- Instituto de Ingeniería de la *UNAM*, para carreteras normales (Corro, 1999).

$$N_f = \sqrt[{-0.21}]{10^{3.843} \varepsilon_t} \quad (108)$$

- Instituto de Ingeniería de la *UNAM* para carreteras de altas especificaciones (Corro, 1999).



$$N_f = {}^{-0.21}\sqrt{10^{3.78} \varepsilon_t} \quad (109)$$

Esos modelos son expuestos bajo las características mecánicas de dos tipos de mezclas asfálticas en la publicación CI 8 de 1999 denominada “*Diseño estructural de pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones (DISPAV 5, Versión 2)*”.

Hay otros modelos de deterioro por fatiga que toman en cuenta las propiedades físicas de la mezcla asfáltica tal y como lo muestran las ecuaciones (110), (111) y (112).

- *Shell* de Inglaterra (1978, citado por Vázquez, 2002).

$$N_f = 3.981 \times 10^{-6} x (0.856 Vb + 1.8)^5 x \varepsilon_t^{-5} x E_{AC}^{-1.80} \quad (110)$$

- *Instituto del Asfalto*, EUA (1982, citado por Vázquez, 2002). Este modelo fue el empleado para elaborar el manual de diseño de espesores de pavimento del Instituto del Asfalto.

$$N_f = 0.414 \times 10^{4.84} \left[\left(\frac{Vb}{Vv+Vb} \right)^{-0.69} \right] x \varepsilon_t^{-3.291} x E_{AC}^{-0.854} \quad (111)$$

- *Instituto de Tecnología de la India* (Das & Pandey 1999, citado por Vázquez, 2002).

$$N_f = 2657.8721 x \varepsilon_t^{-3.565} x E_{AC}^{-1.4747} \quad (112)$$

Donde:



V_v es el volumen de vacíos de la mezcla, %.

V_b es el volumen de asfalto de la mezcla, %.

E_{AC} es el módulo dinámico de la mezcla asfáltica, kPa.

Generalmente la “vida” que nos arroja un modelo de deterioro por fatiga (comparado con las repeticiones esperadas de tránsito) de un material asfáltico en el laboratorio es menor que la observada en campo (Vázquez, 2002) debido a las siguientes diferencias entre las condiciones de los dos lugares:

- En el campo existe un periodo de reposo aleatorio entre aplicaciones sucesivas de carga que le permite al material asfáltico recuperarse. Generalmente, la carga cíclica en el laboratorio se aplica de forma continua con periodos de reposo pequeños e iguales.
- Después del paso de la carga pueden permanecer esfuerzos residuales en la capa asfáltica de rodadura causados por la rueda en movimiento. Estos esfuerzos se relajan con el tiempo y después de cierto lapso, quedan esfuerzos remanentes muy pequeños. En el laboratorio los esfuerzos residuales aumentan en las muestras sometidas a fatiga y su magnitud es muy diferente comparada con aquellos presentes en campo.
- La variación lateral de tránsito es muy importante. Las huellas de las ruedas difieren de un vehículo a otro, por lo tanto todas las ruedas de los vehículos no esfuerzan el mismo punto repetidamente.

De acuerdo a lo anterior, la “vida” estimada por el modelo de deterioro por fatiga en el laboratorio debe multiplicarse por un factor llamado Factor de Calage (Shift Factor) aportado por la SHELL. Este factor incrementa la predicción de desempeño de pavimento, mediante la función de transferencia, para presentar las condiciones de pavimentos reales Ver ecuación (113).

$$N_{fat} = \frac{Nf}{k_1 \times k_2 \times k_3} \quad (113)$$

Donde:

N_{fat} = Número de repeticiones permisibles por fatiga totales.



N_f = Número de repeticiones permisibles aparentes.

k_1, k_2 y k_3 son los factores de calage que dependen de las características de la mezcla.

Los factores de Calage se ilustran en la Tabla 2.

Tabla 2.- Coeficientes de Calage.

Auto reparación de pequeñas fisuras. Diferentes estados de esfuerzos.	k_1	Mezclas abiertas % bajo de asfalto	Mezclas densas ricas en asfalto
		2	10
Distribución lateral de cargas.	k_2	Cualquiera	
		2.5	
Diferentes temperaturas de trabajo de la mezcla a lo largo del día y del año.	k_3	Esesores pequeños Temperaturas bajas	Esesores altos Temperaturas altas
		1	0.33

Por lo anterior se puede pensar que la vida del pavimento inicialmente se subestima, es decir se tiene una vida útil “aparente” pero que no corresponde con la vida de campo del mismo. Por ello es que se introducen ciertos factores de calage o incremento para poder predecir con mayor holgura la vida real del pavimento. Esto desde luego es muy subjetivo y se puede incluso llegar a sobrestimar la vida del pavimento si no se consideran todas las propiedades de las mezclas asfálticas, propiedades que a lo largo de los años han demostrado una gran sensibilidad y una gran incertidumbre de estimación. Estos factores de calage (ver Tabla 2) han sido planteados por la empresa SHELL, según nuestras investigaciones otros modelos de deterioro por fatiga no consideran este tipo de ajustes de la vida del pavimento.

2.10.2. Modelo de deterioro por deformación permanente en las capas de suelo.

Este deterioro se manifiesta por roderas en la superficie del pavimento ocasionadas por una consolidación de las capas de suelo. Este fenómeno se controla en términos de la deformación por compresión ϵ_z arriba de la capa subrasante aunque también se han formulado modelos de deterioro con el esfuerzo vertical σ_z en la misma posición. Ver Figura 20.

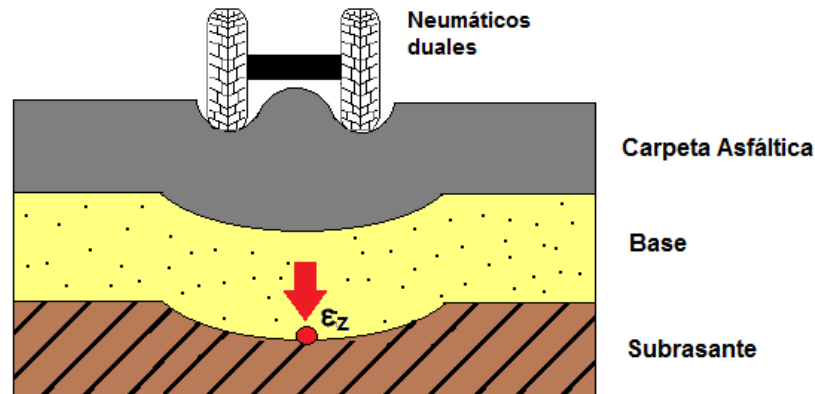


Figura 20.- Mecanismo de deformación permanente.

El criterio de falla por deformación permanente se expresa en la ecuación (114).

$$Nd = f_4 \times \epsilon_z^{-f_5} \quad (114)$$

Donde:

N_d = Número de repeticiones admisibles para prevenir la deformación permanente.

ϵ_z = Deformación unitaria por compresión arriba de la capa sub – rasante mm/mm.

f_4 y f_5 = Coeficientes determinados mediante observaciones en campo.

Haciendo el ajuste por varias agencias de transporte y de investigación en el mundo y tomando características de sus propios entornos (tipos de materiales, protocolos de prueba de laboratorio, etc) la ecuación (114) queda determinada por las siguientes ecuaciones o modelos de deterioro por deformación permanente. Ver ecuaciones (115), (116), (117), (118), (119), (120), (121), (122), (123), (124), (125), (126) y (127).

- Instituto del Asfalto de EUA (Huang, 1993).

$$N_d = 1.365 \times 10^{-9} \epsilon_z^{-4.477} \quad (115)$$



- *Shell* de Inglaterra para 50% de confiabilidad (Huang, 1993).

$$N_d = 6.15 \times 10^{-7} \varepsilon_z^{-4.0} \quad (116)$$

- *Shell* de Inglaterra para 85% de confiabilidad (Huang, 1993).

$$N_d = 1.94 \times 10^{-7} \varepsilon_z^{-4.0} \quad (117)$$

- *Shell* de Inglaterra para 95% de confiabilidad (Huang, 1993).

$$N_d = 1.05 \times 10^{-7} \varepsilon_z^{-4.0} \quad (118)$$

- Laboratorio de investigación para transportes y carreteras (*TRRL*) de Inglaterra para 85% de confiabilidad (Huang, 1993).

$$N_d = 6.18 \times 10^{-8} \varepsilon_z^{-3.95} \quad (119)$$

- Centro de investigaciones para carreteras (*RRC*) de Bélgica (Huang, 1993).

$$N_d = 3.05 \times 10^{-9} \varepsilon_z^{-4.35} \quad (120)$$

- Laboratorio central de puentes y caminos (*LCPC*) de Francia (1984, citado por Vázquez, 2002).

$$N_d = 1.02 \times 10^{-7} \varepsilon_z^{-4.166} \quad (121)$$



- Compañía de investigación *CHEVRON* de EUA (1960, citado por Vázquez 2002).

$$N_d = 1.60 \times 10^{-9} \varepsilon_z^{-4.444} \quad (122)$$

- *Instituto de Tecnología de la India* (Das & Pandey 1999, citado por Vázquez, 2002).

$$N_d = 4.76 \times 10^{-8} \varepsilon_z^{-4.533} \quad (123)$$

- Dormon & Metcalf (1964, citado por Vázquez 2002).

$$N_d = 6.06 \times 10^{-10} \varepsilon_z^{-4.761} \quad (124)$$

- Ministerio de Fomento de España (Secciones de firme, 2010).

$$N_d = 1.1210 \times 10^{-6} \varepsilon_z^{-3.571} \quad (125)$$

- Instituto de Ingeniería de la *UNAM*, para caminos normales (Corro, 1999).

$$N_d = 0.1761 \sqrt[0.1761]{\frac{VRS}{10^{0.4547} F_z}} \quad (126)$$

$$F_z = 1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}}$$



- Instituto de Ingeniería de la *UNAM*, para caminos de altas especificaciones (Corro, 1999).

$$N_d = \sqrt[0.1761]{\frac{VRS}{10^{0.85} F_z}} \quad (127)$$

$$F_z = 1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{\frac{3}{2}}}$$

2.10.3. Modelos de deterioro derivados de la guía de diseño AASHTO-ME (2008).

Como se mencionó anteriormente, la guía de diseño AASHTO ME (2008) es un gran adelanto de esta metodología de diseño de pavimentos flexibles en nuestro tiempo, ya que pasó de las ecuaciones empíricas condensadas en los números estructurales SN considerados en la popular guía de 1993 a conceptos mecanicistas traducidos en nuevos y sofisticados modelos de deterioro. Por lo extenso de las expresiones y para sólo mencionarlos en este trabajo de investigación sólo se escribirán tres modelos. Ver ecuaciones (128), (129) y (130).

Modelo de deformación permanente de la carpeta asfáltica:

- AASHTO (Guía de diseño AASHTO-ME, 2008).

$$\Delta_p = \varepsilon_p h = \beta_{1r} k_z \varepsilon_r 10^{k_{1r}} n^{k_{2r}} \beta_{2r} T^{k_{3r}} \beta_{3r} \quad (128)$$

Donde:

Δ_p = Deformación permanente vertical acumulada en la carpeta asfáltica.

ε_p = Deformación permanente acumulada en la carpeta asfáltica.

h = Espesor de carpeta asfáltica.



ε_r = Deformación elástica calculada por el modelo de respuesta estructural JULEA a la mitad de cada subcapa de la carpeta asfáltica.

n = Número de repeticiones de carga.

T = Temperatura del pavimento.

k_z = Factor de confinamiento.

k_{1r} , k_{2r} y k_{3r} = Parámetros de calibración globales.

β_{1r} , β_{2r} y β_{3r} = Parámetros de calibración locales.

Modelo de fracturamiento térmico de la carpeta asfáltica:

- AASHTO (Guía de diseño AASHTO-ME, 2008).

$$\Delta C = A(\Delta K)^n \quad (129)$$

Donde:

ΔC = Cambio en la profundidad de la grieta debido a un ciclo de enfriamiento.

ΔK = Cambio en el factor de intensidad de esfuerzos debido a un ciclo de enfriamiento.

A y n = Factores de agrietamiento de la carpeta asfáltica.

Modelo de rugosidad de la superficie de rodamiento IRI (Índice de Rugosidad Internacional):

- AASHTO (Guía de diseño AASHTO-ME, 2008).



$$IRI = IRI_o + 0.015 (SF) + 0.4(FC_{TOTAL}) + 0.008(TC) + 40(RD) \quad (130)$$

Donde:

IRI = Índice de Rugosidad Internacional, in/mi.

IRI_o = IRI Inicial después de la construcción, in/mi.

SF = Factor del lugar.

FC_{TOTAL} = Porcentaje de área agrietada por fatiga, %.

TC = Longitud de agrietamiento, ft/mi.

RD = Promedio de la profundidad de la rodera, in.

Como se observa en todos estos modelos de deterioro tanto para agrietamiento por fatiga como para deformación permanente, existe un interés muy grande por parte de varias agencias de investigación y de transporte en el mundo (Instituto del Asfalto, LCPC, TRRL, RRC, UNAM, entre otros) para adaptar estos modelos de daño a las metodologías mecanicistas de diseño de pavimentos flexibles. En los últimos años estas agencias de innovación e investigación científica han invertido fuertes sumas de dinero a través de proyectos de investigación patrocinados por sus propios gobiernos o por empresas privadas. En este apartado surgen interesantes recomendaciones hechas por algunos investigadores (Croney & Croney 1991, citado por Vázquez 2002) donde consideran muy importante el construir pistas para ensayos viales a escala para reproducir las condiciones de tráfico y clima, pero sobre todo de daño sobre los pavimentos allí construidos. Es pues la continuación del ejemplo dado por la pista de pruebas de AASHTO. Entre las últimas pistas o tramos construidos en escala real para la simulación de los efectos de las cargas de tránsito, está la pista circular de pruebas de Nantes, Francia, la cual está bajo la gestión del Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC). Se encuentra también la pista de ensayo vial de Minnesota, EUA gestionada por el centro de investigación de carreteras del mismo estado de la unión americana denominada coloquialmente MnRoad, construida en 1999 y como lo muestra la ecuación (103) ya ha dado resultados.

Según Medina y Crespo (1986) el empleo de los modelos de deterioro de fatiga, deformación permanente y la Ley de Miner deberían de sustituirse por la aplicación de los espectros reales de cargas en cualquier modelo de respuesta, esto como una tendencia futura en el dimensionamiento de secciones estructurales de pavimentos flexibles. Esto no



está alejado de la realidad mexicana ya que el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) tiene una base de datos de más de veinte años (1991) de monitoreo de estos espectros de carga y daño (Garnica, 2009) de la mayoría de las carreteras de la república mexicana que servirían para tal fin.

2.11. Parámetros necesarios para el diseño de pavimentos flexibles.

Los principales insumos de entrada para el diseño racional o mecanicista de diseño de pavimentos flexibles son las características del tránsito que tienen que ver con los volúmenes de tráfico previstos en la vida del pavimento, traducidos en repeticiones de ejes sencillos estándar (ejes equivalentes de 8.2 toneladas) así como sus respectivos factores de daño a distintas profundidades y a las presiones de inflado de los neumáticos.

Así mismo se tienen las características del terreno de apoyo o cimentación donde se desplantará la estructura del pavimento; dicho terreno merece especial atención y análisis porque, no obstante de que a ese nivel de profundidad los esfuerzos son muy bajos, suele tener una baja resistencia estructural que puede llegar a originar problemas de operación de toda la estructura del pavimento al producirse deformaciones excesivas.

Otros factores de primordial importancia son las características mecánicas de las capas de pavimento, mismas que en lo general y en lo particular tienen que ver con la rigidez de los suelos y de las mezclas asfálticas. Estos parámetros elásticos se suelen obtener directa y confiablemente de pruebas de laboratorio pero que en muchas ocasiones se determinan mediante correlaciones numéricas o recomendaciones de laboratorios y agencias de transporte alrededor del mundo porque aquellas suelen ser mucho más costosas y difíciles de operar.

Los parámetros climáticos van a la par con las características de las capas de suelo al verse influenciados por fenómenos meteorológicos como la precipitación y la temperatura mismos que afectan el comportamiento y respuesta mecánica del pavimento.

Todos los parámetros mencionados con anterioridad suelen analizarse o determinarse, cuando se dispone de la información necesaria, por planteamientos de la probabilidad y la estadística los cuales arrojarían los valores más probables o precisos que garanticen que la vida del pavimento sea la prevista en el diseño del pavimento de la carretera considerada.

A continuación y en los siguientes apartados se describirán más a detalle estos parámetros de diseño de pavimentos flexibles.

2.11.1. Tránsito.

Yang H. Huang (1993) afirma que: *“El tránsito es la variable más importante en el diseño de pavimentos”*, y es que el tránsito es el que le da vida a la ingeniería de pavimentos. Sin él es imposible hacer cualquier análisis estructural de pavimento.

La acción repetida de los vehículos produce fatiga en los pavimentos la cual se manifiesta en agrietamientos o deformaciones en la superficie. El daño es un proceso acumulativo relacionado directamente con la intensidad y la frecuencia de las cargas aplicadas.

El tránsito vehicular constituye la solicitud directa al sistema estructural que constituye el pavimento. Su caracterización es fundamental, y a la vez muy compleja dada la gran distribución de tipos de vehículos y, por tanto, de cargas que se pueden encontrar en la actualidad. Ver Figura 21.



Figura 21.- Tipos de vehículos que circulan sobre las carreteras en México.

A continuación se describen los parámetros más importantes de tránsito que utilizamos en nuestro país para el diseño de pavimentos flexibles puntualizándose conceptos o metodologías que se emplean en otros países y que vale la pena mencionar.



2.11.1.1. Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA).

Se llama tránsito diario promedio anual (TDPA) al número total de vehículos que pasan por una carretera en ambos sentidos durante un año, dividido entre 365 días. Para determinarlo se recurren a aforos directos realizados por personas o por contadores mecánicos. Dichos aforos pueden llevarse también durante todo el año o sólo en ciertas temporadas o períodos de tiempo y luego proyectarlo a un año. Esta medición es la que se emplea a menudo en los diseños de pavimentos flexibles en nuestro país y es el que emplea el Instituto de Ingeniería de la UNAM para su metodología de diseño.

En otros países manejan parámetros análogos para cuantificar el número de vehículos que han de circular por determinado tramo carretero. Por ejemplo, el catálogo de firmes del ministerio de fomento de España dentro de su metodología de diseño de pavimentos, maneja el término “Intensidad Media Diaria de vehículos pesados (IMDp)” la cual se utiliza para establecer la categoría de tráfico pesado, la cual va para más de 4000 vehículos pesados/día (Tráfico T00) a menos de 25 vehículos pesados/día (Tráfico T42). Estos son los rangos de tráfico que maneja. (Ministerio de Obras Públicas de España, 2003).

2.11.1.2. Tránsito en el carril de diseño.

Del TDPA (o su análogo) se necesita conocer el porcentaje de vehículos que usan el carril en donde se carga más el movimiento, llamado carril de diseño; según Olivera (2011) respecto a un camino de dos carriles (uno en cada sentido), se ha llegado a la conclusión de que el carril de diseño lleva de 60 a 65 % del TDPA; en cuanto a un camino de cuatro carriles, el de diseño lleva casi la misma cantidad de vehículos que uno de dos, pues en los carriles de la derecha transitan los automotores de mayor peso y que dañan más al pavimento, por lo que se toma en este caso, 50% del TDPA para el carril de diseño.







2.11.1.3. Composición del tránsito.

La composición del tránsito se puede dividir en grupos. Por ejemplo, los vehículos tipo A son todos los automóviles, las camionetas *pick-up* y los que tengan un peso menor de 3 ton; los vehículos tipo B son todos los autobuses y los vehículos tipos C son los camiones de carga con más de 3 ton, estos últimos se desglosan en grupos, pues tienen una gran



variedad de características y su peso total puede oscilar desde 3 hasta 60 ton, con diferentes combinaciones en la posición de sus ejes y llantas. Ver Tabla 3.

Tabla 3.- Clasificación parcial de los vehículos (autobuses, camiones y tractocamiones articulados) según nomenclatura, número de ejes y número de llantas, NOM-012-SCT-2-2008.

AUTOBÚS			
<i>Nomenclatura</i>	<i>Número de ejes</i>	<i>Número de llantas</i>	<i>Configuración del vehículo</i>
B2	2	6	
B4	4	10	
CAMIÓN UNITARIO			
C2	2	6	
C3	3	8-10	
TRACTOCAMIÓN ARTICULADO			
T2-S3	5	18	
T3-S2	5	18	

De cada vehículo es necesario conocer sus pesos, cargados y vacíos principalmente; los vehículos de carga a veces se componen de una unidad de tracción, una caja y un remolque, cada uno con varios ejes en diferentes combinaciones y una o dos llantas; se tienen así ejes sencillos con ruedas sencillas, ejes con ruedas sencillas o dobles y ejes triples con ruedas dobles. Ver Tabla 4.

La norma que regula las características de los vehículos que transitan en las carreteras y caminos de nuestro país es la NOM-012-SCT-2-2008 denominada “Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal”. En ella se enlistan los diferentes tipos de vehículos y su respectiva configuración física: nomenclatura, número de ejes, número de llantas, pesos máximos autorizados por ejes,



pesos brutos, dimensiones máximas, entre otras características que se comentaron con anterioridad.

Tabla 4.- Pesos máximos autorizados por tipo de eje y camino (ton), NOM-012-SCT-2-2008.

CONFIGURACIÓN DE EJES		TIPO DE CAMINO			
		ET4 Y ET2 A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
	SENCILLO DOS LLANTAS	6.50	6.00	5.50	5.00
	SENCILLO CUATRO LLANTAS	10.00	9.50	8.00	7.00
	MOTRIZ SENCILLO CUATRO LLANTAS	11.00	10.50	9.00	8.00
	TANDEM SEIS LLANTAS	15.00	13.00	11.50	11.00
	TANDEM OCHO LLANTAS	17.00	15.00	13.50	12.00
	MOTRIZ DOBLE OCHO LLANTAS	18.00	17.00	14.50	13.50
	TRIDEM DOCE LLANTAS	23.50	22.50	20.00	NO AUTORIZADO

El espaciamiento entre ejes de manera longitudinal (4 a 7 metros) no tiene efecto en el diseño de pavimentos, pues se considera que cada eje causaría esfuerzos y deformaciones unitarias independientes entre sí.

Según Vázquez (2002) los ejes tándem y trídem no son ni una sola repetición (inseguro) ni 2 ó 3 repeticiones independientes (conservador).

Sólo se consideran las ruedas de la huella exterior pues el ancho del eje (aprox. 1.8 metros) es suficiente para que los efectos de cada llanta sean independientes entre sí.



Como es sabido, los tractocamiones articulados y doblemente articulados son los que representan la mayor problemática en el diseño de pavimentos flexibles. Son ellos los que producen el mayor daño acumulativo a las estructuras de pavimento debido a su gran peso tanto bruto como por eje. Desafortunadamente esta problemática ha pasado por alto y las autoridades responsables de ello no se han dado a la tarea de vigilar esta anomalía.

El análisis estadístico que corrobora lo antes mencionado son los denominados espectros de carga (Garnica, 2009), los cuales son la distribución de frecuencia de las cargas por tipo de eje ya sean sencillos, duales, etc., obtenidos a través de estaciones de aforo móviles. Allí se especifican los porcentajes de pesos en exceso que transitan respecto a los máximos permisibles (Tabla 4). Como se puede observar, un gran porcentaje de vehículos transitan con pesos más allá de los permisibles. Esto trae como consecuencia una excesiva respuesta estructural del pavimento traducida en mayores daños acumulativos.

El Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM considera para efectos de diseño, los factores de carga (cargados o vacíos) para todos los vehículos. Esto como es de esperarse, es de difícil determinación y cuantificación. Sin embargo y como se mencionó con anterioridad, los vehículos o tráileres articulados o doblemente articulados son los que mayor daño producen a los pavimentos. Allí se piensa que el factor de carga es de 1 (es decir totalmente cargado) y es que por políticas de operación de estos vehículos (vinculados a las grandes empresas comerciales-industriales de nuestro país) generalmente van cargados de “ida” como de “vuelta”. No se puede esperar que vayan en algún momento vacío o semivacío porque eso va en detrimento de los costos o fletes de estas empresas, que como se sabe, maximizan todas las operaciones de transporte. Una manera de conocer realmente este concepto de cargado o vacío es utilizar los mencionados espectros de carga ya que durante su utilización conocemos realmente que peso por eje está transitando, no si va cargado o vacío sino que qué porcentaje respecto al permisible legalmente está fuera o dentro de este. Esta será la tendencia de análisis futura.

Dentro de las perspectivas futuras para el transporte de carga pesada, la configuración de ejes menos agresiva para el pavimento siempre será aquella con la mayor cantidad de llantas para distribuir la carga. Este comportamiento es real y ha sido estudiado durante más de 50 años en los Estados Unidos y el resto del mundo. En la actualidad la industria automotriz desarrolla ejes aún más numerosos para movilizar las cargas y preservar la infraestructura vial.

2.11.1.4. Ejes sencillos equivalentes (ESALS).

Dentro de las metodologías empírico-mecanicistas es necesario caracterizar el tránsito mediante algún criterio de homogenización. De manera unánime y en casi todos los métodos de diseño de pavimentos flexibles se han venido utilizando los ejes sencillos equivalentes (ESALS) de 8.2 toneladas (80 kN ó 18,000 libras)

Para la caracterización del tránsito vehicular se puede utilizar la práctica común en México de transformarlo en un cierto número de ejes equivalentes sencillos duales de 8.2 toneladas (Ver Figura 22) para el período de diseño.

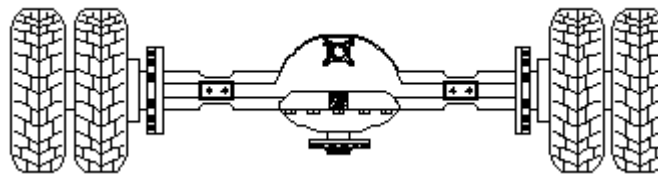


Figura 22.- Eje sencillo equivalente dual de 8.2 toneladas (ESAL)

Numéricamente los ESALS son la sumatoria de ejes de carga y se calcula con la ecuación (131).

$$ESALS = \sum_{i=1}^m EALF n_i \quad (131)$$

Donde:

m = Es el número de grupos de la carga por eje.

$EALF$

= Es el factor equivalente de carga por eje, para cada grupo de carga clasificado por eje.

n_i

= Es el número de pasadas por grupo de carga clasificado por eje durante el período de vida.



El factor equivalente por carga (EALF= Equivalent Axle Load Factor) depende del tipo de pavimento, el espesor o la capacidad estructural del pavimento y las condiciones en las que se considera que el pavimento puede fallar. La mayoría de los factores de carga por eje que se utilizan hoy en día se basan en la experiencia.

Uno de los métodos que comúnmente se utilizan se basa en las ecuaciones empíricas de la AASHTO (1972). Dicha agencia de transporte incluye ecuaciones donde a partir de las características y configuraciones de los vehículos expresados en tipo de ejes además del criterio de serviciabilidad que caracteriza la metodología de diseño de pavimentos flexibles de la mencionada agencia de transporte, se pueden encontrar el número de repeticiones de tránsito expresados en ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton (80 kN).

La AASHTO de acuerdo con los resultados de su pista de pruebas en Ottawa, Illinois EUA, dedujo una ecuación (ver ecuación (132)) para encontrar factores de daño EALF que son muy usados porque se obtuvieron de la práctica de campo.

$$EALF = \left(\frac{W_{tx}}{W_{t18}} \right) \quad (132)$$

La ecuación (132) es función logarítmica de las características de los ejes de los vehículos (sencillo, dual o tridem), del índice de serviciabilidad del camino, de los ejes sencillos equivalentes y del número estructural SN. Las ecuaciones (133), (134) y (135) expresan las formulaciones para determinar de manera logarítmica el factor de carga equivalente por ejes (EALF). Por lo tanto al sacar la función inversa (10^x) al logaritmo se obtiene el EALF buscado.

$$\log \left(\frac{W_{tx}}{W_{t18}} \right) = 4.79 \log(18 + 1) - 4.79 \log(L_x + L_2) + 4.33 \log L_2 + \frac{G_t}{\beta_x} - \frac{G_t}{\beta_{18}} \quad (133)$$

$$G_t = \log \left(\frac{4.2 - p_t}{4.2 - 1.5} \right) \quad (134)$$



$$\beta_x = 0.40 + \frac{0.081 (L_x + L_2)^{3.23}}{L_2^{3.23} (SN + 1)^{5.19}} \quad (135)$$

Donde:

W_{tx} = Número de x aplicaciones de cargar de eje al final del tiempo t .

W_{t18} = Número de aplicaciones de ejes sencillos de carga de 8.2 ton (80 kN) al tiempo t .

L_x = Carga sobre un eje sencillo, un eje tándem o un trídem.

L_2 = Código de eje, 1 para eje sencillo, 2 para tándem y 3 para trídem.

SN = Número estructural .

p_t = Serviciabilidad final.

G_t = Función de p_t .

β_{18} = Valor de β_x cuando L_x es igual a 18 y L_2 es igual a 1.

2.11.1.5. Factores de daño.

El factor o coeficiente de daño es la relación del deterioro que un vehículo dado causa a la estructura del pavimento, con el daño que provoca un vehículo estándar. La teoría general de este criterio es el siguiente.

Según Olivera (2011) los vehículos de un cierto tipo que transitan sobre un carril de determinadas dimensiones, tienen la posibilidad de variar su posición en el carril, de tal manera que hacia las orillas haya menos pasadas; en cambio, hacia el centro está la mayoría de las operaciones; si lo anterior se expresa por medio de una curva de frecuencias, se tiene la que se presenta en la Figura 23. Si los vehículos tienen bastante posibilidades de variar su posición en el carril, entonces la curva es achatada (curva de mayor probabilidad) y de poca altura; en cambio si hay pocas opciones de que la posición varíe, la curva es más esbelta (curva de menor probabilidad). Esta segunda posibilidad es muy aplicable al caso de carreteras.

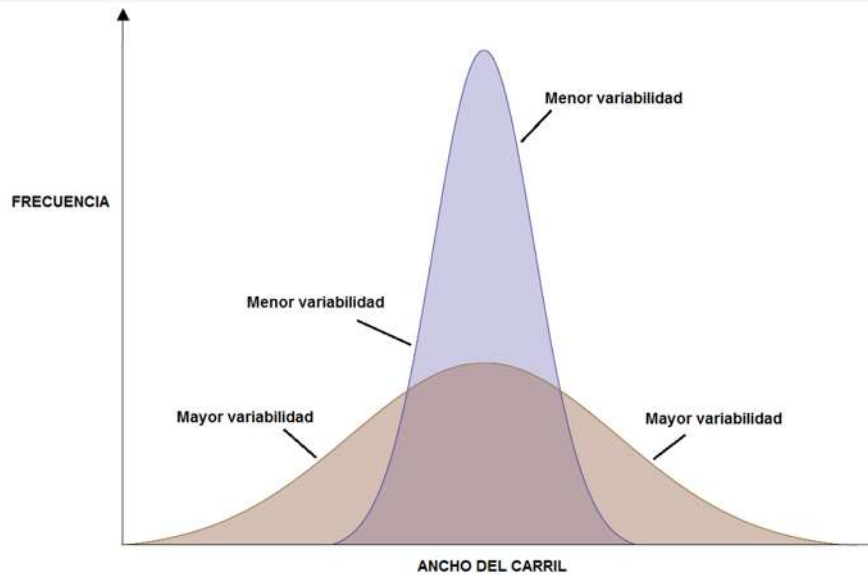


Figura 23.- Curvas de frecuencia de la posición de los vehículos a lo ancho de un carril de tránsito (Olivera, 2011).

Si en el carril de estudio hay diferentes tipos de vehículos, cada uno tendrá una curva de frecuencias como las observadas en la Figura 24 con los vehículos “a” y “b”.

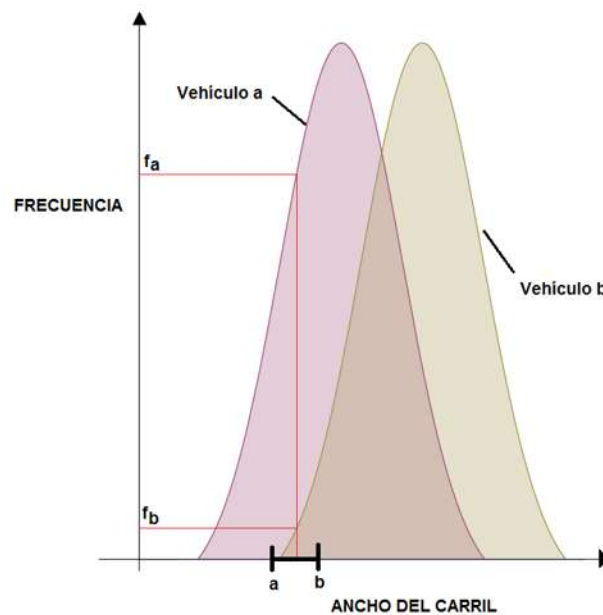


Figura 24.- Curvas de frecuencia para dos tipos diferentes de vehículos que operan en un mismo carril (Olivera, 2011).

Al usar la curva del vehículo “a” de la Figura 24 se tiene:



El factor de daño es la relación del deterioro que el vehículo en estudio provoca en una pasada al pavimento (d_A), entre el daño que también provoca el vehículo estándar (d_t) en un recorrido y se expresa con la ecuación (136).

$$\text{Factor de daño} = F_a = \frac{d_A}{d_t} \quad (136)$$

Para conocer el número total de pasadas (N_A) que el vehículo en estudio puede realizar, el daño total que puede resistir el pavimento (D) se divide entre el deterioro que produce este vehículo (d_A) en una pasada. Ver ecuación (137).

$$N_A = \frac{D}{d_A} \quad (137)$$

Al despejar d_A de la ecuación (137) obtenemos la ecuación (138).

$$d_A = \frac{D}{N_A} \quad (138)$$

El número de pasadas del vehículo estándar que resiste el pavimento se denota con la ecuación (139).

$$N_t = \frac{D}{d_t} \quad (139)$$

Al despejar d_t de la ecuación (139) obtenemos la ecuación (140).

$$d_t = \frac{D}{N_t} \quad (140)$$

Sustituyendo las ecuaciones (138) y (140) en la ecuación (136) obtenemos la ecuación (141).



$$F_a = \frac{d_A}{d_t} = \frac{\frac{D}{N_A}}{\frac{D}{N_t}} = \frac{N_t}{N_A} \quad (141)$$

Es por ello que el factor de daño se obtiene al dividir el número de pasadas con que el vehículo estándar lleva a la falla al pavimento, entre el número correspondiente al vehículo en estudio.

De la ecuación (141) se despeja d_A y se obtiene la ecuación (142).

$$d_A = F_A d_t \quad (142)$$

Si durante la vida útil del pavimento, el vehículo pasa f_A veces (frecuencia) por la franja (a-b) del carril (ver Figura 24), el daño que le cause este vehículo se expresa con la ecuación (143).

$$D_{(a-b)} = d_A f_A \quad (143)$$

El daño que causan por los diferentes tipos de vehículos que pasan por esa misma franja se expresa con la ecuación (144).

$$D_{(a-b)} = \sum_{A=1}^n d_A f_A \quad (144)$$

Al sustituir la ecuación (142) en la ecuación (144) se obtiene la ecuación (145).

$$D_{(a-b)} = \sum_{A=1}^n F_A d_A f_A \quad (145)$$

La franja del carril que sufre el mayor es aquella en que se incluye la máxima frecuencia para todos los vehículos, por lo que el daño máximo $D_{\text{máx}}$ en el carril se expresa con la ecuación (146).



$$D_{m\acute{a}x} = \sum_{A=1}^n F_A d_A f_{A\ m\acute{a}x} \quad (146)$$

Al sustituir la ecuación (146) en la ecuación (139) se obtiene la ecuación (147).

$$N_t = \frac{\sum_{A=1}^n F_A d_A f_{A\ m\acute{a}x}}{d_t} = \sum_{A=1}^n F_A f_{A\ m\acute{a}x} \quad (147)$$

Por lo tanto, el número de vehículos estándar que pueden pasar por un carril de carretera es igual a la suma de los productos de los factores de daño de los vehículos correspondientes, por la frecuencia de cada uno de éstos en la franja más crítica.

La $f_{Am\acute{a}x}$ para los diferentes vehículos depende del ancho del carril, del ancho de los vehículos. Como se ha mencionado, en las carreteras los vehículos tienen muy poca posibilidad de variar su posición en el carril, por lo que la curva es bastante esbelta en este caso (ver Figura 23).

Por este motivo la ecuación (147) queda finalmente como se indica en la ecuación (148).

$$N_t = \sum_{a=1}^n N_a F_a \quad (148)$$

Donde:

N_a = Número de vehículos de un tipo.

F_a = Factor de daño para cada tipo de vehículo.

El factor de daño varía de un país a otro. Para calcularlo algunos autores toman como base la relación de esfuerzos a una determinada profundidad y otros la hacen por medio de deformaciones.

Por ejemplo, el Instituto de Ingeniería de la UNAM para calcular estos coeficientes de daño requiere calcular los esfuerzos inducidos por el tránsito, los cuales se calculan con la ecuación (149).



$$\sigma_{zi} = P_c \left[1 - \frac{z_i^3}{(r_c^2 + z_i^2)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (149)$$

Donde:

σ_{zi} = Esfuerzo inducido, kg/cm^2 .

P_c = Presión de contacto, kg/cm^2 .

r_c = Radio equivalente de una carga vehicular, cm .

z_i = Profundidad a la cual se calcula el esfuerzo, cm .

El radio equivalente r_c depende del tipo de eje (sencillo, tándem y tridem) y se calcula con las ecuaciones (150), (151), (152) y (153).

Eje Sencillo:

$$r_c = \sqrt{\frac{1000 P}{2 \pi P_c}} \quad (150)$$

Eje Tándem:

$$r_c = \sqrt{\frac{1111 P}{4 \pi P_c}} \quad (151)$$

Eje Tridem:

$$r_c = \sqrt{\frac{1333 P}{6 \pi P_c}} \quad (152)$$

Eje Estándar:

$$r_c = \sqrt{\frac{1000 \times 8.2}{2 \pi \times 5.8}} \quad (153)$$

Donde:



P = Es la carga legal del eje del vehículo considerado, ton.

Por lo anterior la ecuación (154) es la utilizada para calcular dichos factores de daño a la profundidad deseada.

$$\log K_d = \frac{\log \sigma_{z(\text{eje considerado})} \log \sigma_{z(\text{eje 8.2 ton})}}{\log 1.5} \quad (154)$$

Donde:

K_d = Factor de daño a la profundidad deseada, adimensional.

$\sigma_{z(\text{eje considerado})}$ = Esfuerzo inducido por el tipo de eje (sencillo, dual, etc), kg/cm².

$\sigma_{z(\text{eje 8.2 ton})}$ = Esfuerzo inducido por el eje estándar de 8.2 ton, kg/cm².

Deacon y Witzack (Olivera, 2011) calculan para pavimentos flexibles los factores de daño a través de la fórmula conocida coloquialmente como la “fórmula de la cuarta potencia” representada por la ecuación (155).

$$F = \left(\frac{\varepsilon_j}{\varepsilon_t} \right)^4 \quad (155)$$

Donde:

ε_j = Máxima deformación debajo de la carpeta asfáltica para un vehículo j .

ε_t = Máxima deformación debajo de la carpeta asfáltica para un vehículo tipo t .

La ecuación (155) nació del modelo de deterioro por fatiga planteado en la ecuación (99) donde el factor f_2 fue considerado con un valor constante de 4, el cual fue obtenido después de muchas pruebas de fatiga de mezcla asfáltica cuyos resultados fueron ajustados por líneas de tendencia para la obtención de dicho valor.



2.11.1.6. Tránsito durante la vida útil de una obra.

En la actualidad con los métodos de diseño de pavimentos flexibles se calcula el total o acumulado de ejes sencillos equivalentes que transitarán la vía durante los (n) años de vida útil. Este volumen de tránsito se determina mediante las ecuaciones (156) y (157).

$$\sum Ln = TDPA[CAT]Kd \quad (156)$$

$$CAT = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] \quad (157)$$

Donde:

$\sum Ln$ = Ejes sencillos equivalentes totales en la vida útil.

Kd = Coeficiente de daño que produce cada vehículo a la profundidad deseada.

CAT = Coeficiente de Acumulación de tránsito.

r = Factor de crecimiento anual de tránsito.

n = Años de vida útil del camino u horizonte de proyecto.

2.11.1.7. Área, Presión de contacto y presión de inflado.

El efecto del área de contacto de las llantas sobre el pavimento se menciona a continuación:

- ❖ En los métodos de análisis se simulan las cargas del tráfico como presiones uniformes aplicadas en la superficie (frontera) de la estructura.
- ❖ La presión de contacto es mayor que la presión de inflado en llantas con baja presión y paredes en compresión.
- ❖ La presión de contacto es menor que la presión de inflado en llantas con alta presión y paredes en tensión.
- ❖ Generalmente la presión de contacto se toma igual a la presión de inflado.

- ❖ El área de contacto se maneja como círculos, utilizados para análisis de pavimentos compuestos de capas elásticas, los cuales se pueden simplificar mediante simetría axial.



Figura 25.- Relación entre presión de contacto y presión de inflado (Huang 1993, creación propia).

La presión de contacto es más grande que la presión de los neumáticos para neumáticos a baja presión, debido a que la pared de contacto de los neumáticos está en compresión y la suma de fuerzas verticales debido a la presión en la pared y el neumático debe ser igual a la fuerza debido a la presión de contacto; la presión de contacto es más chica que la presión de los neumáticos para neumáticos a alta presión, debido a que la pared de los neumáticos está en tensión (ver Figura 25). Sin embargo, en el diseño de pavimentos, la presión de contacto es generalmente supuesta igual a la presión del neumático.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM establece dos tipos de radios a emplear en su metodología de análisis de diseño, en base al tipo de vehículo. Esto es función del peso del eje y de la presión de inflado de los neumáticos. Ver las ecuaciones (158) y (159).

$$a_s = \sqrt{\frac{P_s}{\pi p}} \quad (158)$$



$$a_t = \sqrt{\frac{1.11 P_t}{\pi p}} \quad (159)$$

Donde:

a_s = Radio del área para eje sencillo en centímetros (cm)

a_t = Radio del área para eje tándem en centímetros (cm)

P_s = Mitad del peso del eje sencillo en kilogramos (kg)

P_t = Cuarta parte del peso del eje tándem en kilogramos (kg)

p = presión de inflado del neumático en kg/cm^2

2.11.1.8. Velocidad del vehículo.

Otro factor relacionado con el tráfico es la velocidad a la que viajan los vehículos. La velocidad es relevante si se consideran propiedades viscoelásticas en el método de análisis del pavimento. El tiempo de duración de la carga será función de la velocidad además de que la respuesta esfuerzo deformación del material viscoelástico cambia con dicho tiempo. Algunos programas de respuesta comerciales como el VESYS y el KENLAYER permiten estos análisis. Si sólo se consideran propiedades elásticas lineales, la velocidad debe tomarse en consideración para seleccionar un módulo de Young representativo para la tasa de carga antes de realizar el análisis elástico. Por lo general, a mayor velocidad vehicular, los materiales viscoelásticos desarrollarán mayores rigideces y se presentarán menores deformaciones en el pavimento.

En los últimos años se ha acrecentado su importancia a tal medida que en nuestro país se escoge el tipo de cemento asfáltico en base a criterios de tránsito y velocidad de los vehículos que transitan por determinado camino. El ejemplo más notorio de lo anterior es la elección de los Cementos Asfálticos Grado PG (N-CMT-4-05-004-08) los cuales se toman en función de ajustes por intensidad de tránsito, velocidad lenta y tránsito detenido, características estas de las condiciones de tránsito presentes.



2.11.2. Parámetros del terreno de apoyo o cimentación.

La sub-rasante se define como el suelo preparado y compactado para soportar una estructura o sistema de pavimento. Constituye la fundación de la estructura del pavimento y se suele caracterizar por el módulo resiliente, Mr.

No obstante, esta capa puede ser evaluada mediante otras pruebas directas en campo. Una de esas pruebas es la denominada prueba de placa la cual se hace para valuar la capacidad portante de dicha capa de apoyo e incluso capas como bases y sub-bases. Esta prueba se usa tanto para pavimentos rígidos como flexibles.

La prueba consiste en cargar una placa circular en contacto estrecho con el suelo por probar, midiendo las deformaciones finales correspondientes a los distintos incrementos de carga utilizados (Rico, Del Castillo, 2006).

Por medio de esta prueba puede calcularse el módulo de reacción de la subrasante. Este concepto se define como la presión que ha de transmitirse a la placa para producir al suelo una deformación prefijada. Numéricamente se expresa en la ecuación (160).

$$k = \frac{p}{\Delta} \left[\frac{\text{Fuerza}}{\text{Longitud}} \right] \quad (160)$$

El módulo de reacción así definido depende del diámetro de la placa que se use para calcularlo, pues a presión constante, el asentamiento de la placa circular crece con su diámetro, por lo que se fija un asentamiento dado, la presión necesaria para producirlo irá siendo menor a mayor diámetro de la placa.

El Catálogo de Firmes de España (2010) contempla este parámetro para seleccionar la explanada o subrasante que servirá de base para la cimentación de toda la estructura del pavimento. Dicho catálogo lo denomina “Módulo de compresibilidad (Ev)” al que describe como una magnitud característica de la deformabilidad del suelo. El ministerio de fomento de España sugiere que se obtenga a través de la prueba de placa antes descrita pero para placas de 300 mm (30 cm) de diámetro sobre la cual se va aplicando una carga de manera progresiva hasta alcanzar una deformación de 5 mm o un esfuerzo normal de 0.5 MN/m².

Los valores del Módulo de Compresibilidad se obtienen de la curva carga-deformación en un primer y segundo ciclo de carga, a partir de la inclinación de la secante entre los



puntos $0.3 \sigma_{1\max}$ y $0.7 \sigma_{2\max}$ por medio de la ecuación general (161) y de dos ecuaciones complementarias (162) y (163):

$$Ev = 1.5 r \frac{\Delta\sigma}{\Delta s} \quad (161)$$

$$\Delta\sigma = \sigma_2 - \sigma_1 \quad (162)$$

$$\Delta s = s_2 - s_1 \quad (163)$$

Donde:

Ev = Módulo de Compresibilidad, (MN/m^2) .

σ_1 = Esfuerzo normal medio bajo la placa, para $0.3 \sigma_{1\max}$, (MN/m^2) .

σ_2 = Esfuerzo normal medio bajo la placa, para $0.7 \sigma_{2\max}$, (MN/m^2) .

s_1 = Asentamiento medio de la placa correspondiente a $0.3 \sigma_{1\max}$, (mm) .

s_2 = Asentamiento medio de la placa correspondiente a $0.7 \sigma_{2\max}$, (mm) .

r = Radio de la placa de carga, (mm) .

En la Figura 26 se muestra una gráfica esfuerzo-deformación típica de la prueba de carga de placa.

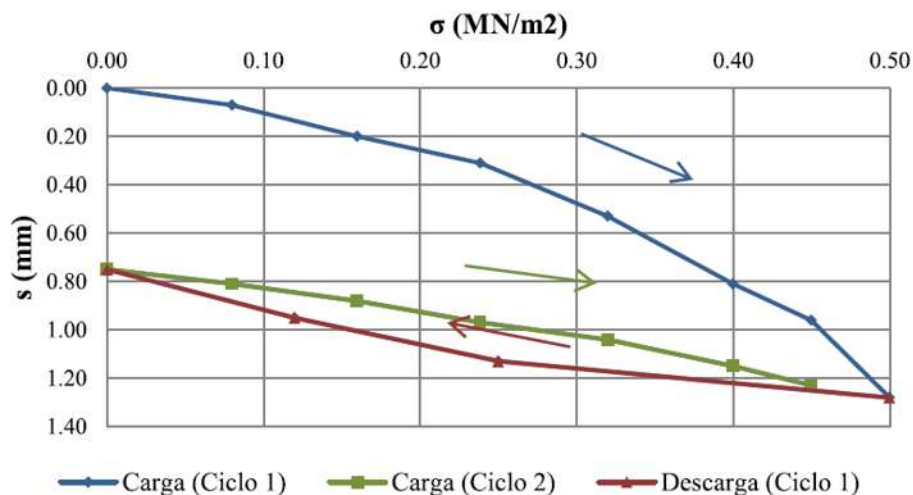


Figura 26.- Curva de esfuerzo-deformación de una prueba de carga de placa (Laboratorio de Transporte España, 2008).



2.11.3. Parámetros de los suelos utilizados en la pavimentación.

La Administración Federal de Carreteras (FHA, por sus siglas en inglés) del departamento de transporte de los Estados Unidos de América (US DOT, por sus siglas en inglés) publica anualmente una serie de manuales actualizados para proyecto, construcción, operación y mantenimiento de todos sus ejes viales carreteros dependientes de agencias de transporte de los cincuenta estados de la Unión Americana. En el manual No 132040 denominado “*Geotechnical Aspects of Pavements*” se describen los métodos y procedimientos de aspecto geotécnico para el diseño y construcción de pavimentos flexibles y rígidos. Dicho manual incluye información sobre exploración geotécnica, características de suelos, pruebas y equipo de laboratorio para las obtenciones de las propiedades índices y mecánicas de los suelos, correlaciones empíricas, drenaje y todos los elementos que constituyen el proyecto NCHRP 1-37A para la conformación de la guía empírica de la AASHTO (actualización de 1998) para el diseño de pavimentos flexibles y rígidos.

Entre los principales parámetros geomecánicos que intervienen en el diseño de pavimentos flexibles están las relaciones de Poisson (ν), los módulos resilientes de los suelos (E) y los valores relativos de soporte (CBR) de cada una de las capas de suelo que constituyen el pavimento (este último sobre todo empleado en el método de diseño de pavimentos flexibles del Instituto de Ingeniería de la UNAM).

Dichos parámetros geomecánicos son recomendados por la guía de la FHA de la US DOT cuando no se cuenta con el equipo de laboratorio para la obtención de los mismos e inclusive recomienda ciertas correlaciones de laboratorio.

El primer parámetro que la guía que estudia es la relación de Poisson (ν). Este parámetro es una propiedad elástica de los suelos que se define como la relación entre la deformación lateral (ϵ_x) y la deformación axial (ϵ_y) bajo una carga de tipo axial. Ver Figura 27.

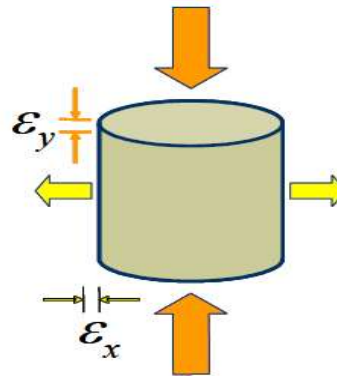


Figura 27.- Esquema de la Relación de Poisson ν (NCHRP 1-37A, 2004).

La relación de Poisson es difícil de determinar en el laboratorio pero tiene una influencia relativamente menor en el diseño de pavimentos flexibles comparada con otros parámetros, por lo que el empleo de cada uno de ellos ha dado resultados satisfactorios.

La Tabla 5 son los valores típicos recomendados por la guía de la FHA de la US DOT para su utilización.

Tabla 5.- Valores típicos de la relación de Poisson (ν) para geomateriales de pavimentos según la NCHRP 1-37A, 2004.

Descripción del material	Rango de ν	ν Típico
Arcilla saturada	0.4 - 0.5	0.45
Arcilla no saturada	0.1 - 0.3	0.20
Arcilla Arenosa	0.2 - 0.3	0.25
Arena densa	0.2 - 0.4	0.30
Arena gruesa	0.15	0.15
Arena fina	0.25	0.25
Roca	0.1 - 0.4	0.25

El Valor Relativo de Soporte (VRS) es una medida de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo en determinadas condiciones de humedad y compactación. Se define como la relación de las resistencias en porcentaje del material en estudio y de un material estándar, al ser penetrados por un cilindro metálico de 19.35 cm² de sección. Este término es el correspondiente al California Bearing Ratio (CBR) de la prueba Porter del estado de California en los Estados Unidos. El material estándar es una caliza triturada, en la cual ya se tienen las resistencias constantes para penetraciones de 1.27, 2.54, 3.81, 5.08, 7.62, 10.16 y 12.70 mm. Ver Figura 28.



Figura 28.- Prueba del Valor Relativo de Soporte (Coria, 2010)

La fórmula para obtener el valor relativo de soporte (VRS) se obtiene mediante la ecuación (164).

$$VRS = \frac{A}{1360} 100 \quad (164)$$

Donde:

VRS = Valor Realtivo de Soporte, %.

A = Carga correspondiente, % a la penetración de 2.54 mm, kg.

1360 = Carga del material estándar a la misma penetración de 2.54 mm, kg.

La prueba del Valor Relativo de Soporte está detallada en el protocolo de prueba AASHTO T193 y en la norma mexicana M-MMP 1-11/08.

La guía de la FHA de la US DOT establece algunos valores de campo del valor relativo de soporte (VRS) que se pueden emplear para el diseño de pavimentos flexibles. Ver Tabla 6.



Tabla 6.- Valores típicos del VRS según el cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos (USACE), 1953.

Clasificación SUCS	VRS de campo
GW	60 - 80
GP	35 - 60
GM	40 - 80
GC	20 - 40
SW	20 - 40
SP	15 - 25
SM	20 - 40
SC	10 - 20
ML	5 - 15
CL	5 - 15
OL	4 - 8
MH	4 - 8
CH	3 - 5
OH	3 - 5

Dentro de las metodologías mecanicistas de diseño de pavimentos flexibles el parámetro que suele emplearse en los suelos como medida de rigidez o elasticidad es el módulo resiliente. Se han encontrado después de numerosos ensayos y pruebas de laboratorio, correlaciones numéricas que relacionan de manera directa el módulo resiliente con el Valor relativo de soporte (VRS).

La guía de la FHA de la US DOT establece algunas correlaciones que se pueden utilizar, aclarando aquí que estas correlaciones suelen ser en ocasiones muy poco representativas y no corresponden con el comportamiento mecánico real del suelo en cuestión. Varios autores (Zarate, 2007) consideran que es necesario llevar a cabo pruebas triaxiales cíclicas para poder determinar, bajo ciertas características iniciales del material en estudio, los módulos resilientes o elásticos.

En las ecuaciones (165) y (166) se muestran correlaciones que recomienda esta guía norteamericana.

$$M_R(\text{psi}) = 2555 (VRS)^{0.64} \quad (165)$$

$$M_R(\text{MPa}) = 17.6 (VRS)^{0.64} \quad (166)$$



De manera complementaria la SHELL establece su propia correlación. Ver ecuación (167).

$$M_R(MPa) = 10.3 VRS \quad (167)$$

Heukelomp y Klomp establecen otra correlación (Huang, 1993). Ver ecuación (168).

$$M_R(MPa) = 1500 VRS \quad (168)$$

Además de la guía de la FHA de la US DOT y de las correlaciones hechas por otros laboratorios o agencias de transporte alrededor del mundo, el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Corro, 1999) establece una correlación para las capas no estabilizadas que son las que emplea el software de diseño de pavimentos flexibles DISPAV 5. Ver ecuación (169).

$$M_R(kg/cm^2) = 130 (VRS)^{0.7} \quad (169)$$

La guía de la FHA de la US DOT recomienda algunos valores de módulos resilientes respecto de valores relativos de soporte tanto para suelos cohesivos (ver Tabla 7) como para suelos friccionantes (ver Tabla 8)

Tabla 7.- Valores de módulos de resiliencia respecto a valores de VRS de suelos cohesivos para pavimentación.

Tipo de suelo SUCS	Descripción	VRS (%)	MÓDULO RESILIENTE (Mpa)
Suelos de grano fino			
ML, OL	Limo	4-8	14.07 – 42.22
	Grava-arena-limo	5-15	28.14 – 56.29
MH	Limo de alta compresibilidad	4-8	14.07 – 42.22
CL	Arcilla plástica	5-15	14.07 - 70.37
CL, OL	Arcilla de baja compresibilidad	4-15	14.07 - 70.37
CH, OH	Arcilla de alta compresibilidad	3-5	28.14 - 70.37



Tabla 8.- Valores de módulos de resiliencia respecto a valores de VRS de suelos friccionantes para pavimentación.

Tipo de suelo SUCS	Descripción	VRS (%)	MÓDULO RESILIENTE (Mpa)
Suelos de grano grueso			
GW, GP	Grava bien graduada	60 - 80	70.37 – 140.74
	Grava mal graduada	35 - 60	70.37 – 140.74
SW	Arena bien graduada	20 – 40	42.23 – 105.55
SP	Arena mal graduada	15 - 25	35.18 – 14.07
Materiales granulares con alto porcentaje de finos			
GM	Grava limosa	40 – 80	70.37 – 211.11
	Grava areno limosa		
SM	Arena limosa	20 - 40	70.37 – 140.74
	Arena limosa con grava		
GC	Grava arcillosa	20 - 40	56.29 – 140.74
	Grava arcillosa con arena		
SC	Arena arcillosa	10 - 20	35.18 – 105.55
	Arena arcillosa con grava		

La guía ya mencionada recomienda valores de módulos resilientes en función de la clasificación de suelos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) los cuales se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9.- Valores típicos de los módulos resilientes para geomateriales de pavimentos en condiciones óptimas de contenido de humedad y densidad según la NCHRP 1-37A, 2004.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)		
Tipo de material	Rango del M _R (psi)	Valor típico M _R (psi)
GW	39,500 - 42,000	41,000
GP	35,500 – 40,000	38,000
GM	33,000 – 42,000	38,500
GC	24,000 – 37,500	31,000
GW-GM	35,500 – 40,500	38,500
GP-GM	31,000 – 40,000	36,000
GW-GC	28,000 – 40,000	34,500
GP-GC	28,000 – 39,000	34,000
SW	28,000 – 37,500	32,000
SP	24,000 – 33,000	28,000
SM	28,000 – 37,500	32,000
SC	21,500 – 28,000	24,000
SW-SM	24,000 – 33,000	28,000
SP-SM	24,000 – 33,000	28,000
SW-SC	21,500 – 31,000	25,500
SP-SC	21,500 – 31,000	25,500



ML	17,000 – 25,000	20,000
CL	13,500 – 24,000	17,000
MH	8,000 – 17,500	11,500
CH	5,000 – 13,500	8,000
Para convertir a Mpa hay que multiplicar por 0.0069		

Existe además la prueba del Estabilómetro o valor R la cual tiene por objeto el de medir la capacidad que tiene un suelo de resistir deformación lateral bajo una carga vertical. En nuestro país caído en desuso debido sobre todo a la complejidad de operación del mismo además de que requiere personal experto para su manejo.

Correlación entre el valor del Estabilómetro (R) y el M_R . Ver ecuación (170) y ecuación (171).

$$M_R(\text{psi}) = 1155 + 555 R \quad (170)$$

$$M_R(\text{MPa}) = 8 + 3.8 R \quad (171)$$

La prueba del Estabilómetro de Hveem está detallada en el protocolo de prueba AASHTO T190.

Correlación entre el coeficiente de capa de la AASHTO y el M_R . Ver ecuación (172) y ecuación (173).

$$M_R(\text{psi}) = 30,000 \left(\frac{a_i}{0.14} \right)^3 \quad (172)$$

$$M_R(\text{MPa}) = 207 \left(\frac{a_i}{0.14} \right)^3 \quad (173)$$

Los valores de los coeficientes de capa a_i se encuentran en el manual de diseño AASHTO 93.



2.11.4. Parámetros climáticos (calor, humedad, temperatura).

En nuestro país predominan varios tipos de clima, de los cuales para el diseño de pavimentos nos interesan tres factores, las variaciones del calor, las variaciones de humedad y las variaciones de temperatura.

Dada la importancia que ello implica se han desarrollado en instituciones de educación superior y de investigación científica de la unión americana distintos modelos climáticos que describen aceptablemente las características medioambientales que inciden en el desempeño de los pavimentos flexibles. Sin embargo hay que aclarar que hoy todavía estos parámetros son más cualitativos que cuantitativos.

Uno de los primeros modelos climáticos desarrollados fue el Modelo de Transferencia de Calor (Dempsey y Thompson, 1970, citado por Huang 1993) el cual permite evaluar fenómenos de congelamiento y de regímenes de temperatura en sistemas de pavimentos flexibles multicapa. Las entradas para este modelo son los datos climáticos como temperaturas diarias máximas y mínimas del aire y velocidad de viento. Además incorpora propiedades térmicas del pavimento como conductividad térmica, capacidad de calor y calor latente de fusión.

Posteriormente se desarrolló el Modelo de humedad de equilibrio (Dempsey et al, 1986, citado por Huang 1993) se basa en la suposición de que la subrasante no puede recibir la humedad por infiltración a través del pavimento. Cualquier agua de lluvia se drena rápidamente a través de las obras de drenaje superficial o subterránea. El agua que sólo llega a la subrasante es el agua capilar causada por el nivel freático de agua.

El último modelo que ha tenido gran aceptación es el Modelo de Infiltración y Drenaje (Liu y Litton, 1984, citado por Huang 1993). Este modelo evalúa las características de la precipitación sobre el grado de saturación y los módulos resilientes de los suelos que conforman las capas del pavimento. Se consideran probabilidades de infiltración tanto para días secos como para días húmedos.

Las variaciones de temperatura afectan las propiedades reológicas del asfalto, esto es esfuerzos de tensión y compresión térmicos dentro de la capa de mezcla asfáltica

Las variaciones en el contenido de humedad afectan por un lado a las terracerías provocando expansiones y contracciones. Por otro lado las características geomecánicas de los materiales, su resistencia al esfuerzo cortante, el valor relativo de soporte (VRS), el



módulo de elasticidad o de resiliencia, el módulo de reacción y todos y cada uno de los parámetros que intervienen en el diseño del pavimento. Para sustentar lo antes expuesto se mencionan algunas formulaciones hechas al respecto según varios investigadores en el mundo:

- ✓ A bajo niveles de contenido de humedad, la succión puede incrementar la cohesión aparente entre las partículas y resultar en incrementos en el módulo resiliente (Dawson, 1996, citado en las memorias del XXIV Congreso Mundial de Carreteras 2011).
- ✓ A altos niveles de contenido de humedad, la presión de poro puede causar un decremento en el esfuerzo efectivo, por lo tanto en el módulo resiliente (Monismith, (1971) y Barksdale (1989), citado en las memorias del XXIV Congreso Mundial de Carreteras 2011).
- ✓ Las partículas finas pueden tener un efecto lubricante, incluso sin e desarrollo de la presión de poro, y puede causar una reducción en el módulo resiliente (Thom y Brown 1987, citado en las memorias del XXIV Congreso Mundial de Carreteras 2011).

Una mejora importante al diseño DarWin AASHTO-ME de los pavimentos en esta guía es la consideración de los efectos climáticos en los materiales del pavimento, en las respuestas y en los deterioros considerados de una manera completa e integrada. Estos efectos se estiman usando el “Modelo Integrado y Mejoramiento de Clima” (EICM por sus siglas en inglés), la cual es una herramienta que modela la temperatura y la humedad dentro de cada capa del pavimento y su terreno de cimentación. Básicamente, el modelo climático considera datos ambientales horarios en cinco variables que son Temperatura, Precipitación, Velocidad del viento, Nubosidad y Humedad relativa.

Estos datos fueron tomados de las estaciones climáticas de los Estados Unidos para estimar las temperaturas y condiciones de humedad de las capas, las predicciones del EICM son calculadas de forma horaria y se usan en varias formas.

El modelo EICM calcula la temperatura en la carpeta asfáltica para encontrar el módulo dinámico que se usa para analizar las deformaciones unitarias verticales y horizontales en la carpeta. Y también considera las temperaturas en las capas inferiores sobre todo cuando hay congelamiento modificando así el módulo resiliente de éstas para el cálculo de los módulos respectivos.



Este modelo también calcula el contenido de humedad de cada capa con la variación mensual para el ajuste de los módulos y el cálculo de las respuestas estructurales, así de esta forma se llega a calcular el daño por fatiga, por agrietamiento térmico y por deformación permanente.

Como se mencionó anteriormente el modelo EICM utiliza las cinco variables climáticas que son: temperatura, la precipitación, la velocidad del viento, la nubosidad y la humedad relativa, usadas para más de 800 estaciones de los Estados Unidos. Las cuales son datos de entrada para el modelo EICM.

El problema de las condiciones climáticas usadas en la guía es el propio modelo EICM y sus datos de entrada, el modelo EICM utiliza ecuaciones para el cálculo de módulos de las capas del pavimento basado en condiciones de humedad y de temperatura, hasta la última versión 1.1 de la guía MEPDG, los datos necesarios para que funcionara la parte climática de la guía requería datos de las cinco variables mencionadas en la sección anterior, a cada hora. Eso implica encontrar las estaciones climáticas de nuestro país y colocarlas en el formato adecuado para que el modelo EICM de la guía lo pueda leer. Además hay que revisar los modelos con los que maneja la información el modelo EICM, ya que está diseñado además para calcular los índices de congelamiento y deshielo que se dan en zonas y regiones al norte de Estados Unidos (sobre todo las de frontera con Canadá), pero que no aplican para nuestro país dado que los problemas de congelamiento y deshielo no se presentan a gran escala. Por eso debe tomarse con cuidado las relaciones que genera el modelo EICM y validarla con la información nacional.

2.11.5. Confiabilidad.

Hay dos métodos probabilísticos en el diseño de pavimentos: el determinístico y el probabilístico. En el método determinístico cada factor de diseño tiene un valor fijo basado en el factor de seguridad asignado por el diseñador. A juicio del diseñador se asigna generalmente un factor de seguridad más alto para aquellos factores que son menos seguros o que tienen un mayor efecto en el diseño final. La aplicación de este enfoque tradicional basado en factores de seguridad (o incertidumbre) pueden resultar en sobrediseño o subdiseño, de secciones de pavimento, en función de las magnitudes de los factores de seguridad aplicados y de la sensibilidad de los procedimientos de diseño. Un enfoque más realista es el método probabilístico en el que se asigna a cada factor de diseño una media y una varianza. Con esto se cubre el factor de seguridad y la sensibilidad del procedimiento del diseño del método determinístico y la confiabilidad del



diseño se puede evaluar. La confiabilidad se define como la probabilidad de que el diseño cumpla con la vida de diseño prevista (Huang, 1993).

2.12. Métodos de diseño de pavimentos flexibles.

Los métodos de diseño para pavimentos flexibles pueden ser de tres tipos: Empíricos, Semiempíricos y Empírico-Mecanicistas.

Los Empíricos fueron los primeros en ser desarrollados, ejemplo de estos son: el CBR de California, el del Instituto del Asfalto (primera versión) e Índice de Grupo. Se caracterizan por la ausencia de modelos de deterioro o de daño tanto para fatiga como para deformación permanente. Están basados en la experiencia.

Los Semiempíricos, como los de la UNAM (primeras versiones), el del Instituto del Asfalto, el de la AASHTO y el de la SHELL, corresponden a un desarrollo posterior donde se incluye el análisis de la fatiga y un modelo de daño, pero con ajustes para considerar el comportamiento real.

Los Racionales o Mecanicistas aplican la teoría multicapa para analizar la respuesta a las cargas impuestas y establecer los materiales y espesores necesarios para soportarlas adecuadamente. Este sistema de capas elásticas se resuelve con la ayuda de programas de computadora como el MICH-PAVE, CIRCLY, BISAR, ELSYM5, ILLI-PAVE, ALIZE III, WESLEA, KENLAYER, entre muchos otros. Dentro de esta categoría de pavimentos están el del Instituto de Ingeniería de la UNAM (1997), SHELL (1978), Instituto del Asfalto (1981) y DARWin AASHTO-ME (2010).

Los métodos de diseño de pavimentos flexibles han sufrido importantes transformaciones a lo largo del tiempo. Desde aquellos primeros métodos de tipo empírico a principios del siglo pasado, que se basaban en un sistema de clasificación de suelos, o se apoyaban en pruebas de resistencia también empíricas, hasta la época actual, estos sistemas se han visto fuertemente enriquecidos por las aportaciones de investigaciones importantes como las realizadas en los tramos de prueba AASHTO en Ottawa, Illinois, Estados Unidos. Actualmente, con la introducción de las computadoras, la utilización de sofisticados instrumentos, equipos de ensaye y medición, y procedimientos de análisis como el método de elemento finito, se han desarrollado métodos de diseño más avanzados, como los denominados empírico-mecanicista, los cuales tienen un componente teórico, basado en un modelo estructural y un componente empírico, basado en resultados de laboratorio y observaciones en el campo, con los cuales se configura un modelo de comportamiento. (Zarate, 2007).



De manera general se han reconocido tres criterios de falla para el diseño de pavimentos flexibles en el mundo. A saber:

- a) **Criterio de Deformación Permanente:** Los métodos de diseño de los años cincuenta buscaban controlar la deformación permanente basándose en la resistencia de la subrasante (CBR, R).
- b) **Deformación Unitaria por Tensión o Compresión:** Los criterios más usados para el diseño del pavimento flexible son la deformación unitaria por tensión admisible debajo de la capa asfáltica (ϵ_t) y la deformación unitaria vertical por compresión (ϵ_z) en la parte superior de la subrasante. Estos criterios pueden ser explícitos en los métodos de diseño, como es el caso del método de la SHELL, o implícitos como en el método del Instituto del Asfalto (1972).
- c) **Serviciabilidad:** Otro criterio utilizado en el diseño de pavimentos flexibles es la serviciabilidad del mismo. Este fue introducido por la AASHTO en su ensayo vial de 1960 y se describe en la Guide for Design of Pavements Structures (AASHTO, 1993).

2.12.1. Método de la Asociación Americana de Carreteras Estatales y Oficiales de Transporte AASHTO (1993).

Este procedimiento es de amplia aceptación para el diseño de pavimentos flexibles y se presenta en la Guía AASHTO para el Diseño de Estructuras de Pavimento, la cual es publicada por la American Association of State Highway and Transportation Officials. El método se publicó por primera vez en 1972, existen revisiones hasta 1993 y en la actualidad comienza a distribuirse la versión 2002. La información de pruebas incluida en el desarrollo del método fue recolectada en el Ensayo Vial AASHO de 1958 a 1960.

El Ensayo Vial AASHO se llevó a cabo en Ottawa, Illinois. Tanto el clima como el suelo son típicos de una gran parte de los Estados Unidos. Los ensayos sobre pavimentos se hicieron sobre seis secciones separadas dobles, con pistas de doble vía en forma de dos tramos rectos paralelos con secciones curvas para retorno. En la Figura 29 se presenta el emplazamiento general del ensayo.

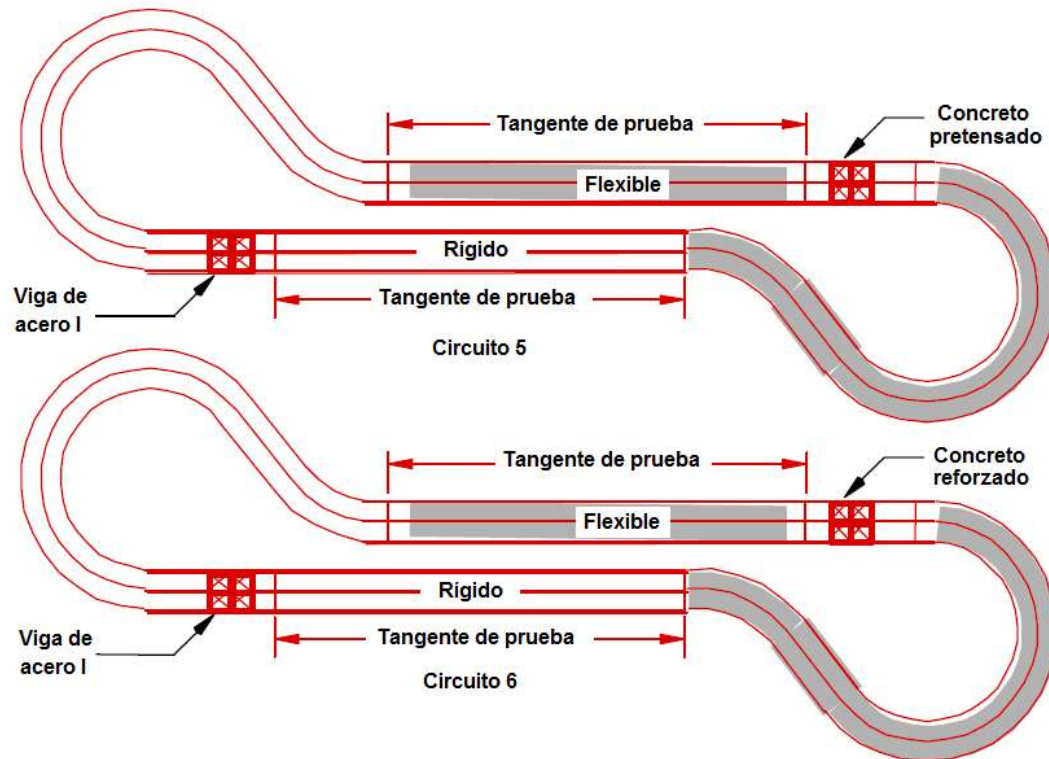


Figura 29.- Pista de pruebas de la AASHO en Ottawa, Illinois 1961 (The AASHO Road Test).

La expresión básica de diseño para pavimentos flexibles es la ecuación (174):

$$\log_{10}(W_{18}) = Z_R S_o + 9.36 \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5.19}}} + 2.32 \log_{10}(M_R) - 8.07 \quad (174)$$

Donde:

W_{18} = Número predicho de repeticiones de ejes equivalentes de carga de 18 kips (80 kN).

Z_R = Desviación normal estándar.

S_o = Error estándar combinado de la predicción del tránsito y la predicción del desempeño.

ΔPSI = Diferencia entre el índice de diseño inicial de serviciabilidad, p_o , y el índice de diseño final de serviciabilidad, p_t .



M_R = Módulo resiliente (psi).

SN = es el número estructural indicativo del espesor total requerido de pavimento. Ver ecuación (175).

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (175)$$

Donde:

a_i = Coeficiente de la capa i .

D_i = Espesor de capa i en pulgadas.

m_i = Coeficiente de drenaje de la capa i .

Por lo tanto se trata entonces de encontrar el número estructural SN de la ecuación (175) mediante iteraciones, encontrándose los espesores del pavimento requeridos.

En el 2010 salió a la venta la nueva versión del software de apoyo al método empírico AASHTO 93 y del mecanicista AASHTO-ME 2008, denominado DARWin-ME (ver Figura 30). Un novedoso y potente software único en el mundo que refleja un comportamiento más cercano y real de las respuestas estructurales de los pavimentos tanto flexibles como rígidos. Este software fue respaldado por el proyecto NCHRP 1-37A y 1-40D el cual tuvo una duración de diez años de análisis experimental y de campo. Consideran 17 secciones tipo de pavimentos tanto flexibles como rígidos así como 20 asistentes o módulos de cálculo que incorporan características de tránsito, clima, materiales, rehabilitación, respuestas del pavimento, optimización, entre otros.

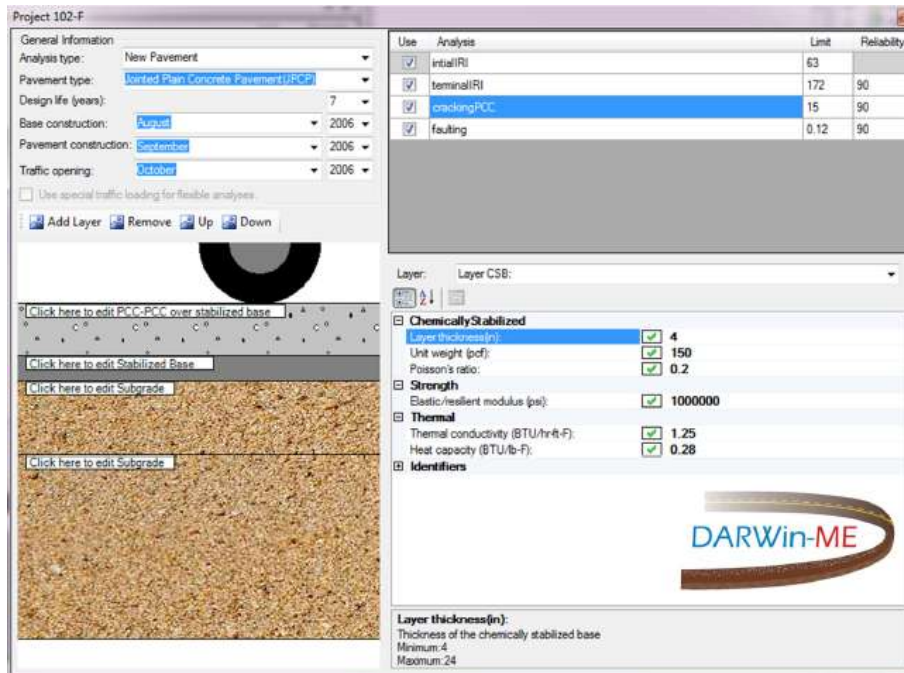


Figura 30.- Carátula de un asistente de cálculo del software DarWin-ME AASHTO.

En nuestro país está por verse si se puede incorporar este software a las condiciones prevalecientes en el medio caminero mexicano. Lo que sí es un hecho es que resultará muy complicado sino que imposible adaptar las ecuaciones de regresión y de cálculo propias de este software a las de nuestro entorno, sobre todo en lo referente a la base climática que aborda el DarWin ME. En éste se contemplan cinco variables medioambientales: temperatura, precipitación, velocidad del viento, nubosidad y humedad relativa. En México carecemos de muchas de estas variables en cuanto a información dada en bases de datos estadísticos de las agencias encargadas de su medición, como es el caso de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) lo que supone entonces introducir datos “*estimados*” llenos de incertidumbre que no reflejarán el comportamiento mecánico y real de la estructura de pavimento. Además, hay que recordar que algunos de los modelos de deterioro incluyen de manera indirecta condiciones de congelamiento de suelos, fenómeno que en nuestro país ya no representa algún problema debido a que ha sido ya erradicado completamente o porque simplemente se presenta con muy poca frecuencia. Así que modificar esas ecuaciones o modelos ya representa de manera inicial un problema de adaptabilidad a nuestro entorno.



2.12.2. Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM (1974).

El Instituto de Ingeniería de la UNAM desarrolló un método teórico para la estructuración de pavimentos flexibles en base a las teorías de capacidad de carga de Terzagui y de la distribución de esfuerzos de Boussinesq en los suelos, con lo cual se obtiene una estructura homogénea en todas sus capas. Las gráficas de proyecto de las publicaciones 325 y 444 de dicho instituto están diseñadas en base al volumen de tránsito acumulado en el horizonte de proyecto del pavimento y del valor relativo de soporte de campo proponiéndose además diferentes grados de confianza, esto hace énfasis en el uso de datos estadísticos como medias, desviaciones estándar, coeficientes de variabilidad para usarse en datos de materiales y de tránsito.

Esta metodología fue posible gracias a que durante más de cuarenta años el instituto de Ingeniería de la UNAM llevó a cabo una serie de experimentos en tramos de pruebas de carretera en operación así como pruebas a escala en la pista de pruebas circular de dicho instituto (ver Figura 31), con características de tránsito, materiales y datos climáticos propios y representativos de nuestro país (Corro, 1974). Cabe mencionar que los datos obtenidos en los primeros ensayos viales fueron comparándose de manera directa con el método de la agencia de carreteras AASHO (hoy AASHTO) de los Estados Unidos, la cual por ese tiempo (década de los 60's) también llevaba a cabo ensayos en su pista de Ottawa Illinois.

Son seis las hipótesis de diseño simplificadoras que maneja esta metodología, las cuales reúnen las características esenciales de cualquier diseño de pavimentos flexibles: tránsito, materiales, condiciones medioambientales y el marco teórico-conceptual (la manera en como interactúan estos últimos).

- a) Estructura de la carretera.- Se considera esta como un sistema multicapa.
- b) Características de los materiales.- Se parte de la idea que todas las capas están constituidas por suelos altamente cohesivos, esto por la necesidad de realizar el análisis con suelos que representan las condiciones más críticas y desfavorables posibles y de alguna manera estar del lado de seguridad. Estos suelos se caracterizan por su alta compresibilidad que se traduce en baja resistencia y alta deformabilidad, lo cual como es de suponer, va en detrimento de la servicialidad de la estructura del pavimento.
- c) Caracterización del tránsito.- Un sistema estructural de pavimentos no puede estudiarse si no se representan adecuadamente los pesos vehiculares a que estará



sometido durante su vida útil. Por ello la variable de tránsito juega uno de los papeles más importantes en el diseño de pavimentos, ya que ella por sí sola activa la interacción dinámica de todas las capas del pavimento. Se homologan los pesos vehiculares en los denominados “ejes equivalentes” de 8.2 ton, estándar usado en muchas partes del mundo. Esto aunado a la simplificación de que las distintas llantas representan distintos discos circulares flexibles, nos da como resultado el esfuerzo generado justo debajo de la superficie de rodamiento.

- d) Mecanismo de falla.- Se parte de la idea de que cada llanta representa una fuerza normal que puede estudiarse como la aplicación de una carga en una cimentación tipo circular y por lo tanto se parte de la expresión universalmente conocida de Terzagui de capacidad de carga de donde y como se expreso en el inciso a, los suelos que se estudian son cohesivos con un ángulo de fricción igual a cero, de donde se deriva que la capacidad última de cualquiera de las capas está en función exclusivamente de la cohesión.

Puesto que las capas de pavimento se encuentran relacionados estructuralmente, se constituyen factores experimentales (C_o) que ajustan este fenómeno. Ver ecuación (176).

$$C_o = \frac{5.8 I F_o}{0.7 \sqrt{R S_o}} \quad (176)$$

- e) Ecuación de diseño.- Esta ecuación (ver ecuación (177)) representa la parte medular de la metodología empleada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. El espacio matemático es una gráfica semilogarítmica (empleada esta por utilizar valores muy grandes, como las aplicaciones equivalentes, que no se pudieran representar visualmente en una grafica normal) donde las ordenadas representan la resistencia última y las abscisas se representan el número de aplicaciones a la falla. Por lo tanto hay una función de correspondencia lineal entre estos dos parámetros.

Esta ecuación fue calibrada en laboratorio y campo, así como correlaciones con las pruebas de la pista de pruebas de la antigua AASHO (hoy AASHTO) de Ottawa Illinois, donde finalmente se tienen constantes experimentales que definen claramente los valores relativos de soporte en operación de las capas de pavimento durante su vida útil.

$$\widehat{VRS}_z = \widehat{VRS}_o [A]^{\log R \Sigma L} [F_z] \quad (177)$$

Esta es la ecuación fundamental de esta metodología de diseño.

- f) Coeficientes de daño.- Estos coeficientes tienen una gran importancia de tipo cuantitativo ya que nos indican el daño en relación al eje equivalente estándar de los vehículos a diferentes presiones de inflado y por tanto distintas áreas circulares de sus neumáticos. En otras palabras, factores mayores a la unidad (mayores a los ejes equivalentes) producen mayor daño al pavimento, como lo son los vehículos pesados de carga. Factores menores a la unidad (menores a los ejes equivalentes) producen menor daño al pavimento, como lo son los vehículos automotores.

Finalmente se dice que esta fórmula a la falla, nos arrojan distintas familias de curvas que correlacionan ejes equivalentes, esfuerzos y profundidades o espesores relativos de cada capa. Ver ecuación (178).

$$(\Delta q_s)_{u-j} \geq 5.8 [1.50]^{\log \Sigma L} \left[1 - \frac{z^3}{\sqrt[3]{15^2 + z^2}} \right] IF_o \quad (178)$$



Figura 31.- Pista circular de pruebas "Fernando Espinoza Gutiérrez" del Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2011.

2.12.3. Método del Instituto del Asfalto (1981).

El método de diseño del Instituto del Asfalto está contenido en la novena edición del manual MS-1 “Diseño de Espesores” de 1981, actualizada en el 2000. El manual presenta un procedimiento de diseño estructural de espesores para pavimentos compuestos parcial o totalmente por capas cementadas con asfalto sólido o en emulsión. Se incluyen varias combinaciones de rodadura en concreto asfáltico o con emulsión y tratamiento superficial, base en concreto asfáltico o con emulsión y base no cementada o sub-base.

En ese manual el pavimento se caracteriza como un sistema multicapa elástico, su aplicación es mucho más simple, razón por la cual ha sido calificado de “semi-empírico”. El procedimiento de diseño se desarrolló con base en teoría, experiencia, resultados de ensayos y un programa de computador llamado N-CHEVRON (CHEV 4).

Los criterios de diseño adoptados son la deformación unitaria por tensión horizontal en la parte inferior de la carpeta asfáltica y la deformación unitaria por compresión en la parte superior de la subrasante, ambas producidas por la carga de la rueda. Ver Figura 32.

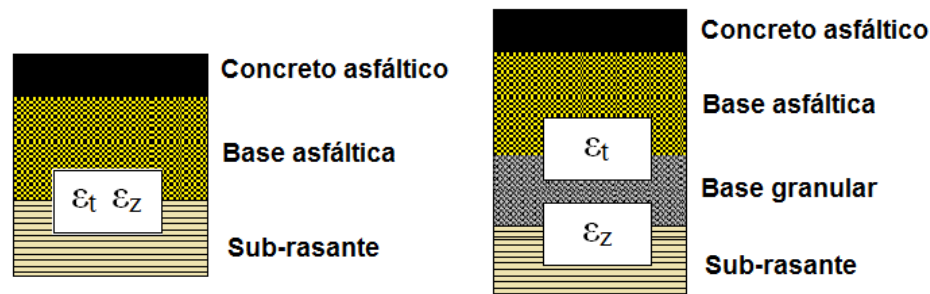


Figura 32.- Criterios de daño para diseño de pavimentos según el Instituto del Asfalto (Vázquez, 2002).

2.12.3.1. Criterios de diseño.

- Modelos de Deterioro.

El modelo de deterioro por fatiga está ajustado para una mezcla asfáltica estándar con un volumen de asfalto del 11% y un volumen de vacíos del 4%, representado en la ecuación (179).



$$Nf = 0.0796 \varepsilon_t^{-3.291} E^{-0.854} \quad (179)$$

Donde:

Nf

= Número de repeticiones admisibles para controlar el agrietamiento por fatiga.

E = Módulo dinámico de la mezcla asfáltica, MPa.

ε_t =

Deformación unitaria por tensión debajo de la carpeta o capa asfáltica (mm/mm).

El modelo de deterioro por deformación permanente se representa con la ecuación (180).

$$Nd = 1.365 \times 10^{-9} \varepsilon_z^{-4.477} \quad (180)$$

Donde:

Nd

= Número de repeticiones admisibles para controlar la deformación permanente.

ε_z = Deformación unitaria por compresión arriba de la sub – rasante (mm/mm).

Los modelos de deterioro antes descritos fueron los utilizados para elaborar las cartas de diseño para este método.

- Tránsito.

El tránsito se expresa como repeticiones de ejes sencillos de 80 kN que aplican la carga a través de ruedas dobles. Para propósitos de análisis, la rueda doble se modela como dos áreas circulares de 115 mm de radio, separadas 345 mm de centro a centro, lo que corresponde a una presión de inflado de 482 kPa.

- Características de los materiales.



- a) Subrasante: La subrasante se define como el suelo preparado y compactado para soportar una estructura o sistema de pavimento. Constituye la fundación de la estructura del pavimento y se caracteriza por el módulo resiliente, Mr.
- b) Capas Granulares: Los materiales de base y sub-base deben alcanzar una densidad del 100% de la densidad máxima del ensayo de compactación modificado.
- c) Concreto Asfáltico: Las capas de concreto asfáltico deben construirse con mezcla densa en caliente con material triturado. El método recomienda determinar la densidad de cinco muestras por cada lote de material de base o rodadura asfáltica. El promedio de esas cinco mediciones debe ser: (1) mayor o igual que el 96% de la densidad promedio de los especímenes de laboratorio y ninguna de las muestras podrá presentar una densidad menor que el 94% ó (2) mayor o igual que el 92% de la gravedad específica máxima teórica y ninguna de las muestras podrá tener una densidad menor que el 90% de dicho valor.

2.12.4. Catálogo español MOPU, (1989).

El extinto Ministerio de Obras Públicas de España (MOPU) publicó en mayo de 1989 una Orden donde se aprobó la Instrucción 6.1 y 2-I.C. de la Dirección General de Carreteras, que instruye que para los proyectos de construcción de nuevas carreteras o reconstrucción de las existentes se utilice el “Catálogo de Secciones de Pavimento Flexibles y Rígidos”, haciéndose notar que no aplica para el diseño de refuerzos de pavimentos ni a secciones de pavimentos sobre alguna estructura.

El Catálogo considera periodos de diseño o de servicio de 20 años para los pavimentos flexibles y de 30 años para los pavimentos rígidos elaborados con concreto hidráulico, también toma en cuenta la intensidad media diaria de vehículos pesados que se prevea en el carril de proyecto y en el año de la puesta en servicio. Se utilizan para el diseño tres categorías de subrasante, definidas por su mínimo valor relativo de soporte (VRS). En base a las variables anteriores, el Catálogo proporciona 13 alternativas de solución para 5 diferentes tránsitos, 3 categorías de subrasantes y 8 clases de materiales diferentes, para usarse en las capas de la sección estructural de los pavimentos. Todo lo anterior se traduce finalmente en un Catálogo que proporciona al usuario o diseñador un abanico del orden de 500 secciones de pavimento. Ver Figura 33.

		CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO					
		T31			T32		
CATEGORÍA DE EXPLANADA	E1	3111 MB 20 ZA 40	3112 MB 15 SC 30	3114 HF 21 ZA 30	3211 MB 18 ZA 40	3212 MB 12 SC 30	3214 HF 21 ZA 20
	E2	3121 MB 16 ZA 40	3122 MB 12 SC 30	3124 HF 21 ZA 25	3221 MB 15 ZA 35	3222 MB 10 SC 30	3224 HF 21 ZA 20
	E3	3131 MB 16 ZA 25	3132 MB 12 SC 22	3134 HF 21 ZA 20	3231 MB 15 ZA 20	3232 MB 10 SC 22	3234 HF 21

Figura 33.- Ejemplo de secciones usadas por el catálogo español dependientes de la categoría de la explanada (sub-rasante) y la categoría del tráfico.

Este catálogo fue el producto de la investigación realizada en la pista de pruebas del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) en España (ver Figura 34), donde se estudiaron y siguen estudiando tipos de secciones de pavimentos flexibles a escala bajo condiciones de tráfico controladas.



Figura 34.- Pista de pruebas del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas CEDEX en España (Centro de Estudios de Transporte, Ministerio de Fomento, Madrid España).



Procedimiento de dimensionamiento del CEDEX (Crespo, 1986)

- El eje tipo considerado es simple de 13000 kg (1.3 ton) y con ruedas sencillas, lo que supone una carga por neumático de 6500 kg (6.5 ton). La presión de contacto corresponde a la máxima legal de inflado de un neumático de camión (9 kg/cm^2). Esto implica, para la hipótesis de huella circular, un radio de contacto de 15.16 cm.
- Las secciones de firmes (pavimentos) se clasifican de acuerdo a tres tipos: Tipo I o FD consistentes en capa asfáltica sobre explanada (subrasante), Tipo II o MG consistentes en capa asfáltica + zahorra artificial sobre explanada (subrasante) y tipo III o MH consistentes en mezcla asfáltica + capa de concreto + y/o zahorra artificial sobre explanada (subrasante).
- En el análisis se utiliza como modelo de respuesta un sistema multicapa basado en la teoría de Boussinesq-Burmister donde se consideran los materiales elásticos, lineales, homogéneos e isotrópicos, caracterizados por sus módulos de elasticidad y relaciones de Poisson.
- Se supone adherencia total en todas las interfaces entre todo tipo de materiales.
- Los esfuerzos cortantes que se producen en las zonas de contacto entre la ruda y la superficie del pavimento se consideran despreciables.
- El programa o modelo de respuesta multicapa elástico usado es el CHEVRON NLayers (CHEV4).
- Mediante este modelo de respuesta se obtuvieron los esfuerzos, deformaciones unitarias y desplazamientos en las capas de firme.
- Tanto en las secciones Tipo I como en las secciones Tipo II se asumió que la deformación unitaria en la fibra inferior de la mezcla bituminosa y la vertical arriba de la explanada (subrasante) son los parámetros críticos que determinan la vida de servicio del firme. Ver Figura 35.
- En el cálculo de número de ejes que solicitan el firme a lo largo de su vida útil prevista (20 años) se tuvo en cuenta las categorías de tráfico equivalente. La categorías fueron: T0 para más de 2000 vehículos pesados por día en el carril de proyecto para el año puesta en servicio y T1 entre 2000 y 8000 vehículos pesados por día en el carril de proyecto para el año de puesta en servicio.
- Con el fin de evitar un número excesivo de cálculos a realizar en el dimensionamiento se recomienda utilizar un valor único del módulo de la mezcla asfáltica. Se sugiere utilizar un valor de 6000 MPa para estar del lado de la seguridad y una relación de Poisson de 0.35.

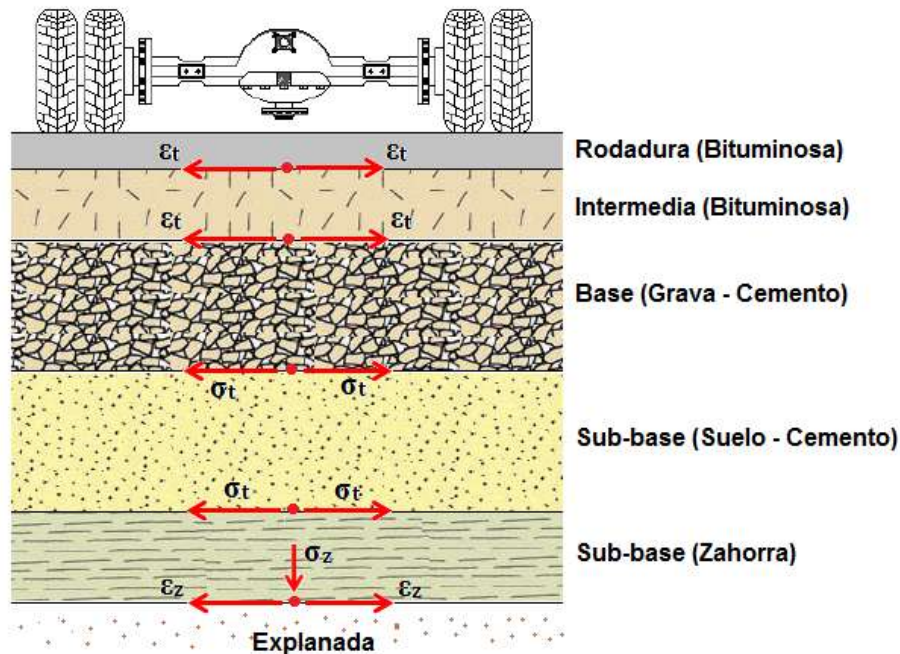


Figura 35.- Estructura del pavimento utilizada por el catálogo español para su análisis estructural (Crespo, 1986)
Creación propia.

De esta manera es como se llegó al catálogo final de secciones que actualmente sirve como base de diseño para los pavimentos de las carreteras españolas. Se hace mucho énfasis en ello porque uno de los objetivos de este proyecto de investigación es precisamente realizar un catálogo de secciones para nuestro país, es decir bajo características de los materiales empleados en la construcción de carreteras establecidos o recomendados estos en la normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), bajo características del tránsito y una metodología de análisis multicapa de espesores equivalentes que más adelante se describe.

2.13. Metodología general de diseño empírico-mecanicista de pavimentos flexibles

La gran mayoría de los métodos de diseño de pavimentos flexibles desarrollan una metodología general de diseño empírico- mecanicista aceptada internacionalmente con algunas variantes en su ejecución.

La metodología general para el diseño de pavimentos flexibles asume que los materiales utilizados en la estructura del pavimento son conocidos con anticipación y que sólo sus espesores están sujetos a iteraciones de diseño. Si los espesores propuestos no soportarán el tránsito durante la vida útil esperada, será entonces necesario cambiar los tipos y propiedades de los materiales a utilizar o sus espesores.

A continuación se describen brevemente las etapas de esta metodología de diseño (Huang, 1993). Ver Figura 36.

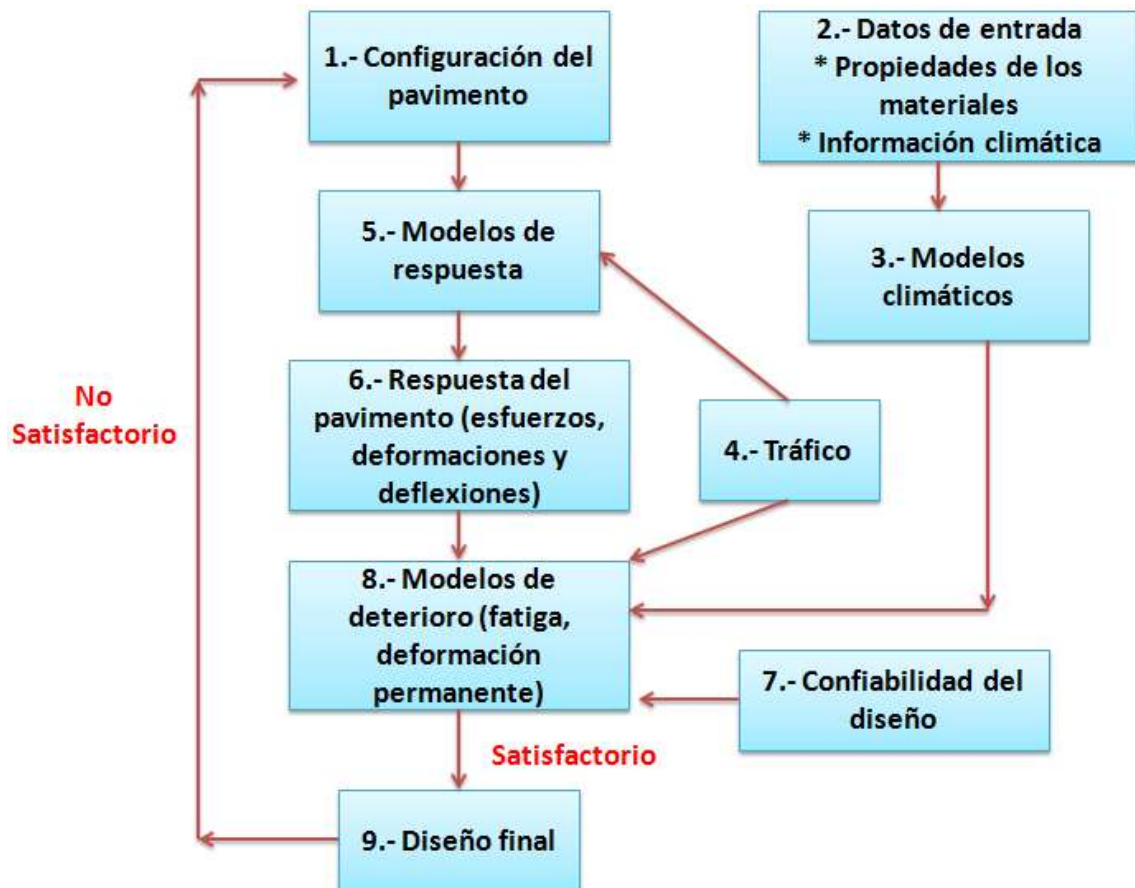


Figura 36.- Metodología Empírico-Mecanicista Huang, 1993 (elaboración propia simplificado).

2.13.1. Configuración y geometría del pavimento.

El primer paso implica la suposición inicial del pavimento o geometría del mismo que incluye el número de capas, su espesor y el tipo de materiales a utilizar.

2.13.2. Caracterización de los materiales.

Las características elásticas de los materiales que conforman las capas de pavimento son sus módulos elásticos y sus relaciones de Poisson. Para las capas asfálticas el módulo dinámico es el usual y para las capas granulares los módulos resilientes son los utilizados.

2.13.3. Modelos climáticos.

Estos modelos han sido muy poco difundidos debido a la complejidad de análisis que ello representa. Se reconocen modelos de equilibrio de humedad (succión), transferencia de calor e infiltración y drenaje. Ver Figura 37.

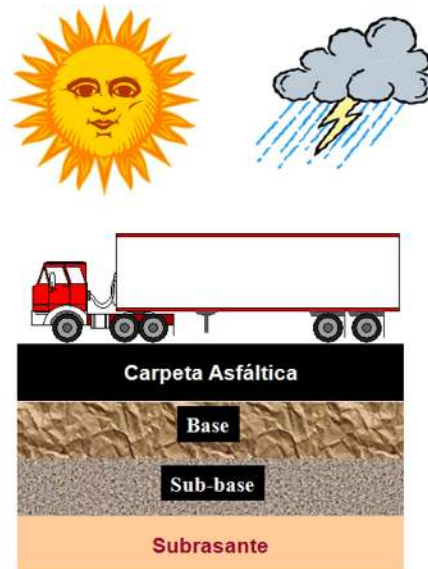


Figura 37.- Variables climáticas: humedad y temperatura

2.13.4. Condiciones del tránsito.

El tránsito debe subdividirse en un cierto número de grupos, cada uno con diferentes configuraciones, pesos y número de repeticiones (ver Figura 38). El peso, la configuración, la separación entre ejes, el radio y la presión de contacto son variables

utilizadas en los modelos estructurales, mientras que el número de repeticiones se usa en los modelos de deterioro.

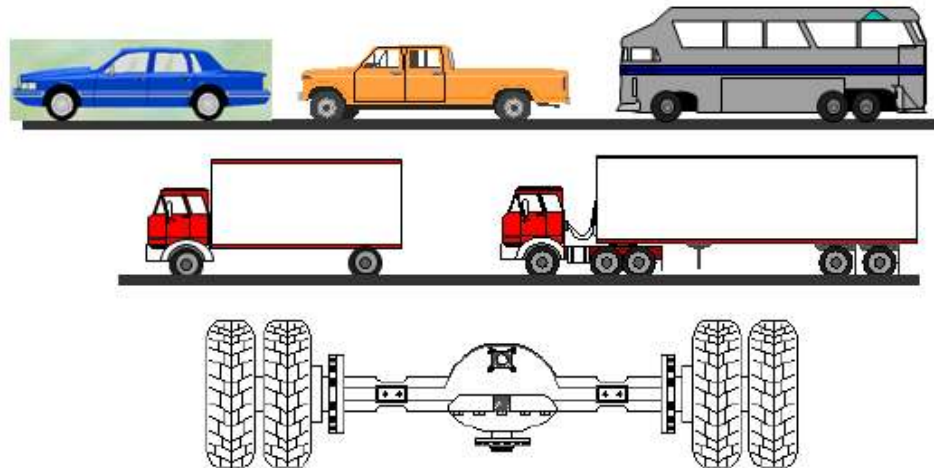


Figura 38.- Configuración vehicular y tipificación del eje sencillo equivalente.

2.13.5. Respuesta del pavimento.

La respuesta de un pavimento ante una sollicitación está dada en términos de esfuerzos, deformaciones permanentes y deflexiones a distintas profundidades, y es obtenida a partir de la solución de la ecuación diferencial de la teoría multicapa. Son tres las respuestas del pavimento las más importantes y usadas dentro de la ingeniería de pavimentos: dos respuestas para diseño de pavimentos flexibles y una para auscultación de los mismos. Dentro de las dos primeras tenemos las deformaciones unitarias siendo que de manera general se acepta que la deformación unitaria por tensión debajo de la carpeta asfáltica está asociada empíricamente al agrietamiento por fatiga de la misma y la deformación unitaria por compresión arriba de la capa subrasante está asociada empíricamente a la deformación permanente de las capas granulares (ver Figura 39). Estos son los dos criterios de diseño de pavimentos flexibles más difundidos y utilizados en el plano internacional. La tercera respuesta es la deflexión la cual se utiliza para la auscultación o revisión estructural de los pavimentos. En esta revisión se utilizan equipos muy sofisticados como los NDT (pruebas no destructivas) siendo los más conocidos los deflectómetros de impacto (FWD) los cuales evalúan la deformación que sufre el pavimento al aplicársela una carga y es comparada con la teórica, por retrocálculo para permitir definir líneas de rehabilitación o mantenimiento en la infraestructura vial.

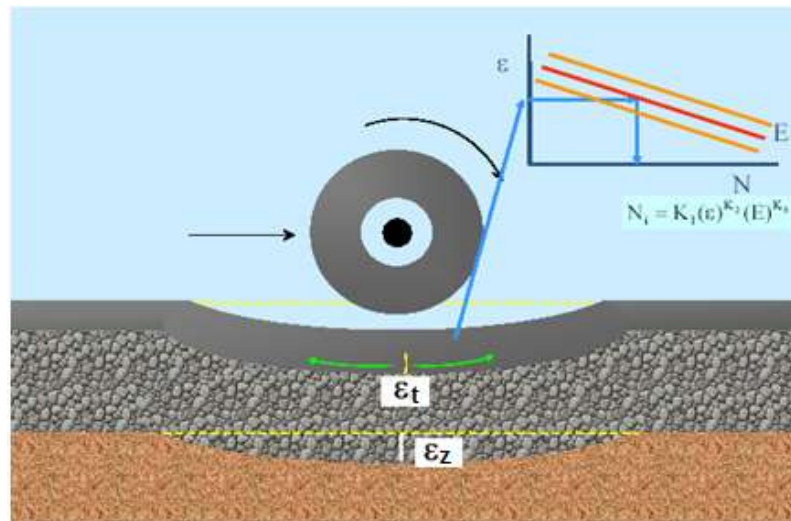


Figura 39 .- Criterios de falla para diseño de pavimentos flexibles: deformación por tensión unitaria debajo de la capa asfáltica y compresión unitaria arriba de la subrasante.

Como se ha mencionado la respuesta del pavimento está dada en términos de esfuerzos, deformaciones y deflexiones por lo que se tiene que resolver la ecuación diferencial de un sistema multicapas elástico. Existen una gran variedad de programas en el mercado que la resuelven siendo algunos de ellos el BISAR (Shell, Inglaterra), KENLAYER (Universidad de Kentucky, EUA), WESLEA (Cuerpo de Ingenieros, EUA), ELSYM 5 (Universidad de Berkeley, California, EUA), CIRCLY (Australia), ALIZE III (Francia), EVERSTRESS (Departamento de Transporte de Washington, EUA), AMADEUS (RRC de Bélgica), GAMES (Japón), CHEV4 y 5 (Chevron, EUA), entre muchos otros.

Algunos como el ILLI-PAVE, desarrollado por la Universidad de Illinois, EUA y el MICH-PAVE, desarrollado por la Universidad de Michigan, EUA utilizan análisis de elemento finito. Ver Figura 40. Algunos programas de cómputo para diseño de pavimentos flexibles incluyen estos programas de respuesta como el de la guía AASHTO-ME del 2008 que incluye e incorpora el programa de respuesta multicapa denominado JULEA, desarrollado por la FAA (Federal Aviation Administration).

Sánchez (2009) sugiere que si alguno de estos modelos es muy simple tal que permita predecir la respuesta de un pavimento razonablemente bien, es preferible a un modelo relativamente complejo. Éste último sólo es recomendable si produce un mejoramiento sustancial en las predicciones de respuesta.



Figura 40.- Programas de respuesta y análisis elástico multicapa disponibles en el mercado.

Ninguno de los programas anteriormente mencionados hace la simplificación de espesores equivalentes de Odemark, sin embargo nuestro programa de respuesta UMICH PAV sí lo hace y a la fecha no hay programas que realicen simplificaciones a sus planteamientos multicapa tipo elástico lineal. La única excepción a esta regla es una simplificación denominada “Módulos equivalentes” de Then de Barros (1966) que utiliza el viejo programa de cómputo DAMA (DAMAge = daño) para daño estructural, del Instituto del Asfalto pero para análisis de tipo elástico no lineal (Poulos y Davis 1974, y Huang 1993).

2.13.6. Análisis de confiabilidad.

Dada la variabilidad que existe en las características de los materiales de los factores de clima, en la valoración de tránsito y en los procesos constructivos, será necesario realizar un análisis de confiabilidad en el proyecto, utilizando para ello las herramientas de la probabilidad y de la estadística.



2.13.7. Modelos de deterioro.

Los modelos de deterioro son funciones de transferencia que relacionan la respuesta estructural de un sistema con varios tipos de deterioro. Estos modelos requieren una extensiva y permanente calibración y verificación en campo para que sean confiables, y tomar en cuenta las condiciones locales del ámbito en que serán utilizados. Ver las ecuaciones generales de deterioro (99) y (114) para agrietamiento por fatiga y deformación permanente respectivamente.

2.13.8. Hipótesis de Miner y Diseño final.

El diseño final consiste en comparar el número de repeticiones esperadas de tránsito durante el período de diseño del pavimento con el número de repeticiones permisibles en la carpeta asfáltica y en las capas granulares derivados de los modelos de deterioro. Si resultan mayores, quiere decir que los materiales todavía no satisfacen todas las repeticiones de tránsito, por lo tanto se repite el procedimiento modificando la geometría del pavimento o las características elásticas de las capas (módulos dinámicos y módulos resilientes) hasta que cumplan con la sollicitación de tránsito esperada.

Para ello se parte de la hipótesis de Miner que se usa para estimar el daño acumulado del pavimento como se indica en la ecuación (181) (Huang, 1993). Se trata de la suma del número de cargas aplicadas sobre el número de cargas admisibles. Ver ecuación (181).

$$D = \sum \frac{n}{N} \quad (181)$$

Donde

D = Daño acumulado.

n = Número de repeticiones de aplicaciones de carga. Corresponde al tránsito del proyecto.

N = Número de repeticiones admisibles deducido de los modelos de deterioro.



La ley de Miner fue desarrollada originalmente para predecir la fatiga de metales pero al paso del tiempo fue aplicada a otros materiales y a otras formas de deterioro o falla.

La vida útil del pavimento Vu en entonces el recíproco del Daño acumulado D (Huang, 1993). Se calcula mediante la ecuación (182).

$$Vu = D^{-1} = \left(\frac{n}{N}\right)^{-1} = \frac{N}{n} \quad (182)$$

Donde

$Vu =$ Es la vida útil en años (*generalmente*).

De manera rutinaria el daño acumulado mayor de los dos criterios de fatiga y deformación permanente es el que gobierna la vida útil del pavimento. Es decir el que tenga la menor vida útil determina la vida de todo el sistema estructural del pavimento. Si el daño D excede a la unidad, la vida del pavimento ha terminado.

Aunque la ley de Miner es muy sencilla y ha sido utilizada ampliamente, algunos investigadores han señalado sus limitaciones. Wirsching y Yao (citados por Timm, 1999) señalan que la ley de Miner no predice con precisión el comportamiento del material debido a que:

- a) La ecuación (181) no tiene en cuenta el orden en que se aplican los esfuerzos.
- b) La ecuación (181) ignora la presencia de límites de posible resistencia del material.
- c) La ecuación (181) no incluye la variabilidad estadística que existen en los datos de los datos de entrada del diseño de pavimentos.

Si bien las limitaciones anteriores son válidamente reconocidas, no se ha desarrollado un modelo de daño que pueda coincidir con la simplicidad de la hipótesis de Miner dentro de las metodologías mecanicistas de diseño de pavimentos flexibles, donde deben ser consideradas múltiples condiciones y configuraciones de carga derivadas del tránsito.



3. Capítulo 3.- Implementación del algoritmo del modelo de respuesta estructural multicapa para diseño de pavimentos flexibles UMICH PAV.

En las siguientes secciones de este proyecto de investigación se describirán todos los procesos o algoritmos de cálculo que realiza de manera interna el modelo de respuesta UMICH PAV. Estos algoritmos son el núcleo principal de este programa por lo que sus análisis resultan fundamentales para disipar cualquier duda que se pudiera originar durante su ejecución. De manera inicial se describe el software utilizado en el que se explota el ambiente gráfico del mismo con el objeto de hacer más interactivo el análisis estructural de pavimentos flexibles. Posteriormente se muestra el diagrama de flujo del programa mismo que es un diagrama que parte de las metodologías mecanicistas de diseño de pavimentos que se usan en la actualidad (ver Figura 36). Finalmente se describen todos los procesos de manera independiente haciéndose la observación que en los anexos de este trabajo, se adjunta un manual de usuario donde se puede observar toda la estructura en forma ejecutable del programa.

3.1. Descripción del software Wolfram Mathematica 8.

El software Wolfram Mathematica 8 es una poderosa herramienta numérica y gráfica que permite la manipulación de “objetos” a través de rutinas y secuencias programables lo cual lo hacen muy interactivo, dinámico, visualmente entendible y altamente aprovechable. Ver Figura 41.



Figura 41.- Carátula del software Wolfram Mathematica 8.



Este software contiene una serie de comandos ya personalizados que facilitan de sobremanera la sintaxis de programación que se esté ejecutando. Además cuenta con un sinfín de ayudas (Virtual Book) que permiten disolver cualquier duda que se presente durante su operación.

Wolfram Mathematica 8 puede graficar desde una línea recta hasta figuras humanas o animales lo que demuestra su verdadero alcance traducido esto en la ejecución de miles de operaciones en tan solo fracciones de segundos. Vale la pena mencionar que este programa es multifacético ya que tiene aplicaciones en la medicina, en la química, en eléctrica, en la administración, en los negocios, por mencionar las muchas aplicaciones reales.

Se decidió tomar este programa para la ejecución de nuestro modelo de respuesta estructural multicapa para pavimentos flexibles ya que se manipulan las características o parámetros geomecánicos de las capas de pavimento y se observa en “tiempo real” lo que acontece al pavimento. Esto es el número de repeticiones permisibles, vida útil, etc. Al ejecutarse en “tiempo real” se evitan las tediosas corridas típicas de otros programas multicapa que hacen que se ejecuten dos o más sub-programas consecutivamente lo que lo hace muy cansado y engorroso. Con Wolfram Mathematica se ahorra mucho tiempo en ese sentido y se aprovecha el mismo en otras cuestiones de análisis de pavimentos para este proyecto de investigación. Además, este software es relativamente nuevo y sus actualizaciones resultan muy sencillas independientemente del tipo de procesador de la computadora que lo esté utilizando.

3.2. Estructura del modelo de respuesta multicapa UMICH PAV.

El modelo de respuesta estructural multicapa elástico UMICH PAV tiene una estructura de análisis propia y de fácil comprensión y operación. Esta estructura está representada en el diagrama de flujo de la Figura 43 la cual utiliza los ya conocidos símbolos de diagrama de flujo para cualquier aplicación técnica o científica. En la Figura 42 se muestran algunos de esos símbolos que facilitan la explicación del modelo de respuesta. Los símbolos de carga de datos (romboides) son los más importantes ya que son los insumos que requiere el programa para poder realizar su objetivo o finalidad.



Figura 42.- Simbología empleada en el diagrama de flujo de UMICH-PAV.

El sistema de medición que emplea el modelo de respuesta UMICH PAV será el sistema métrico decimal (kPa, MPa, cm, mm, etc.).

El diagrama de flujo del modelo de respuesta UMICH PAV está representado en la Figura 43. Se sigue prácticamente el esquema de las metodologías mecanicistas (ver Figura 36), salvo las características del clima y de la confiabilidad, donde se tienen condiciones iniciales de la estructura o geometría del pavimento así como las características geomecánicas de cada una de sus capas. Entre esas características iniciales tenemos número de capas y los espesores, módulos y relaciones de Poisson de cada una de ellas.

En caso de no conocer los módulos dinámicos de las mezclas asfálticas, el modelo de respuesta UMICH PAV tiene un asistente para calcular estos módulos de rigidez en base a los conocidos protocolos de laboratorio del Instituto del Asfalto, la fórmula de Witczak, la fórmula de Heukelom y Klomp, la Shell, la fórmula de Bonnaure y la del Departamento de Minnesota (EUA) que es una modificación de la de Witczak. Ver ecuaciones de la (79) a la (98) donde se describen cada uno de estos métodos de obtención de módulos dinámicos de mezclas asfálticas.



De manera paralela y en caso también de no contar con los valores de los módulos resilientes de las capas de suelo, el programa UMICH PAV tiene un asistente para calcular dicho parámetro geomecánico en base a correlaciones empíricas entre el Valor Relativo de Soporte (VRS) de la capa granular y el módulo resiliente buscado, como las que se observan en las ecuaciones (165) y (166). Se sugiere además consultar la Tabla 7, la Tabla 8 y la Tabla 9 para corroborar los módulos empleados.

Posteriormente se tienen los insumos del tránsito derivados del planteamiento para obtener el número de repeticiones de tránsito en base a los ESALS (ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton) tanto para fatiga como para deformación permanente según los factores de daño, del Instituto de Ingeniería de la UNAM, el TDPA, presiones de inflado, radio de neumáticos, la tasa de crecimiento anual y el período de proyecto. El DISPAV 5.0 recomienda generalmente la determinación de esas repeticiones de tránsito acumulado (ESALS) para fatiga a una profundidad de 15 cm y para deformación permanente a una profundidad de 90 cm, las cuales pueden variar según la intensidad de tránsito vehicular. Estas repeticiones de tránsito se compararán más adelante con el número de repeticiones permisibles de los materiales asfálticos y suelos tanto por fatiga como por deformación permanente respectivamente, para determinar los factores de daño acumulativo y por ende la vida útil del pavimento.

Una vez conocidas las características de la sección estructural de pavimento flexible y las presiones de inflado así como los radios de los neumáticos, se procede a calcular la respuesta del pavimento en términos de esfuerzos y deformaciones unitarias en las interfaces del pavimento. Lo anterior se hará con el modelo de respuesta estructural multicapa elástico UMICH PAV mediante la metodología de espesores equivalentes de Odemark (ver ecuación (76) y ejemplo de aplicación de Odemark).

Las respuestas que más nos interesan desde el punto de vista estructural son la deformación unitaria a tensión (ϵ_t) debajo de la carpeta asfáltica asociada al agrietamiento por fatiga, y la deformación unitaria a compresión (ϵ_z) arriba de la sub-rasante asociada a la deformación permanente de los suelos.

Una vez conocidas estas respuestas del pavimento ante la sollicitación de carga de tránsito presentada, se proceden a incorporarlas a los modelos de deterioro presentados en las ecuaciones (100) a la (112) y de la (115) a la (127) tanto para fatiga como por deformación permanente respectivamente.

Con ello se obtendrán el número de repeticiones permisibles de los materiales asfálticos como de los suelos.



De manera secuencial se procede a aplicar la ley de Miner (ver ecuación (181)) la cual relaciona el número de repeticiones permisibles de los materiales con el número de repeticiones de tránsito en la vida de proyecto (calculadas con anterioridad). Con esto se obtiene el daño acumulativo para cada modo de falla (fatiga y deformación permanente) y se manera inmediata se obtiene el recíproco de este daño que es la vida útil del pavimento (ver (182)) para dichos modos de falla.

Puesto que se obtienen dos vidas útiles (una por fatiga y otra por deformación) la que regirá la vida de todo el pavimento será aquella que tenga mayor daño acumulativo, es decir menor vida útil. Ese será el criterio de vida útil para todas las secciones de pavimento flexible utilizadas por el modelo de respuesta UMICH PAV.

Si dicha vida útil no es igual o mayor a la expuesta en el asistente de tránsito (período de proyecto), el programa regresará a las condiciones iniciales del problema para ajustar sus características geométricas (espesores) o sus características mecánicas (módulos dinámicos, modulos resilientes y relaciones de Poisson), repitiéndose todos los pasos descritos hasta a que la vida útil del pavimento sea mayor o igual al periodo de diseño.

De manera complementaria se dan las distribuciones de los esfuerzos verticales (σ_z) en cada una de las secciones estructurales multicapa que se esté empleando.

Como puede observarse no se contemplan características medioambientales o climáticas como la precipitación o lluvia o la temperatura, parámetros que modifican el comportamiento de los materiales que constituyen las capas de pavimento. Para ello se necesita contar con una base de datos climática muy grande y representativa de todas las regiones y zonas geográficas de nuestro país donde se tienen climas diversos, esto para hacerlo más representativa, con la cual no se dispone. Los datos que presenta la Comisión Nacional del Agua son insuficientes y gran parte de estos datos se encuentran sin actualizar además que se presentan de manera diaria (la base del DARWIN-Me 2008 de la AASHTO emplea una base con datos actualizados de manera horaria, no diaria como las presenta la CNA). Por este tipo de limitaciones y por no contar con el suficiente acervo de datos climáticos es que se optó por no considerarlos, sin embargo las características de algunos materiales como las mezclas asfálticas las consideran de manera indirecta (temperatura).

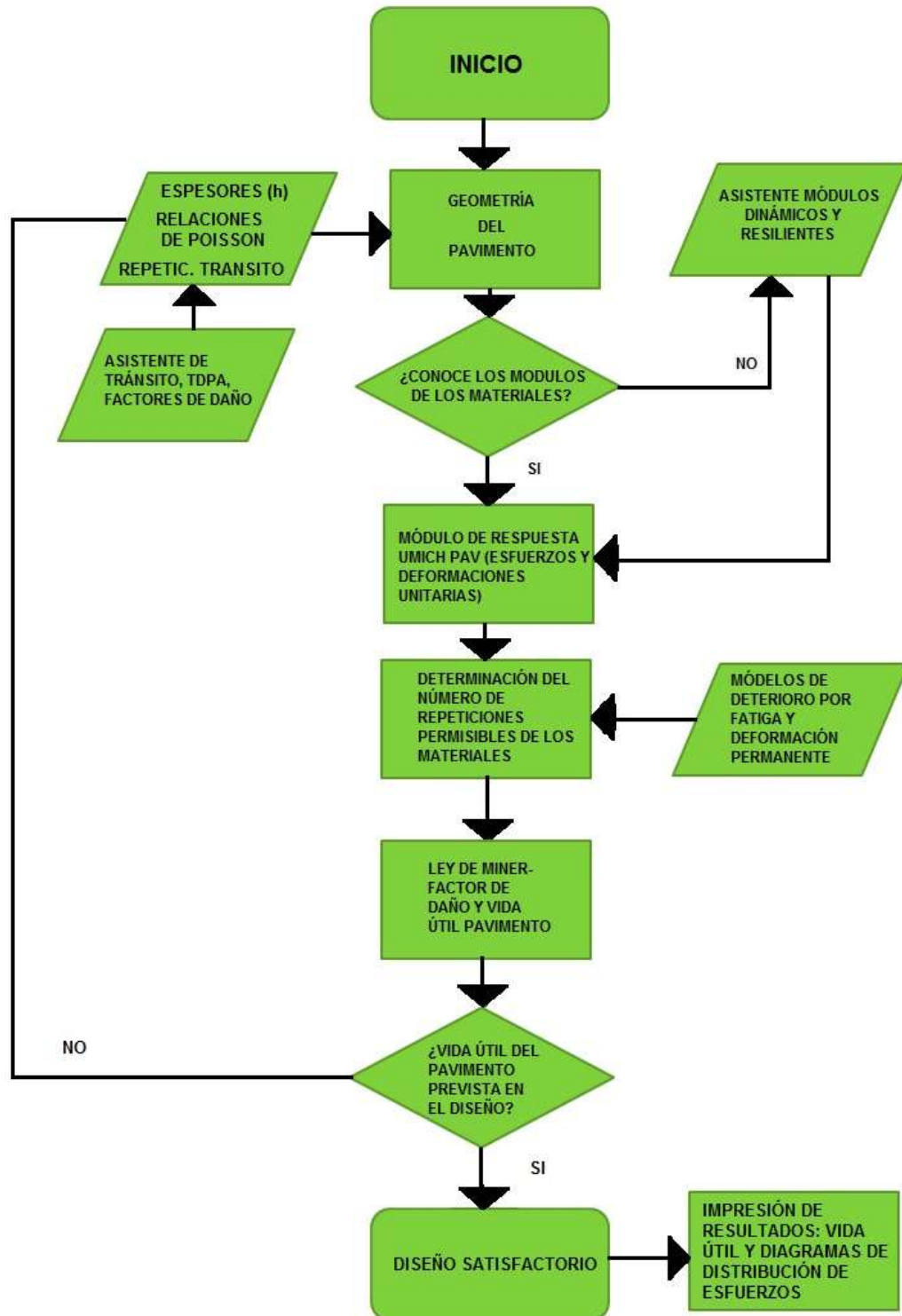


Figura 43.- Diagrama de Flujo UMICH-PAV.



3.3. Descripción de los procesos internos del modelo de respuesta multicapa UMICH-PAV.

A continuación se describen los procesos o algoritmos de cálculo que realiza internamente el modelo de respuesta UMICH PAV. En la Figura 44 se muestra la carátula o portada del modelo de respuesta UMICH PAV, el cual tiene la abreviatura de la universidad (UMSNH) del que es parte la división de estudios de posgrado que respalda y autoriza este proyecto de investigación.



Figura 44.- Carátula del modelo de respuesta estructural multicapa para diseño de pavimentos flexibles UMICH PAV.

3.3.1. Proceso para el análisis de tránsito.

El análisis de tránsito sigue la secuencia y criterio desarrollado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Corro, 1974). Este criterio se basa fundamentalmente en los factores de daño a una profundidad requerida para cada eje y presión de inflado de cada uno de los vehículos contemplados en la vida operativa del pavimento. Estos factores de daño se verán influenciados por el Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA), la distribución del tránsito, la tasa de crecimiento y el horizonte de proyecto del pavimento.

Las ecuaciones empleadas en este análisis corresponden a la ecuación (131) que es la fórmula general para calcular los ejes sencillos equivalentes (ESALS) de 8.2 ton; la ecuación (154) que es la fórmula correspondiente a los factores de daño de cada tipo de vehículo a la profundidad deseada; la ecuación (157) que es la fórmula para calcular el coeficiente de acumulación de tránsito (CAT) que corresponde al futuro crecimiento de las



condiciones del tránsito consideradas, mismas que son función directa del horizonte del TDPA, la distribución del tránsito, el proyecto del pavimento y de la tasa de crecimiento seleccionada; y la ecuación (156) que corresponde al número total de ejes sencillos acumulados a la profundidad deseada en la vida del proyecto.

Puesto que el cálculo de los factores de daño se pueden calcular a distintas profundidades se consideró pertinente hacer caso a la recomendación del manual del DISPAV 5 (Corro, 1999) del instituto de Ingeniería de la UNAM la cual sugiere el cálculo de vida por agrietamiento de fatiga a 15 cm de profundidad, mientras que para deformación permanente recomienda calcularlo a una profundidad de 90 cm. Todo lo anterior con el objeto de que el modelo UMICH PAV adopte condiciones teóricas de tránsito propias de nuestro país desarrolladas por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

En la Figura 45 se muestran las ecuaciones utilizadas para calcular los ejes acumulados de tránsito, mediante los planteamientos empleados por la UNAM (Corro, 1999).

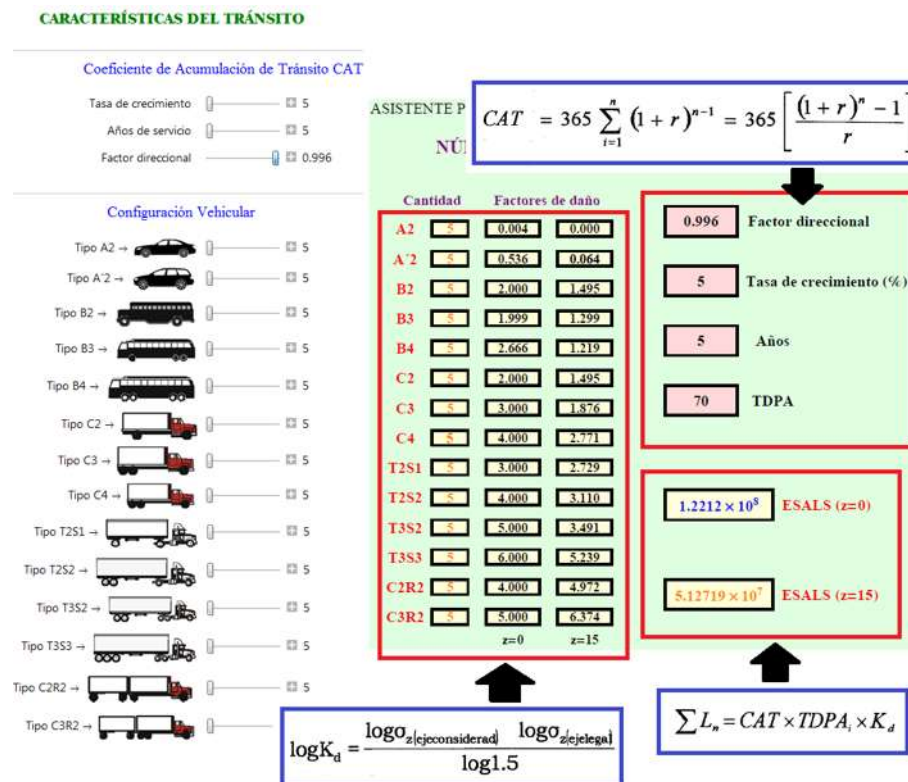


Figura 45.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMICH PAV para el análisis de tránsito.



Este cálculo, el mostrado en la Figura 45, corresponde al análisis correspondiente a un asistente de ayuda del programa UMICH PAV denominado “Asistente de tránsito” mismo que se puede observar en el programa ejecutable.

3.3.2. Proceso para el análisis de los módulos dinámicos.

El análisis de los módulos dinámicos corresponde a un análisis particular del programa. Se reconoce la importancia que tienen los módulos dinámicos o de rigidez de las carpetas asfálticas en el diseño de pavimentos flexibles ya que este parámetro es muy sensible a factores que definen su módulo como es la temperatura de la mezcla y el tiempo de aplicación de carga, por tal motivo es que se decidió incorporar un algoritmo para calcularlo en comparación con otros programas de respuesta donde sólo se propone, alejándose esto del comportamiento real de la mezcla asfáltica. Según investigaciones realizadas por Higuera *et al* (2011) y González (2007) se reconoce una gran variabilidad de los módulos dinámicos de la mezcla asfáltica respecto a características del agregado pétreo y de las características reológicas del asfalto. Esta variabilidad tiene que ver según con el procedimiento de laboratorio que se emplee para su obtención. Puesto que el equipo de carga de laboratorio diseñado para la obtención de este parámetro no se encuentra con frecuencia en los laboratorios de nuestro país por resultar muy onerosos, se suelen emplear ciertas correlaciones numéricas. Entre estas correlaciones las más empleadas son las fórmulas empleadas por la empresa SHELL, las del Instituto del Asfalto, la fórmula de Heukelomp y Klomp, la de Wiczak y la de la pista de pruebas de Minnesota, EUA (MnROAD).

Con el objeto de tener varias alternativas de selección de los módulos dinámicos se emplearan las correlaciones antes mencionadas. Las ecuaciones a emplear son las (79), (80), (81) y (82) para la SHELL, las (86), (87), (88), (89), (90) y (91) del Instituto del Asfalto, las (93), (94), (95) y (96) de Heukelomp y Klomp, la ecuación (97) de Wiczak y la ecuación (98) de la MnROAD.

Cabe mencionar que el programa de diseño de pavimentos flexibles DISPAV 5 del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Corro, 1999) utiliza un subprograma denominado MODULO 5, el cuál es un asistente de cálculo para obtener los módulos elásticos de las mezclas asfálticas. Las correlaciones que emplean son cuatro: SHELL, Instituto del Asfalto, Wiczak y el del Instituto de Transporte de Texas. Este último según González (2007) es el más conservador de todos y tiene una gran dispersión de datos (módulos) respecto de los ya planteados al variar características del asfalto y del pétreo, por lo que su uso está ya muy limitado o en desuso total.



En la Figura 46 se ilustra de manera de ejemplo solo las ecuaciones de Heukelom y Klomp (1964), esto con el objeto de no saturar figura con todas las ecuaciones empleadas, mismas que representan fórmulas muy extensas.

La selección final de este módulo dinámico será decisión del diseñador el cual se podrá auxiliar de su experiencia de campo o laboratorio o aquél que considere el más adecuado respetando las características que tendrá la mezcla asfáltica durante su período de operación con el objeto de no caer en el sub o sobre dimensionamiento de la carpeta asfáltica.

INSTITUTO DEL ASFALTO (1979)

Frecuencia (Hertz) 5
 Tiempo de aplicación de las cargas (s) 0.02
 Volumen del asfalto (%) 8
 Volumen de aire (%) 2
 Porcentaje que pasa la malla #200 (%) 5
 Viscosidad del asfalto (Poisses) 150.
 Temperatura (°F) 40

FÓRMULA DE WITCZAK (2000)

Frecuencia (Hertz) 5
 Tiempo de aplicación de las cargas (s) 0.02
 Volumen del asfalto (%) 8
 Volumen de aire (%) 2
 Porcentaje que pasa la malla #200 (%) 5
 Porcentaje que pasa la malla #4 (%) 5
 Porcentaje que pasa la malla #34 (%) 5
 Porcentaje que pasa la malla #38 (%) 5
 Viscosidad del asfalto (Poisses) 150000

HEUKELOM Y KLOMP (1964)

Frecuencia (Hertz) 5
 Tiempo de aplicación de las cargas (s) 0.02
 Volumen del asfalto (%) 8

MÓDULOS DINÁMICOS DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

- Instituto del Asfalto
- Fórmula de Witczak
- Heukelom y Klomp
- Shell(Nomogramas)
- Bonnaure
- Departamento de Minnesota, USA

$$E = S_b \times \left[\frac{\left(1 + \frac{2.5}{n}\right) \times C_v^1}{(1 - C_v)} \right]^n$$

$$C_v^1 = \frac{C_v}{\left[0.97 + 0.01 \left(100 - (V_g - V_b)\right)\right]}$$

1.54669 kg/cm²

$$C_v = \frac{V_g}{(V_g + V_b)}$$

$$n = 0.83 \times \log\left(\frac{40000 MP_a}{S_b}\right)$$

Figura 46.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMICH PAV para el análisis de los módulos dinámicos de las mezclas asfálticas (Ejemplo de la fórmula de Heukelom y Klomp).

Este cálculo, el mostrado en la Figura 46, corresponde al análisis correspondiente a un asistente de ayuda del programa UMICH PAV denominado “Asistente para calcular los módulos dinámicos de las mezclas asfálticas” mismo que se puede observar en el programa ejecutable.

3.3.3. Proceso para el análisis de la respuesta estructural del pavimento.

La respuesta del pavimento se traduce en los esfuerzos, deformaciones y deflexiones generadas por las acciones de carga vehiculares en las capas de pavimento. Dentro las respuestas que se utilizan de manera general en las metodologías mecanicistas de diseño de pavimentos flexibles están los esfuerzos normales y las deformaciones unitarias a tensión y compresión debajo de la carpeta asfáltica y arriba de la subrasante respectivamente. Estas respuestas se obtienen mediante las ecuaciones (1), (4) y (6) las cuales representan las soluciones elásticas de Boussinesq en medios homogéneos e isotrópicos para cargas circulares uniformemente cargadas. Puesto que estas fórmulas se aplican solamente bajo dichas condiciones de homogeneidad, es necesario transformar las secciones típicas de pavimento usuales donde se presentan condiciones no homogéneas y no isotrópicas, a secciones equivalentes homogéneas e isotrópicas mediante el criterio o método de Odemark o método de espesores equivalentes. El ejemplo de cálculo se este método presenta en la sección 2.8.1 de este trabajo de investigación.

En la Figura 47 se observan las ecuaciones fundamentales antes mencionadas para el cálculo de la respuesta del pavimento ante la solicitud de tránsito considerada.

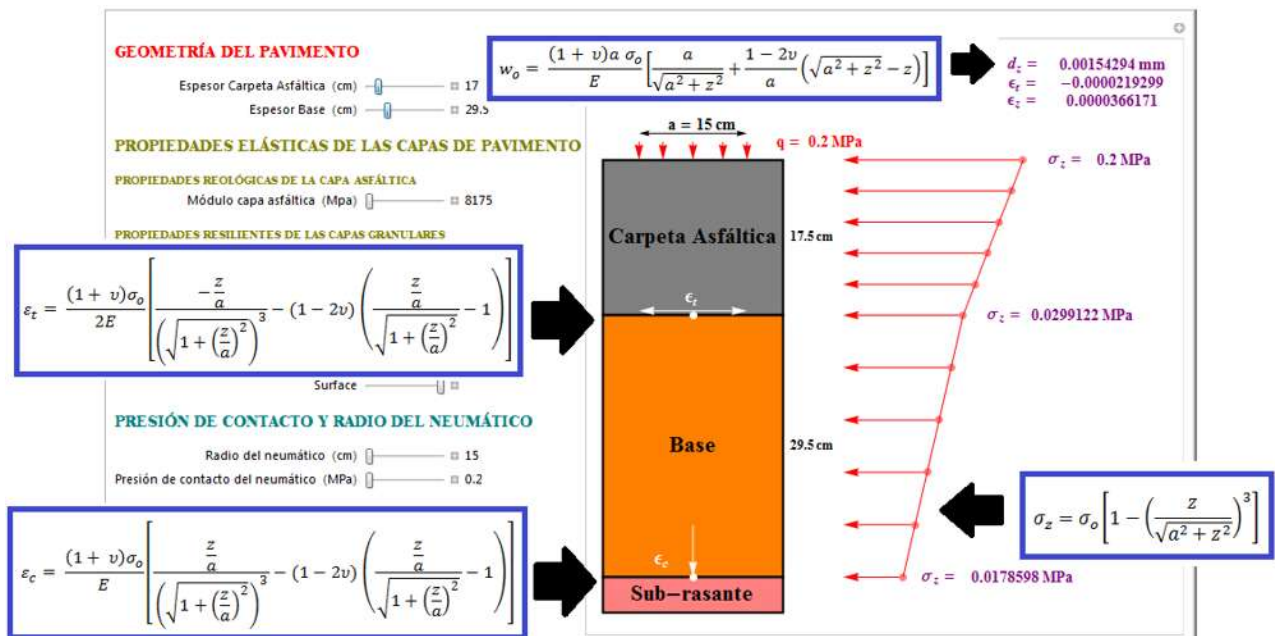


Figura 47.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMich PAV para el análisis de la respuesta del pavimento (deformaciones unitarias, esfuerzos normales y deflexiones).



Este cálculo, el mostrado en la Figura 47, corresponde al análisis correspondiente a un asistente de ayuda del programa UMICH PAV denominado “Asistente de respuesta del pavimento” mismo que se puede observar en el programa ejecutable. Dicho asistente es diferente para cada una de las secciones estructurales de pavimento consideradas en el programa, haciendo la observación de que cuando se contempla base asfáltica o base negra debajo de la carpeta asfáltica, el cálculo de la deformación unitaria a tensión (ϵ_t) se hará debajo de dicha base negra (carpeta asfáltica + base negra) a comparación de las demás secciones donde se hará siempre debajo de la carpeta asfáltica.

3.3.4. Proceso para el análisis de los modelos de deterioro.

Una vez obtenida la respuesta del pavimento es necesario incorporarla a algún modelo de deterioro para analizar su comportamiento a resistir aplicaciones de carga, mismas que definen modos de falla del material como fatiga para mezclas asfálticas y deformación permanente para suelos.

El modelo de respuesta UMICH PAV analiza varios modelos de deterioro los cuales como se ha mencionado son desarrollados por centros de investigación y laboratorios de agencias de todo el mundo incluyendo los del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Los modelos de agrietamiento por fatiga que se emplean en este programa se expresan con las ecuaciones (101), (102), (105), (107), (108), (109), (110), (111) y (112). Estos modelos son comúnmente usados y empleados para llevar a cabo análisis de sensibilidad y comparación con el objeto de ajustar valores encontrados durante experimentación de campo. Por este motivo es que fueron seleccionados.

Los modelos de deformación permanente empleados por este programa se expresan con las ecuaciones (115), (117), (119), (120), (121), (123), (125), (126) y (127). De manera similar que con los modelos de deterioro por fatiga estos modelos son muy empleados para realizar análisis de sensibilidad y ajustar valores encontrados durante la experimentación de campo. Por ello fueron también seleccionados.

Los modelos de deterioro por fatiga y deformación permanente anteriormente señalados nos dan como resultado el número de aplicaciones de carga que resisten estos materiales (mezclas asfálticas y suelos) a la falla, de tal manera que al relacionarlos con las repeticiones de tránsito previstas durante el horizonte de proyecto del pavimento, nos dará el número de años de dicha estructura a través de los daños acumulativos.

En la Figura 48 se muestran de manera de ejemplo solo los modelos de deterioro correspondientes a los del Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC) de Francia,

esto con el objeto de no saturar de imagen con el resto de modelos empleados en esta investigación.

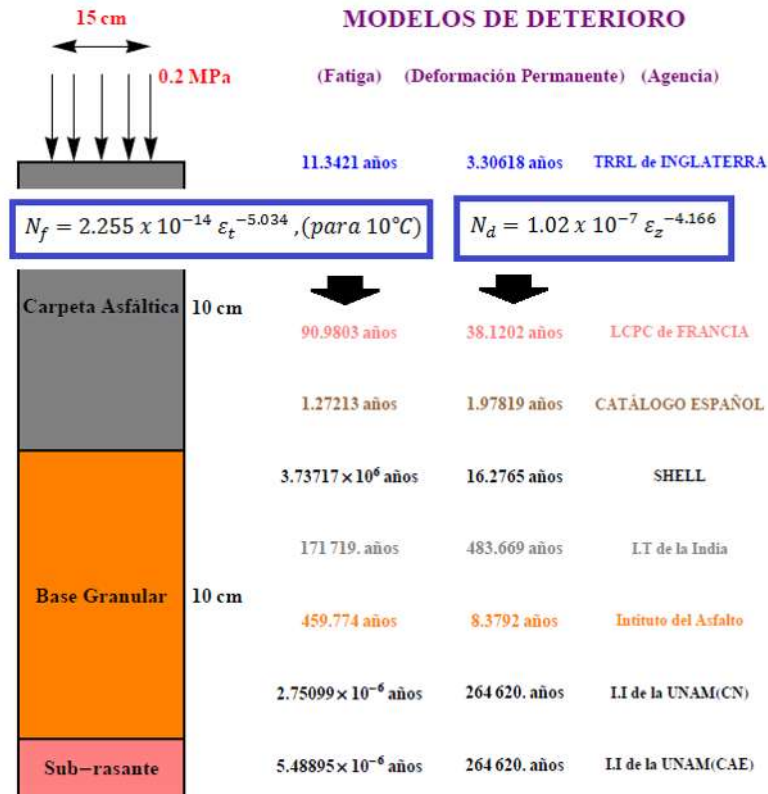


Figura 48.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMICH PAV para el análisis de distintos modelos de deterioro empleados tanto para fatiga como para deformación permanente. Se muestran los modelos del Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC) de Francia.

Este cálculo, el mostrado en la Figura 48, corresponde al análisis correspondiente a un asistente de ayuda del programa UMICH PAV denominado “Daños y vidas útiles” mismo que se puede observar en el programa ejecutable. Dicho asistente es diferente para cada una las secciones estructurales de pavimento consideradas en el programa.

3.3.5. Proceso del análisis de sensibilidad.

El proceso de análisis de sensibilidad es el más variable de todos los análisis realizados con el programa UMICH PAV, dado que se pueden realizar un sinfín de combinaciones de

cálculo numérico de cada uno de los parámetros de diseño de pavimentos flexibles. Este análisis parte de relacionar una respuesta del pavimento (ϵ_t y ϵ_z) con cualquier de los modelos de deterioro antes mencionados dejando de manera variable sólo un parámetro del pavimento (módulos dinámicos de las carpetas asfálticas, módulos resilientes del suelo, espesores, etc).

En la Figura 49 se muestran a manera de ejemplo la ecuación (125) correspondiente al modelo de deterioro por deformación permanente del Catalogo Español, así como la ecuación (10) correspondiente a la deformación unitaria por compresión (ϵ_z). De la fórmula de deformación unitaria, que es una respuesta del pavimento se toma sólo una como variable y es la que se grafica contra el número de repeticiones N_d . En este ejemplo se dejó de forma variable el espesor de la carpeta asfáltica h_1 .

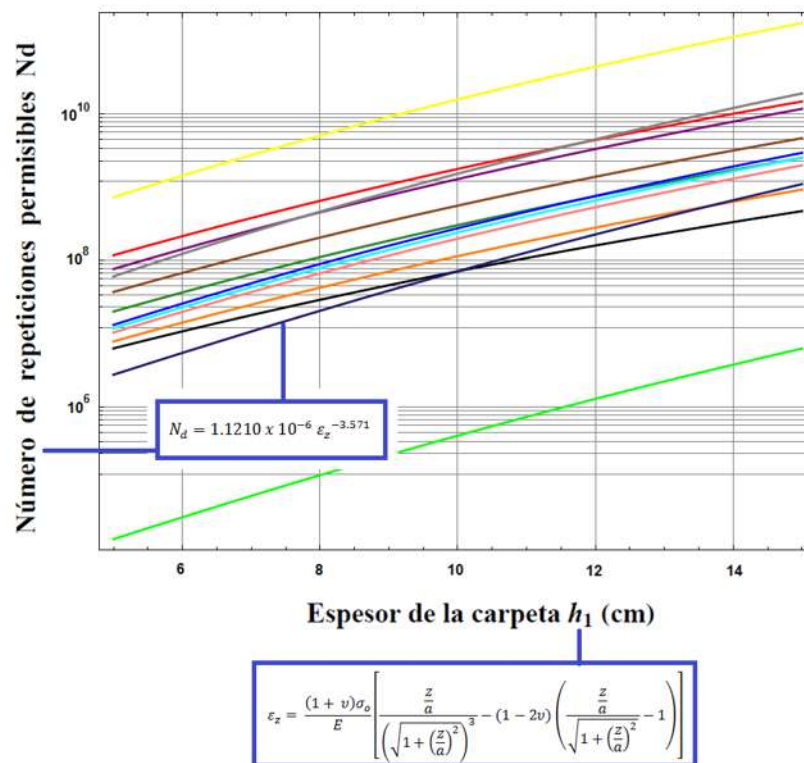


Figura 49.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMICH PAV para el análisis de sensibilidad hechas con cada una de las secciones de pavimento consideradas.

Este cálculo, el mostrado en la Figura 49, corresponde al análisis correspondiente a un asistente de ayuda del programa UMICH PAV denominado “Análisis de sensibilidad” mismo que se puede observar en el programa ejecutable. Dicho asistente es diferente para cada una de las secciones estructurales de pavimento consideradas en el programa.

3.3.6. Proceso del análisis de daño acumulativo y vida útil del pavimento.

Una vez obtenido el número de aplicaciones de carga derivado de algún modelo de deterioro se procede a calcular los daños acumulativos para cada modo de falla. Este cálculo se lleva a cabo mediante la ley de Miner expresada con la ecuación (181) la cual expresa una relación numérica entre el número de aplicaciones de carga y el número de aplicaciones de tránsito. El recíproco de esta relación numérica es la vida útil del pavimento. A mayor daño acumulativo (una relación numérica muy grande) menor será la vida útil del pavimento; a menor daño acumulativo (una relación numérica muy pequeña) mayor será la vida útil del pavimento. Ver Figura 50.

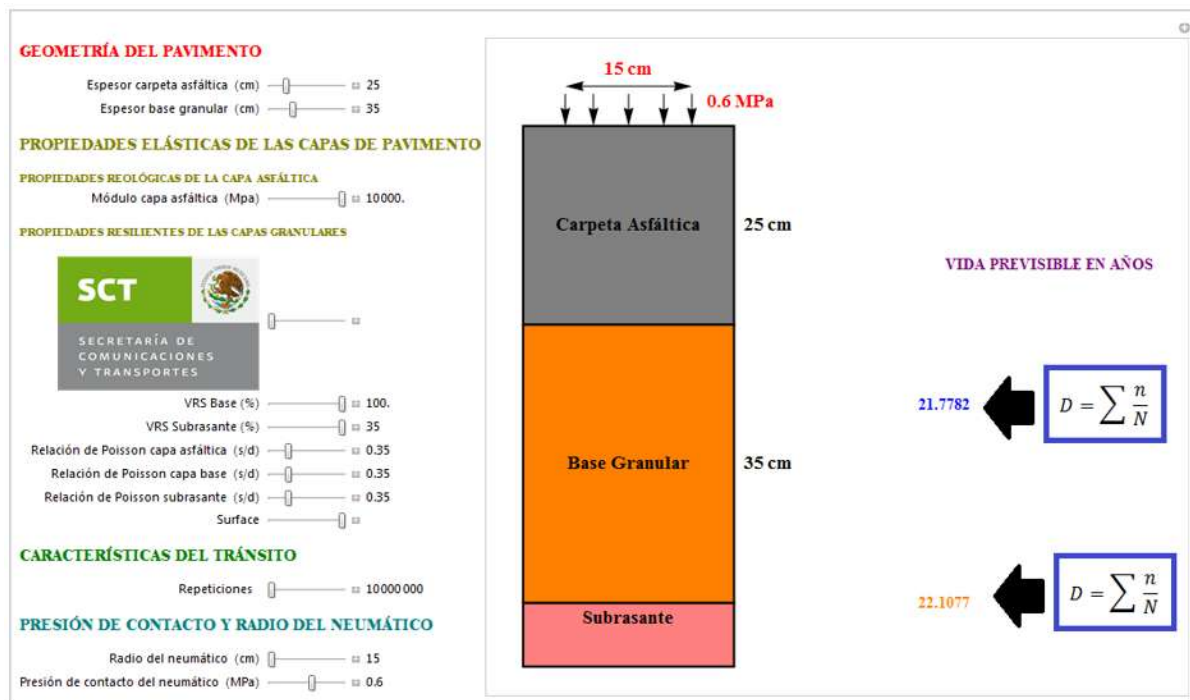


Figura 50.- Pantalla de cálculo donde se muestran las ecuaciones utilizadas de manera interna por el programa UMICH PAV para el análisis de los daños acumulativos y vida útil del pavimento mediante el criterio de Miner.

Este cálculo, el mostrado en la Figura 50, corresponde al análisis correspondiente a un asistente de ayuda del programa UMICH PAV denominado “Asistente cálculo de vida útil del pavimento” mismo que se puede observar en el programa ejecutable. Dicho asistente es diferente para cada una de las secciones estructurales de pavimento consideradas en el programa.



4. Capítulo 4.- Comparación de los modelos de respuesta multicapa KENLAYER y UMICH PAV.

El análisis de sensibilidad permite al ingeniero, proyectista o diseñador de pavimentos flexibles identificar el nivel de importancia que tiene cada una de las variables de entrada sobre la respuesta y/o desempeño que tendrá el pavimento.

Los nuevos programas o modelos de respuesta que se han desarrollado en los últimos años (por ejemplo en WINDEPAV con la adaptación del programa francés ALIZE III, Vázquez, 2002) siempre suelen compararse con modelos ya existentes en el mercado y que al paso de los años han demostrado su efectividad y confianza. El programa multicapa que ha sido tomado por varios investigadores y agencias de transporte y de carreteras en el mundo es el KENLAYER. Este programa fue desarrollado por el Dr. Yang H. Huang y un grupo de trabajo en la Universidad de Kentucky en los Estados Unidos. Tiene la ventaja sobre otros programas multicapa de que no solamente ejecuta análisis de tipo lineal, sino también análisis de tipo no lineal y viscoelástico.

Nuestro modelo de respuesta UMICH-PAV fue comparado con este programa haciendo la aclaración de que se tuvo que ajustar el sistema de medición numérico (del sistema internacional al sistema inglés) que maneja el KENLAYER (Huang, 1993). Este tipo de comparaciones validan o no la metodología de simplificación multicapa de Odemark. Se dice que los resultados que arroja el método de Odemark (Ullidtz y Forlag, 1998) están entre el 89% al 92% respecto a los resultados de los programas que resuelven la ecuación diferencial multicapa de Burmister (ELSYM5, WESLEA, BISAR, entre otros), esto no es necesariamente exacto o que tengan que estar precisamente en ese rango puesto que se pueden tener valores muy cercanos e incluso iguales a la de los programas comerciales.

Por lo tanto el objeto principal de este capítulo es el de resaltar los parámetros (módulos elásticos, espesores, presiones de contacto, etc.) donde se puede o no tener mucha variación de nuestro modelo de respuesta UMICH PAV con el programa KENLAYER con la finalidad de poder ajustarlos y que UMICH PAV tenga buena aproximación en cuanto a resultados de respuesta de pavimento, ya que como se mencionó KENLAYER está mas cerca de los valores reales al resolver la ecuación diferencial multicapa.

Huang (1993) establece análisis de sensibilidad para tres y cuatro capas, mismas que ejecuta con KENLAYER y que se comparan con nuestro modelo de respuesta UMICH PAV.



En el análisis de sensibilidad de Huang (1993) se realizan los análisis multicapa para tres capas, se grafica la deformación unitaria a tensión (ϵ_t) debajo de la carpeta asfáltica y la deformación unitaria a compresión (ϵ_z) arriba de la subrasante, contra los espesores de la carpeta asfáltica y la base, así como los módulos de la base y sub-rasante.

Pero para el análisis de cuatro capas ya no se dibujan gráficos. Solamente se muestran dichas deformaciones en las interfaces ya mencionadas por lo que su comparación queda un poco limitada debido sobre todo a que solo se ejecuta una variación de análisis (o sea se mantienen mismos valores de todos los parámetros excepto uno).

Puesto que las deformaciones unitarias están asociadas a los modelos de deterioro expuestos en el capítulo 2, los cuales relacionan a estas deformaciones con el número de repeticiones permisibles del material, se decidió tabular dicho valor contra varios parámetros (espesores, modulos, etc) con distintos modelos de deterioro tanto por fatiga como por deformación permanente y verificar el estado actual de los modelos que maneja el Instituto de Ingeniería de la UNAM, contra otros de otras partes del mundo.

4.1. Análisis de sensibilidad por agrietamiento por fatiga y deformación permante para un sistema de tres capas (KENLAYER - UMICH PAV).

El análisis comparativo se llevará a cabo para los sistemas estructurales de pavimentos de 3 y 4 capas comparando la aplicación del método de Odemark con el programa comercial KENLAYER.

El programa KENLAYER maneja dos secciones estructurales de pavimentos flexibles ejecutables, mismas que se encuentran analizadas en el libro de *Pavement Analysis and Design (Huang, 1993)* mediante análisis de sensibilidad de tipo lineal. De lo anterior se establecerá la comparación de KENLAYER y UMICH-PAV pero solamente para dichas secciones de pavimento que son de tres y cuatro capas.

Los datos de las secciones de pavimento que se analizarán se detallan a continuación. Ver Figura 51.

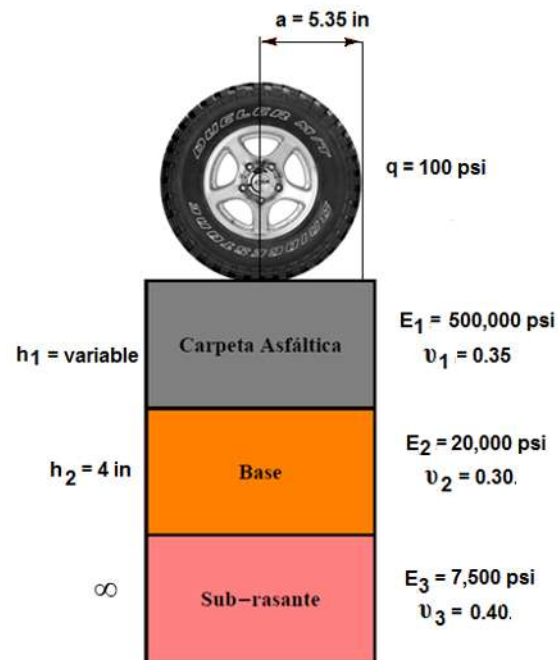


Figura 51.- Sistema de tres capas analizado con KENLAYER y UMICH-PAV.

Haciendo uso de la ecuaciones (11) para deformaciones unitarias por tensión (fatiga) y de la ecuación (76) de espesores equivalentes de Odemark se obtienen los gráficos que se describen en las siguientes secciones.

4.1.1. Deformación unitaria por tensión ϵ_t y compresión ϵ_z vs Espesor de la carpeta h_1 .

El principal parámetro que suele variarse en el dimensionamiento de secciones estructurales de pavimentos flexibles, es el espesor de las carpetas asfálticas (h_1 para este caso). Sin embargo dicha variación está supeditada más a cuestiones de tipo económico (costos de fabricación y tendido de mezcla asfáltica, etc.) ya que suelen ser mucho más costosos estos materiales asfálticos que las materiales granulares o de suelo.

Para las deformaciones unitarias a tensión (ϵ_t) debajo de la carpeta asfáltica, las variaciones de los valores reales (por ser resueltos con la ecuación de la teoría multicapa) que maneja el KENLAYER respecto de UMICH PAV son desde 106.38 % ($h_1 = 2$



pulgadas), 112.24 % ($h_1 = 3$ pulgadas), 101.63 % ($h_1 = 4$ pulgadas), 84.38 % ($h_1 = 5$ pulgadas), 75.92 % ($h_1 = 6$ pulgadas), 62.5 % ($h_1 = 7$ pulgadas) y 52.38 % ($h_1 = 8$ pulgadas). Según el rango que plantea Ullidtz y Forlag (1998) para los resultados del método de Odemark (89 a 92%) algunos valores se encuentran incluso muy cercanos al 100 % (h_1 menores a 5 pulgadas), solo para espesores mayores a 5 pulgadas se alejan bastante del 100% y del rango que tentativamente maneja Ullidtz y Forlag (1998). Ver Figura 52.

Analizando el comportamiento individual de cada una de las curvas se observa claramente que las deformaciones unitarias a tensión ϵ_t disminuyen con el aumento del espesor de la carpeta asfáltica h_1 , la cual se vuelve muy rígida y poco deformable con ese incremento. Esto trae como consecuencia un aumento del número de repeticiones permisibles de carga al material respecto de algún modelo de deterioro por fatiga.

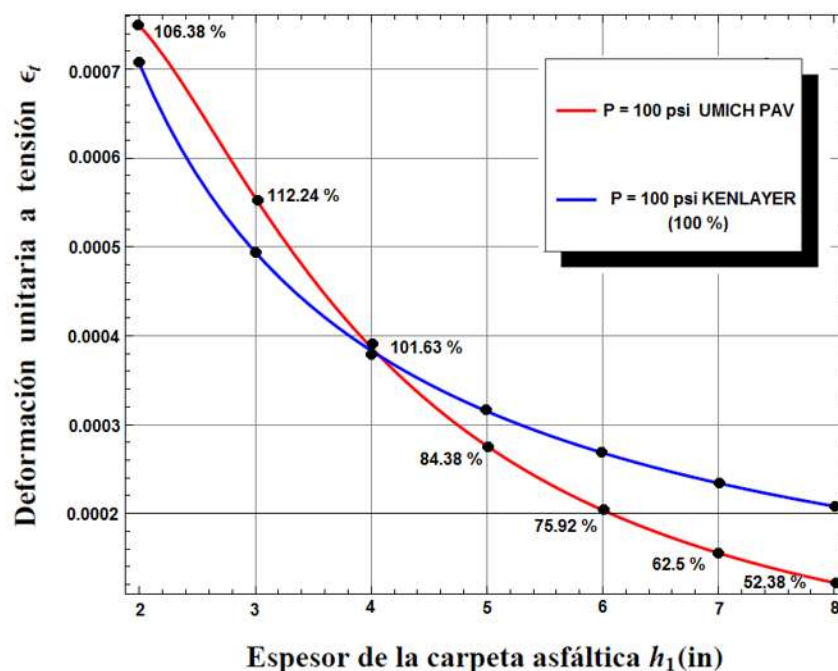


Figura 52.- Análisis de sensibilidad para ϵ_t y h_1 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.

Para las deformaciones unitarias a compresión (ϵ_z) arriba de la sub-rasante, las variaciones de los valores reales (por ser resueltos con la ecuación de la teoría multicapa) que maneja el KENLAYER respecto de UMICH PAV son desde 134.88 % ($h_1 = 1$ pulgadas), 115.63 % ($h_1 = 2$ pulgadas), 104.16 % ($h_1 = 3$ pulgadas), 100.12 % ($h_1 = 4$

pulgadas), 102.56 % ($h_1 = 5$ pulgadas), 103.06 % ($h_1 = 6$ pulgadas) y 99.97 % ($h_1 = 7$ pulgadas). Según el rango que plantea Ullidtz y Forlag (1998) para los resultados del método de Odemark (89 a 92%) los valores de espesores h_1 mayores a 2 pulgadas tienden a estar arriba de dicho rango e incluso arriba del 100% (entre el 104.16 % y el 99.97 %) pero con una aproximación muy tolerable. Ver Figura 53.

Nuevamente si analizamos el comportamiento individual de cada una de las curvas se observa claramente que las deformaciones unitarias a compresión ϵ_z disminuyen con el aumento del espesor de la carpeta asfáltica h_1 , la cual se vuelve muy rígida y poco deformable con ese incremento. Esto trae como consecuencia un aumento del número de repeticiones permisibles de carga al material respecto de algún modelo de deterioro por deformación permanente.

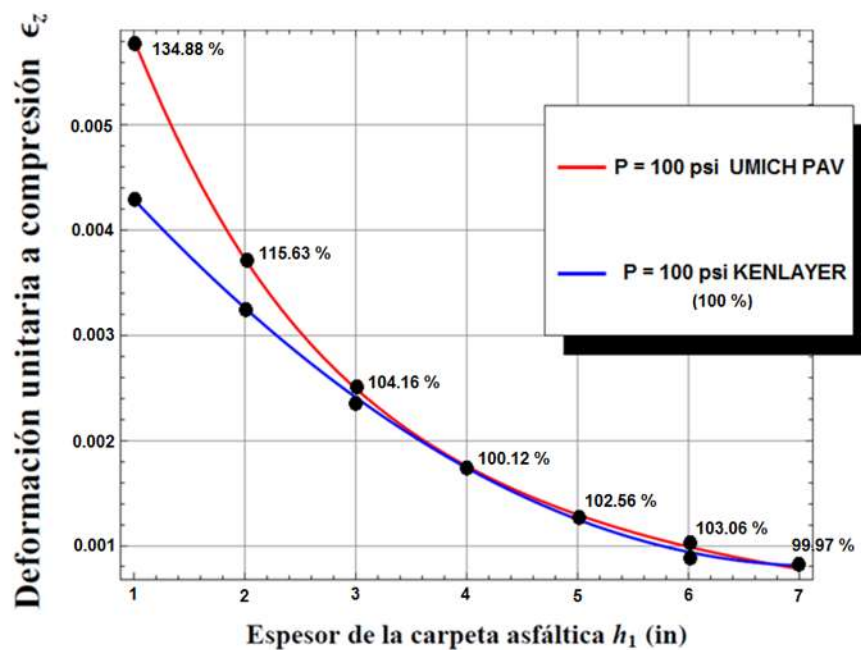


Figura 53.- Análisis de sensibilidad para ϵ_z y h_1 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.

4.1.2. Deformación unitaria por tensión ϵ_t y compresión ϵ_z vs Espesor de la base h_2 .

Otro parámetro importante que suele modificarse para verificar nuevos estados de respuesta y por lo tanto varios estados de daño acumulativo son los espesores de las capas de suelo o de la base h_2 para este caso.



Las variaciones de los valores reales (por ser resueltos con la ecuación de la teoría multicapa) que maneja el KENLAYER respecto de UMICH PAV para este caso son desde 66.96 % ($h_2 = 4$ pulgadas), 56.66 % ($h_2 = 6$ pulgadas), 48.14 % ($h_2 = 8$ pulgadas), 38.29 % ($h_2 = 10$ pulgadas), 37.5 % ($h_2 = 12$ pulgadas), 27.27% ($h_2 = 14$ pulgadas) y 26.83 % ($h_2 = 16$ pulgadas). Según el rango que plantea Ullidtz y Forlag (1998) para los resultados del método de Odemark (89 a 92%) los valores para todos los espesores de base no están cerca del 100% ni del rango mencionado. El valor más cercano es del 66.96 % para un espesor de base de 4 pulgadas y el valor más alejado es del 26.83 % para un espesor de base de 16 pulgadas. Sin embargo bajo el análisis de Odemark se pueden apreciar deformaciones unitarias a tensión muy pequeñas, las cuales se traducen en bajos daños acumulativos y mayores vidas útiles para este tipo sección de pavimento flexible. Ver Figura 54.

Si analizamos el comportamiento individual de cada una de las curvas se observa claramente que las deformaciones unitarias a tensión ϵ_t disminuyen con el aumento del espesor de la base h_2 , la cual se vuelve muy rígida y poco deformable con ese incremento. Esto trae como consecuencia un aumento del número de repeticiones permisibles de carga al material respecto de algún modelo de deterioro por fatiga.

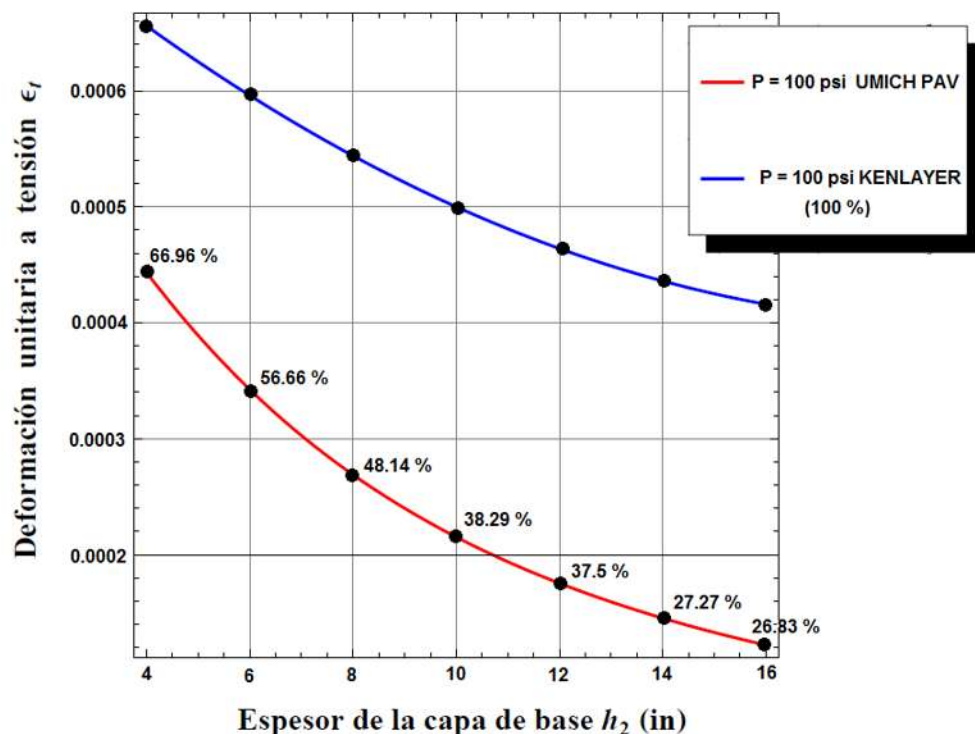


Figura 54.- Análisis de sensibilidad para ϵ_t y h_2 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.



Para este tipo de sección de pavimento flexible, las variaciones para las deformaciones unitarias a compresión (ϵ_z) arriba de la sub-rasante de los valores reales (por ser resueltos con la ecuación de la teoría multicapa) que maneja el KENLAYER respecto de UMICH PAV son desde 106.01 % ($h_2 = 4$ pulgadas), 116.67 % ($h_2 = 6$ pulgadas), 122.22 % ($h_2 = 8$ pulgadas), 116.67 % ($h_2 = 10$ pulgadas), 107.69 % ($h_2 = 12$ pulgadas), 105.50 % ($h_2 = 14$ pulgadas) y 99.94 % ($h_2 = 16$ pulgadas). Para este caso se nota que los porcentajes de variación están por arriba del 100% y alejados del rango que plantea Ullidtz y Forlag (1998) para el método de Odemark. Sin embargo dichas variaciones son poco significativas para espesores de base h_2 menores a 6 pulgadas y mayores a 10 pulgadas, pero significativas para espesores comprendidos entre 6 y 10 pulgadas.

Vale la pena subrayar que se tienen deformaciones unitarias a compresión muy pequeñas (tanto para UMICH PAV como para KENLAYER) tendiendo a cero para espesores de base muy grandes ($> a 16$ pulgadas), ver Figura 55. Estas deformaciones pequeñas se traducen en un número de repeticiones admisibles mayor respecto de algún modelo de deterioro.

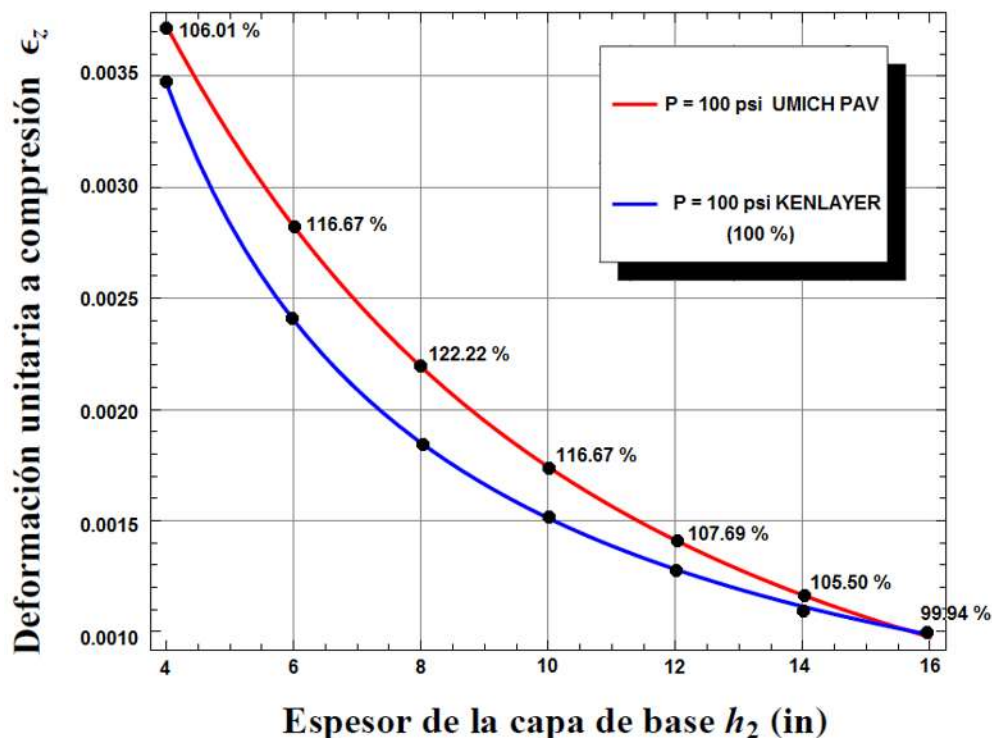


Figura 55.- Análisis de sensibilidad para ϵ_z y h_2 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.



4.1.3. Deformación unitaria por tensión ε_t y compresión ε_z vs Módulo de la base E_2 .

De manera paralela el módulo de las capas de suelo (E_2 para este caso) suele ir también de la mano en muchas ocasiones con la variación de los espesores del suelo. Sin embargo hay que comentar que estas modificaciones tienen que ir respaldadas más con pruebas dinámicas triaxiales de laboratorio para encontrar los módulos resilientes que con la sola experiencia del diseñador o constructor de carreteras.

Para la deformación unitaria a tensión (ε_t) de la carpeta, las variaciones de los valores reales (por ser resueltos con la ecuación de la teoría multicapa) que maneja el KENLAYER respecto de UMICH PAV para este caso son desde 102.01 % ($E_2 = 10,000$ psi), 98.98 % ($E_2 = 15,000$ psi), 96.55 % ($E_2 = 20,000$ psi), 91.42 % ($E_2 = 25,000$ psi), 91.48 % ($E_2 = 30,000$ psi), 88.37 % ($E_2 = 35,000$ psi) y 85.00 % ($E_2 = 40,000$ psi), ver Figura 56. En este caso se observa muy poca diferencia entre los valores, además se nota la importancia de darle mayor rigidez a la capa de base que soportará la carpeta asfáltica. Los valores mostrados están muy cercanos al 100 %, incluso con módulos iguales a 10000 MPa ligeramente mayores (102.01 %). Los únicos valores que se alejan del 100 % y del rango que maneja Ullidtz y Forlag (1998) para la aplicación del método de Odemark son aquellos donde se manejan módulos mayores a 35000 MPa con porcentajes de 88.37 % a 85.00 %.

Si analizamos el comportamiento individual de cada una de las curvas se observa claramente que las deformaciones unitarias a tensión ε_t disminuyen con el aumento del módulo de la base E_2 , la cual se vuelve muy rígida y poco deformable con ese incremento. Esto trae como consecuencia un aumento del número de repeticiones permisibles de carga al material respecto de algún modelo de deterioro por fatiga.

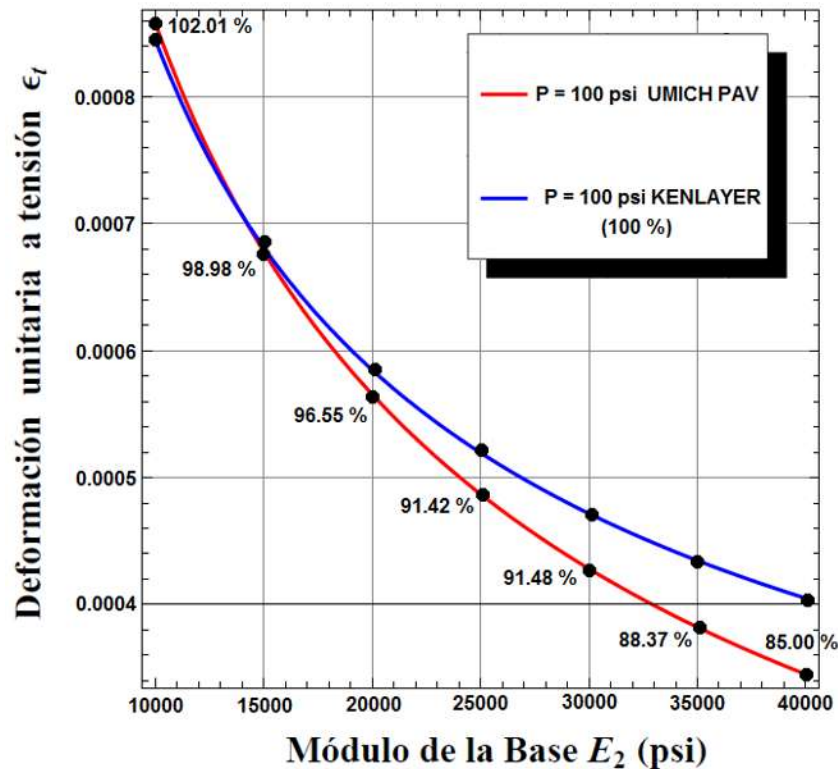


Figura 56.- Análisis de sensibilidad para ϵ_t y E_2 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.

Para la deformación unitaria a compresión (ϵ_z) arriba de la sub-rasante, las variaciones de los valores reales (por ser resueltos con la ecuación de la teoría multicapa) que maneja el KENLAYER respecto de UMICH PAV para este caso son desde 126.31 % ($E_2 = 10,000$ psi), 121.83 % ($E_2 = 15,000$ psi), 118.51 % ($E_2 = 20,000$ psi), 120.00 % ($E_2 = 25,000$ psi), 120.16 % ($E_2 = 30,000$ psi), 122.72 % ($E_2 = 35,000$ psi) y 122.85 % ($E_2 = 40,000$ psi), ver Figura 57. En este caso se advierte nuevamente gran dispersión de valores al estar muy por arriba del 100 % y bastante alejado del rango que plantea Ullidtz y Forlag (1998) para la aplicación del método de Odemark. El valor menos disperso es el de 118.51 % (módulo de la base de 20000 MPa) el cual se convierte en un “punto de inflexión” ya que valores menores y mayores a este modulo trae como consecuencia una gran dispersión de resultados.

Si analizamos el comportamiento individual de cada una de las curvas se observa claramente que las deformaciones unitarias a compresión ϵ_z disminuyen con el aumento del módulo de la base E_2 , la cual se vuelve muy rígida y poco deformable con ese incremento. Esto trae como consecuencia un aumento del número de repeticiones

permisibles de carga al material respecto de algún modelo de deterioro por deformación permanente.

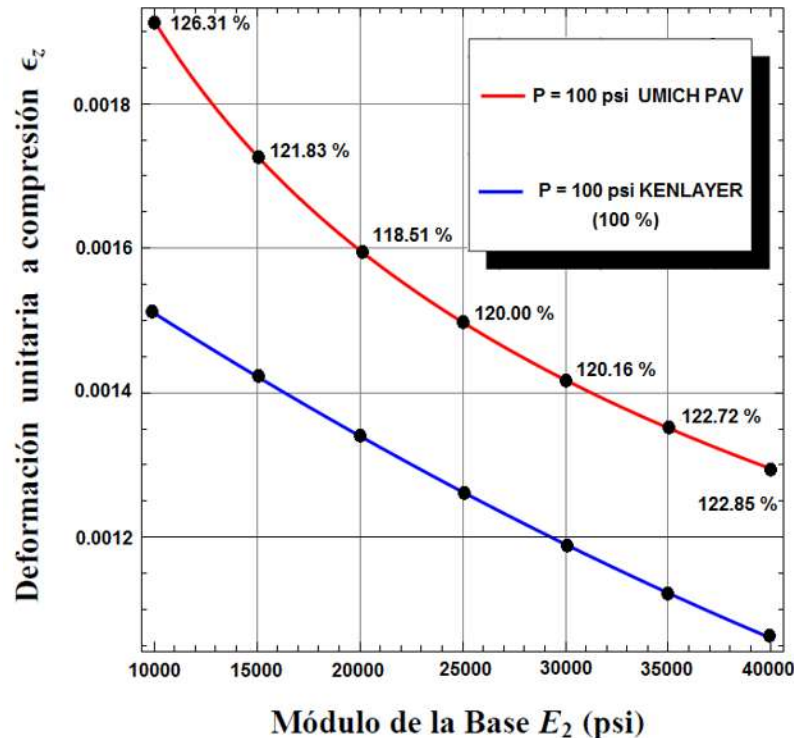


Figura 57.- Análisis de sensibilidad para ϵ_z y E_2 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.

4.1.4. Deformación unitaria por compresión ϵ_z vs Módulo de la sub-rasante E_3 .

Un parámetro que suele modificarse muy poco en la práctica en el diseño de pavimentos flexibles, es el valor del módulo de la sub-rasante o terreno de apoyo (E_3 para este caso) donde se desplantarán dichas secciones de pavimento. El módulo de la sub-rasante suele estar relacionado con la capacidad portante de este suelo pero sobre todo si se le estabiliza química o mecánicamente en la práctica constructiva.

Para la deformación unitaria a compresión (ϵ_z) arriba de la sub-rasante, las variaciones de los valores reales (por ser resueltos con la ecuación de la teoría multicapa) que maneja el KENLAYER respecto de UMICH PAV para este caso son desde 80.95 % ($E_3 = 1,000$ psi), 93.10 % ($E_3 = 2,000$ psi), 100.32 % ($E_3 = 4,000$ psi), 106.06 % ($E_3 = 6,000$ psi), 110.71 %



($E_3 = 8,000$ psi), 112.00 % ($E_3 = 10,000$ psi) , 118.18 % ($E_3 = 12,000$ psi) y 123.76 % ($E_3 = 14,000$ psi), ver Figura 58.

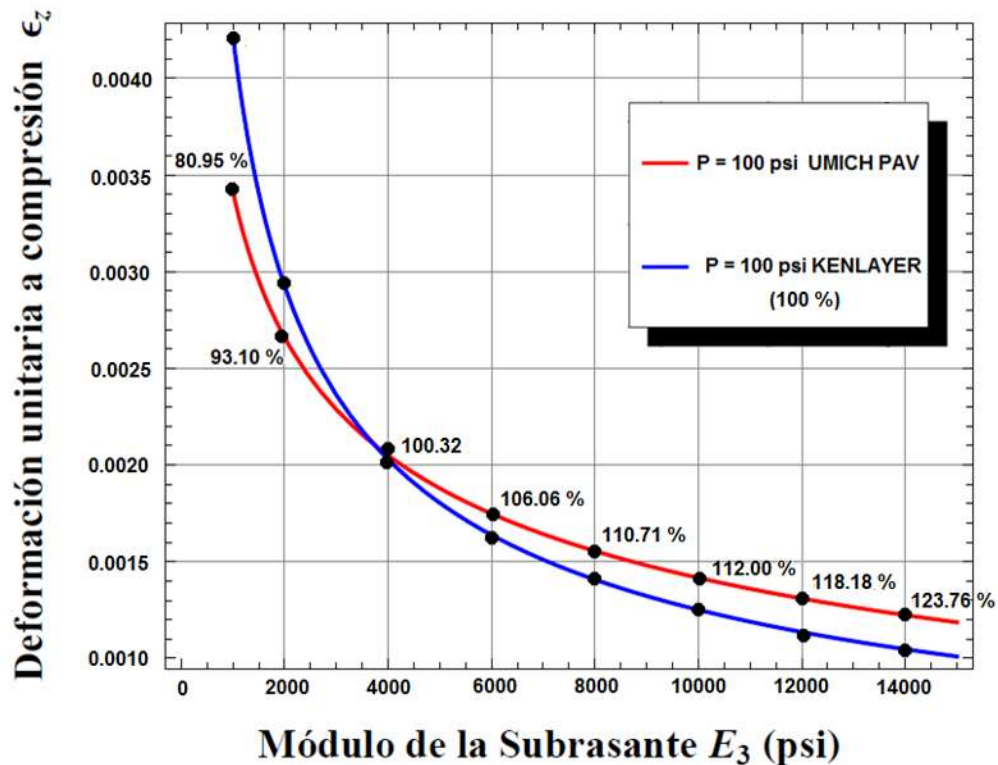


Figura 58.- Análisis de sensibilidad para ϵ_z y E_3 para un sistema de 3 capas con KENLAYER Y UMICH PAV.

Para este se observa ligera variación de valores posicionándose algunos de ellos arriba del 100 %. Para módulos de subrasante E_3 comprendidos entre 2000 y 4000 MPa se tienen valores dentro del rango que plantea Ullidtz y Forlag (1998) y muy cercanos al 100 %. Para valores de módulos de subrasante E_3 mayores a 8000 MPa comienzan a tenerse valores muy alejados del 100 % y del rango de Ullidtz y Forlag planteado anteriormente.

Se aclara que la gráfica correspondiente al módulo E_3 contra la deformación unitaria a tensión ϵ_t , no es posible obtenerla dado que dicho módulo no interviene en la ecuación de Odemark para obtener dicha deformación, la cual incluye sólo los módulos E_1 y E_2 .

Con los análisis antes planteados para un sistema de tres capas con el modelo de respuesta UMICH PAV se concluye lo siguiente:

- Respecto a las deformaciones unitarias por tensión ϵ_t debajo de la carpeta asfáltica se tiene que el programa UMICH PAV muestra buenas aproximaciones (entre



- 106.38 % a 101.63 %) con espesores de carpeta h_1 de 2 a 4 pulgadas (5 a 10 cm), valores típicos de construcción de carpetas asfálticas.
- b) Respecto a las deformaciones unitarias por tensión ϵ_t debajo de la carpeta asfáltica se tiene que el programa UMICH PAV muestra buenas aproximaciones (102.01 % a 88.37 %) con módulos de base E_2 de 10000 a 35000 MPa.
 - c) Respecto a las deformaciones unitarias por tensión ϵ_t debajo de la carpeta asfáltica se tiene que el programa UMICH PAV tiene mucha dispersión (66.96 % a 26.83 %) con espesores de base h_2 de 4 a 16 pulgadas (10 a 40 cm). En este caso el método de Odemark no es adecuado para hacer el análisis.
 - d) Respecto a las deformaciones unitarias por compresión ϵ_z arriba de la subrasante se tiene que el programa UMICH PAV muestra buenas aproximaciones (104.16 % a 99.97 %) con espesores de carpeta asfáltica h_1 de 3 a 7 pulgadas (7.5 a 17.5 cm).
 - e) Respecto a las deformaciones unitarias por compresión ϵ_z arriba de la subrasante se tiene que el programa UMICH PAV se tienen buenas aproximaciones (107.69 % a 99.99 %) con espesores de base h_2 de 12 a 16 pulgadas (30 a 40 cm).
 - f) Respecto a las deformaciones unitarias por compresión ϵ_z arriba de la subrasante se tiene que el programa UMICH PAV tiene mucha dispersión (126.31 % a 118.51 %) para módulos de base E_2 . En este caso el método de Odemark no es adecuado para hacer el análisis.
 - g) Respecto a las deformaciones unitarias por compresión ϵ_z arriba de la subrasante se tiene que el programa UMICH PAV tiene buenas aproximaciones (93.10 % a 112 %) cuando se incrementa el módulo de la subrasante E_3 .

4.2. Análisis de sensibilidad por agrietamiento por fatiga y deformación permante para un sistema de cuatro capas (KENLAYER - UMICH PAV).

Como se mencionó en la introducción de este capítulo, en este caso en particular no se grafican valores como en el análisis planteado por el sistema de tres capas anteriormente analizado. En el análisis del Huang (1993) el programa KENLAYER solamente encuentra los valores correspondientes en las interfaces del pavimento para la deformación unitaria por tensión (ϵ_t) debajo de la carpeta asfáltica y la deformación unitaria por compresión (ϵ_z) arriba de la sub-rasante. La sección de pavimento flexible analizada es la de la Figura 59.

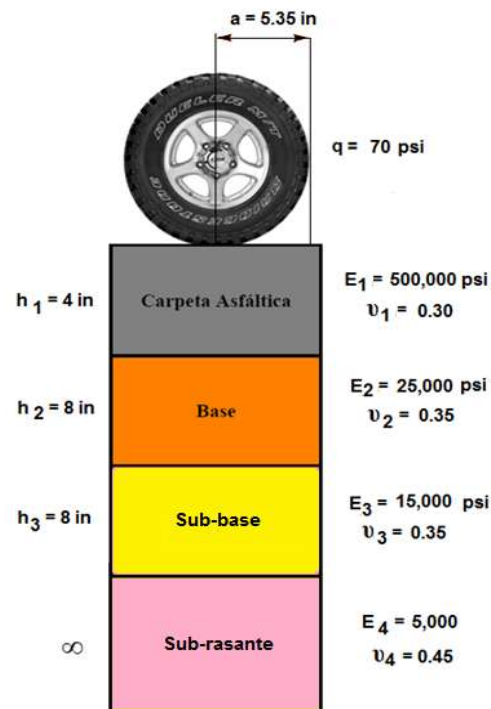


Figura 59.- Sistema de cuatro capas analizado con KENLAYER y UMICH-PAV.

Haciendo uso de la ecuaciones (11) para deformaciones unitarias por tensión (fatiga) y de la ecuación (76) de espesores equivalentes de Odemark se obtienen los siguientes gráficos.

4.2.1. Caso Estándar.

Para este caso se consideran condiciones o parámetros iniciales (módulos, presiones de inflado, etc) de la sección de pavimento flexible mostrada en la Figura 60, las cuales se modificarán posteriormente en otros casos para mostrar la sensibilidad en respuesta en las interfaces del pavimento. De manera comparativa entre el modelo de respuesta KENLAYER y UMICH PAV se observa evidente variación numérica, esto debido a las diferencias entre las soluciones multicapa de KENLAYER y las simplificaciones de Odemark que utiliza UMICH PAV. Desde el punto de vista de los modelos de deterioro las respuestas que más nos interesan son las deformaciones unitarias ϵ_t y ϵ_z . Para la primera el valor de variación es de 93.77 %, la cual es cercana al 100% y fuera del rango recomendado por Ullidtz y Forlag (1998) para la aplicación del método de Odemark. Para la segunda deformación se tiene una variación de 81.15 % un poco lejana del rango que maneja Ullidtz y Forlag (1998) para la aplicación del método de Odemark. Sin embargo,

con UMICH PAV se obtienen menores deformaciones y por lo tanto al ajustarse con algún modelo de deterioro por deformación permanente mayores números de aplicaciones de carga y mayores vidas útiles de la sección estructural de pavimento.

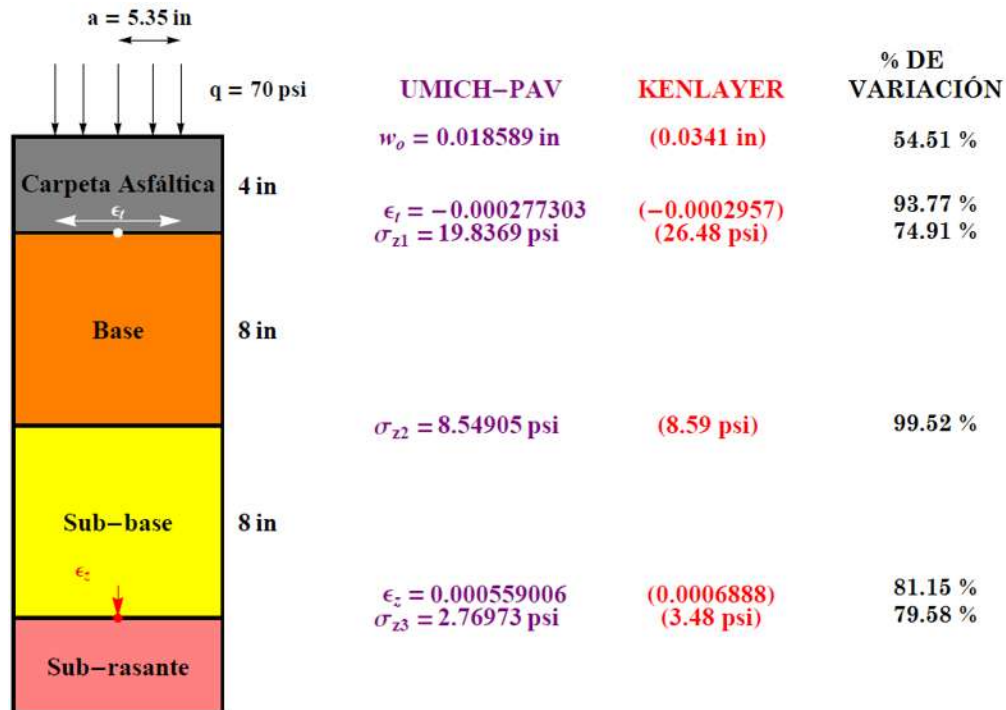


Figura 60.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso estándar, UMICH PAV vs KENLAYER.

4.2.2. Incremento de la presión de inflado (q) a 140 psi.

Para este caso solo se incrementa al doble la presión de inflado (q) a 140 psi respecto del caso estándar que es de 70 psi. De manera comparativa entre el modelo de respuesta KENLAYER y UMICH PAV se observa, para este caso, bastante dispersión. Nuevamente desde el punto de vista de deformaciones unitarias por tensión (129.36 %) y compresión (156.62 %) se está muy alejado del 100% y del rango que plantea Ullidtz y Forlag (1998) para la aplicación del método de Odemark (89 % a 92 %). Para la deformación unitaria por tensión ϵ_t con el modelo UMICH PAV nuevamente se vuelven a tener valores muy pequeños que incrementan, mediante un modelo de deterioro por fatiga, el número de repeticiones de carga. No obstante en la deformación por compresión ϵ_z se tienen deformaciones mayores que con KENLAYER, lo cual mediante un modelo de deterioro por deformación permanente, el número de repeticiones de carga disminuyen. Ver Figura 61.

Con esta dispersión de valores se establece entonces la conveniencia de manejar valores promedio para presiones de inflado, de tal manera que el modelo de respuesta UMICH PAV no sufra gran dispersión de datos que se podrían traducir en secciones estructurales de pavimento sobre o subdimensionadas.

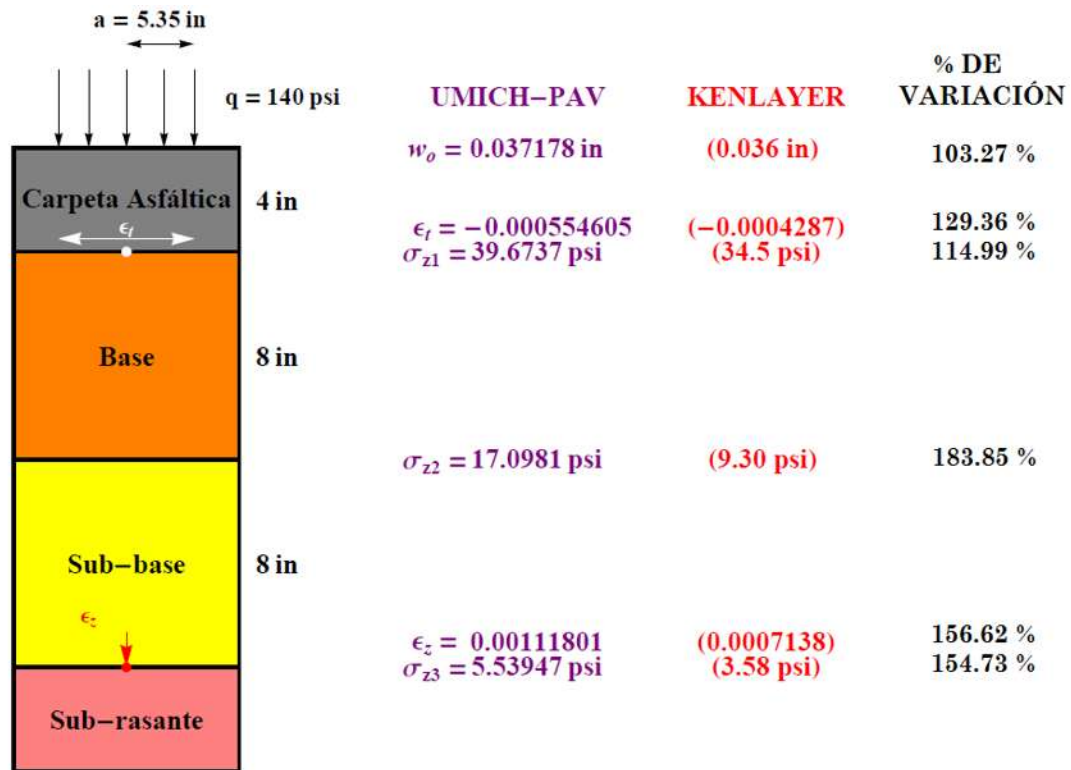


Figura 61.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso incremento de presión de inflado (q) a 140 psi, UMICH PAV vs KENLAYER.

4.2.3. Incremento en el módulo de la sub-rasante ($E_4 = 15,000$ psi).

Para este caso solo se incrementa el módulo resiliente de la subrasante de 5,000 psi del caso estándar a 15,000 psi. De manera comparativa entre el modelo de respuesta KENLAYER y UMICH PAV se observan valores casi similares. Nuevamente desde el punto de vista de deformaciones unitarias por tensión y compresión se tienen para el primero un porcentaje de variación de 97.81 % y para la segunda de 104.69 % los cuales están ligeramente abajo y arriba del 100 % respectivamente y del rango que plantea Ullidtz y Forlag (1998) para la aplicación del método de Odemark (89 % a 92 %). Ver Figura 62.

Con esta buena aproximación a los valores del KENLAYER se concluye que el modelo de respuesta UMICH PAV no sufre modificaciones importantes en cuanto a deformaciones unitarias se refiere y que se pueden manejar cambios de rigidez en la sub-rasante entre rangos muy amplios. En este ejemplo se incrementó al triple el módulo de la subrasante dentro del rango de 5,000 a 15,000 psi, que como se observó no hay mucha dispersión numérica.

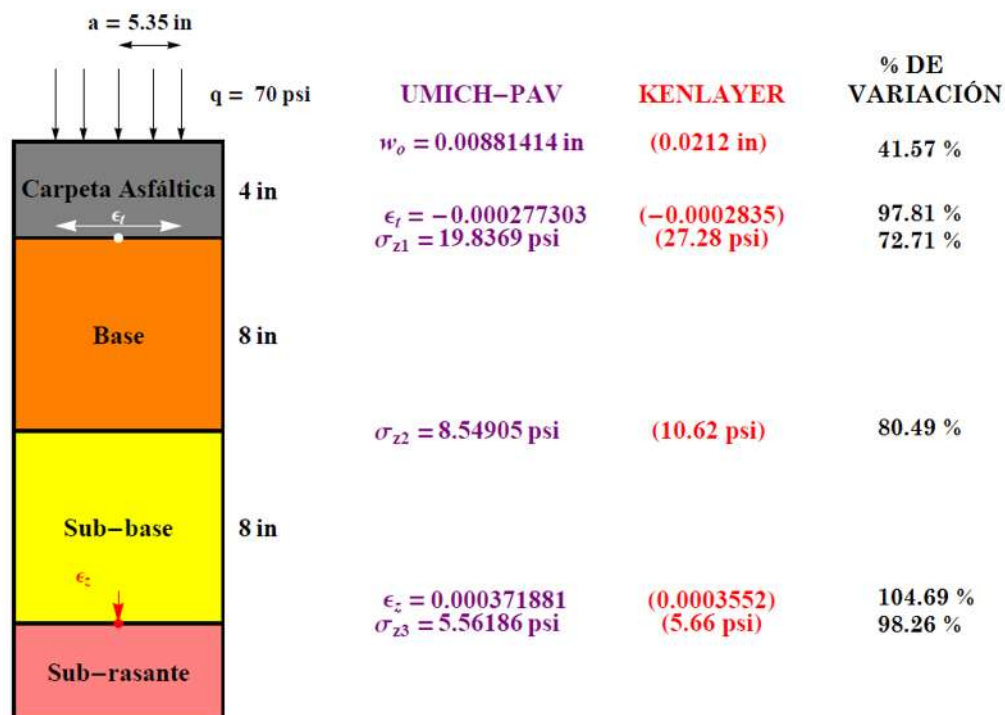


Figura 62.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso incremento del módulo de la subrasante $E_4 = 15,000$ psi, UMICH PAV vs KENLAYER.

4.2.4. Base asfáltica $E_2 = 300,000$ psi.

Para este caso se incorpora una base estabilizada con productos bituminosos conocida como base asfáltica o coloquialmente como base negra con un módulo dinámico E_2 de 300, 000 psi. En la Figura 63 se recalca el hecho de que la deformación unitaria por tensión ϵ_t no se considera debajo de la carpeta asfáltica (como se tratan en los otros casos) sino que ahora se considera debajo de la base asfáltica por la razón que ésta capa también trabaja a tensión. Por lo tanto a ese nivel se hace la comparación.

De manera comparativa entre el modelo de respuesta KENLAYER y UMICH PAV se observan valores casi similares incluso en los esfuerzos normales σ_z a excepción de la deformación unitaria por tensión. Esta última tiene mucha dispersión ya que está en un 449.26 % respecto a KENLAYER muy lejos del 100 % y del rango que plantea Ullidtz y Forlag (1998) para la aplicación del método de Odemark. Sin embargo para la deformación unitaria por compresión se está en un 94.99 % respecto a KENLAYER, un buen porcentaje de aproximación.

Con estos resultados se concluye que el modelo de respuesta UMICH PAV sufre modificaciones al incrementar de manera indirecta el espesor total de material asfáltico (carpeta asfáltica + base asfáltica) lo que se traduce en esa gran dispersión. Sin embargo, se hace la recomendación de utilizar esta alternativa con el modelo de respuesta UMICH PAV siempre y cuando se incremente la rigidez de dicha base asfáltica.

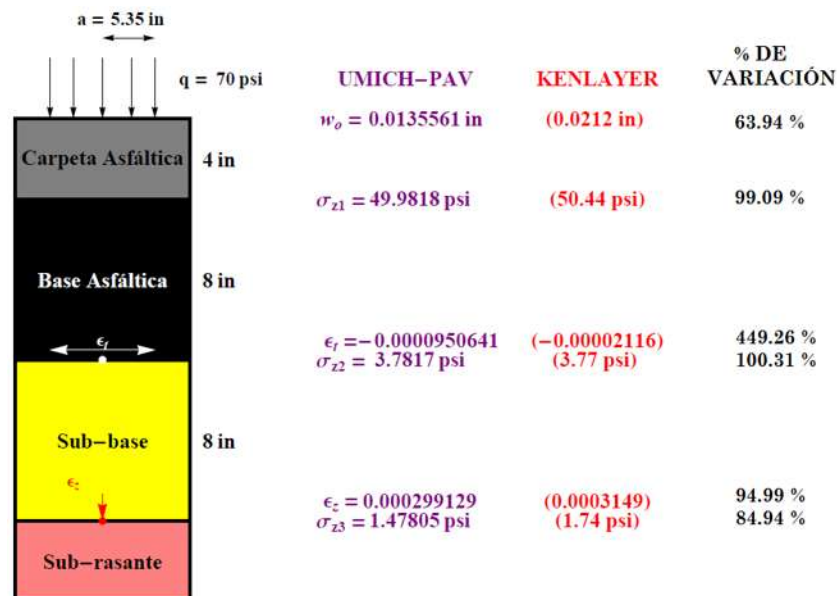


Figura 63.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso base asfáltica $E_2= 300,000$ psi, UMICH PAV vs KENLAYER.

4.2.5. Relaciones de Poisson (ν) de 0.5 para todas las capas.

Para este caso se consideran relaciones de Poisson (ν) de 0.5 para todas las capas. Dentro de la Mecánica de Materiales y del Medio Continuo se entiende que este valor es el que toman los materiales bajo la condición de incompresibilidad, es decir aquellos que no sufren deformación o se comprimen. Este hecho por sí solo está en discusión ya que

todos los materiales empleados en la construcción de pavimentos sufren algún tipo de deformación. Ver Figura 64.

De manera comparativa entre el modelo de respuesta KENLAYER y UMICH PAV se observan valores muy dispersos. Para la deformación unitaria por tensión se tiene un porcentaje de 125.25 % mientras que la deformación unitaria a compresión con un porcentaje de 81.65 %, ambas respecto a KENLAYER, las cuales se alejan del 100 % y del rango recomendado por Ullidtz y Forlag (1998) para la aplicación del método de Odemark. Sólo el esfuerzo normal arriba de la sub-base se encuentra a un 100.27 %, un valor excelente respecto a KENLAYER.

Con estos valores se concluye que el modelo de respuesta UMICH PAV no debe de manejar relaciones de Poisson iguales para todas las capas. Se sugiere utilizar los valores convencionales o los recomendados en la Tabla 5, para evitar grandes dispersiones de valores que nos podrían conducir al sobre o subdimensionamiento de secciones estructurales de pavimentos flexibles.

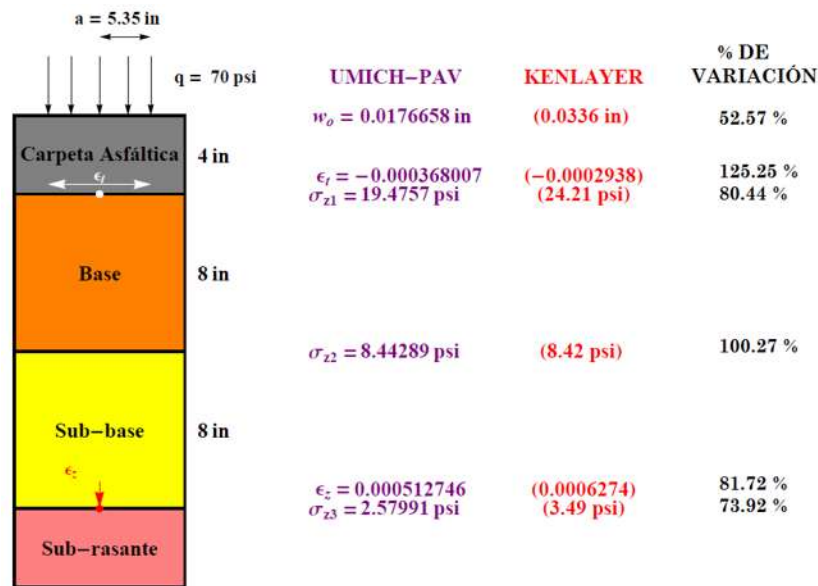


Figura 64.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso relaciones de Poisson (ν) de 0.5 para todas las capas, UMICH PAV vs KENLAYER.

4.2.6. Capa de limo con $h_4 = 6$ in y $E_4 = 50,000$ psi.

Para este caso se considera la inclusión de una capa de limo estabilizado de 6 in de espesor y un módulo resiliente de 50,000 psi. Ver Figura 65. Por lo tanto se está ante un



sistema multicapa de cinco capas. Para este caso es donde se observan que los valores de las deformaciones unitarias obtenidas con UMICH PAV son prácticamente iguales a los que maneja el KENLAYER, con un rango de aproximación del 100%. Sin embargo, para los esfuerzos existe dispersión del orden del 75.52 % al 81.80 %, alejados del 100 % del rango que plantea Ullidtz y Forlag (1998) para la aplicación del método de Odemark.

Con estos valores se concluye que el modelo de respuesta UMICH PAV trabaja de manera perfecta cuando se rigidiza toda la sección de pavimento flexible al incluir una nueva capa, por lo que se sugiere utilizar una o más capas para modelar la respuesta de sistemas de 5 y 6 capas con este modelo de respuesta, donde los valores son casi o iguales con un modelo de respuesta como el KENLAYER que como se dijo arroja los valores exactos al sí resolver la ecuación diferencial de la teoría multicapa.

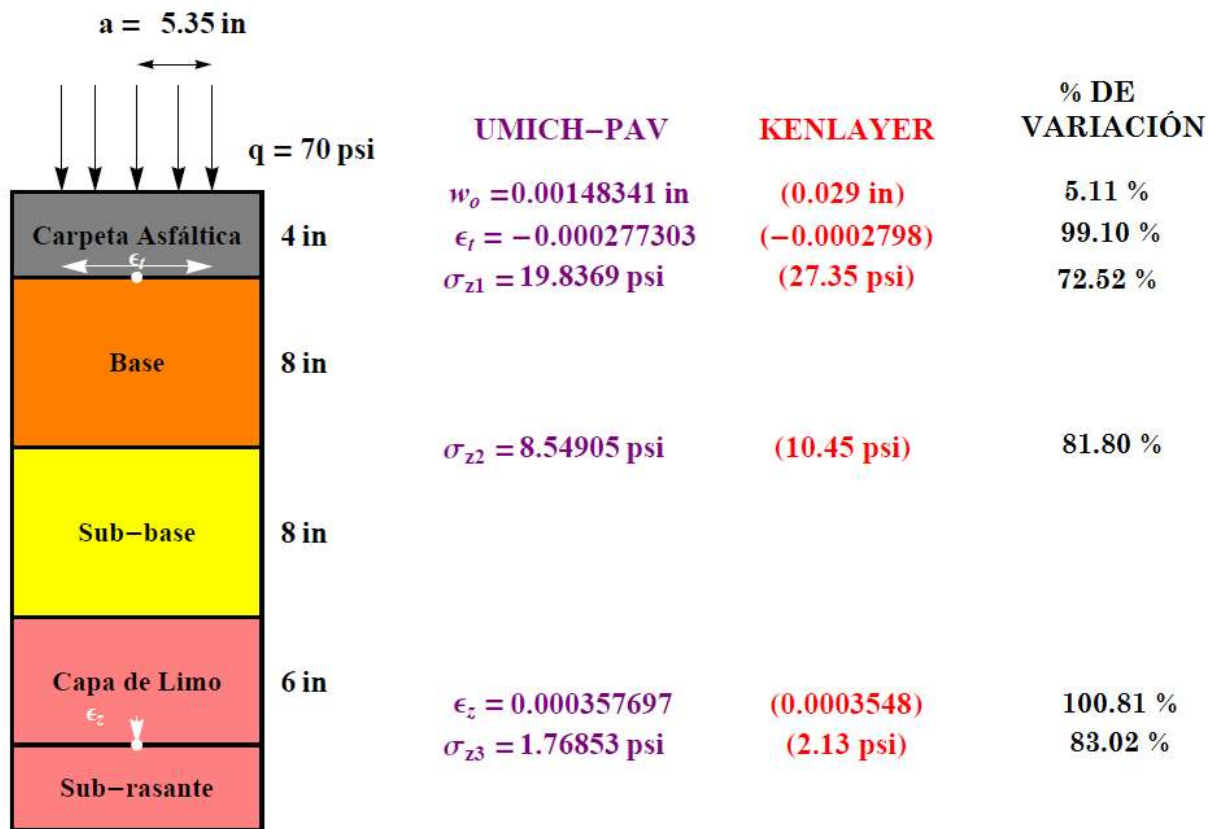


Figura 65.- Comparación Análisis de Sensibilidad caso capa de limo $h_4 = 6$ in y $E_4 = 50,000$ psi, UMICH PAV vs KENLAYER.



4.3. Conclusiones derivadas de la comparación de los modelos de respuesta KENLAYER y UMICH PAV para sistemas de tres y cuatro capas.

Con los análisis antes planteados para un sistema de tres capas con el modelo de respuesta UMICH PAV se concluye lo siguiente:

- a) Respecto a las deformaciones unitarias por tensión ε_t debajo de la carpeta asfáltica se tiene que el programa UMICH PAV muestra buenas aproximaciones (entre 106.38 % a 101.63 %) con espesores de carpeta h_1 de 2 a 4 pulgadas (5 a 10 cm), valores típicos de construcción de carpetas asfálticas.
- b) Respecto a las deformaciones unitarias por tensión ε_t debajo de la carpeta asfáltica se tiene que el programa UMICH PAV muestra buenas aproximaciones (102.01 % a 88.37 %) con módulos de base E_2 de 10000 a 35000 MPa.
- c) Respecto a las deformaciones unitarias por tensión ε_t debajo de la carpeta asfáltica se tiene que el programa UMICH PAV tiene mucha dispersión (66.96 % a 26.83 %) con espesores de base h_2 de 4 a 16 pulgadas (10 a 40 cm). En este caso el método de Odemark no es adecuado para hacer el análisis.
- d) Respecto a las deformaciones unitarias por compresión ε_z arriba de la subrasante se tiene que el programa UMICH PAV muestra buenas aproximaciones (104.16 % a 99.97 %) con espesores de carpeta asfáltica h_1 de 3 a 7 pulgadas (7.5 a 17.5 cm).
- e) Respecto a las deformaciones unitarias por compresión ε_z arriba de la subrasante se tiene que el programa UMICH PAV se tienen buenas aproximaciones (107.69 % a 99.99 %) con espesores de base h_2 de 12 a 16 pulgadas (30 a 40 cm).
- f) Respecto a las deformaciones unitarias por compresión ε_z arriba de la subrasante se tiene que el programa UMICH PAV tiene mucha dispersión (126.31 % a 118.51 %) para módulos de base E_2 . En este caso el método de Odemark no es adecuado para hacer el análisis.
- g) Respecto a las deformaciones unitarias por compresión ε_z arriba de la subrasante se tiene que el programa UMICH PAV tiene buenas aproximaciones (93.10 % a 112 %) cuando se incrementa el módulo de la subrasante E_3 .

En la Tabla 10 se muestran todos los resultados de los casos correspondientes a sistemas de cuatro capas donde se aprecian las variaciones y comparaciones de los modelos de respuesta KENLAYER y UMICH PAV, tanto para deformaciones unitarias por tensión ε_t , deformaciones unitarias por compresión ε_z , la deflexión en la superficie de rodamiento W_o y esfuerzos normales en cada una de las interfaces de las secciones



estructurales de pavimento anteriormente descritas. En los recuadros remarcados con color amarillo se tienen los valores más cercanos entre el modelo de respuesta KENLAYER y UMICH PAV.

Tabla 10.- Resumen de resultados del análisis de sensibilidad para cuatro capas con UMICH PAV y KENLAYER.

Localización	Respuesta	Caso Estándar q = 70 psi	Caso 1 Alta presión de contacto q = 140 psi	Caso 2 Subrasante muy rígida E = 15,000 psi	Caso 3 v = 0.50	Caso 4 Base asfáltica E2 = 300,000 psi	Caso 5 6 in de limo E4 = 50,000 E5 = 5000 psi
Superficie de Rodamiento	W _o (in)	0.018	0.037	0.0088	0.017	0.013	0.0014
		0.034	0.036	0.0212	0.033	0.021	0.029
Debajo de la capa asfáltica	ε _t	-0.000277	-0.000554	-0.000277	-0.000368	-0.000095	-0.000277
		-0.000295	-0.000428	-0.000283	-0.000293	-0.000021	-0.000279
Arriba de la base*	σ _z (psi)	19.83	39.67	8.54	19.47	49.98	19.83
		26.48	34.5	10.62	24.21	50.44	27.35
Arriba de la sub-base	σ _z (psi)	8.54	17.09	8.54	8.44	3.78	8.54
		8.59	9.3	10.62	8.42	3.77	10.45
Arriba de la subrasante	σ _z (psi)	2.76	5.53	5.56	2.57	1.47	1.76
		3.48	3.58	5.66	3.49	1.74	2.13
	ε _z	0.000559	0.00111	0.000371	0.000512	0.000299	0.000357
		0.000688	0.00071	0.000355	0.000627	0.000314	0.000354

Simbología: UMICH PAV
KENLAYER

*Para el Caso 4 se considera arriba de la base asfáltica

De la Tabla 10 se desprenden las siguientes conclusiones:

- UMICH-PAV se comporta de manera adecuada (respecto a KENLAYER) cuando se incrementan las rigideces de las capas asfálticas y de suelos (caso 2, 4 y 5).
- Cuando la relación de Poisson $\nu = 0.5$ se dice que las capas son incompresibles (no se deforman), sin embargo al manejarlo igual para todas las capas UMICH PAV tiene cierta variación (caso 3).
- Cuando se manejan presiones de inflado muy grandes UMICH PAV muestra mucha variación, tornándose este parámetro como un punto muy crítico para el programa.
- Desde el punto de vista de las principales respuestas de pavimento (ϵ_t y ϵ_z) que necesitamos incorporar a los modelos de deterioro, se observan estupendos resultados al ser casi iguales con los que maneja KENLAYER (entre el 93 % y 99 %).
- Para los valores enmarcados en color amarillo se tienen porcentajes de aproximación del orden del 94 al 104 % (usando el Método de Odemark) a los valores reales (por ser resueltos con la teoría multicapa) del programa KENLAYER. Como se expuso en el método de Odemark estás aproximaciones a los valores



reales deben de estar (no necesariamente porque se tienen valores muy cercanos al 100%) entre un 89 a 92% según Ullidtz y Forlag (1998), lo cual concuerda bastante.

Con estos resultados es posible entonces replantear la utilización de ciertos parámetros a nuestro programa de respuesta. Los módulos dinámicos y resilientes se pueden variar sin problema alguno según los resultados anteriores. Se sugiere que las relaciones de Poisson no tiendan a la incompresibilidad, ya que esto causa dispersión en resultados según el caso 3 de la Tabla 10, proponiéndose valores comprendidos entre 0.30 y 0.35. Para la presión de inflado se limitará a un valor promedio o ponderado según el tráfico de diseño, porque como se vio causa mucha variación.

Además hay que señalar y recapitular los efectos que tiene cada uno de los parámetros de diseño (espesores, módulos elásticos, etc) con las deformaciones unitarias y deflexiones en el pavimento.

Para la deformación unitaria a compresión arriba de la subrasante ε_z tenemos que decrece con el incremento de:

- El espesor y el módulo elástico (módulo dinámico) de las capas asfálticas.
- El espesor y el módulo elástico (módulo resiliente) de las capas granulares.

Para la deformación unitaria a tensión debajo de la carpeta asfáltica ε_t tenemos que:

- Cuando el módulo elástico (módulo resiliente) de la capa de base es mayor que el de las capas asfálticas, la deformación unitaria en el fondo de éstas es de compresión.
- Cuando el módulo elástico (módulo resiliente) de la base es menor, la deformación unitaria está a tensión y crece a medida de que el módulo de la base es más bajo.
- La deformación unitaria a tensión se incrementa al disminuir el espesor de las capas asfálticas.
- La deformación unitaria a tensión se incrementa al aumentar el módulo elástico (módulo dinámico) de las capas asfálticas.
- La deformación unitaria a tensión es particularmente alto si se combina una baja relación de espesores de las capas superiores ($h_1/h_2 < 2$) y una alta relación de módulos elásticos (E_1/E_2).

Para la deflexión w_o se tiene que:

- La mayor parte de la deflexión es causada por la compresión elástica de la subrasante (70% a 90%).



- El aumento en el espesor en el módulo de las capas superiores reduce la deflexión total.
- La reducción es más importante con el aumento del módulo que con el aumento en el espesor en cualquiera de las capas.
- La estabilización de la subrasante reduce las deflexiones debido al incremento en su módulo elástico.
- En general, los mismos factores que hacen crecer las deformaciones unitarias a compresión sobre la subrasante, hacen disminuir la deflexión.

4.4. Análisis de sensibilidad para sistemas de tres capas con distintos modelos de deterioro.

Una vez que se ha comparado nuestro modelo de respuesta UMICH PAV con el modelo KENLAYER y que se han advertido los parámetros con los que existe y no variación respecto de estos dos modelos de respuesta, se procederá entonces a la incorporación de las respuestas del pavimento (ϵ_t y ϵ_z) a distintos modelos de deterioro tanto por agrietamiento por fatiga debajo de la carpeta asfáltica, como por deformación permanente en las capas de suelo.

Dichas incorporaciones se traducen en gráficos donde se tabulan las repeticiones permisibles de carga tanto para fatiga (N_f) como para deformación permanente (N_d), contra un parámetro que se encuentra ligado a las ecuaciones que permiten obtener las deformaciones unitarias (ϵ_t y ϵ_z) los cuales pueden ser los módulos elásticos y espesores de las capas, relaciones de Poisson, etc. Ver ecuaciones (10) y (12). Se tiene por lo tanto una “familia” de curvas o rectas en un espacio logarítmico para ambos ejes de los gráficos.

Los modelos de deterioro que se emplearán serán los de las ecuaciones (100), (101), (102), (103), (105), (107), (108) y (109) para fatiga, y las ecuaciones (115), (116), (117), (118), (119), (120), (121),(122), (123), (124), (125), (126) y (127) para deformación permanente.



4.4.1. Comportamiento de los modelos de deterioro empleados respecto a la rigidez y la deformación del material.

Los modelos de deterioro empleados en este proyecto investigativo son una función directa de la respuesta del pavimento en cuanto a la deformación unitaria se refiere y está asociada de manera inherente a la rigidez del material. La rigidez expresada con el módulo dinámico de la mezcla asfáltica o del módulo resiliente del suelo define claramente el comportamiento de este material ante las repeticiones de carga que puede soportar a la falla.

En los resultados del capítulo precedente relativos a la comparación de los modelos de respuesta UMICH PAV y KENLAYER se comentó que a menores deformaciones unitarias se tienen menores daños acumulativos y por lo tanto mayores vidas útiles de las secciones estructurales de pavimentos flexibles. En la Figura 66 se observa precisamente este comportamiento. Para deformaciones muy pequeñas como 1×10^{-5} mm/mm, para distintos modelos de deterioro por fatiga se obtienen los mayores valores de repeticiones permisibles de carga N_f para este modo de falla. Obsérvese claramente la sensibilidad de estos modelos al incrementar la deformación unitaria como lo demuestra el modelo de LCPC de Francia la cual representa la mayor cantidad de repeticiones de carga con 1×10^{-5} mm/mm pero disminuye de manera más progresiva que todos los demás incluso posicionándose debajo de los modelos de MnROAD, Catálogo Español, TRRL de Inglaterra y el DOT Illinois para deformaciones unitarias de 0.001 mm/mm. Para esta última deformación el MnROAD es el que se posiciona como la de mayor receptora de repeticiones de carga. Se concluye en con lo anterior que los modelos de deterioro que muestran gran sensibilidad al disminuir de una manera no lineal e interceder gráficamente a otros modelos son los del LCPC de Francia y el del RRC de Bélgica.

Estos comportamientos se pueden explicar en términos de rigidez tanto para las mezclas asfálticas como para los suelos. A mayor rigidez tanto de la mezcla asfáltica como del suelo es más difícil deformarlos y por lo tanto son capaces de absorber una gran cantidad de repeticiones de carga antes de la falla, dichas gráficas son las que se encuentran más arriba sobre el eje de las deformaciones unitarias. A medida que se va perdiendo rigidez, esto es se van incrementando las deformaciones unitarias el número de repeticiones de carga comienza a disminuir.

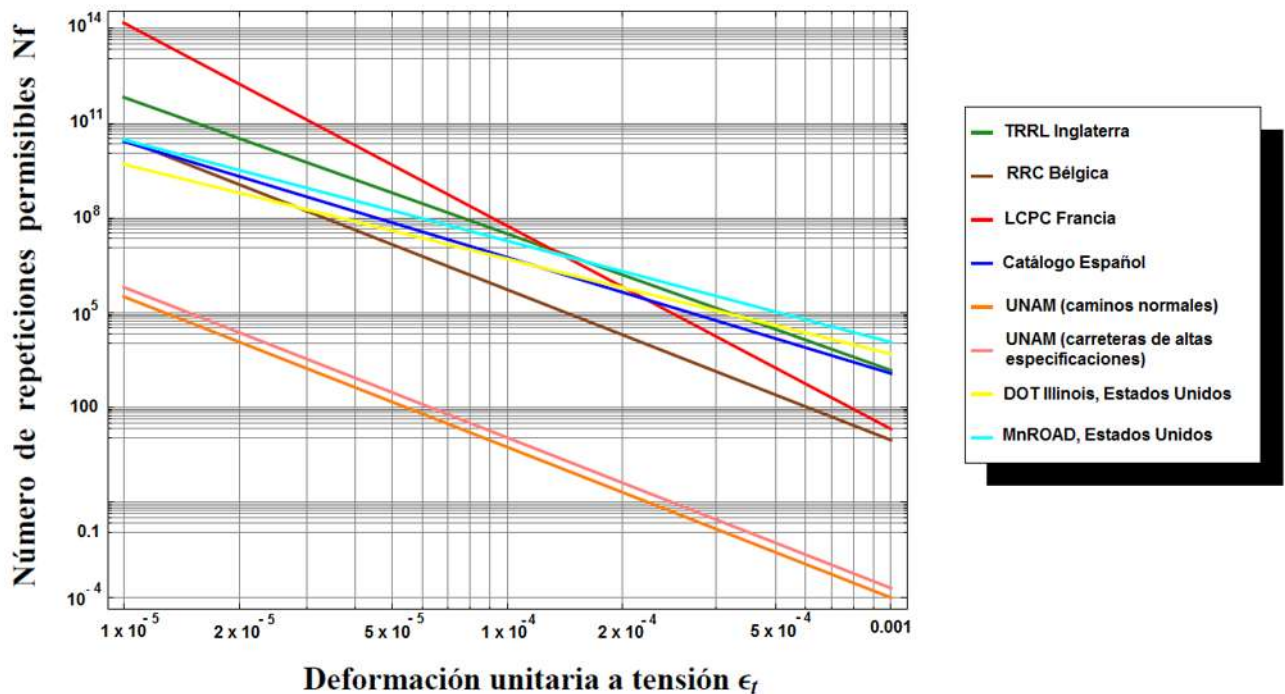


Figura 66.- Número de repeticiones permisibles por fatiga N_f vs deformación unitaria a tensión ϵ_t de varios modelos de deterioro por fatiga.

De manera análoga se grafican también las deformaciones unitarias a compresión arriba de la subrasante ϵ_z contra varios modelos de deterioro para deformación permanente. En la Figura 67 se observa una “familia” de curvas las cuales representan cada modelo de deterioro. Se aprecia que el número de repeticiones de carga N_d , para todos los modelos, disminuye progresivamente al incrementarse las deformaciones unitarias.

Para una deformación unitaria dada se tienen distintos números de aplicaciones de carga respecto a los modelos planteados, esto se explica en términos de la rigidez del material granular o de suelo. Mientras mayor sea la rigidez del material granular, mayor será su capacidad para soportar grandes repeticiones de carga antes de la falla. De allí que modelos como el del Instituto Tecnológico de la India sea el que tenga un gran número de repeticiones de carga para cualquier deformación planteada en la Figura 67. Los modelos de CHEVRON, Dormon & Metcalf, TRRL de Inglaterra, RRC de Bélgica muestran gran sensibilidad ya que disminuyen sus repeticiones permisibles con deformaciones mayores e interceden las curvas de otros modelos. Los modelos que no muestran sensibilidad notoria, esto es tienen un decremento lineal son el del ya mencionado Instituto Tecnológico de la India, los de la SHELL (95, 85 y 50 % de confiabilidad) y el del Catálogo

español. Cabe subrayar que en esta familia de curvas no se dibujan los dos modelos de deterioro por deformación permanente de la UNAM ya que sus modelos no están expresados en términos de deformaciones unitarias.

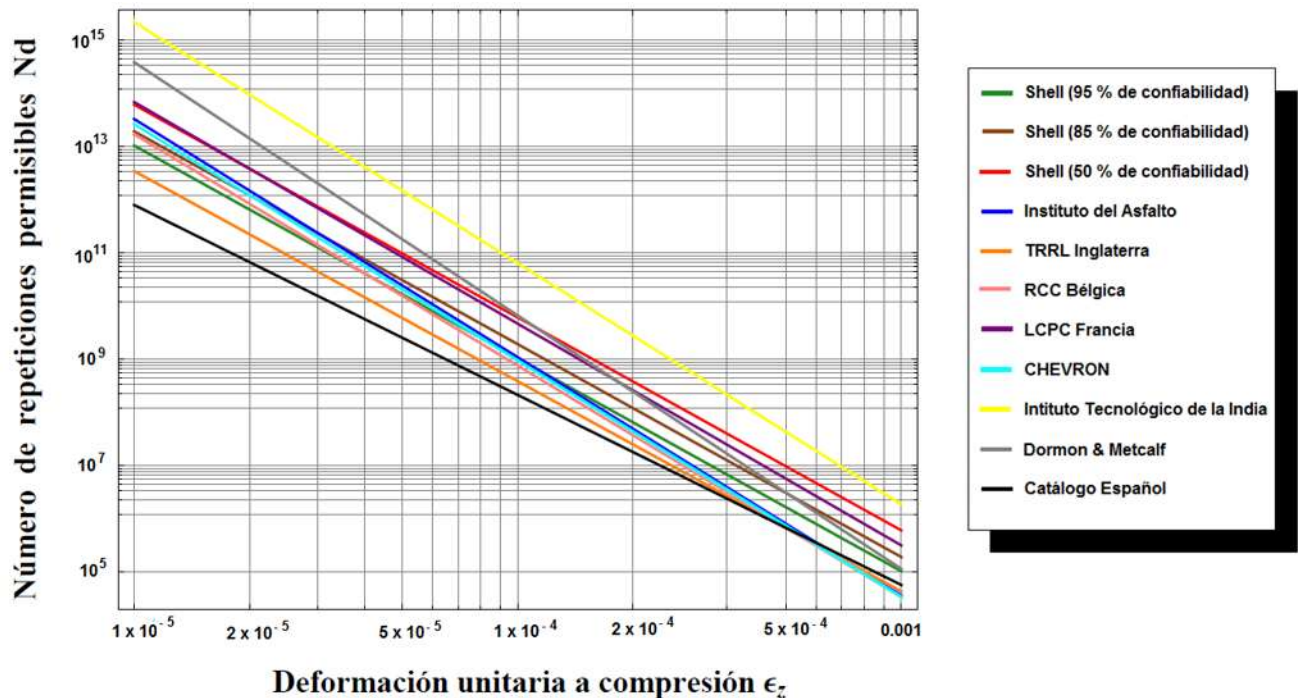


Figura 67.- Número de repeticiones permisibles por deformación permanente N_d vs deformación unitaria a compresión ϵ_z de varios modelos de deterioro por deformación permanente.

4.4.1.1. Análisis de sensibilidad con modelos de deterioro por fatiga.

Los modelos de deterioro por fatiga empleados en este análisis de sensibilidad para pavimento de tres capas son los expresados en las ecuaciones constitutivas (100), (101), (102), (103), (105), (107), (108) y (109).

Cuando se grafica la variación del módulo de la carpeta E_1 contra el número de repeticiones permisibles por fatiga N_f con varios modelos de deterioro en el mundo (ver Figura 68) se observa que el número de repeticiones aumenta gradualmente al rigidizar la carpeta asfáltica. El modelo menos conservador es el del LCPC de Francia con repeticiones entre las 10^{13} y 10^{15} millones de repeticiones de carga para el rango de módulos mostrado. El modelo de MnROAD y el del Catálogo Español observan el mismo comportamiento y son casi similares con el del RRC de Bélgica teniéndose que el de MnROAD es ligeramente mayor en repeticiones que el del catálogo español y al RRC de

Bélgica con módulos menores a los 6000 MPa, iguales en módulos muy cercanos a los 8000 MPa y menor que el del RRC de Bélgica con módulos mayores de 14,000 MPa. Los modelos más conservadores son los del Instituto de Ingeniería de la UNAM y que maneja el programa de diseño DISPAV 5.0 (1999) con repeticiones ligeramente mayores a un millón para módulos mayores a 12,000 MPa.

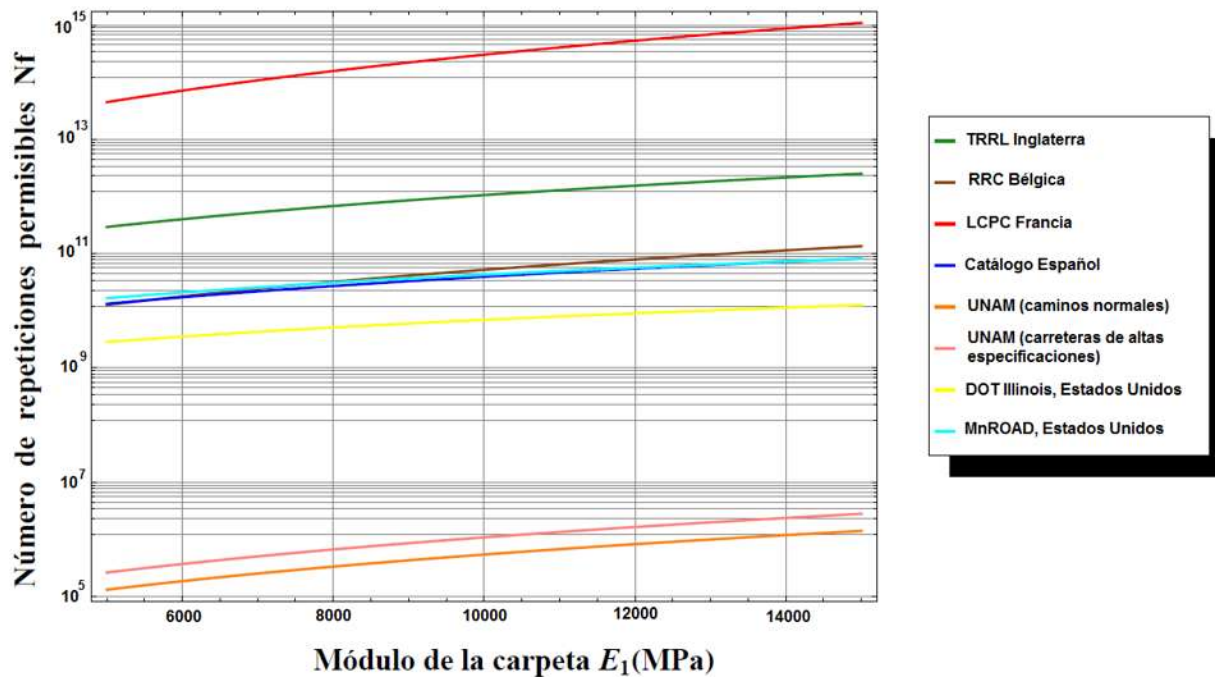


Figura 68.- Número de repeticiones de carga por fatiga N_f respecto del módulo de la carpeta E_1 para un sistema de tres capas.

Análogamente cuando se incrementa el espesor de la carpeta h_1 se tiene un incremento progresivo en el número de repeticiones permisibles N_f con los modelos de deterioro planteados (ver Figura 69). Todos estos modelos presentan un comportamiento constante en cuanto a repeticiones de carga se refiere para un rango de espesores menores e iguales a 6 cm. Se observa nuevamente que los modelos de MnROAD, RRC de Bélgica y el Catálogo Español son casi similares debido a que representan un grado de sensibilidad muy alto de sus modelos de deterioro. Se mencionó durante la explicación del método de Odemark que los espesores totales o equivalentes eran en muchas ocasiones mayores a los espesores reales o iniciales de la sección estructural del pavimento. Bajo esta premisa se puede esperar que estos grandes espesores rigidicen bastante cada una de las capas y por lo tanto nos arrojen repeticiones de carga por fatiga muy grandes como las mostradas. Nuevamente los modelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM vuelven a ser los más conservadores.

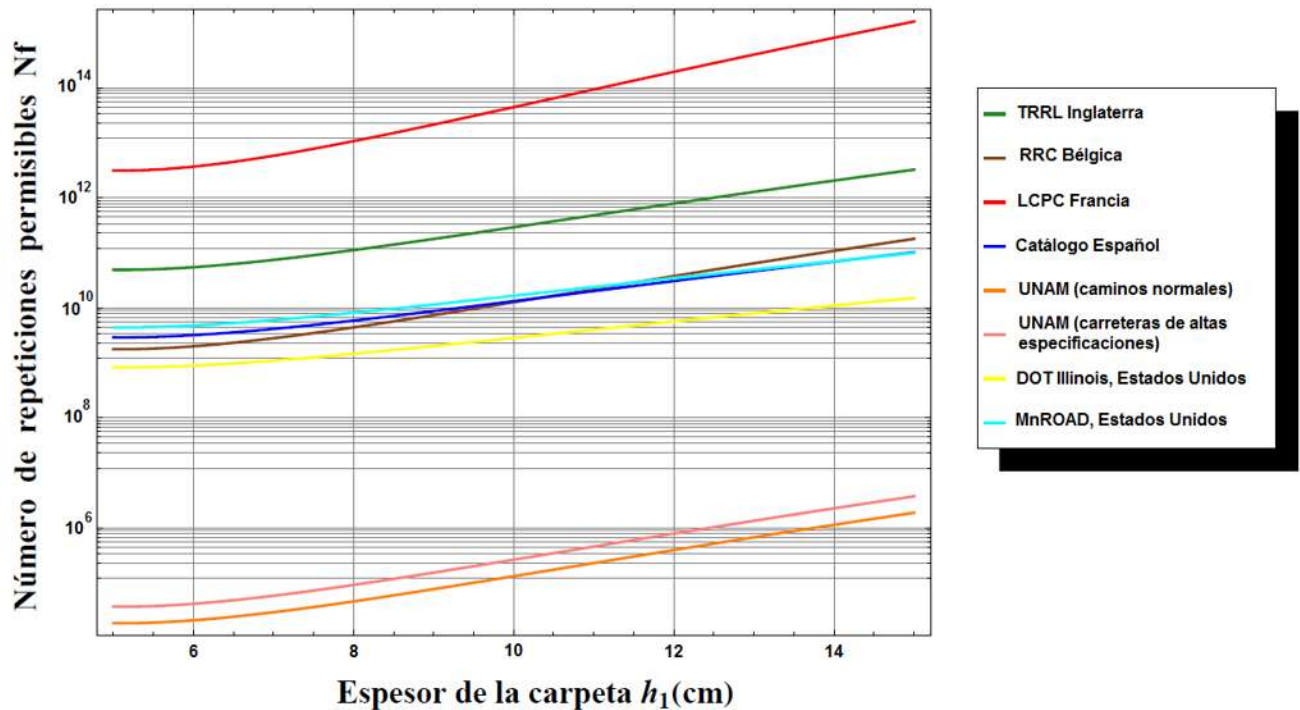


Figura 69.- Número de repeticiones de carga por fatiga N_f respecto del espesor de la carpeta h_1 para un sistema de tres capas.

Cuando se rigidiza la capa de apoyo E_2 de la carpeta asfáltica que en este caso es la base granular se observa nuevamente un incremento gradual de las repeticiones de carga N_f (ver Figura 70) para rangos E_2 de 1000 a 2000 MPa. Los modelos menos conservadores vuelven a ser el del LCPC de Francia y el del TRRL de Inglaterra. Los modelos que tienen gran sensibilidad estos es aquellos modelos que interceden los gráficos de otros modelos al incrementarse los módulos de la base E_2 son el del MnROAD y el del RRC de Bélgica.

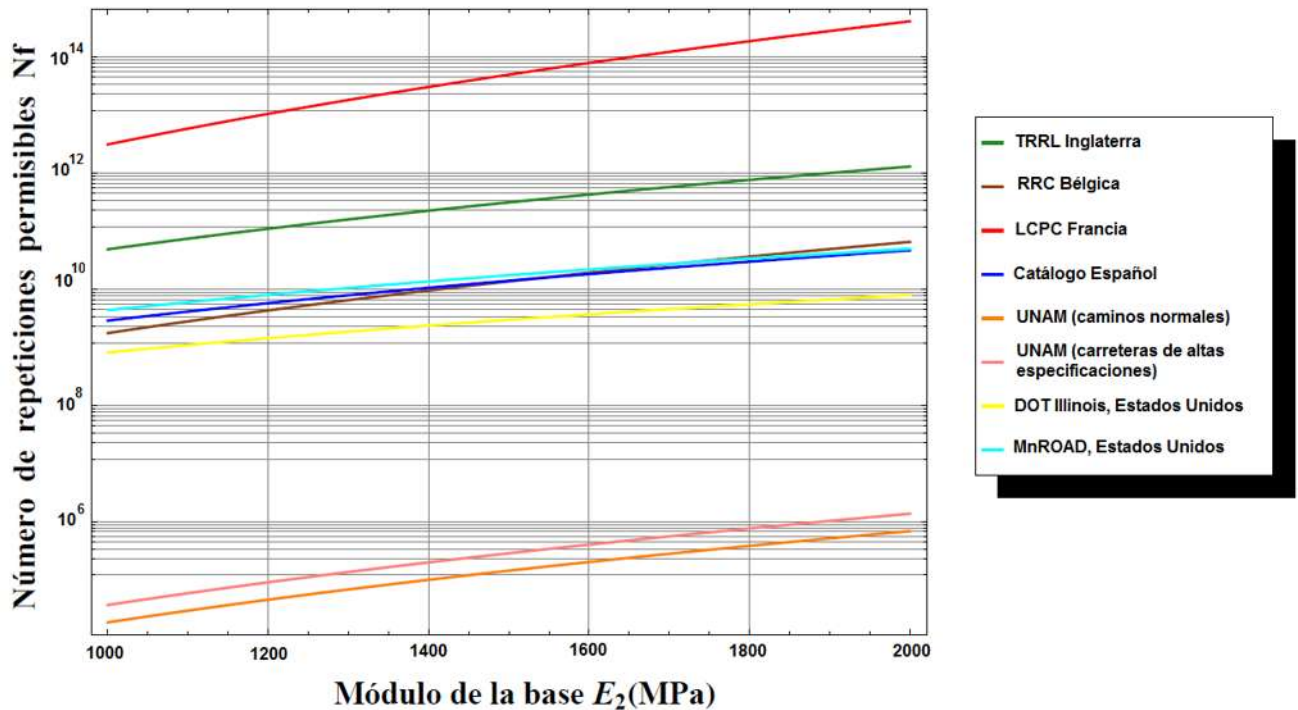


Figura 70.- Número de repeticiones de carga por fatiga N_f respecto del módulo de la base E_2 para un sistema de tres capas.

Cuando se varían las presiones de inflado (q) de los neumáticos de los vehículos, se observa en la Figura 71 un gran decremento en el número de repeticiones permisibles de carga N_f por parte de todos los modelos de deterioro. Esto en gran medida que las presiones inducidas por los neumáticos inciden de manera directa sobre la carpeta asfáltica y son los que ocasionan el mayor daño acumulativo. Evidentemente que esto trae como consecuencia menores vidas útiles en los pavimentos.

En la Figura 71 se observa que los modelos de deterioro de LCPC de Francia, MnROAD, Catálogo Español, TRRL de Inglaterra y DOT de Illinois convergen hacia repeticiones de carga del orden de los 10^7 millones de aplicaciones de carga arriba de presiones de inflado de 1.0 MPa, incluso el de MnROAD llega a estar ligeramente arriba de todos los demás modelos. El modelo de DOT Illinois llega a superar al de RRC de Bélgica y el de Catálogo Español en presiones de inflado de 1.0 MPa cuando estos lo superaban para presiones de inflado menores de 0.2 MPa. Los modelos que observan un decremento más acelerado son el LCPC de Francia, el RRC de Bélgica y los dos del Instituto de Ingeniería de la UNAM, estos últimos con repeticiones de carga menores a los 100 prácticamente con presiones de inflado mayores a 0.2 MPa.

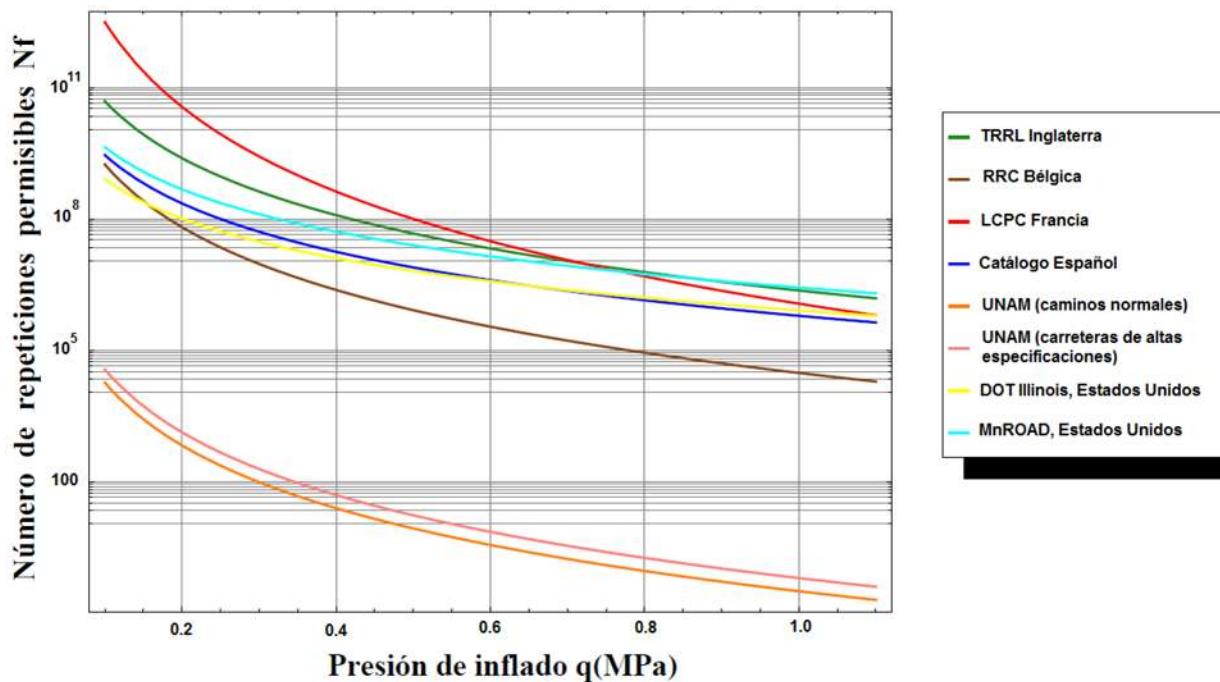


Figura 71.- Número de repeticiones de carga por fatiga N_f respecto de la presión de inflado q para un sistema de tres capas.

4.4.1.2. Análisis de sensibilidad con modelos de deterioro por deformación permanente.

Los modelos de deterioro por deformación permanente empleados en este análisis de sensibilidad para pavimento de tres capas son los expresados en las ecuaciones (115), (116), (117), (118), (119), (120), (121), (122), (123), (124), (125), (126) y (127).

El primer análisis de sensibilidad realizado para este modo de falla fue al variar el espesor de la carpeta h_1 . En la Figura 72 se observa un incremento progresivo en el número de repeticiones de carga N_d para todos los modelos de deterioro planteados. El modelo menos conservador es del Instituto Tecnológico de la India el cual arroja repeticiones del orden de los 10^7 a las 10^{11} millones de aplicaciones de carga. El modelo más conservador es el de Instituto de Ingeniería de la UNAM para caminos de altas especificaciones situándose apenas arriba del millón de repeticiones de carga cuando se tienen espesores de carpeta mayores de 12 cm. El otro modelo de la UNAM para caminos normales se sitúa por debajo del Catálogo Español y el del TRRL de Inglaterra para espesores de carpeta iguales a 5 cm pero para espesores de 15 cm el modelo de la UNAM llega a estar

por arriba de estos dos modelos de deterioro en cuanto a aplicaciones de carga se refiere. El modelo de Dormon & Metcalf es menor en cuanto a repeticiones de carga al del LCPC de Francia y al de SHELL (50 % de confiabilidad) para espesores de carpeta de 5 cm pero mayor a ambas para espesores de 15 cm.

El resto de los modelos observan un comportamiento casi similar con rangos de 10^7 a 10^{10} millones de aplicaciones de carga.

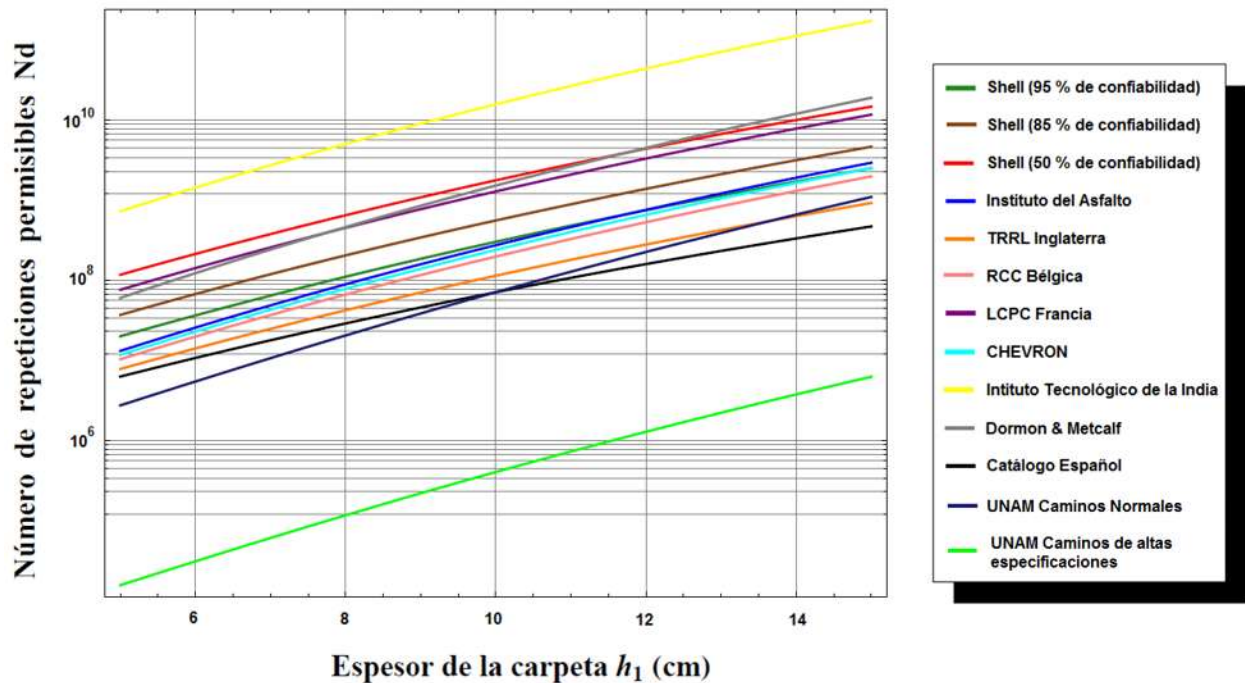


Figura 72.- Número de repeticiones de carga por deformación permanente N_d respecto del espesor de la carpeta h_1 para un sistema de tres capas.

El segundo análisis de sensibilidad realizado para este modo de falla fue al variar el espesor de la base granular h_2 . En la Figura 73 se observa un incremento progresivo en el número de repeticiones de carga N_d para todos los modelos de deterioro planteados.

El modelo menos conservador nuevamente es del Instituto Tecnológico de la India el cual arroja repeticiones ligeramente menores a las 10^{10} millones de aplicaciones de carga para espesores de base de 5 cm ligeramente mayores a 10^{10} millones de aplicaciones de carga para espesores de base de 15 cm.

El modelo más conservador es nuevamente el de Instituto de Ingeniería de la UNAM para caminos de altas especificaciones situándose apenas arriba del millón de repeticiones de carga cuando se tienen espesores de base mayores de 12 cm. Con esto último se



demuestra que este modelo de deterioro (ecuación (127)) de la UNAM es poco o nada sensible a cambios de espesores tanto para carpetas asfálticas como para bases.

El modelo de la UNAM para caminos normales se sitúa por debajo del Catálogo Español para espesores de base iguales a 5 cm pero para espesores de 15 cm el modelo de la UNAM llega a estar por arriba de este modelo de deterioro en cuanto a aplicaciones de carga se refiere. Con esto queda claro que el modelo de deterioro por deformación permanente que más se aproxima al modelo de deterioro de la UNAM para cambios de espesores de carpeta y base, es el del Catálogo Español.

El modelo de Dormon & Metcalf es menor en cuanto a repeticiones de carga al del LCPC de Francia y al de SHELL (50 % de confiabilidad) para espesores de base de 5 cm pero mayor a ambas para espesores de 15 cm. Con esto se demuestra que estos tres modelos no son tan sensibles al cambio de espesores de carpetas y bases.

El resto de los modelos observan un comportamiento casi similar con rangos ligeramente menores a 10^7 y a 10^{10} millones de aplicaciones de carga. Con esto queda claro los modelos de TRRL de Inglaterra, CHEVRON, RCC Bélgica, Instituto del Asfalto, SHELL (95 % de confiabilidad) y SHELL (85 %) son muy poco sensibles a cambios de espesores de carpetas asfálticas y bases granulares.

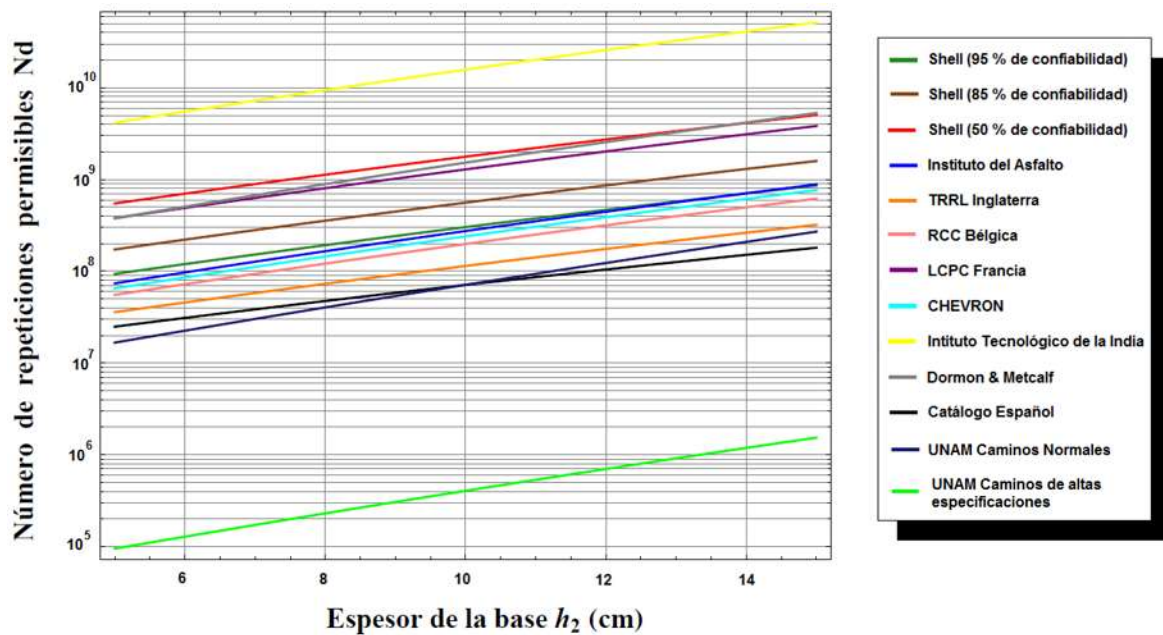


Figura 73.- Número de repeticiones de carga por deformación permanente N_d respecto del espesor de la base h_2 para un sistema de tres capas.



El tercer análisis de sensibilidad realizado para este modo de falla fue variando el módulo de la carpeta asfáltica E_1 . En la Figura 74 se observa que el modelo menos conservador vuelve a ser el del Instituto Tecnológico de la India con repeticiones de carga ligeramente mayores a 10^{10} millones de aplicaciones para $E_1 = 5000$ MPa e iguales a 10^{11} millones de aplicaciones para módulos E_1 mayores a 14000 MPa.

El modelo más conservador vuelve a ser el del Instituto de Ingeniería de la UNAM para caminos de altas especificaciones teniendo aplicaciones de carga mayores al millón de repeticiones para módulos E_1 mayores a los 8000 MPa. Con esto se rescata el hecho de que con este modelo al incrementar los módulos de las carpetas se tienen mayores repeticiones de carga que si se incrementan los espesores de las mismas.

El modelo de la UNAM para caminos normales llega a tener más aplicaciones de carga que el del Catálogo Español para módulos iguales a 5000 MPa y mayores que el del modelo de la TRRL de Inglaterra para módulos iguales o mayores a 13000 MPa.

El resto de los modelos de deterioro llegan a tener un comportamiento poco variable y sus rangos de aplicaciones están comprendidos para repeticiones menores a los 10^8 millones para módulos iguales a 5000 MPa y menores a 10^{10} millones para módulos iguales a 15000 MPa.

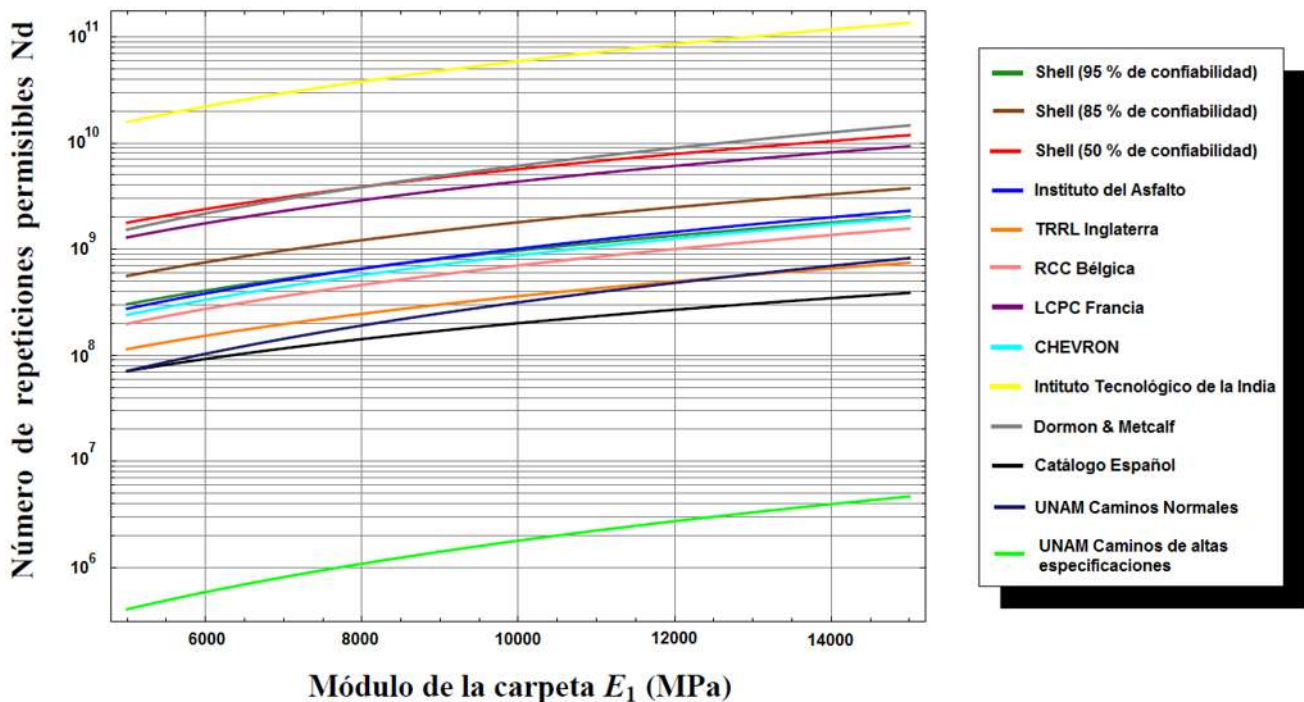


Figura 74.- Número de repeticiones de carga por deformación permanente N_d respecto del módulo de la carpeta E_1 para un sistema de tres capas.



El cuarto análisis de sensibilidad realizado para este modo de falla fue variando el módulo de la base E_2 . En la Figura 75 se observa que el número de repeticiones N_d aumenta al incrementarse el módulo de la base. El modelo menos conservador sigue siendo el del Instituto Tecnológico de la India. Los dos modelos más conservadores son los del Instituto de Ingeniería de la UNAM tanto para caminos normales como para caminos de altas especificaciones. Para esta condición de incremento de rigidez en la capa de base ninguno de los modelos presenta gran sensibilidad, esto es que las graficas de los modelos se intercepten, por el contrario muestran un comportamiento muy uniforme presentándose repeticiones de carga promedio de un millón a poco más de 100 millones de repeticiones de tránsito para la gran mayoría de los modelos de deterioro considerados a excepción de los ya mencionados con anterioridad en este apartado.

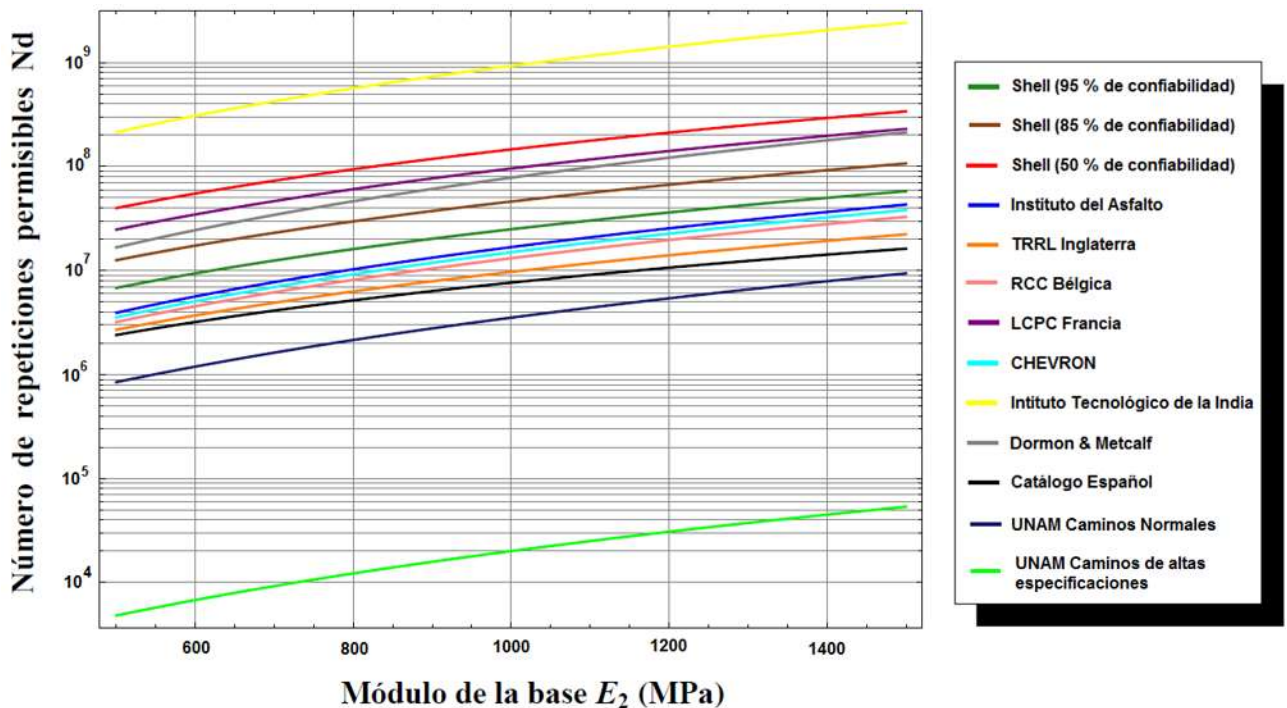


Figura 75.- Número de repeticiones de carga por deformación permanente N_d respecto del módulo de la base E_2 para un sistema de tres capas.



Cuando se rigidiza la subrasante E_3 (o aumenta dicho módulo), esto es se realiza un mejoramiento químico o mecánico del mismo durante el proceso constructivo, se observan comportamientos muy interesantes en la familia de curvas estudiadas.

En la Figura 76 se observa que los modelos de deterioro de la UNAM tanto para caminos normales como para caminos de altas especificaciones llegan a ser inicialmente ($E_3 = 100$ MPa) los más conservadores, pero al incrementarse sustancialmente el módulo de la subrasante el modelo para caminos normales se posiciona como el menos conservador para módulos E_3 mayores a 500 MPa con repeticiones de carga mayores a 10^{12} millones de aplicaciones.

Lo anterior se justifica si revisamos y recordamos que en las publicaciones No 444 (Corro, 1981) y CI-8 DISPAV 5.0 (Corro, 1999) del Instituto de Ingeniería de la UNAM la ecuación (126) está diseñada y ajustada para sub-bases y terracerías (capas profundas) que viene a ser en este caso la sub-rasante. Es decir que para esa profundidad, este modelo de deterioro representa este comportamiento puesto que fue elaborado a partir de esos niveles de profundidad.

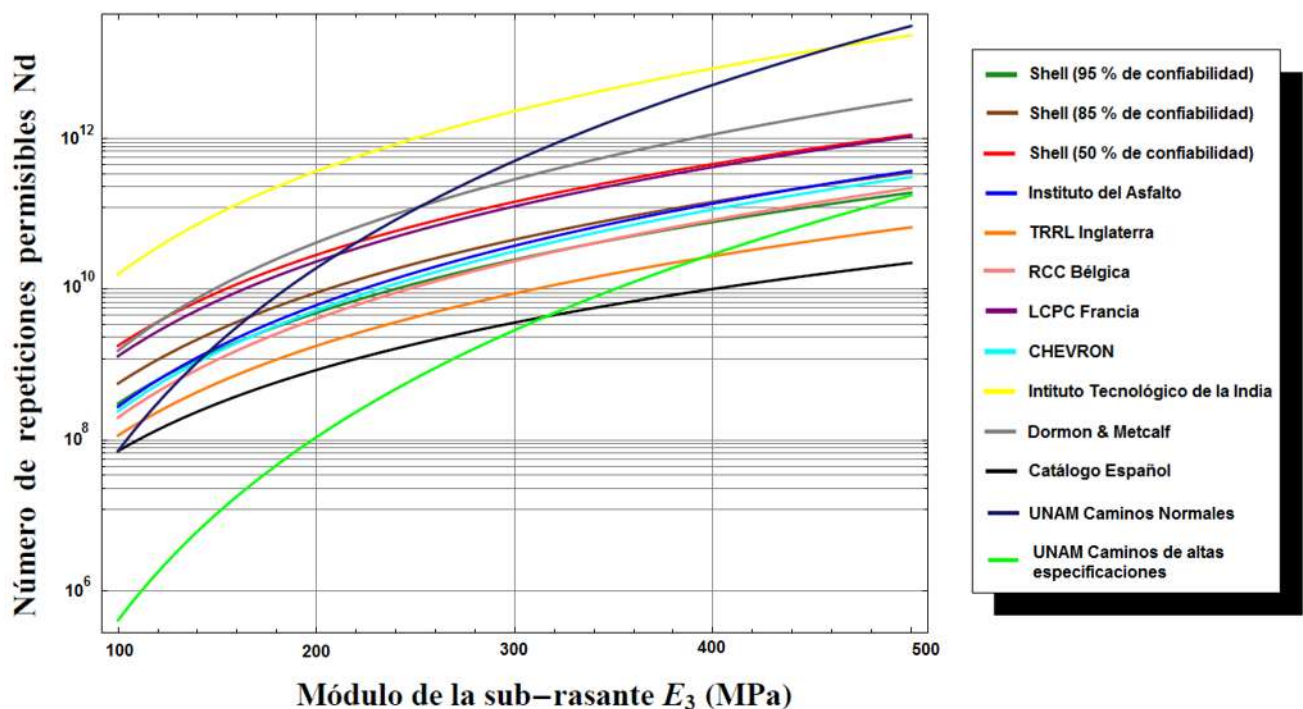


Figura 76.- Número de repeticiones de carga por deformación permanente Nd respecto del módulo de la sub-rasante E_3 para un sistema de tres capas.



5. Capítulo 5.- Propuesta de desarrollo de catálogo de secciones estructurales de pavimentos flexibles a partir del modelo de respuesta UMICH PAV.

La idea es elaborar un catálogo de secciones estructurales de pavimentos flexibles tal y como lo hace el Catálogo Español, con la finalidad de limitar el proceder del diseñador y/o constructor de caminos. En aras de disminuir los efectos del sobre o subdimensionamiento de la estructura de pavimento, los cuales se traducen en mayores costos de construcción, operación y rehabilitación de los mismos.

Si bien este modelo de respuesta UMICH PAV, así como muchos otros que se han mencionado, forman parte de las metodologías mecanicistas de diseño de pavimentos flexibles, no hay que olvidar que son solo complementos o herramientas de apoyo. Sin embargo, estos modelos de respuesta desde una perspectiva de diseño simple de espesores, pueden ser utilizados para dicho fin aclarando desde su perspectiva (Figura 36) que no se consideran características de confiabilidad y parámetros climáticos.

Nuestro programa nos permite ajustar y fijar los valores de todas las variables características del diseño tales como valores de los módulos dinámicos, módulos resilientes, espesores, relaciones de Poisson, etc., de cada una de las capas que comprenden nuestro pavimento. Si definimos cuáles modelos de deterioro vamos a emplear (esto es Instituto del Asfalto, Shell o UNAM) se logran obtener ábacos para cada uno de ellos. Por lo tanto, si hacemos combinaciones y las ajustamos y/o comparamos al número de repeticiones esperadas de tránsito en la vida útil del pavimento, estamos en la posibilidad de proponer secciones estructurales típicas, para cualquier modelo de deterioro y un análisis multicapa simplificado utilizando del Método de Odemark.

5.1. Descripción del proceso de dimensionamiento de secciones de pavimentos flexibles mediante el modelo de respuesta UMICH PAV.

Para el dimensionamiento de las secciones estructurales de pavimento que constituirán este catálogo de secciones, se describen todas las condiciones iniciales que se requieren para poder predecir la respuesta del pavimento ante cargas vehiculares de gran intensidad. Esos valores son las categorías de tráfico en condiciones de operación de los vehículos de nuestro país, así como tipo de eje y presiones de inflado de los mismos, valores de los módulos elásticos de los materiales tanto para carpetas asfálticas como



para suelos en función de los requerimientos mínimos de calidad de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), modelos de deterioro, características de la subrasante de apoyo, entre otros.

Este tipo de dimensionamiento sigue el procedimiento descrito por Crespo (1986) para la comprobación y dimensionamiento de firmes que se usan en la actualidad en el sistema carretero español.

Partiremos de las siguientes condiciones y fundamentos iniciales:

- El eje considerado es un eje sencillo equivalente de 8200 kg (8.2 ton) y con ruedas sencillas de radio “r” igual a 15 cm, lo que supone una carga por neumático de 4100 kg (4.1 ton) y una presión de inflado de 0.59 MPa (6 kg/cm²).
- Los módulos dinámicos o de rigidez empleados para la carpeta asfáltica se variarán de acuerdo al trabajo de investigación de González (2007) el cual maneja amplios rangos de valores de 4000 a 20000 Mpa.
- Los módulos resilientes empleados para las capas de suelo se considerarán a partir de la correlación numérica del CBR con el módulo resiliente que propone el Instituto de Ingeniería de la UNAM (ver ecuación (169)), tomando en consideración que dichos CBR serán los mínimos que establece la normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) para las características de la base, sub-base y/o la subrasante o subyacente cuando éstas tengan un espesor finito. Ver Tabla 11.

Tabla 11.- Requisitos de calidad de las capas granulares del pavimento según SCT.

Capa	CBR mínimo %	Norma SCT
Terraplén	5	N-CMT-1-01/02
Subyacente	10	N-CMT-1-02/02
Subrasante	20	N-CMT-1-03/02
Sub-base (<10 ⁶ ESALS)	50	N-CMT-4-02-001/11
Sub-base (ESALS > 10 ⁶)	60	N-CMT-4-02-001/11
Base (<10 ⁶ ESALS)	80	N-CMT-4-02-002/11
Base (ESALS > 10 ⁶)	100	N-CMT-4-02-002/11



- Se consideran tres tipos de “subrasante” (cuando tenga un espesor infinito) en base a las recomendaciones del Ministerio de Fomento de España (2004) aplicables a nuestro país considerando el denominado módulo de compresibilidad que se transforma a módulo elástico del material y posteriormente al Valor Relativo de Soporte (CBR) que es la medida de resistencia empleada mayoritariamente en nuestro país (Memorias del XXIV Congreso Mundial de Carreteras, 2011). Ver Tabla 12.

Tabla 12.- Categoría del terreno de apoyo o de cimentación.

Categoría del terreno de apoyo o cimentación	Módulo de compresibilidad (M_{v2})	E (MPa)	CBR (%)	CBR redondeado (%)	CBR mínimo (%)
1	60	42	4.07	5	$5 \leq \text{CBR} < 10$
2	120	84	8.15	10	$10 \leq \text{CBR} < 20$
3	300	210	20.38	20	$\text{CBR} \geq 20$

Cuando la subrasante se considere con espesor finito, las categorías anteriormente descritas pasarán a ser categorías del terreno natural o subyacente, es decir siempre a las categorías de las capas que sirvan de apoyo o cimentación del pavimento que tengan espesor infinito.

Los valores mínimos del Valor Relativo de Soporte (CBR) caen dentro de los mínimos expresados en la Normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) Norma CMT-1-02-00/08 referentes a los parámetros de calidad de la subrasante.

- Coeficientes de Poisson (ν) de 0.35 para todas las capas. Según el DISPAV de la UNAM (Corro, 1999).
- Se lleva a cabo un análisis elástico lineal multicapa mediante la simplificación de espesores equivalentes de Odemark (1949).
- Se supone adherencia total en todas las interfaces de las capas del pavimento por lo que la transferencia de esfuerzos es también total.



- Los esfuerzos cortantes que se producen en las zonas de contacto entre la rueda y la superficie del pavimento se consideran despreciables.
- Para todas las secciones de pavimento flexible consideradas se asumió que la deformación unitaria a tensión en la parte inferior de la carpeta asfáltica (ϵ_t) y la deformación unitaria a compresión arriba de la subrasante (ϵ_z) son los parámetros críticos que determinan la vida de servicio del pavimento. Estas dos respuestas están asociadas a la fatiga de la mezcla asfáltica y a la deformación permanente de los suelos respectivamente.
- Los modelos de deterioro empleados son los empleados en el Catálogo de firmes de España expresados a través de las ecuaciones (107) y (125), tanto para fatiga como para deformación permanente respectivamente. La razón de utilizar estos modelos estriba en que los mismos tienen un comportamiento muy similar a los modelos de deterioro del Instituto de Ingeniería de la UNAM tal y como se verificó en el capítulo 4 de este proyecto de investigación en lo referente a análisis de sensibilidad. Además la estructura física del Catálogo es muy adaptable al ambiente gráfico del modelo de respuesta UMICH PAV, lo cual simplifica y facilita este tipo de análisis.
- Se consideran cuatro categorías de tránsito expresadas en número de repeticiones de tránsito (ESALS) de 8.2 ton. Ver Tabla 13.

Tabla 13.- Categorías de tránsito.

Categoría de tránsito	ESALS
1	$10,000 \leq \text{ESALS}$
2	$10,000 \leq \text{ESALS} < 1,000,000$
3	$1,000,000 \leq \text{ESALS} < 10,000,000$
4	$\text{ESALS} \geq 10,000,000$

- Vidas útiles de las secciones de pavimento de 20 años. Se consideran además los recíprocos de las vidas útiles que son los daños acumulativos. Puesto que se emplean dos modos de falla distintos (fatiga y deformación permanente) la que dé el mayor daño acumulativo a través de la ley de Miner (ecuación (181)) es la que gobernará la vida útil del pavimento al ser la más crítica por representar la de menor vida útil.



5.2. Ajustes de parámetros de entrada en el modelo de respuesta UMICH PAV

Una vez que se tienen definidos todos los valores de entrada o *inputs* para diseñar las secciones de pavimento se procede a dejar ajustados dichos valores o parámetros de diseño, en el modelo de respuesta UMICH PAV de tal manera que permita realizar los análisis correspondientes.

La idea general del cálculo que se llevará a cabo es mediante un proceso de iteración numérica con ciertos valores de entrada que se mantendrán de manera FIJA como son las presiones de inflado, las repeticiones de carga (ESALS), las relaciones de Poisson de todas las capas, el módulo de la subrasante y los módulos y/o espesores de algunas capas solamente; y otros valores que se mantendrán VARIABLES, como lo son los módulos y/o espesores de algunas capas solamente. Si nuestro período de diseño es de veinte años y las características iniciales de nuestra sección estructural no la cumplen a partir de la Ley de Miner (la de mayor daño acumulativo de los modelos de deterioro) entonces se modifican las VARIABLES que hayamos definido (módulos y/o espesores de algunas capas solamente) hasta que se cumpla el periodo u horizonte de vida del pavimento.

Puesto que este análisis se concibe a partir de los modelos de deterioro del Catálogo Español, y se busca aprovechar al máximo el ambiente gráfico de nuestro modelo de respuesta, vale la pena resaltar que se utilizarán los espesores de las secciones de pavimento que en él se consideran para verificar bajo qué rango de repeticiones de tránsito (ESALS) están dichas secciones de pavimento. Hay que recordar que las condiciones de tráfico en España son menos severas que las de nuestro país por lo tanto sería interesante saber o verificar donde se encuentran respecto a nuestro entorno caminero.



Figura 77.- Ajuste de los valores de entrada en el modelo de respuesta UMICH PAV.

En el inciso “a” de la Figura 77 se tienen los valores de los espesores de las capas que conforman el pavimento, algunos de estos valores se mantendrán de manera VARIABLE y en algunos casos (previamente aclarados) se utilizarán los espesores del mismo Catálogo Español.

En el inciso “b” se tienen los valores del módulo dinámico de la mezcla asfáltica. Dichos valores se mantendrán de manera FIJA o VARIABLE según convenga en el análisis para estar cerca del valor de la vida útil del pavimento.

En el inciso “c” se tienen las relaciones de Poisson de todas las capas y los módulos resilientes de las capas de suelo. Las relaciones de Poisson se mantendrán de manera FIJA ya que se ha comentado que este parámetro tiene una influencia casi insignificante en el diseño de pavimentos flexibles. Los Valores Relativos de Soporte CBR al igual que los espesores se mantendrán de manera FIJA o VARIABLE según convenga en el análisis para estar cerca del valor de la vida útil del pavimento. Cabe aclarar que en



función de estos parámetros de resistencia comúnmente empleados en nuestro país y que sirven de referencia normativa, se encontraran los módulos elásticos respectivos de dichas capas a través de la ecuación (169), misma que emplea el DISPAV de la UNAM para el diseño de pavimentos flexibles.

En el inciso “d” se encuentran el número de repeticiones de tránsito esperadas en la vida útil del pavimento. Este parámetro se mantendrá de manera FIJA y resalta su importancia ya que es con él con el que se comparan las repeticiones permisibles de los materiales a través de los modelos de deterioro considerados. Puesto que el Catálogo Español solo maneja la intensidad del tráfico (repeticiones de tránsito) y no establece características de coeficientes de daño del tráfico mezclado como lo hace el Instituto de Ingeniería de la UNAM, sólo se considerará este valor como una constante que no dependa de las características del tránsito mezclado.

En el inciso “e” se tienen los valores del radio y presión del neumático que se mantendrán de manera FIJA.

En la Figura 78 se observa un proceso de iteración para diseñar una sección de pavimento de tres capas: carpeta asfáltica + base granular y subrasante, siendo ésta última de espesor infinito. Este análisis obedece a un número de repeticiones de tránsito ESALS de 100,000 aplicaciones (ovalado naranja) que se esperan dentro del periodo de vida útil planteado del pavimento. Junto con los datos de entrada presentados en la parte izquierda del programa (espesores, módulos, etc) arrojan resultados por debajo de la vida de horizonte del pavimento que como se mencionó anteriormente es de veinte años. Dichos resultados son de 18.88 años para agrietamiento por fatiga y de 32.34 años para deformación permanente, de estos la que gobierna el diseño de todo el pavimento es la de menor vida útil que es de 18.88 años (agrietamiento por fatiga) ya que presenta el mayor daño acumulativo (ovalado rojo). Por lo tanto lo que se procede a realizar es replantear los valores iniciales de entrada como puede ser incrementar los espesores, el módulo dinámico de la mezcla asfáltica y/o los CBR de las capas de suelo.

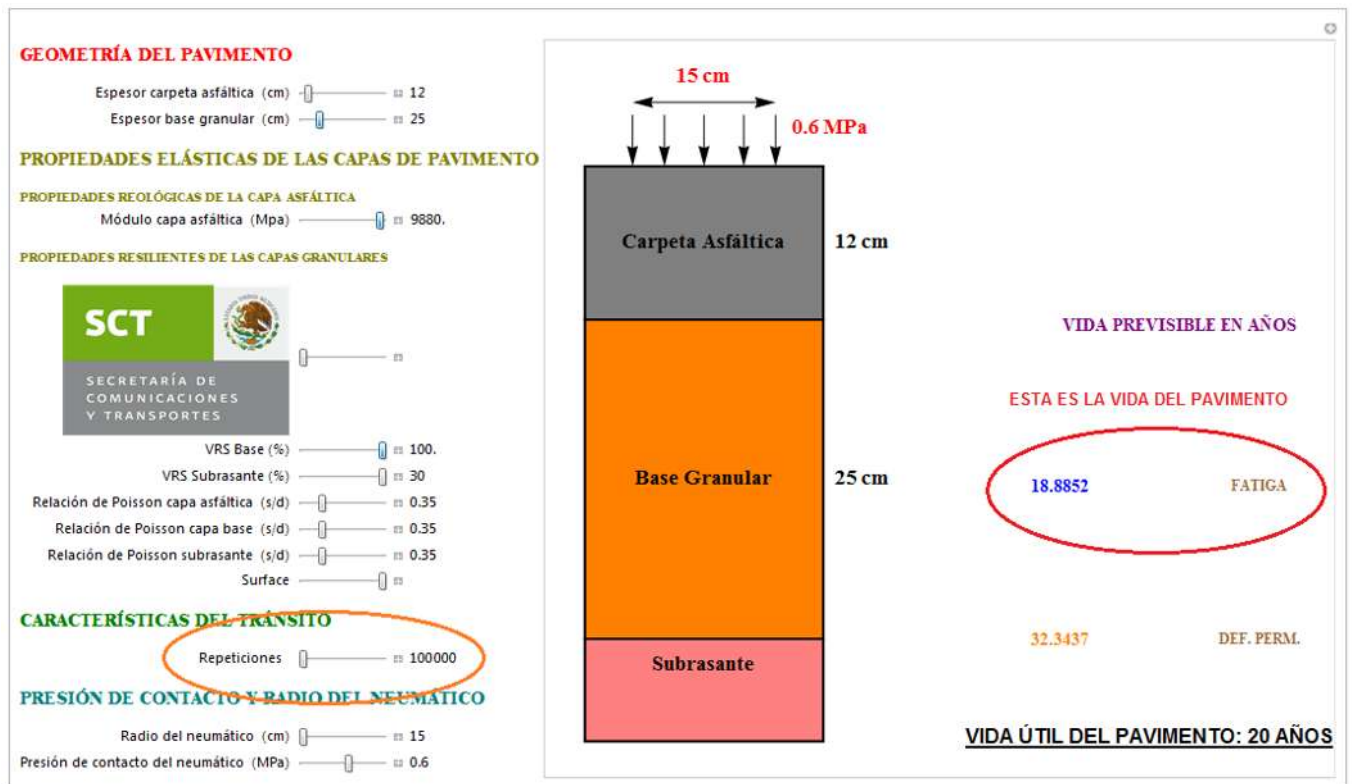


Figura 78.- Detalle del proceso y análisis del diseño de pavimento flexible de tres capas.

La Figura 79 muestra la nueva iteración del diseño de pavimento planteado. En esta se modificaron los espesores de la capa asfáltica (12.5 cm) y de la base granular (25 cm) y el módulo dinámico de la mezcla asfáltica (10000 MPa) arrojando los valores de 24.44 años para agrietamiento por fatiga y de 38.78 años para deformación permanente, de estos la que gobierna el diseño de todo el pavimento es la de menor vida útil que es de 24.44 años (agrietamiento por fatiga) ya que presenta el mayor daño acumulativo (ovalado rojo), esta vida es mayor a la vida de diseño de veinte años, por lo que la sección con las características indicadas es correcta.

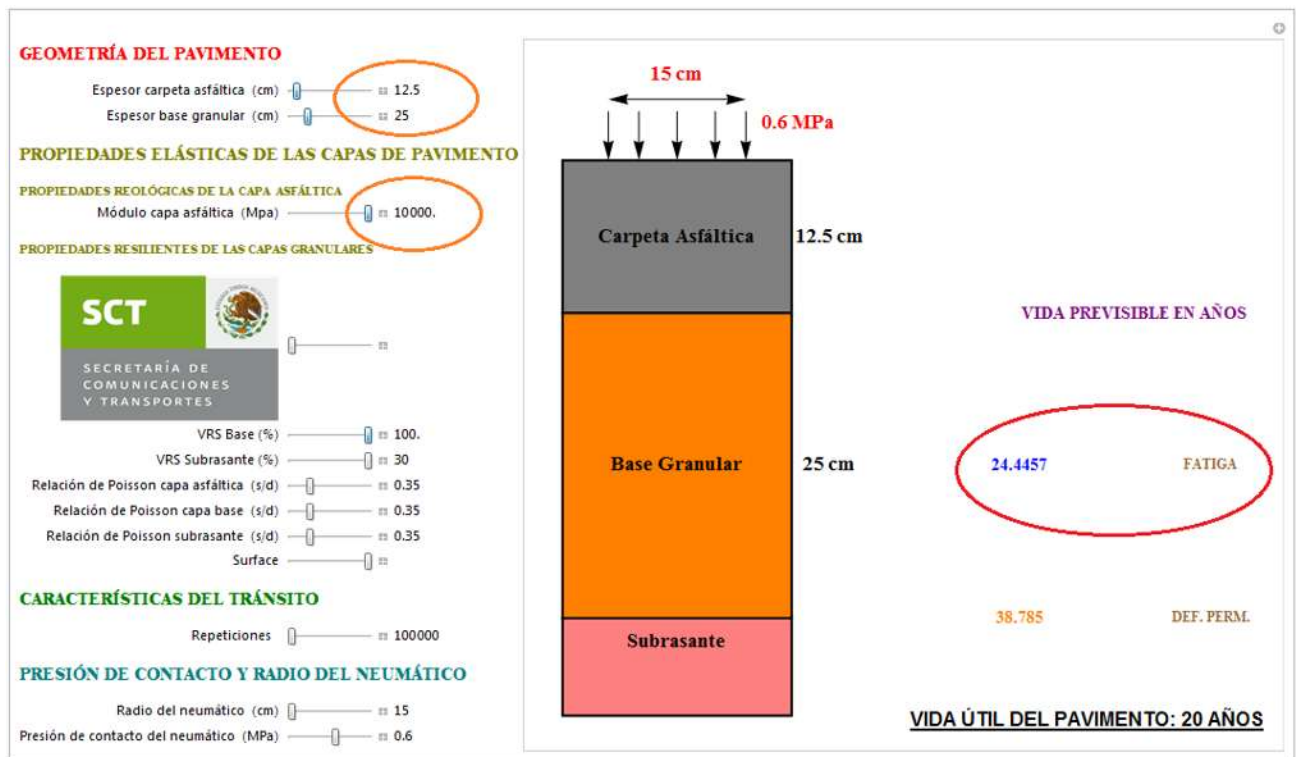


Figura 79.- Detalle del proceso y análisis del diseño de pavimento flexible de tres capas (continuación).

De manera similar se replantean las demás secciones de pavimento flexibles dejando fijos los valores de repeticiones de tránsito y modificando las características geométricas y elásticas de las capas hasta que nos den vidas mayores al horizonte de proyecto marcado que es de veinte años.

Las secciones de pavimento que se plantearán respecto a las condiciones marcadas al inicio de este inciso en lo referente al tránsito y a la normativa de calidad SCT de los materiales que conforman los pavimentos son los siguientes 7 tipos:

- Carpeta asfáltica + Base Granular + Subrasante (tres capas).
- Carpeta asfáltica + Base Granular + Terraplén (tres capas).
- Carpeta asfáltica + Base Granular + Subyacente (tres capas).
- Carpeta asfáltica + Base Granular + Sub-base + Terraplén (cuatro capas).
- Carpeta asfáltica + Base Negra + Base Granular + Terraplén (cuatro capas).
- Carpeta asfáltica + Base Negra + Base Granular + Subyacente (cuatro capas).
- Carpeta asfáltica + Base Granular + Sub-base + Subrasante (cuatro capas).

El resultado de los análisis se muestra en la Tabla 14, Tabla 15 y Tabla 16.



Tabla 14.- Secciones de pavimento flexible para CBR de Terraplén de 5%, CBR de Subyacente de 10% y CBR de Subrasante de 20 %.

Ejes Sencillos Equivalentes de 8.2 Ton (ESALS)

Cimentación



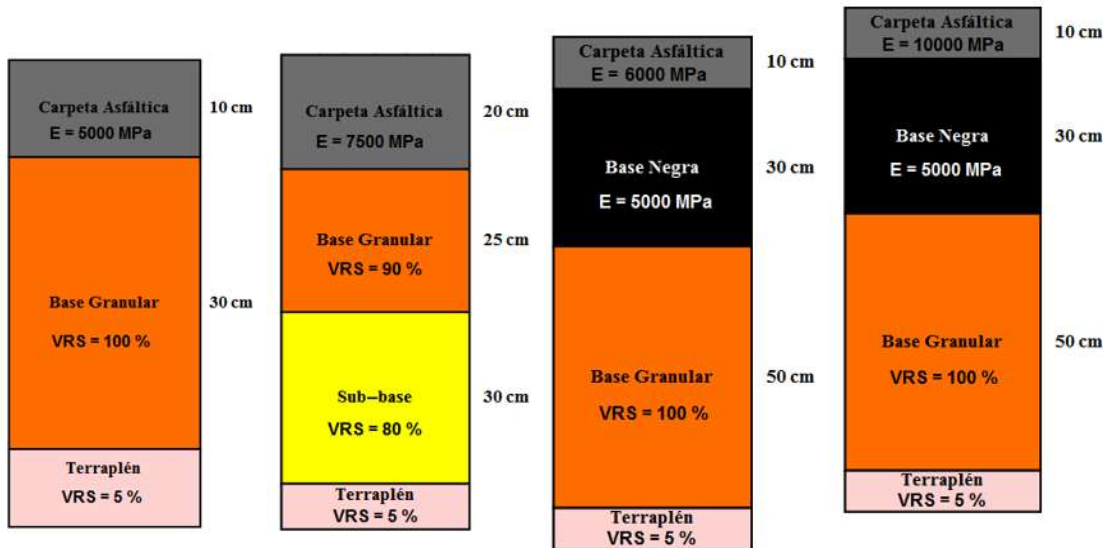
<10,000

10,000 -
1,000,000

1,000,000-
10,000,000

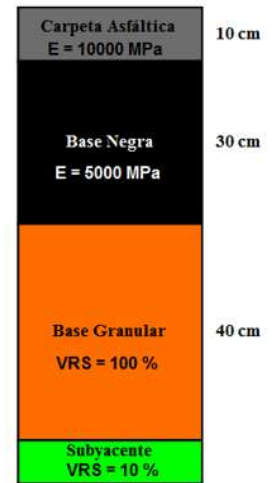
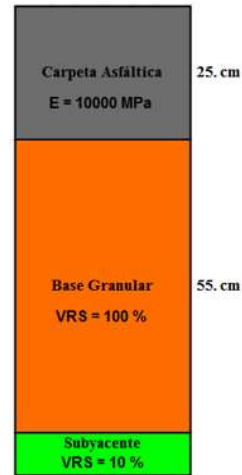
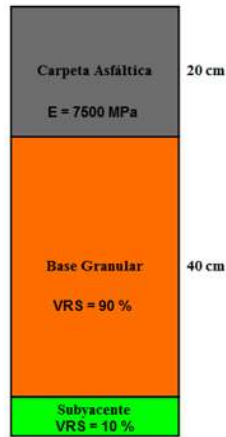
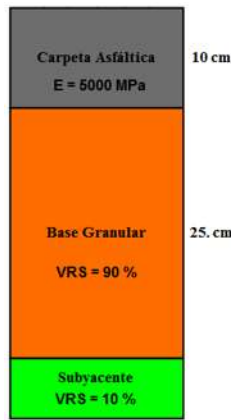
>10,000,000

CBR1 (5%)
Terraplén





**CBR2 (10%)
Subyacente**



**CBR3 (20%)
Subrasante**

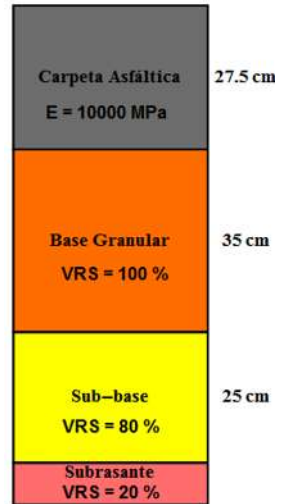
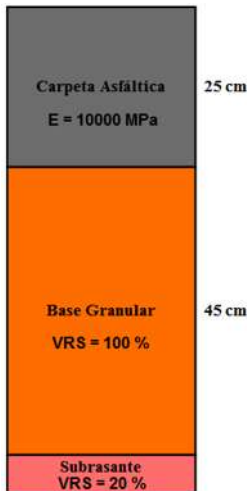
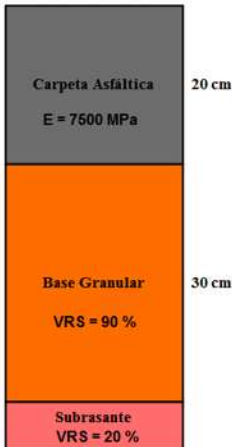
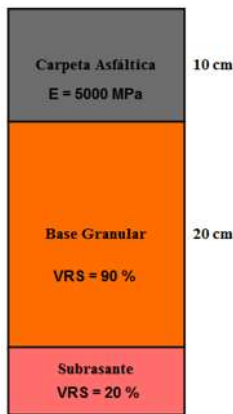




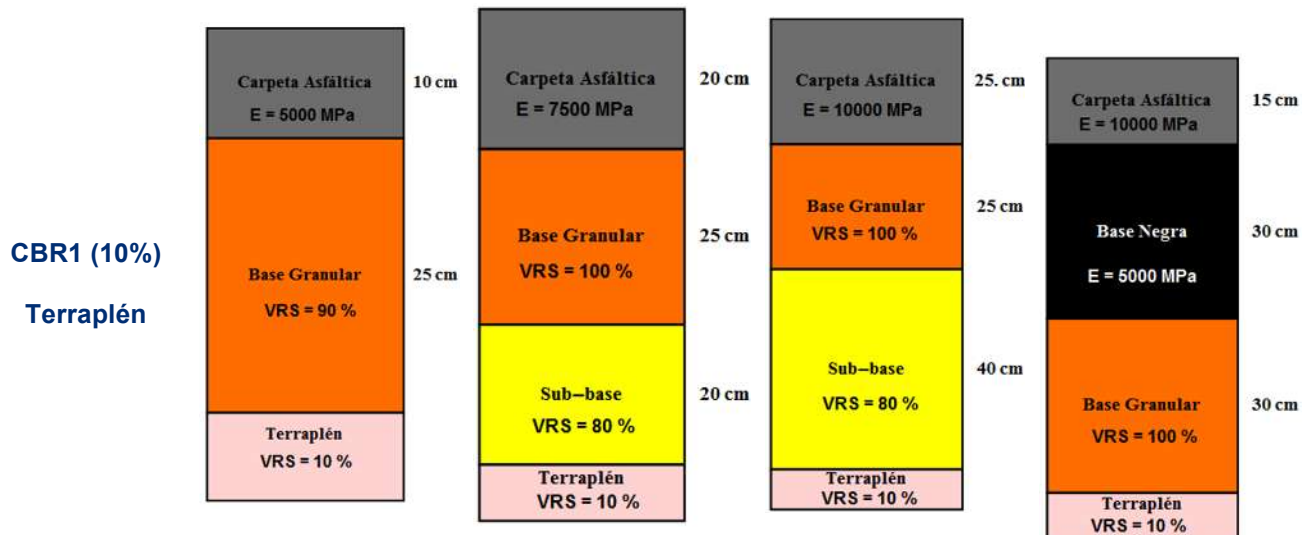
Tabla 15.- Secciones de pavimento flexible para CBR de Terraplén de 10%, CBR de Subyacente de 20% y CBR de Subrasante de 30 %.

Ejes Sencillos Equivalentes de 8.2 Ton (ESALS)

Cimentación



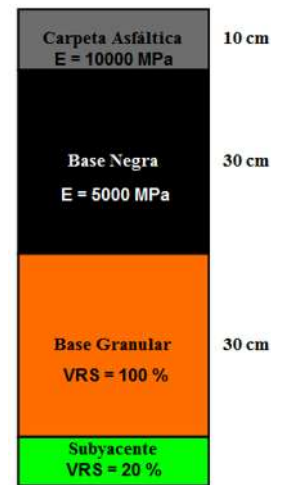
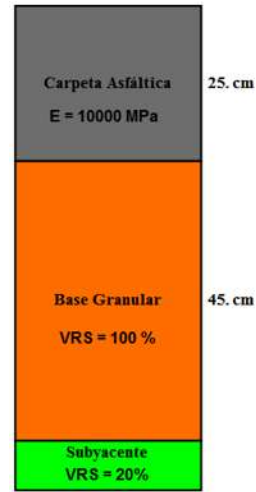
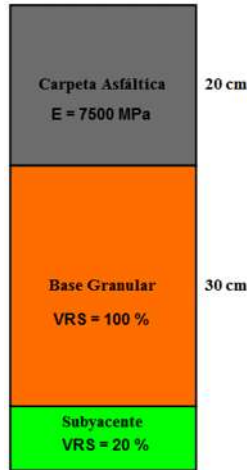
<10,000 10,000 - 1,000,000 1,000,000- 10,000,000 >10,000,000



CBR1 (10%)
 Terraplén



**CBR2 (20%)
Subyacente**



**CBR3 (30%)
Subrasante**

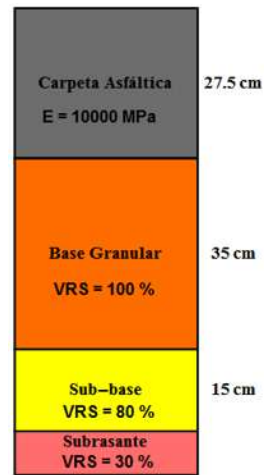
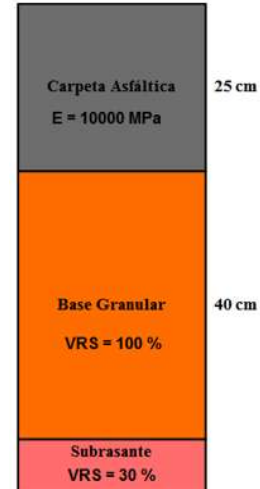
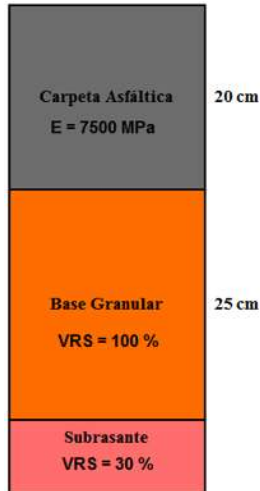
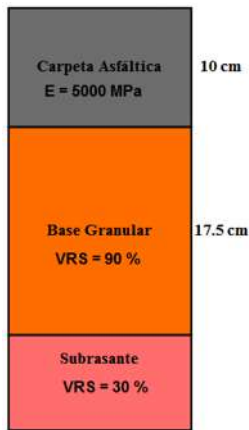




Tabla 16.- Secciones de pavimento flexible para CBR de Terraplén de 15%, CBR de Subyacente de 25% y CBR de Subrasante de 35 %.

Ejes Sencillos Equivalentes de 8.2 Ton (ESALS)

Cimentación



<10,000

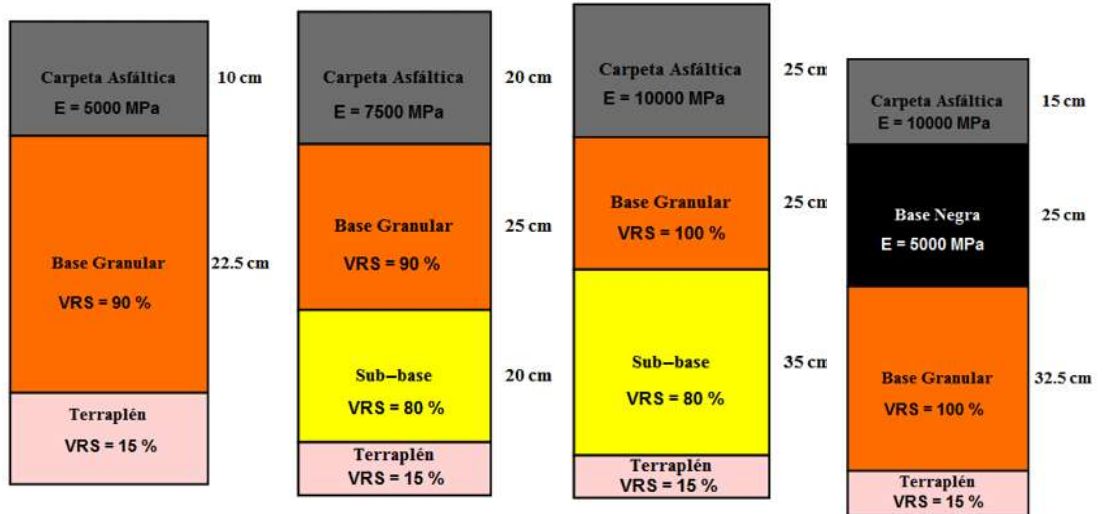
10,000 -
1,000,000

1,000,000-
10,000,000

>10,000,000

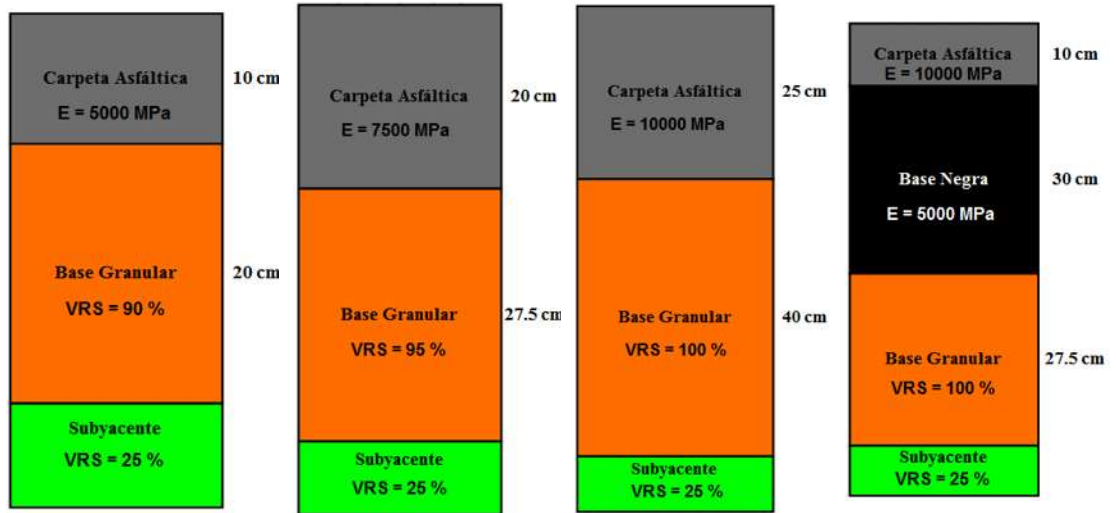
CBR1 (15%)

Terraplén

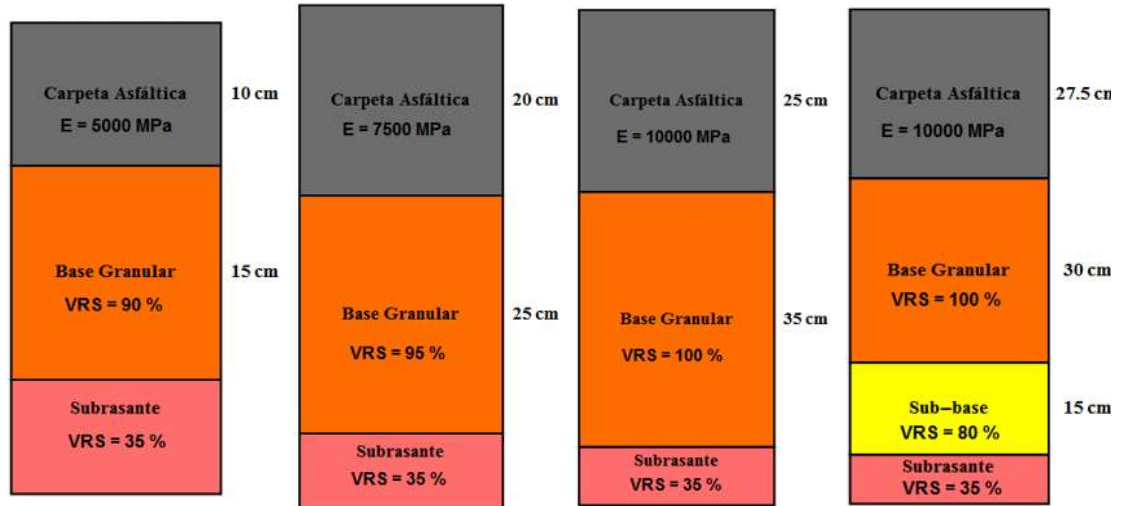




**CBR2 (25%)
Subyacente**



**CBR3 (35%)
Subrasante**



Es de esperarse que bajo condiciones de tránsito (ESALS) muy grandes sea necesario secciones de pavimento de mayor calidad, traducida ésta como mayor rigidez, mayores valores relativos de soporte y mayores espesores de capa. Estas secciones, las mostradas en la Tabla 14, Tabla 15 y Tabla 16 son secciones que toman en cuenta características mínimas de calidad según la normativa de la SCT con el objeto de encontrarnos del lado de la seguridad funcional del pavimento.

Este pequeño Catálogo de Secciones pretende ser una guía de diseño que el diseñador puede utilizar solamente al conocer y garantizar ciertas características del terreno de apoyo o cimentación y de las capas del pavimento respecto a cualquier solicitud de tránsito traducidas en repeticiones de carga estándar derivados de un análisis de tráfico previo. Se busca que el diseñador no incorpore su criterio sino únicamente fijar los datos



que tiene con el objeto de no caer en los errores del sub o sobredimensionamiento que se traducen en costosas sumas de dinero.

Dado que partimos de los modelos de deterioro del Catálogo Español, ahora estableceremos dónde quedan algunas de sus secciones de pavimentos flexibles dentro de las categorías de tránsito que se están manejando respetando las categorías de subrasante (explanada) y las características elásticas de las capas que las conforman mismas que contempla esta metodología europea.

Se hace la aclaración que sólo se analizarán las secciones conformadas por materiales asfálticos y materiales no estabilizados (suelos), ya que el Catálogo Español contempla capas con concreto hidráulico, estando estas fuera de los objetivos de análisis de este trabajo investigativo ya que la respuesta del pavimento con dicho material es diferente, misma que conforma una teoría de análisis completamente distinta a la teoría multicapa, según Sánchez (2009) porque las juntas y discontinuidades de estos pavimentos hacen impracticable la teoría de capas. Hay que recordar que uno de los principios de la teoría multicapa, es que las capas se extienden infinitamente de manera horizontal y estas juntas o discontinuidades rompen con dicho principio.

En la Tabla 17, Tabla 18, Tabla 19 y Tabla 20 se muestran algunas secciones de pavimento del Catálogo Español pero para condiciones de tránsito que llegan a presentarse en el diseño de pavimento flexibles de nuestro país. En las mismas se hace la comparación con su indicador de tránsito que es la intensidad media diaria de tráfico pesado (IMDP) respecto a los ejes sencillos equivalentes derivados de un análisis previo de Tránsito Diario Promedio Anual (TDPA).



Tabla 17.- Secciones de pavimento del Catálogo Español bajo condiciones de tránsito de nuestro país.

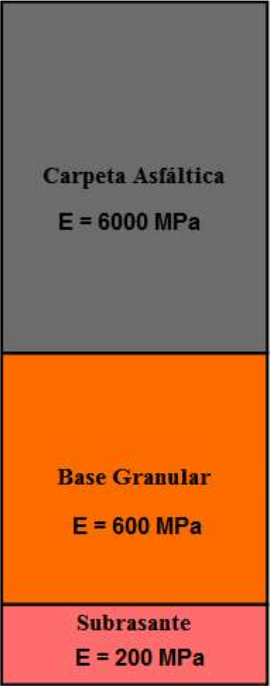

Módulo de la subrasante	Sección de pavimento	Tránsito	
		IMDp	ESALS
E= 200 MPa	 <p>Carpeta Asfáltica E = 6000 MPa 35 cm</p> <p>Base Granular E = 600 MPa 25 cm</p> <p>Subrasante E = 200 MPa</p>	T00	$5,000,000 \leq \text{ESALS} < 6,000,000$
E= 200 MPa	 <p>Carpeta Asfáltica E = 6000 MPa 30 cm</p> <p>Base Granular E = 600 MPa 25 cm</p> <p>Subrasante E = 200 MPa</p>	T0	$2,000,000 \leq \text{ESALS} < 3,000,000$



Tabla 18.- Secciones de pavimento del Catálogo Español bajo condiciones de tránsito de nuestro país.


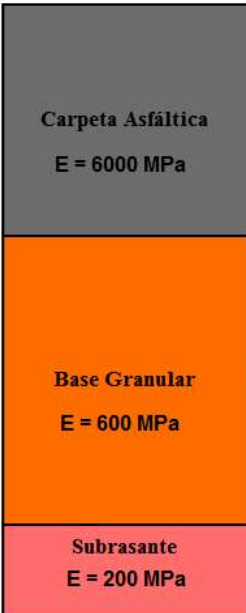
Módulo de la subrasante	Sección de pavimento	Tránsito	
		IMDp	ESALS
E= 200 MPa	 <p>Carpeta Asfáltica E = 6000 MPa 25 cm</p> <p>Base Granular E = 600 MPa 25 cm</p> <p>Subrasante E = 200 MPa</p>	T1	ESALS \leq 1,000,000
E= 200 MPa	 <p>Carpeta Asfáltica E = 6000 MPa 20 cm</p> <p>Base Granular E = 600 MPa 25 cm</p> <p>Subrasante E = 200 MPa</p>	T2	300,000 \leq ESALS < 400,000



Tabla 19.- Secciones de pavimento del Catálogo Español bajo condiciones de tránsito de nuestro país.

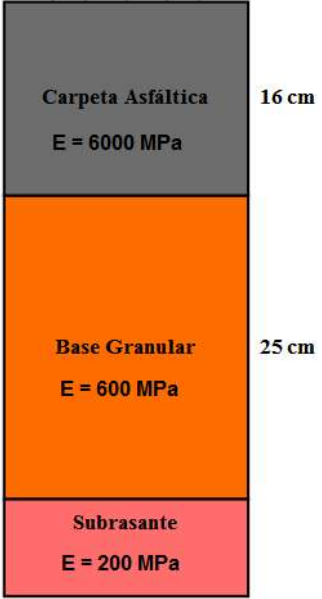
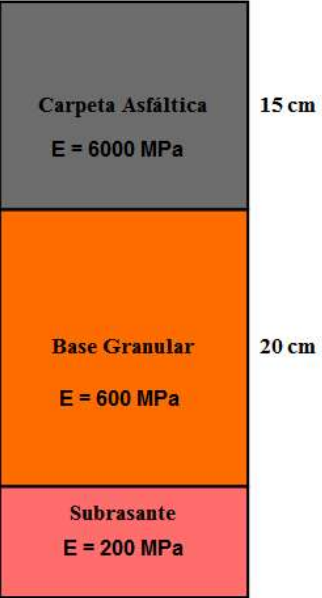
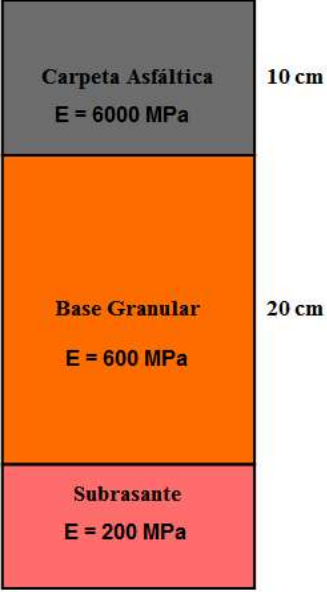
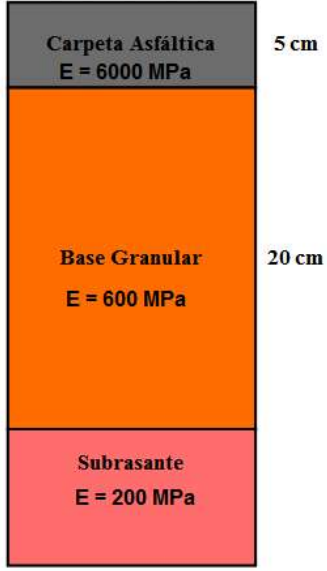
Módulo de la subrasante	Sección de pavimento	Tránsito	
		IMDp	ESALS
E= 200 MPa	 <p>Carpeta Asfáltica E = 6000 MPa 16 cm</p> <p>Base Granular E = 600 MPa 25 cm</p> <p>Subrasante E = 200 MPa</p>	T31	ESALS \leq 120,000
E= 200 MPa	 <p>Carpeta Asfáltica E = 6000 MPa 15 cm</p> <p>Base Granular E = 600 MPa 20 cm</p> <p>Subrasante E = 200 MPa</p>	T32	ESALS \leq 65,000



Tabla 20.- Secciones de pavimento del Catálogo Español bajo condiciones de tránsito de nuestro país.

Módulo de la subrasante	Sección de pavimento	Tránsito	
		IMDp	ESALS
E= 200 MPa	 <p>Carpeta Asfáltica E = 6000 MPa 10 cm</p> <p>Base Granular E = 600 MPa 20 cm</p> <p>Subrasante E = 200 MPa</p>	T41	ESALS ≤ 15,000
E= 200 MPa	 <p>Carpeta Asfáltica E = 6000 MPa 5 cm</p> <p>Base Granular E = 600 MPa 20 cm</p> <p>Subrasante E = 200 MPa</p>	T42	ESALS < 3,000

Como se observa las condiciones de tránsito propuestas para el Catálogo Español reflejan que se alcanzan sólo cargas de hasta seis millones de ejes equivalentes, esto con la metodología multicapa de espesores equivalente de Odemark. Esto obedece a que las condiciones de tránsito de nuestro país son mucho más severas que las de tráfico español.



6. Capítulo 6.- Conclusiones.

El diseño adecuado y óptimo de los pavimentos flexibles en nuestro país tiene un papel preponderante en el desarrollo armónico de nuestra sociedad en términos económicos y sociales.

A lo largo del tiempo y con el desarrollo tecnológico y científico de la sociedad se vienen presentando nuevos y sofisticados medios de transporte terrestre, siendo uno de ellos el automóvil, el cual a su vez viene acompañado de una renovación en el diseño de pavimentos flexibles, ya que sus configuraciones de carga exigen estas renovaciones de cálculo. Por este motivo es que se viene pugando por tender a las metodologías mecanicistas, las cuales reflejan de una manera más cercana y certera el comportamiento real del pavimento al relacionar cierta respuesta estructural a las condiciones críticas de falla por fatiga y deformación permanente si es el respectivo caso de análisis.

Los dos criterios más populares de diseño de pavimentos flexibles son aquellos que controlan el agrietamiento por fatiga de la carpeta asfáltica (deformación unitaria por tensión debajo de la carpeta asfáltica) y la deformación permanente en los suelos (deformación unitaria por compresión arriba de la subrasante).

Los métodos de diseño de pavimentos flexibles deben tender hacia las metodologías tipo mecanicistas ya que se ha probado su gran eficiencia al correlacionar su comportamiento real en campo con datos experimentales de laboratorio mediante modelos de deterioro por fatiga y deformación permanente.

Los modelos de deterioro son la parte más importante de las metodologías mecanicistas de diseño de pavimentos flexibles y su uso e importancia se reconoce día a día por diversos investigadores, laboratorios y agencias de transporte en el mundo dedicado al diseño, construcción, operación, rehabilitación y gestión de carreteras.

Partiendo de una metodología de análisis mecanicista se elaboró un nuevo modelo de respuesta estructural multicapa, para revisar los daños acumulativos de cualquier estructura de pavimento flexible así como para elaborar diversos y variados análisis de sensibilidad paramétrica. La simplificación que se tomó en cuenta para encontrar dicha respuesta de pavimento ante la acción de las cargas vehiculares fue la metodología de espesores equivalente de Odemark (1949). Esta simplificación transforma secciones de pavimento no homogéneas y no isotrópicas en secciones homogéneas e isotrópicas donde es posible aplicar las ecuaciones de distribución de esfuerzos desarrolladas por Boussinesq para áreas circulares uniformemente cargadas, dichas fórmulas sólo son aplicadas en medios homogéneos e isotrópicos.



La respuesta del pavimento anteriormente mencionada se traduce en los esfuerzos y deformaciones unitarias que ocurren en cada una de las capas que conforman el pavimento. De manera general y desde el punto de vista del análisis multicapa, se reconoce la importancia de la deformación unitaria a tensión (ϵ_t) debajo de la carpeta asfáltica, la deformación unitaria a compresión (ϵ_z) arriba de la subrasante, los esfuerzos normales (σ_z) y la deflexión (w_o) o compresión que experimenta todo el pavimento.

Posteriormente se analizó el tráfico del pavimento. Las características fundamentales de este parámetro son el número de repeticiones de carga estándar del tránsito vehicular mezclado, generalmente considerado como ejes sencillos de 8.2 toneladas, previsto en la vida u horizonte de proyecto de la carretera. Aquí se siguió la metodología de cálculo del Instituto de Ingeniería de la UNAM teniendo en cuenta los factores de daño que cada eje o vehículo producen al pavimento respecto a la profundidad deseada y a la presión de inflado de los neumáticos de dichos automóviles.

De manera paralela se estudió el comportamiento e importancia que tienen los módulos elásticos de las capas de pavimento. Por una parte el módulo dinámico de la mezcla asfáltica es de vital importancia en la vida y desempeño del pavimento, ya que su posición superficial en la estructura del pavimento desempeña una respuesta extraordinaria al verse sometida a los agentes severos del tránsito vehicular; por tal motivo su elección es fundamental para el óptimo desempeño del pavimento durante su periodo de vida. Esta elección queda determinada por pruebas de tensión indirecta en las mezclas asfálticas o por correlaciones numéricas desarrolladas y propuestas por varias empresas y laboratorios de materiales bituminosos en el mundo, como son la de la empresa petrolera SHELL, la del Instituto del Asfalto, la del departamento de transporte de Minnesota, EUA, por mencionar sólo algunas. Por otro lado, para los módulos resilientes de los suelos se tiene que son obtenibles mediante pruebas cíclicas de cargas que sin embargo no son empleadas por el escaso equipo en nuestro país para realizarlas. Estos módulos elásticos de los suelos se logran obtener mediante correlaciones numéricas de varias empresas y laboratorios de transporte en el mundo.

Una vez que se tuvo la respuesta del pavimento, se procedió a incorporarlas a diversos modelos de deterioro tanto para fatiga para mezclas asfálticas como para deformación permanente en suelos con el objeto de poder determinar el número de aplicaciones de carga que soporta el material antes de llegar a sus respectivos estados de falla. Los modelos de deterioro se seleccionaron en base a recomendaciones de varios autores que después de numerosos ensayos de laboratorio y correlaciones de campo, ajustaron este tipo de modelos a valores de comportamiento reales que pueden utilizarse de manera relativamente confiable. Entre los modelos de deterioro que se emplearon se tienen los del Instituto del Asfalto, los de SHELL, los del Catálogo Español, los del Instituto de



Ingeniería de la UNAM, los del laboratorio de Bélgica (RCC), por mencionar sólo algunos de ellos.

Se llevaron a cabo análisis de sensibilidad con los modelos de deterioro siendo los de la empresa SHELL, los menos conservadores, es decir son los que nos dan menores coeficientes de daños acumulativos por la ley de Miner, y por tanto mayor vida útil del pavimento. Dentro de ello también los modelos de deterioro del instituto de Ingeniería de la UNAM son los más conservadores. Se concluye con esto que los “límites” de repeticiones de admisibles respecto de las respuestas del pavimento de los distintos modelos de deterioro usados en esta investigación son el “límite superior” de la SHELL y el “límite inferior” del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Al definir todos los modelos de deterioro se pasó a relacionar estas repeticiones de carga con las repeticiones de tránsito inicialmente encontradas para poder determinar los daños acumulativos totales y por ende las vidas de uso de las secciones de pavimentos consideradas. Estos modelos de deterioro son la parte más importante y esencial de las metodologías mecanicistas de diseño de pavimentos flexibles y son los que los distinguen de los métodos empíricos tradicionales. De los modelos de deterioro, los que se presentan como más conservadores (menores repeticiones de carga) están los del Catálogo Español y los del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Los menos conservadores (mayores repeticiones de carga) son los de la SHELL (50% de confiabilidad) y los del Instituto Tecnológico de la India.

Los modelos de deterioro deben de analizarse, estudiarse y seleccionarse con mucho cuidado ya que podrían reflejar comportamientos (rigidez) no correspondientes al material en cuestión.

Al ser el modelo de respuesta UMICH PAV un modelo nuevo, se procedió a compararlo con otro modelo que a lo largo y al paso de los años ha servido precisamente para este uso. Este programa fue el programa KENLAYER, desarrollado por Huang y que es el más versátil en cuanto a análisis se refiere. En su momento el KENLAYER fue comparado con otros modelos multicapa como el ELSYM5 y el VESYS, programas pioneros en el análisis multicapa de pavimentos flexibles.

Esta comparación tuvo como objeto dos puntos principales: en primer lugar encontrar dónde o con qué parámetros de entrada el modelo de respuesta UMICH PAV variaba de manera considerable respecto al programa KENLAYER y en segundo lugar ajustar o limitar la variación de esos parámetros en el modelo UMICH PAV. El punto de partida de esta comparación partió de lo que Ullidtz (1998) plantea, según lo cual los resultados de KENLAYER, resultados de un programa que resuelve la ecuación diferencial multicapa, comparados con los resultados de UMICH PAV, resultados que no resuelven la ecuación



multicapa pero que utiliza la metodología de espesores equivalente de Odemark, pueden estar en un rango del 89 al 92% de variación. Según los resultados obtenidos para análisis de sistemas de tres y cuatro capas variando módulos y espesores de las capas, se tuvo valores fuera de lo que plantea Ullidtz, incluso cerca del 100%, es decir valores casi idénticos a los del KENLAYER. Otros resultados estaban sobrestimados (valores mayores al 100%) y otros valores muy subestimados (valores debajo del 100% e inclusive debajo del rango que plantea Ullidtz).

Del análisis anterior se encontró que los valores que comúnmente se utilizan en el diseño de pavimentos flexibles (espesores y módulos) no varían de manera significativa y que el modelo UMICH PAV es correcto y adecuado para realizar este tipo de análisis.

Bajo esta comparativa de análisis se concluye que los resultados del método de Odemark llegan incluso a acercarse al 100 % de los valores de los programas comerciales que resuelven la ecuación multicapa (ELSYM5, BISAR, WESLEA, KENLAYER). Mientras los valores se acerquen más al 100 % será mejor y se estará más cerca de la respuesta real o teórica del pavimento. Algunos parámetros de entrada no están en muchos casos en el rango que plantea Ullidtz del 89 al 92% sino cerca o mayor al 100%. Desde luego que algunos parámetros de entrada los valores que arroja Odemark se dispersan mucho y el método no es adecuado para realizar el análisis respectivo. De manera operativa el método de Odemark tiene un algoritmo de cálculo muy rápido que simplifica y hace más rápido y eficaz el análisis multicapa de los pavimentos flexibles.

Una vez ajustados todos los valores se comenzó a configurar un catálogo de secciones de pavimentos flexibles, concebido de este modelo de respuesta UMICH PAV. Para ello se recurrió a la metodología empleada por el Ministerio de Fomento de España para desarrollar lo que ellos llaman “Secciones de Firms” o catálogo de secciones de pavimentos como coloquialmente lo conocemos en nuestro país. En dicha metodología se plantean desde las condiciones de tránsito como son el volumen de tráfico pero sobre todo de la presión de inflado de los neumáticos, hasta las características mecánicas de cada una de las capas del pavimento, pasando por correlaciones numéricas para su subrasante (módulo de compresibilidad) y de las capas granulares, hasta los modelos de deterioro empleados.

Se optó por respetar y tomar los modelos de deterioro de España porque es una metodología de ellos, y estos modelos son la parte más importante de su método de diseño de pavimentos en base a catálogos.

En base a esta metodología planteada se ajustaron estos valores a las condiciones imperantes de tránsito de nuestro país, así como a las características de calidad de los materiales que conforman las capas de pavimentos flexibles expresados en la normativa



de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT), entidad reguladora del transporte en nuestro país. Allí se plantearon cuatro categorías de tránsito, desde bajos volúmenes de tránsito (ESALS < 10,000) hasta volúmenes de tránsito altos (ESALS > 10,000,000). Así mismo se establecieron las características del terreno de cimentación (terraplén, subyacente o subrasante), las características mecánicas de las capas del pavimento como los valores relativos de soporte (CBR) relacionados empíricamente con la fórmula que maneja el DISPAV de la UNAM para encontrar los respectivos módulos elásticos.

Este pequeño Catálogo de secciones pretende ser una guía de diseño que el diseñador puede utilizar solamente al conocer y garantizar ciertas características del terreno de apoyo o cimentación y de las capas del pavimento respecto a cualquier solicitud de tránsito traducidas en repeticiones de carga estándar derivados de un análisis de tráfico previo. Se busca que el diseñador no incorpore su criterio sino únicamente fijar los datos que tiene con el objeto de no caer en los errores del sub o sobredimensionamiento que se traducen en costosas sumas de dinero.

Finalmente se ubicaron algunas secciones del Catálogo Español respecto de las condiciones de tránsito de nuestro país encontrándose que llegan a admitir no más de seis millones de repeticiones de ejes sencillos estándar de 8.2 toneladas (esto es su sección más rígida, categoría de tráfico T00). Lo anterior obedece a que las condiciones de tránsito de nuestros ejes viales y carreteros son más severas que en España.

Este proyecto pretende ser el pionero de un trabajo de investigación general de pavimentos flexibles o asfálticos que se pretende desarrollar en la Universidad Michoacana. Sin embargo hace falta mucho por trabajar. Hay que incluir a este modelo de respuesta las condiciones de clima de nuestro país que modifican estacionalmente las características mecánicas de los materiales que constituyen las capas de pavimento. Para ello se viene recomendando la incorporación de una base de datos climática que incorpore condiciones de temperatura y humedad de las diversas regiones geográficas de México. Esta información de entrada complementará la metodología de diseño tipo mecanicista.

De manera similar se sigue recomendando el estudio y la obtención de más modelos de deterioro de mezclas asfálticas y de suelos, tratando de elaborar un catálogo de modelos de los distintos y variados materiales de construcción que se usan en la ingeniería de caminos y carreteras. Posteriormente es indispensable y ya impostergable la incorporación de los análisis no lineales donde las características de los módulos de las capas están en función de los esfuerzos interdependientes desarrollados en cada una de ellas. Los espectros de carga para tránsito se deben considerar ya que en un futuro se



pretenden que estos gráficos estadísticos de frecuencias por eje de cada vehículo, puedan ser una alternativa para suplir en algún momento dado a los modelos de deterioro ya planteados y analizados.

Hay que apostar por la utilización de las herramientas de software y cómputo disponibles y maximizar su uso, desarrollando este tipo de modelos de respuesta propios, con una metodología multicapa diferente, sencilla de emplear y con resultados interesantes.

Si bien no se consideró la resolución de la ecuación diferencial multicapa por ser muy pesada al cargar el Wolfram Mathematica 8 (con la posterior pérdida de tiempo) la simplificación de Odemark (1949) es todavía muy aceptada en el campo del análisis estructural de pavimentos flexibles.

Con el modelo de respuesta UMICH PAV se tiene una herramienta más versátil que hace posible un entendimiento más claro y preciso de la respuesta que se genera en el interior de un pavimento cuando es excitada por una carga externa, generalmente la presión de inflado del neumático. Esto se logra a través del ambiente gráfico del Wolfram Mathematica donde se manipula “directamente” los parámetros de entrada del diseño sin necesidad de realizar infinidad de corridas con otros programas que al final reditúan en un proceso lento, engorroso y cansado. Esa es otra de las ventajas del programa.

Hasta la fecha no se conoce en nuestro país ningún modelo de respuesta similar a UMICH PAV, probablemente porque ya existen muchos en el mercado. Sin embargo hay que adoptar la filosofía de elaborar nuestros propios programas, métodos y mecanismos para no depender en demasía de modelos de respuesta extranjeros. Hay que ser genuinos.

Con este modelo de respuesta se está en la posibilidad de ofrecer nuevas alternativas de solución de los análisis multicapa, de una manera más rápida, sencilla y fácil de comprender e interpretar. Con esto estaremos en el camino de garantizar una respuesta adecuada del pavimento la cual se traducirá en mayores beneficios de operatividad, traslado, costos de operación y seguridad de los usuarios de las carreteras y autopistas de nuestro país.

Ing. Carlos Adolfo Coria Gutiérrez

Octubre del 2012



7. Bibliografía.

- 1.- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), (1993), "**Guide for design of Pavement structures**", Washington DC, EUA.
- 2.- Alarcón Ibarra, J., (2011), "**Curso de Diseño de Pavimentos Flexibles AMAAC**", División de estudios de posgrado de la facultad de Ingeniería Civil, UMSNH, Morelia Michoacán.
- 3.- Asociación Mexicana del Asfalto A.C (AMAAC), (2008), "**Glosario especializado de terminología asfáltica**", México DF.
- 4.- Corro Caballero S. (1964), "**Estudios de comportamiento para el diseño de pavimentos flexibles**", Series Azules del Instituto de Ingeniería UNAM No. 90.
- 5.- Corro Caballero S. (1965), "**Diseño de pavimentos flexibles para carreteras**", Series Azules del Instituto de Ingeniería UNAM No. 115.
- 6.- Corro Caballero S. (1970), "**Diseño de Pavimentos Flexibles comportamiento de los tramos experimentales**", Series Azules del Instituto de Ingeniería UNAM No. 240.
- 7.- Corro Caballero S., Prado Ollervides G. (1974), "**Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible**", Series Azules del Instituto de Ingeniería UNAM No. 325.
- 8.- Corro Caballero S., Prado Ollervides G., Magallanes R. (1981), "**Instructivo para diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras**", Series Azules del Instituto de Ingeniería UNAM No. 444.
- 9.- Corro Caballero S., Prado Ollervides G., Rangel Ordóñez A. (1997), "**Comportamiento de altas especificaciones en la pista circular del Instituto de Ingeniería UNAM**", Series Azules del Instituto de Ingeniería UNAM No. 598.
- 10.- Corro Caballero S., Prado Ollervides G. (1999), "**Diseño estructural de pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones. DISPAV-5 Versión 2.0**", Series Azules del Instituto de Ingeniería UNAM CI-8.
- 11.- Federal Highway Administration (FHWA). (2006), "**Geotechnical Aspects of Pavements**", National Highway Institute, EUA.
- 12.- Garnica P., (2009), "**Espectros de Carga y Daño para Diseño de Pavimentos**", Quinta Conferencia Magistral "Alfonso Rico Rodríguez", SMIG y AMIVTAC.



-
- 13.- Garnica P., Gómez J.A (2002), **“Mecánica de Materiales para Pavimentos”**, Publicación Técnica No. 197, Instituto Mexicano del Transporte.
 - 14.- González L. (2007), **“Obtención de módulos resilientes mediante la prueba de tracción indirecta en mezclas asfálticas en caliente”**, Tesis de maestría Universidad Autónoma de Chihuahua (UACH), Chihuahua, México.
 - 15.- Harichandran R., Baladi G. (2000), **“MICHPAVE USER’S MANUAL (versión 1.2 for DOS)”**, Universidad del Estado de Michigan, EUA.
 - 16.- Higuera, C., Naranjo Gloria., Cetina John (2011), **“Determinación del módulo dinámico de una mezcla asfáltica por correlaciones”**, Facultad de Ingeniería, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, Revista No. 30, pp. 41-54, Tunja-Boyaca, Colombia.
 - 17.- Huang, Y.H (1993), **“Pavement Analysis and Design”**, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, EUA.
 - 18.- Instituto Mexicano del Transporte 1992), **“Metodología de la Investigación para Ingenieros en Vías terrestres”**, Publicación Técnica No. 12.
 - 19.- Jameson G.W. (1996), **“Origins of AUSTROADS design procedures for granular pavements”**, ARRB Transport Research, Australia.
 - 20.- Juárez Badillo E., Rodríguez R. (1979), **“Mecánica de Suelos Tomo II: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos”**, Editorial LIMUSA, México, DF.
 - 21.- Laboratorio de materiales, División de pavimentos (2005), **“EVERSERIES USER’S GUIDE Pavement Analysis Computer Software and Case Studies”**, Departamento de Transporte del estado de Washington, EUA.
 - 22.- Mari Mutt, J. A., (2010), **“Manual de Redacción Científica”**, Departamento de Biología, Universidad de Puerto Rico Mayagüez, Puerto Rico.
 - 23.- Medina L., Pérez I., Crespo del Río R. (1986), **“Comprobación estructural de las secciones de firme de la instrucción de carreteras 6.1 y 6.2 I.C”**, Ministerio de Obras Públicas de España (MOPU), Madrid, España.
 - 24.- Memorias del XXIV Congreso Mundial de Carreteras, México DF, 2011.
 - 25.- Memorias del 7mo Congreso Mexicano del Asfalto, Mazatlán Sinaloa, 2011.
 - 26.- MINCAD Systems (2005), **“CIRCLY User’s Manual”**, Australia.



-
- 27.- Ministerio de Obras Públicas (MOPU) (2003), **“Secciones de firmes, Instrucción de Carreteras, Norma 6.1 IC”**, Madrid, España.
- 28.- Normativa Infraestructura Del Transporte SCT.
- 29.- Olivera Bustamante F. (2011), **“Estructuración de Vías terrestres”**, Editorial Patria, México DF.
- 30.- Pekcan O., Tutumluer E., Thompson M. (2008), **“Nondestructive Pavement Evaluation Using ILLI-PAVE Based Artificial Neural Network Models”**, Centro de Transporte y Universidad de Illinois, EUA.
- 31.- Poulos H.G., Davis E.H. (1974), **“Elastic Solutions for soil and rock mechanics”**, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, EUA.
- 32.- Rico A., Del Castillo H (2006), **“La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 2”**, Editorial LIMUSA, México DF.
- 33.- Rico A., Téllez R., Garnica P. (1998), **“Pavimentos Flexibles. Problemática, Metodologías de diseño y tendencias”**, Publicación Técnica No. 104, Instituto Mexicano del Transporte.
- 34.- Sánchez S., F. (2009), **“Curso Básico de Diseño de Pavimentos”**, Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá, Colombia.
- 35.- Timm D., Birgisson B., Newcomb B. (1999), **“Mechanistic-Empirical Flexible Pavement Thickness design: The Minnesota Method”**, Departamento de Transporte de Minnesota, EUA.
- 36.- Trenton M. (2010), **“DARWin-ME Pavement Design Software”**, AASHTO, EUA.
- 37.- Ullidtz P., Forlag P. (1998), **“Modelling Flexible Pavement Response and Performance”**, Technical University of Denmark, Narayana Press.
- 38.- Vázquez V., L. (2002), **“Curso de actualización en pavimentos”**, Gobernación de Caldas, Secretaría de Infraestructura, Manizales, Colombia.
- 39.- Vázquez V. L (1994), **“WINDEPAV 2.0 Interface en Windows del programa DEPAVF para el análisis de sistemas multicapa elásticos”**, Universidad del Cauca, Colombia.
- 40.- Yoder E, Witczak W., (1975), **“Principles of pavement design “**, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, EUA.



41.- Zarate Aquino M. (2007), “**Diseño de Pavimentos Flexibles, Primera Parte**”, Asociación Mexicana del Asfalto A.C (AMAAC).

42.- Zarate Aquino M. (2007), “**Diseño de Pavimentos Flexibles, Segunda Parte**”, Asociación Mexicana del Asfalto A.C (AMAAC).