



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE EN LA  
RAMA DE LAS VÍAS TERRESTRES

## **Tesis: Estudio del comportamiento del módulo y fatiga en mezclas asfálticas de granulometría densa**

Que para obtener el título de: Maestro en  
Infraestructura del Transporte en la Rama de  
las Vías terrestres

**Presenta:** Ing. Rey Omar Adame Hernández

**Asesor:** Doctor en Ingeniería Civil, Jorge Alarcón Ibarra

**Co-Asesor:** Dr. En Gestión de Infraestructura de Transporte y Territorio, Pedro Limón Covarrubias

Morelia Michoacán, Febrero del 2014.

**A mis padres:**

Por todo ese inmenso amor y apoyo incondicional

**A mis Hermanos: Nora, Gael Y Alan**

Darí­a mi vida por verlos felices, exitosos y sanos

**A mi Paulina:**

Por todo el inmenso amor y cari­o

## **AGRADECIMIENTOS**

A dios, quien me ha dado fe y fortaleza para superar los obstáculos y salir siempre adelante, por darme salud y esperanza. Por haber puesto en mi camino personas que me han apoyado para alcanzar esta gran meta.

A mis padres Artemio Adame y Susana Hernández por todo ese infinito amor, paciencia y cariño, además de su apoyo incondicional e invaluable.

A mi director de tesis y profesor Dr. Jorge Alarcón Ibarra. Mi más sincero agradecimiento por todo el apoyo y confianza mostrada durante toda esta etapa de investigación. Por el tiempo dedicado a la investigación y sobre todo por compartir sus conocimientos.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo para lograr mis estudios de posgrado.

Al ingeniero Ignacio Cremades Ibáñez por permitirme desarrollar este trabajo de tesis en las instalaciones de Surfax S. A. de C. V. además de las facilidades prestadas para que mi estancia fuese lo más agradable posible. Al Dr. Pedro Limón Covarrubias por todas las enseñanzas, apoyo y gran amistad. Al Ing. Israel Sandoval Navarro por el apoyo y las facilidades para el avance de esta investigación.

A mis sinodales de tesis por el tiempo dedicado a este trabajo de investigación: Dra. Alexandra Ossa López Dr. Carlos Chávez Negrete, Dr. Eleazar Arreygue Rocha, M.I. Felipe de Jesús Jerónimo Rodríguez y Mario Salazar Amaya.

A todos mis compañeros de Surfax por esa gran amistad, consejos y apoyo, en especial a Pedro, Israel, Vladimir (Maricarmen), Enrique Villa, Omar Sanches, Edgar Ruiz. don Fulgencio gracias por toda su invaluable ayuda, Arlette, Nachin, miguelon, Juan Luis Patiño, Carlos Bernal por su gran ayuda y apoyo durante mi estancia.

A mis hermanos Nora, Gael y Alan, esto es por ustedes y para ustedes. Ahora les toca demostrarse a sí mismos que pueden lograr cualquier sueño. Los amo con todo mi corazón.

A mi súper camarada Diego por darme el honor de contar con su confianza.

A mis amigos de toda la vida: Miguel, Gener, Liliana, Manuel, Daniel, edgar, cachin, Roach y Katya, Toño, Dany y Saba. Gracias por los momentos y aventuras

A mis segundos padres Manuel y Lucila, gracias por el cariño y ese apoyo incondicional que siempre me brindaron. Los quiero mucho.

A la empresa asfaltos Guadalajara S. A. de C. V. por el apoyo brindado y las facilidades prestadas para el desarrollo de este proyecto.

A mis primos, Manuel, Tere, Miguel e Iván. Por ese gran ejemplo de perseverancia que me han dado y por adoptarme como un hermano más para ustedes.

A mis demás primos que son muchísimos y casi imposible de acordarme de todos. También es por ustedes. Blanca, Paco, Jesus, Diana, Brandi, cristal, Isaiah y muchos más. El estudio es la clave del éxito.

# Contenido

Índice de figuras .....	8
Índice de tablas .....	11
Abstract .....	14
Resumen.....	15
<b>1 Introducción .....</b>	<b>16</b>
1.1. Antecedentes .....	16
1.2. Inicios del siglo XX y principios de la red mexicana.....	19
1.3. Objetivo .....	25
1.4. Objetivos particulares .....	25
1.5. Alcance .....	26
1.6. Justificación .....	26
<b>2 Marco teórico.....</b>	<b>30</b>
2.1. Conceptos básicos .....	30
2.2. Características funcionales y estructurales de los pavimentos.....	32
2.3. Factores a considerar en un proyecto de un pavimento .....	33
2.4. Principales materiales básicos empleados en los pavimentos .....	35
2.5. Usos de las mezclas asfálticas en México .....	36
2.6. Tipos de mezclas asfálticas.....	36
2.7. Diseño de mezclas asfálticas .....	38
2.8. Ventajas de las mezclas asfálticas .....	40
2.9. Mezclas densas en caliente .....	46
2.10. Características del agregado pétreo .....	47
2.11. Granulometría .....	50
2.12. Caracterización del asfalto .....	51
2.13. Evolución del grado PG .....	52
2.14. Prueba de creep repetido multi-esfuerzo MSCR (Multi-Stress Creep and Recovery) ..	54
2.15. Calidad de materiales asfálticos Grado PG N-CMT-4-05-004 (SCT, 2008) .....	61
2.16. Pavimentos flexibles.....	63

2.17.	Protocolo AMAAC.....	65
2.18.	Teoría del diseño de estructuras de pavimentos flexibles.....	75
2.19.1	Actualidad del diseño de pavimentos .....	75
2.19.2	Metodología general del diseño mecanistico- empírico.....	76
2.19.	Métodos de diseño estructural para pavimentos flexibles.....	83
2.20.1	Método AASHTO para pavimentos flexibles .....	83
2.20.2	Método del instituto de ingeniería de la UNAM.....	103
2.20.	Módulo Resiliente .....	112
2.21.	Módulo Resiliente para mezclas asfálticas.....	115
2.22.	Módulo Dinámico para mezclas asfálticas .....	116
2.23.	Prueba de fatiga en cuatro puntos.....	118
2.24.	Características de la prueba a fatiga .....	120
2.25.	Análisis de la prueba de fatiga .....	123
2.26.	DISPAV-5.....	124
2.27.	KENLAYER .....	129

### **3 Marco Metodológico ..... 133**

3.1	Caracterización del asfalto .....	133
3.2.	Resultados de la caracterización del asfalto .....	135
3.3.	Resultados de Prueba de Creep repetido Multi-Esfuerzo, MSCR (Multi-Stres Creep and recovery). .....	137
3.4.	Jnr (non recoverable creep compliance).....	139
3.5.	Caracterización del agregado .....	141
3.6.	Caracterización basalto .....	145
3.7.	Granulometría del agregado .....	149
3.8.	Diseño de la mezcla.....	150
3.9.	Módulo Dinámico.....	153
3.10.	Módulo Dinámico andesita (Morelia) .....	155
3.11.	Módulo Dinámico Basalto (Guadalajara) .....	156
3.12.	Angulo de fase de módulo dinámico (andesita).....	158
3.13.	Angulo de fase de módulo dinámico (basalto).....	159
3.14.	Módulo Resiliente .....	160
3.15.	Leyes de fatiga.....	162

<b>4</b>	<b>Análisis de vida útil y costo de secciones de pavimento empleando los valores de módulo y leyes de fatiga obtenidos .....</b>	<b>166</b>
4.1.	Desempeño de pavimento para dos secciones de pavimento .....	166
4.2.	Análisis de desempeño de secciones de pavimento en DISPAV-5.....	167
4.3.	Análisis de costos de las secciones de pavimentos adoptadas.....	172
<b>5</b>	<b>Conclusiones .....</b>	<b>176</b>
<b>6</b>	<b>Bibliografía.....</b>	<b>178</b>

## Índice de figuras

Figura 1.1 Caminos de mediados del siglo XVI que comunicaban a Tzintzuntzan, antigua capital del reino purépecha, con los principales centros poblacionales de la cuenca lacustre de Pátzcuaro. “Plano de la ciudad de Tzintzuntzan, Pátzcuaro y poblaciones de alrededor de la Laguna”. Fray Pablo de Beaumont, Crónica de Michoacán, ca. 1550 (Cit. por Fournier, 1993). .....	16
Figura 1.2 Esquema de la situación de la red carretera para finales de la época virreinal.....	18
Figura 1.3 Esquema sobre los principales caminos existentes en la época del virreinato. ....	19
Figura 1.4 Red carretera existente en 1930 (izquierda), y 1940 (derecha) (Díaz y Garnica, 2009). 22	
Figura 1.5 Situación de la red mexicana de carreteras para los años de 1950 y 1960 (izquierda y derecha, respectivamente) (Díaz y Garnica, 2009). .....	23
Figura 1.6 Red mexicana de carreteras existente para los años de 1970 y 1980 (extraído de Díaz y Garnica, 2009). .....	23
Figura 1.7. Corredores carreteros: Actual distribución de la red de carreteras federales y corredores troncales de México (Basado en Díaz y Garnica, 2010). .....	24
Figura 1.8. Relación de algunos de los efectos observados en la evolución de la red carretera y algunos indicadores (extraída de Díaz y Garnica, 2010). .....	25
Figura 1.9. Baches y agrietamientos a temprana edad. ....	28
Figura 1.10. Ahuellamiento .....	28
Figura 2.1. Sección transversal sobre un terraplén de una obra vial con una intensidad de tráfico baja a media. Las terracerías están formadas por un cuerpo de terraplén en la parte superior seguida de una capa sub-rasante colocándose el pavimento sobre esta capa. ....	31
Figura 2.2. Sección transversal sobre un terraplén de una obra vial con una intensidad de tráfico de media, alta y muy alta. Las terracerías están formadas por un cuerpo de terraplén en la parte superior seguida de una capa subyacente (50 cm. de espesor) y una capa subrasante (mínimo 30 cm. de espesor), y finalmente sobre esta capa se coloca el pavimento.....	31
Figura 2.3. Tipos de mezclas en frío y en caliente (basada en Bolzan, 2003) .....	38
Figura 2.4. Esqueleto pétreo del agregado en la que la figura de la izquierda presenta un agregado cubico con una trabazón bien definida generando una mezcla más resistente. En la figura de la derecha se presenta un esqueleto con agregado redondeado. Es en este plano donde las “tensiones de corte” .....	48
Figura 2.5. Comportamiento de las pilas de acopio de agregados cúbicos y redondeados, en la cual se observa un mayor ángulo de reposo para material pétreo de buena cubicidad y textura rugosa A diferencia de las partículas redondeadas en la que existe deslizamiento entre las partículas desplazándose hacia los lados y generando un menor ángulo de reposo (Basado en Mc Gennis et. al, 1994). .....	49
Figura 2.6. Ciclo creep-recovery, 1.0 seg. A esfuerzo constante en el paso creep y 9.0 seg. En el segmento de recuperación a esfuerzo cero.....	55
Figura 2.7. Deformación causada durante el segmento creep, deformación recuperada durante el periodo de recovery, deformación permanente o no recuperable.....	56
Figura 2.8. Ciclos creep recovery de 1 a 10 a 100 Pa en Creep, de 11 a 20 a 3200 Pa. ....	56
Figura 2.9. Creep-Recovery a 100 y 3200 Pa asfalto con estructura débil.....	57
Figura 2.10. Creep-Recovery a 100 y 3200 Pa. Grafica de asfalto con estructura fuerte. ....	57

Figura 2.11. Datos necesarios para registrar en un ciclo de Creep-Recovery.....	58
Figura 2.12. Deformación total acumulada o deformación permanente .....	60
Figura 2.13. Esquema representativo para las diferentes opciones de Jnr .....	61
Figura 2.14. Regiones geográficas para la utilización recomendable de cementos asfálticos grado PG. (SCT, 2008).....	62
Figura 2.15. Principales métodos de diseño de pavimentos desarrollados durante el siglo pasado. ....	64
Figura 2.16. Niveles de diseño para mezclas asfálticas (AMAAC, 2008) .....	66
Figura 2.17 Granulometría para mezclas con tamaño máximo nominal 19 mm(3/4") (AMAAC, 2008). ....	68
Figura 2.18. Recomendación para el rango mínimo del espesor para mezclas de granulometría densa (AMAAC, 2008). ....	69
Figura 2.19. Esfuerzos y deformaciones críticos .....	79
Figura 2.20. Niveles de calidad de servicio en función del grado de deterioro superficial del pavimento. Debe señalarse que los niveles 0 y 5 en raras ocasiones son alcanzados. ....	85
Figura 2.21. Formato para calcular el módulo de resiliencia efectivo de la subrasante en pavimentos flexibles.....	95
Figura 2.22. Variación de los coeficientes de capa "a <sub>2</sub> " en bases granulares. ....	96
Figura 2.23. Variación de los coeficientes de capa "a <sub>3</sub> " en su-bases granulares .....	97
Figura 2.24. Variación de los coeficientes de capa "a <sub>2</sub> " en bases estabilizadas con cemento Portland.....	98
Figura 2.25. Variación de los coeficientes de capa "a <sub>2</sub> " en bases estabilizadas con asfalto.....	99
Figura 2.26.....	101
Figura 2.27. Procedimiento para determinar los espesores de las capas.....	102
Figura 2.28. Deformaciones bajo cargas repetidas.....	112
Figura 2.29. Pulsos equivalentes a una carga sinusoidal y triangular. ....	114
Figura 2.30. Tiempo del pulso para esfuerzos verticales bajo una carga sinusoidal y triangular. .	114
Figura 2.31. Pulsos para esfuerzos verticales bajo el lugar de la onda de carga. ....	115
Figura 2.32. Prueba de fatiga para determinar el módulo dinámico en especímenes prismáticos .....	118
Figura 2.33. Relación entre el módulo de rigidez y el esfuerzo de flexión .....	120
Figura 2.34. Prueba de esfuerzo controlado .....	121
Figura 2.35. Prueba de deformación controlada .....	121
Figura 2.36. Relación entre la deformación y el número de repeticiones necesarios para la falla. ....	124
Figura 3.1 Terpolímero Elastomérico Reactivo: aditivo que mejora las características físicas y químicas del asfalto. <i>Dupont the miracles of science. (s.f.)</i> . Consultado el 23 de junio de 2013 en: <a href="http://asphalt.dupont.com/link1.html">http://asphalt.dupont.com/link1.html</a> .....	134
Figura 3.2. Equipo para la caracterización básica de asfalto en laboratorio (Surfax, 2013). ....	135
Figura 3.3. Equipo necesario para la caracterización reológica y de envejecimiento a corto y largo plazo .....	137
Figura 3.4. Vista panorámica del proceso de trituración del banco de AGC Morelia. ....	143

Figura 3.5. Proceso de trituración en el banco de materiales de “Asfaltos Guadalajara” .....	146
Figura 3.6. Curva granulométrica adoptada para el proyecto, en la que se representa, en el eje de las ordenadas el número de malla y en las abscisas el porcentaje de material retenido, además de los límites granulométricos .....	150
Figura 3.7. Especímenes de 15 cm de altura y 10 cm de diámetro con igual contenido de asfalto pero diferente agregado (basalto y caliza), además de asfalto convencional y modificado .....	154
Figura 3.8. Prensa universal GCTS capaz de realizar módulo resiliente, dinámico, leyes de fatiga para carpetas asfálticas y pruebas triaxiales para capas granulares .....	155
Figura 3.9. Gráfica en la que se observa el daño causado por las diferentes velocidades de aplicación de carga representados por los Hertz y en la que se observa relación de la disminución de módulo dinámico con la frecuencia. ....	156
Figura 3.10. Gráfica en la que se observa el daño causado por las diferentes velocidades de aplicación de carga representados por los Hertz para mezclas con basalto y en la que se observa relación de la disminución de módulo dinámico con la frecuencia. ....	157
Figura 3.11. Gráfica general de los módulos dinámicos a frecuencias de 10 a 0.1 Hertz (de izquierda a derecha), los valores más altos para todas las frecuencias son los compuestos con basalto, asfalto modificado con polímero RET y el asfalto oxidado. ....	158
Figura 3.12. Ángulo de fase de andesita .....	159
Figura 3.13. Ángulo de fase de basalto .....	160
Figura 3.14. Ensayo de módulo Resiliente, en prensa marca GCTS .....	161
Figura 3.15. Módulos resilientes de las diferentes mezclas a 20°C .....	161
Figura 3.16. Leyes de fatiga de tres tipos de mezclas asfálticas ensayadas a 20°C con agregado andesita. ....	163
Figura 3.17. Leyes de fatiga de tres tipos de mezclas asfálticas ensayadas a 20°C con agregado basáltico. ....	164
Figura 3.18. Leyes de fatiga obtenidas para todas las mezclas asfálticas analizadas en este trabajo de investigación.....	165
Figura 4.1. Vida a fatiga determinada por el DISPAV-5 en millones de ejes equivalentes .....	172

## Índice de tablas

Tabla 2.1. Clasificación de las mezclas asfálticas (instituto del asfalto EUA, 1994).....	37
Tabla 2.2. Clasificación alternativa de las mezclas asfálticas (instituto del asfalto EUA, 1994).....	38
Tabla 2.3. Propiedades de la mezcla a analizar en un diseño (instituto del asfalto EUA, 1994).....	39
Tabla 2.4. Causas y efectos relacionados con la baja estabilidad (Instituto del asfalto EUA, 1996).	42
Tabla 2.5. Causas y efectos de una poca durabilidad (EUA, 2004). .....	43
Tabla 2.6. Causas y efectos con respecto a la permeabilidad (instituto del asfalto. 1998). .....	43
Tabla 2.7. Causas y efectos de una mala trabajabilidad (Instituto del asfalto EUA, 1994).....	45
Tabla 2.8. Causas y efectos relacionados con mala resistencia propuesta por el instituto del asfalto EUA (1994). .....	45
Tabla 2.9. Causas y efectos relacionados con la poca resistencia al deslizamiento (Instituto del asfalto EUA, 1994).....	46
Tabla 2.10. Descripción de ensayos asociados con su característica principal. (Basada en Moreno, 2009) .....	50
Tabla 2.11. Clasificaciones de los materiales asfálticos (basado en Moreno, 2009). .....	52
Tabla 2.12. Intensidades de tráfico para valores de Jnr.....	60
Tabla 2.13. Ejemplo de clasificación por intensidad de tráfico para un PG 70- 22.....	60
Tabla 2.14 Ajuste del grado PG seleccionado por clima de acuerdo con la intensidad del tránsito esperada y con la velocidad de operación. (SCT, 2008). .....	62
Tabla 2.15 Tipo de tránsito en función del número de ejes equivalentes de 8,2 ton y/o tipo de proyecto (basado en protocolo AMAAC., 2008). .....	66
Tabla 2.16. Granulometría por tipo de mezcla (AMAAC, 2008).....	67
Tabla 2.17. Tamaño nominal de material pétreo (AMAAC, 2008).....	67
Tabla 2.18. Definiciones de granulometría gruesa y granulometría fina (AMAAC, 2008). .....	68
Tabla 2.19. Tabla ventajas de las mezclas de granulometría densa, para los casos gruesa y fina (AMAAC, 2008). .....	69
Tabla 2.20. Requisitos de calidad de la fracción gruesa del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa .....	71
Tabla 2.21. Requisitos de calidad de la fracción fina del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa. ....	71
Tabla 2.22. Rangos de viscosidades para seleccionar las temperaturas de mezclado y compactación entre el agregado pétreo y cemento asfáltico convencional.....	72
Tabla 2.23. Valores de los parámetros volumétricos necesarios para el diseño óptimo de una mezcla asfáltica de granulometría densa.....	72
Tabla 2.24. Secuencia de cálculo de propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica.....	73
Tabla 2.25. Ciclos mínimos a la falla del promedio de tres muestras para la prueba de fatiga a flexión de 4 puntos para la mezcla asfáltica densa.....	75
Tabla 2.26. Programas (software) de computadora que consideran sistemas elásticos multicapa.	75
Tabla 2.27. Coeficientes $F_4$ y $f_5$ usados por el Instituto del Asfalto y la compañía Shell. ....	82
Tabla 2.28. Valores terminales típicos para el índice de servicio terminal.....	85
Tabla 2.29. Factor de distribución por carril .....	87

Tabla 2.30: Tipología de vehículos autorizados por la SCT para circular por las vialidades en México, en esta tabla se plasma la clave para cada tipo de vehículo así como sus pesos permitidos. ....	88
Tabla 2.31: Periodos o ciclos de vida de acuerdo con el tipo de vialidad.....	89
Tabla 2.32. Valores recomendados.....	90
Tabla 2.33. Condiciones de drenaje para el suelo sea drenado después de un lapso transcurrido y alcance el 50% de saturación .....	90
Tabla 2.34. Niveles de confianza sugeridos para diferentes tipos de vialidades y carreteras. El nivel de confianza para un proyecto en especial de seleccionarse de acuerdo a la importancia de la carretera o vialidad de acuerdo a lo que se recomienda en esta tabla, se observa que los valores mayores se recomiendan para vialidades sujetas a un uso intenso y con mayores exigencias de un mantenimiento mínimo .....	91
Tabla 2.35. Relación entre el nivel de confianza $S_o$ y la desviación normal estándar $Z_R$ .....	92
Tabla 2.36. Valores mínimos de espesor.....	102
Tabla 2.37. Coeficiente de distribución en el carril de proyecto. ....	105
Tabla 2.38. Espesores mínimos de capa a partir de los valores indicados de tránsito equivalente	105
Tabla 2.39. $VRS_{max}$ % para todos los niveles de tránsito. ....	107
Tabla 2.40. $VRS_2$ mínimos, para todos los niveles de tránsito.....	107
Tabla 2.41. Espesores mínimos de las capas de pavimentos, en centímetros .....	108
Tabla 2.42. Valores típicos de Módulo Dinámico para mezclas en caliente.....	121
Tabla 2.43. Estimación de las distribuciones de tránsito total para dicho carril de proyecto .....	127
Tabla 2.44. $VRS_{max}$ para todos los niveles de tránsito, ( $VRS_p$ ).....	128
Tabla 3.1: pruebas de caracterización empírica en asfaltos. ....	134
Tabla 3.2: Resultados de la caracterización del asfalto .....	135
Tabla 3.3. Resultados de la prueba SHRP-SUPERPAVE de acuerdo a la metodología AASHTO TP-5 .....	136
Tabla 3.4. Resultados de la prueba SHRP-SUPERPAVE de acuerdo a la metodología AASHTO TP-5 .....	136
Tabla 3.5. Resultados a 76° C. ....	138
Tabla 3.6. Prueba de Jnr a 76° C.....	139
Tabla 3.7. Prueba de Jnr a 70 y 82°C.....	140
Tabla 3.8. Intensidad de tráfico para cada grado de Jnr .....	140
Tabla 3.9. Valores de Jnr para los diferentes asfaltos analizados .....	141
Tabla 3.10. Resultados del agregado de AGC (Morelia) en el que se determinó que las pruebas de equivalente de arena, azul de metileno y angularidad no cumplen con las recomendaciones del protocolo AMAAC.....	142
Tabla 3.11. Distribución granulométrica de las diferentes fracciones que genera el banco de materiales de la empresa AGC. ....	143
Tabla 3.12. Resultados de arena “grupo de oro” Morelia .....	144
Tabla 3.13. En esta tabla se observa la distribución granulométrica, siendo una arena bien graduada por la buena distribución de retenido de partículas en las diferentes fracciones. ....	144
Tabla 3.14. Caracterización Asfaltos Guadalajara.....	145

Tabla 3.15. Distribución granulométrica de las diferentes fracciones que genera el banco de materiales de la empresa Asfaltos Guadalajara.....	145
Tabla 3.16. Resultados de la caracterización de la fracción fina, para los métodos de trituración barmac y cono del banco de Tonalá. ....	146
Tabla 3.17. Características finales de las diferentes fracciones correspondientes a los agregados utilizados en este proyecto de investigación. ....	147
Tabla 3.18. Obtención de Densidad Rice. ....	150
Tabla 3.19. Obtención de Densidad de muestras compactadas.....	151
Tabla 3.20. Propiedades volumétricas de las mezclas de partida.....	151
Tabla 3.21. Densidad rice para los diferentes contenidos de asfalto .....	152
Tabla 3.22. Tabla de densidades de la mezcla compactada. ....	152
Tabla 3.23. Propiedades volumétricas de la mezcla compactada. ....	153
Tabla 3.24. Características principales de la mezcla compactada .....	153
Tabla 3.25. Resultados del módulo dinámico en Mega Pascales (Mpa) aplicado con frecuencias de 10 a 0.1 Hertz a probetas con una composición de Asfalto Convencional AC-20 y asfaltos modificados con andesita de la ciudad de Morelia.....	155
Tabla 3.26. Resultados del módulo dinámico en Mega Pascales (Mpa) aplicado con frecuencias de 10 a 0.1 Hertz a probetas con una composición de Asfalto Convencional AC-20 y asfaltos modificados con Basalto de la ciudad de Guadalajara.....	156
Tabla 3.27: Ángulos de fase para andesita.....	158
Tabla 3.28. Ángulos de fase para andesita.....	159
Tabla 3.29. Módulos resilientes obtenidos a 20°C.....	161
Tabla 3.30. Número de repeticiones de carga para cada tipo de mezcla y micro-deformación ....	164
Tabla 4.1. Capas adoptadas para el proyecto y sus características básicas.....	166
Tabla 4.2. Espesores en centímetros para las secciones adoptadas.....	167
Tabla 4.3. vida previsible por deformación y por fatiga en millones de ejes equivalentes de 8,2 toneladas para una frecuencia de 10 Hz iterando con espesores de carpeta asfáltica constantes y como componente de agregado mineral andesita y basalto.....	168
Tabla 4.4 vida previsible por deformación y por fatiga en millones de ejes equivalentes de 8,2 toneladas para una frecuencia de 10 Hz iterando con espesores de carpeta asfáltica constantes y como componente de agregado mineral andesita y basalto.....	169
Tabla 4.5. vida previsible por deformación y por fatiga en millones de ejes equivalentes de 8,2 toneladas para una frecuencia de 10 Hz iterando con espesores de carpeta asfáltica constantes, y como componente de agregado mineral andesita y basalto.....	171
Tabla 4.6 Costos para una sección estructural 4221 del catalogo español en pesos mexicanos ...	174
Tabla 4.7. Costos para una sección 121 del catalogo español en pesos mexicanos.....	175

## Abstract

**Keywords:** (Dynamic Modulus, Resilient Modulus, Asphalt Mixture, Flexible Pavement)

In México, the government agencies involved in the management and conservation of roads as Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) and the Instituto Mexicano del Transporte (IMT), methods have been implemented in order to reduce operating costs and improve the techniques of design roads. Some of this, is the method proposed by the Instituto de Ingeniería de la UNAM and the proposed by the AASHTO in 1993. Both methods require of fundamental parameter of the asphaltic mixtures known as modulus. Similarly, the Asociación Mexicana del Asfalto A.C. (AMAAC), in order to achieve the results achieved in advanced countries has been created a methodology of asphalt mixtures design associated to the prevailing conditions in México, into this methodology exists an important parameter in asphalt mixtures of dense grain size with high performance as the dynamic modulus. However, despite the efforts made in recent years, these parameters are measured unusually. For this reason, in this research, it was decided to measure the modulus developed dense asphalt mixtures with different asphalt and aggregates. The asphalts were evaluated through the “Jnr” classification (multi-stress creep compliance), determining the importance of the modified asphalts and their ability to support different traffic levels. Moreover, the Dynamic Modulus unconfined compressive and diametral compression also known as Resilient Modulus were determined using two representative aggregates for Mexico as Andesite and Basalt, finding a clear difference between the results for each type of aggregate, asphalt and test conditions. Besides the fatigue lives of the mixtures with the aim of analyzing life were determined. And finally an economic analysis with different pavement sections adopted to highlight the use of quality materials and the modification of asphalts.

## Resumen

**Palabras clave:** (Módulo Dinámico, Módulo Resiliente, Mezcla Asfáltica, Pavimento Flexible)

En México, las dependencias de gobierno dedicadas a la gestión y conservación de carreteras como la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), han implementado métodos y programas para reducir los costos de operación y mejorar las técnicas de diseño para carreteras. Entre ellos están el método propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM y el propuesto por la AASHTO en 1993, los cuales requieren de un parámetro fundamental de las mezclas asfálticas conocido como Módulo. Del mismo modo, la Asociación Mexicana del Asfalto A.C. (AMAAC), con el fin de lograr los resultados alcanzados en países desarrollados han creado una metodología de diseño de mezclas asfálticas que se asocia a las condiciones predominantes en México, dentro del cual existe un parámetro muy importantes en el diseño de las mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño definido como Módulo Dinámico, sin embargo, y a pesar de los esfuerzos realizados en los últimos años, estos parámetros son inusualmente medidos. Por esta razón, en este trabajo de investigación, se decidió medir el Módulo de mezclas asfálticas densas elaboradas con diferentes asfaltos y agregados. Los asfaltos fueron evaluados mediante la clasificación Jnr (non-recoverable creep compliance) determinando la importancia de los asfaltos modificados, así como su capacidad para soportar diferentes niveles de tráfico. Por otra parte, se determinaron los Módulos Dinámicos a compresión simple y a compresión diametral también conocido como Módulo Resiliente, usando dos agregados representativos para México como la Andesita y el Basalto, encontrando una clara diferencia entre los resultados con cada tipo de agregado, asfalto y condiciones de prueba. Además se determinaron las vidas a fatiga de la mezclas con el objetivo de analizar su vida útil. Y por ultimo un análisis económico con diferentes secciones de pavimento adoptadas para resaltar el uso de materiales de buena calidad así como la modificación de asfaltos.

# 1 Introducción

## 1.1. Antecedentes

Los caminos se originaron por la necesidad de los pobladores de comunicar dos o más lugares por motivos comerciales y ceremoniales. Por estos caminos transitaban fieles, comerciantes, viajeros e incluso tropas; estos recorridos eran difíciles ya que implicaban viajes fatigantes, largas distancias y durante periodos muy prolongados.



**Figura 1.1** Caminos de mediados del siglo XVI que comunicaban a Tzintzuntzan, antigua capital del reino purépecha, con los principales centros poblacionales de la cuenca lacustre de Pátzcuaro. “Plano de la ciudad de Tzintzuntzan, Pátzcuaro y poblaciones de alrededor de la Laguna”. Fray Pablo de Beaumont, *Crónica de Michoacán*, ca. 1550 (Cit. por Fournier, 1993).

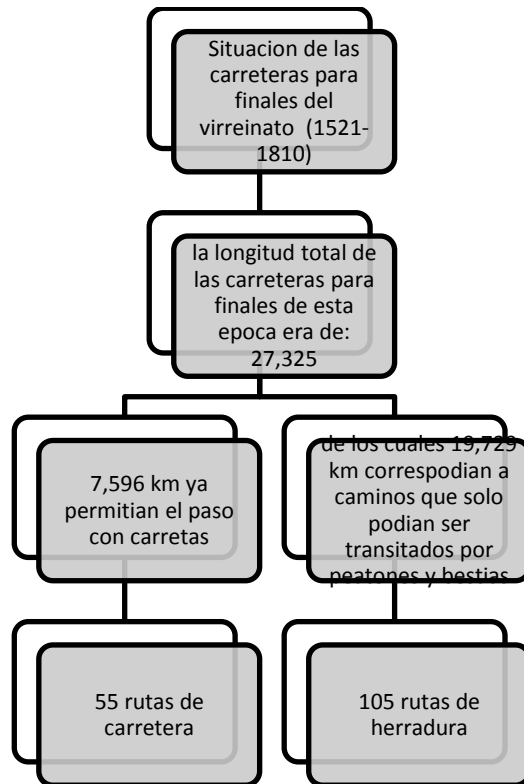
Para la época prehispánica (200 a.c.-1521 d. c.), México era vialmente hablando un país de caminantes, aun así las actividades comerciales se extendían por todo Mesoamérica por medio de senderos angostos, fatigantes, largos y empinados, es decir sin la más mínima especificación que tratara de evadir estas condiciones, solo bastaba que un hombre pudiese transitar por ellos buscando la distancia más corta (Tinoco, 2010).

Existen archivos históricos que precisan la existencia de caminos con terracerías y que estas no solo eran brechas abiertas, sino que estaban desplantadas sobre una solida base constituida

principalmente sobre una sólida base de piedra caliza cuya superficie era cubierta con grava con el objetivo principal de cubrir los huecos o ranuras con una capa de argamasa que funcionaba como un cementante natural, los cuales después de consolidarse formaban una capa resistente y una superficie lisa, sostenidos algunas veces por una especie de guarniciones a las orillas. Es así como se presentaron los primeros caminos en México denominados Sacbé (Sacbeob en plural), construidos por los mayas, y que de acuerdo a la definición etimológica sacbé significa en maya camino artificial; de sac, algo hecho o fabricado artificialmente a mano, y bé, camino (Tinoco, 2010).

En el siglo XVI, después de consumirse la conquista, se construye el camino denominado “trayecto de oro” que iba de Tenochtitlán a Veracruz todo esto ordenado por Hernán Cortes con el objetivo de comunicar al puerto de Veracruz con el viejo continente siendo este para el año de 1531 el primer camino en convertirse en carretera, tiempo en que Sebastián de Aparicio usó por primera vez en la Nueva España una carreta tirada por bueyes haciendo necesaria la acción de modificar caminos que en un inicio servían para caminar a los indígenas que transitaban por ellas. En los años siguientes Aparicio proyectó sus carreteras a Querétaro y Zacatecas siendo la principal razón el transporte de metales extraídos de las minas, caminos que al pasar el tiempo fueron empedrados y por medio de estos se transportaron cientos de carretas cargadas de plata. De la misma manera que hubo grandes transportes de mina de la Ciudad de México a Veracruz para el envío de tesoros al viejo continente. Es por estas acciones que a fray Sebastián de Aparicio se le conociera como el primer gran caminero de la Nueva España (Tinoco, 2010).

En la **Figura 1. 2** se presenta un esquema en el que se observa la evolución de los caminos en la época virreinal



**Figura 1.2** Esquema de la situación de la red carretera para finales de la época virreinal

Para finales del siglo XVI la construcción de caminos era auxiliada por el sistema de consulados, la mayoría de estos caminos proyectados y construidos en México operaban bajo un sistema administrativo en el que se recaudaban los fondos mediante su construcción. Para el año de 1574 el sistema de consulados auxiliaba la construcción de caminos que se habían proyectado y construido en el territorio mexicano además, de que este mismo sistema era el encargado de recaudar los fondos para su construcción. A pesar de lo antes mencionado la aportación seguía siendo mínima por parte del gobierno para este rubro, y los caminos se mantenían gracias a los grupos de comerciantes a los que se les concesionaban tramos con el objeto de cobrar una cuota a los viajeros por el derecho de paso. La infraestructura caminera siguió el rumbo de los principales centros productivos, en este caso las minas colonizadas del norte del país.

Las prácticas camineras para la época del virreinato ya presentaban un gran avance en cuanto a la construcción de nuevas rutas lo que representaba un gran desarrollo para la red carretera en México (Tinoco, 2010).



**Figura 1.3** Esquema sobre los principales caminos existentes en la época del virreinato.

Durante los inicios del siglo XIX según Tinoco (2010), en México no se presentó desarrollo alguno en materia de carreteras puesto que tuvo lugar la lucha de independencia. Los pocos cambios se notaron, únicamente, en los senderos que usaban ambos mandos para transportar material de combate y víveres, la lucha de independencia se alargó a once años y culminó en 1821 y debido a los desajustes políticos, disminución del territorio nacional y el notable abandono de tierras. El país quedó en ruinas y la infraestructura no se libró de tal efecto quedando devastada casi en su totalidad.

Para mediados del siglo XIX se creó la primera institución responsable de este rubro de la ingeniería siendo la Administración General de Caminos y Peajes, esta dependía directamente del Ministerio de Fomento, pero el Congreso de la Unión hasta el gobierno del presidente Benito Juárez aprobó la autorización para el ejercicio fiscal del periodo 1868- 1869 la cantidad de un millón doscientos mil pesos para la reconstrucción de los caminos que habían sobrevivido a la guerra de independencia. La magnitud del desastre había sido tal que los encargados dieron mayor importancia en su informe a las malas condiciones en las que se encontraban dichos caminos y no a las obras que se debieron haber hecho para su rehabilitación o construcción.

### 1.2. Inicios del siglo XX y principios de la red mexicana

En México la historia de las carreteras inicia con el arribo del primer automotor al país en el año de 1895. Los primeros dueños de coches eran los jóvenes burgueses, sin embargo, se enfrentaban a

un problema fundamental que era la falta de carreteras siendo la primera solución la fundación de la Asociación Para La Compostura y Conservación de Caminos y 5 años después ya se tenía proyectado pavimentar 80 calles en la Ciudad de México. Con el paso del tiempo, el automovilismo deja de ser una actividad meramente elegante de la sociedad y se hace notar como el mejor agente de obras públicas. Por este motivo y por gestión de los conocidos como “spot men” que eran hombres con alto poder adquisitivo se crea la Junta Directiva de Caminos y comienza a funcionar a partir del año de 1911 con el principal propósito de administrar las principales carreteras que salían de la capital mexicana. Para entonces los automóviles eran considerados como los precursores del desarrollo y proveedor de infraestructura, además de que promovería el desarrollo, uniendo a los pueblos y las naciones.

Para cuando inicia la revolución mexicana la población en México era ya de 15, 1 millones de habitantes mientras que la sociedad se encontraba organizada con clases económicas a partir de un mercado con tendencias nacionales. Por parte de las carreteras y demás tipos de infraestructura el avance fue prácticamente nulo y se puede hablar poco al respecto.

El transporte automotor en México circulaba solo por calles y calzadas mientras que el transporte de mercancías se realizaba prácticamente en su totalidad por ferrocarril. A pesar de la situación crítica que le acercaba al colapso, los caminos carreteros estaban destruidos, prácticamente intransitables y difícilmente admitían readaptación (Díaz y Garnica, 2009).

El movimiento de la revolución mexicana consecuencia de 35 años continuos del gobierno del Gral. Porfirio Díaz, ha sido una de las épocas más difíciles para el país en las que casi durante 10 años cimbró al país y destruyó violentamente primero y luego creó y reconstruyó, lentamente, las instituciones, las instalaciones, infraestructura, y por supuesto una nueva perspectiva política, económica y social.

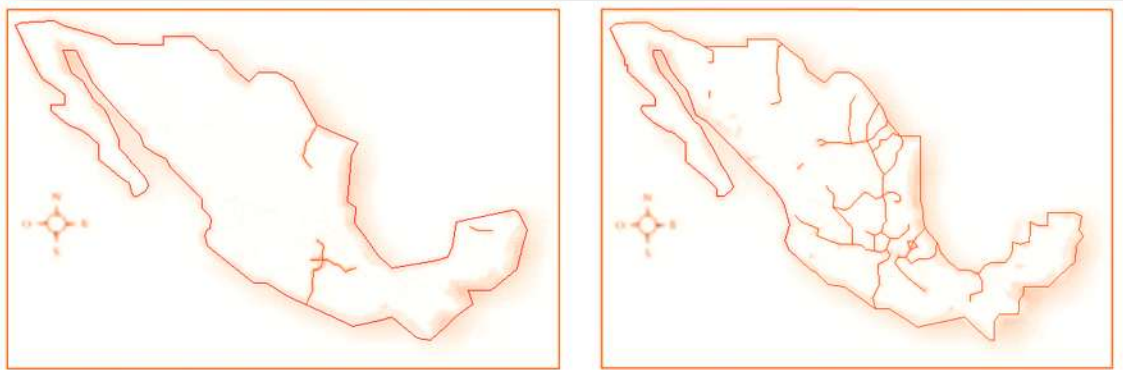
La revolución mexicana originó una época de crisis y conmovió todo el sistema social, político y económico del país, por lo que en los años inmediatos fue casi imposible planear obras debido a la inestabilidad de los gobiernos y las constantes crisis políticas en las que se veían involucrados los gobiernos de esa época.

A partir de 1920, se comienza a tener el principio de un programa de gobierno basado en el nuevo orden político después de la promulgación de la constitución de 1917 que sustituía a la expedida en 1857; pero poco se hizo entre 1920 y 1924, fue hasta 1925 cuando se comienza la era

constructiva de las carreteras en México y es cuando el Presidente Plutarco Elías Calles decide crear la Comisión nacional de Caminos, al mismo tiempo en el que promulga una ley, en la que agregaba un impuesto sobre el consumo de gasolina y que gracias a él dotaba de fondos a dicha Comisión que tendría la tarea de construir, conservar y mejorar los caminos. Entre los primeros caminos que se construyeron según Díaz y Garnica se encontraban el de México a Pachuca y el de México a Puebla (Díaz y Garnica, 2009). Para el año de 1930 la red carretera ya contaba con 1500 km y la capital del país se comunicaba con las capitales de los estados como: Puebla, Pachuca, Toluca y Cuernavaca además la política federal tenía la firme convicción de construir una red que permitiese comunicar el primer plano con las demás capitales y posteriormente con los puertos marítimos y fronterizos. Por lo tanto, de esta manera se conectaron los puertos de Veracruz y Acapulco, así como con Nuevo Laredo que al concluirse carreteras como. Ciudad de México-Pachuca, Tamazunchale- Ciudad Victoria y Monterrey-Nuevo Laredo se estableció la primera ruta importante con los Estados Unidos siendo el país vecino de gran influencia en el desarrollo de México. Con el paso de tiempo Nogales y Tijuana fueron comunicados mediante la red carretera que se desarrollaba de manera lenta pero importante por lo que para ese tiempo la red ya contaba con 3, 300 km.

Los años posteriores fueron importantes desde el punto de vista técnico ya que se capacitó a los primeros técnicos nacionales, además, la comisión construyó los caminos propuestos y se introdujo una serie de maquinaria pesada que hasta esos días eran desconocidos en el ámbito nacional. Asimismo, se difundieron técnicas de localización, proyección y construcción de carreteras, sin embargo, la planeación de caminos siguió con retrasos importantes lo que la colocaba como primitiva o muy elemental, por la sencilla razón de que se solo se había luchado por comunicar a la ciudad de México con las ciudades, puertos y aduanas con más importancia en el país.

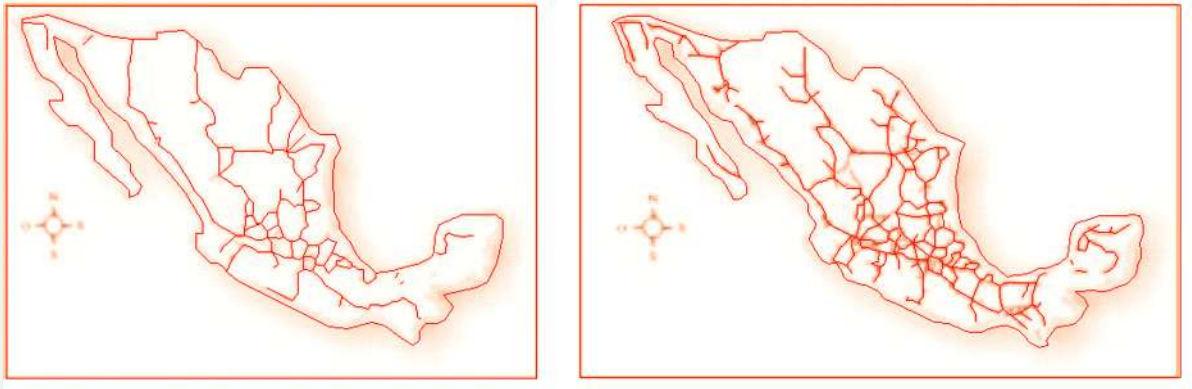
Para las décadas de 1930 y 1940 México contaba con un fisonomía de tipo rural, debido a que muy pocas regiones y ciudades eran de tipo urbano: para entonces la capital y 13 poblaciones con más de 50, 000 habitantes conformaban las ciudades más importantes en cuanto a población y el 28% de la población vivía en estas ciudades mientras que el 72% de la población se ubicaba en el resto del país, por lo que prácticamente se le daba servicio y atención a un porcentaje bajo de la población (Díaz y Garnica, 2009).



**Figura 1.4** Red carretera existente en 1930 (izquierda), y 1940 (derecha) (Díaz y Garnica, 2009).

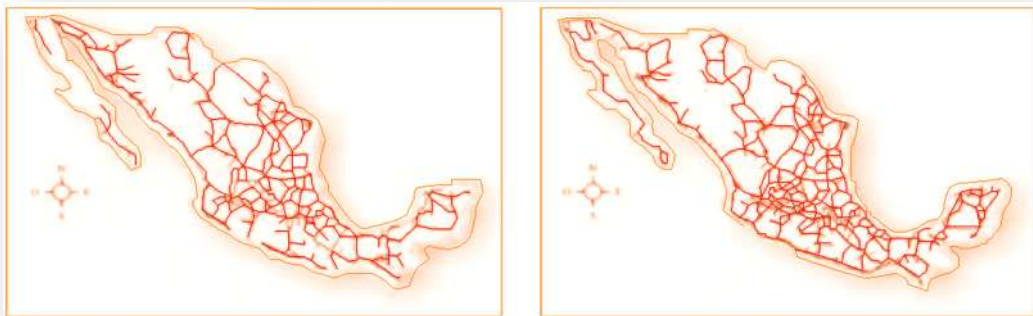
Para ese momento la ausencia de un sistema capilar seguía siendo un gran problema para que se diera el intercambio comercial, el fomento de las zonas agrícolas, industriales, mineras, ganaderas y en general el desarrollo social y económico, sin embargo, los gobiernos federal y estatal por si solos era difícil que logaran salir adelante en la construcción de caminos vecinales. Por lo que a finales de la década de los 40's se comenzó con la construcción de caminos vecinales por cooperación tripartita (involucrados: gobierno federal, gobierno del estado y particulares) las tres partes contribuían con cantidades o montos iguales para la construcción de un determinado camino.

En los cincuenta la red carretera contaba con 12,526 km de carreteras, en los siguientes diez años se sumaron otros 22, 437 km por lo que ya resultaba una red de 44,892 km, de esa manera en el año de 1970 la red alcanzó los 71,500 km; siendo en su mayoría troncales, federales y estatales. A pesar de que ciertamente seguía siendo una red que tocaba las principales ciudades de la republica mexicana la red aun seguía con grandes vacios, es decir que no contaba con caminos alimentadores, la longitud carretera era insuficiente para comunicar a cerca de 100, 000 poblaciones distribuidas en el territorio federal. Además, en esa misma época a falta de planeación estratégica, las carreteras se construyeron con especificaciones muy superiores a las requeridas por las necesidades, por lo que el país contaba con carreteras sobre-diseñadas y por lo tanto con carreteras económicamente más caras. Esto hizo pensar que el problema a resolver era de comunicación geográfica y no de congestión de tráfico. Por lo que se definió una política distinta que consistía en conectar a las poblaciones cercanas a los ejes troncales en las que había decenas de miles de poblados medianos y chicos, en los que vivían millones de pobladores que no tenían un acceso adecuado a la red carretera.



**Figura 1.5** Situación de la red mexicana de carreteras para los años de 1950 y 1960 (izquierda y derecha, respectivamente) (Díaz y Garnica, 2009).

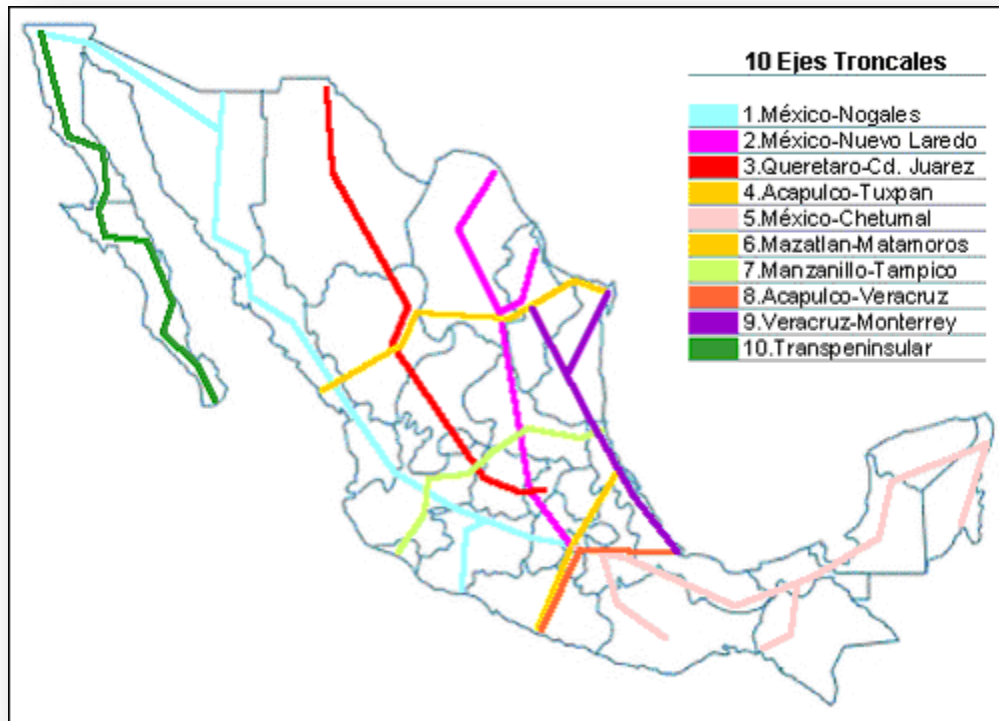
Para 1970 se observó que la mayoría de las carreteras proyectadas y construidas para un tránsito diario de 2,500 vehículos, registraban apenas un tránsito de 500 vehículos. De esto se concluyó que, salvo excepciones, la red se había diseñado y construido conforme a especificaciones muy superiores a las necesidades del país (Díaz y Garnica, 2009). Posteriormente se enfocaron los esfuerzos en proporcionar un tratamiento técnico a las carreteras, como mejoras en el trazo, drenaje y conformación de la superficie de rodamiento por mencionar algunos ejemplos, para lo cual se utilizaba la mano de obra campesina, incrementando la mano de obra campesina de los lugares aledaños a donde se construían las carreteras, incrementando masivamente la construcción de caminos rurales, llegando a 125,000 km en 1976 y cerca de 200,000 en 1980 de los cuales 61,000 se encontraban pavimentados (Díaz y Garnica, 2009).



**Figura 1.6** Red mexicana de carreteras existente para los años de 1970 y 1980 (extraído de Díaz y Garnica, 2009).

La **figura 1.7** representa la red federal de carreteras y los ejes troncales existentes para el año 2011, para lo que la extensión actual de la red carreteras es de aproximadamente 366 mil

kilómetros de carreteras de los cuales el 33,5% son pavimentadas, el 91% consta de carreteras de dos carriles y el resto de cuatro carriles o más.



**Figura 1.7.** Corredores carreteros: Actual distribución de la red de carreteras federales y corredores troncales de México (Basado en Díaz y Garnica, 2010).



**Figura 1.8.** Relación de algunos de los efectos observados en la evolución de la red carretera y algunos indicadores (extraída de Díaz y Garnica, 2010).

Esta imagen nos permite analizar, la dinámica de la evolución de la red carretera mexicana en la que se incluyen aspectos importantes en el desarrollo de la misma como son: políticos, económicos y sociales que prevalecían y que condicionaron su desarrollo, además de que se puede apreciar que en el año de 1970 se presenta un punto de inflexión, en donde se presenta un crecimiento explosivo que coincide con un desarrollo importante del turismo y sobre todo de la industria petrolera.

### 1.3. Objetivo

Evaluar el comportamiento de mezclas asfálticas de granulometría densa mediante el protocolo AMAAC PA-MA 01/2008 llegando al nivel IV, usando materiales pétreos representativos para la república mexicana.

### 1.4. Objetivos particulares

- Analizar, conocer, y aprender los procedimientos de prueba del protocolo AMAAC
- Analizar, conocer y aplicar la nueva metodología de clasificación para asfaltos Jnr

- Elegir los materiales representativos (agregado pétreo) con los que se trabajará y a partir de estos diseñar las mezclas densas para cada uno.
- Realizar el diseño granulométrico, volumétrico, susceptibilidad humedad y los necesarios para un nivel IV de protocolo AMAAC.
- A partir de lo analizado obtener el módulo dinámico y leyes de fatiga.
- Analizar los costos de construcción de secciones con las diferentes secciones adoptadas.

## 1.5. Alcance

Obtener valores de Módulo Dinámico y Módulo Resiliente, además de sus Leyes de Fatiga para mezclas asfálticas de granulometría densa compuestas por diferentes tipos de agregado representativos del País.

## 1.6. Justificación

De acuerdo al informe de gobierno del presidente de la república Lic. Felipe Calderón correspondiente al año 2011, México en los últimos años ha formalizado de manera rigurosa el manejo de su infraestructura en el proyecto “México 2030”, el cual, es un marco de desarrollo institucional en el que se estableció el rumbo hacia donde se quiere llevar al país.

La visión del plan nacional y los progresos sectoriales parten del reconocimiento de que la infraestructura es esencial para cumplir tres propósitos básicos:

- ✚ Elevar la competitividad de las regiones.
- ✚ Tener la energía necesaria para ampliar los horizontes de desarrollo de todos.
- ✚ Establecer un marco de oportunidades igualitarias.

Para el caso concreto de la red nacional de caminos, queda claro, que el gobierno federal desea contar con un sistema carretero de gran cobertura, calidad y seguridad, que ayude y colabore a la competitividad y eficiencia de la economía y los sectores que componen a ésta, que sea la red carretera quien contribuya al desarrollo de las regiones mejorando el acceso a zonas rurales que presenten marginación, dando la importancia necesaria al uso eficiente de los recursos, la atención al usuario, la protección al usuario, protección al medio ambiente, y el desarrollo de productos que contribuyan al reordenamiento territorial, eficiencia operativa y conexión de corredores.

El gobierno constituyó 4 estrategias que servirán de ejes para el desarrollo vial entre las cuales se encuentran:

1. Acabar de modernizar los corredores troncales (longitudinales y transversales) de modo que los principales puntos del país queden bien comunicados con carreteras de altas especificaciones.
2. Crear ejes que mejoren la comunicación al interior de regiones.
3. Hacer el tráfico más fluido con la construcción de mejores accesos y libramientos.
4. Mejorar el estado físico de las carreteras y de esta manera reducir el índice de accidentes.

De acuerdo al quinto informe de gobierno de la administración (2007-2012) Dentro del PNI (Programa Nacional de Infraestructura) el sector carretero es el que tuvo destinado una mayor inversión, 278 mil 383 millones de pesos, de las cuales 159 mil millones vendrían de las finanzas públicas y el resto provendrían de los recursos privados. A junio del 2011 el sector recibió 228 mil millones de pesos, de los cuales 181 mil millones de pesos se usaron para construir, modernizar y reconstruir 22 mil 740 kilómetros de carreteras; autopista de cuota, caminos rurales y alimentadores.

Como se ha analizado anteriormente, el gobierno actual le ha dado la debida importancia al problema carretero siendo un rubro que impacta a la economía nacional de una manera importante. A través de los 371 mil 936 kilómetros de carreteras del país circulan entre la mitad y dos tercios del transporte de carga (de acuerdo a la SCT, 500 millones de toneladas por año) y virtualmente todo el tráfico de pasajeros, del orden de 3 mil 250 millones de movimientos. Entonces, es de vital importancia que los pavimentos y en especial su superficie de rodamiento se encuentren en perfecto estado pues es la capa más importante y la cual está en contacto directo con el usuario.

Sin embargo, las vías construidas con pavimentos flexibles, han presentado problemas generados por procesos constructivos deficientes, como es la mala compactación de la capa de rodadura, la cual está directamente relacionada con su funcionamiento. Además, la utilización de materiales no adecuados, tales como materiales granulares mal graduados, falta de conocimiento técnico y capacitación en el personal de las empresas dedicadas a las vías terrestres causan un mal funcionamiento de la capa de rodadura, llevándola a un deterioro prematuro como son: desprendimiento de agregado, ahuellamientos y agrietamientos.



**Figura 1.9.** Baches y agrietamientos a temprana edad.



**Figura 1.10.** Ahuellamiento

Es esencial conocer e investigar acerca de las principales causas, además de las ya mencionadas. El Gobierno Mexicano, a través de sus organismos encargados de la infraestructura vial, esto es, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) y el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), han desarrollado proyectos y programas para reducir los costos y favorecer las técnicas de construcción para carreteras (Rico et al., 1998). Entre los esfuerzos realizados para mejorar las carreteras mexicanas se encuentran los métodos como el propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el del Catálogo Técnico de uso en España, el propuesto por el Instituto Norteamericano del Asfalto y, finalmente, el propuesto por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Podría resultar fácil transferir los estudios realizados en otros países a México, pero serían inadecuados a las condiciones imperantes en nuestro país. Así pues se debería de proponer una metodología que validase el comportamiento y la construcción de pavimentos adaptados a las condiciones de México.

En lo que respecta al asfalto como uno de los principales componentes de la mezcla asfáltica para el año 2010 se produjeron en el mundo alrededor de 115 millones de toneladas de asfalto de las cuales más del 85% se utilizan en pavimentación de caminos. Europa y Estados Unidos tienen las más extensas redes viales, en Europa existen alrededor de 5.2 millones de kilómetros de los cuales

más del 90% están pavimentadas con asfalto y de los 4.0 millones existentes en Estados Unidos más del 92% están pavimentadas con asfalto. Para México 178. 000 km con el 96% de carreteras pavimentadas con asfalto.

El asfalto entró en una etapa del mundo desarrollado en un dinamismo acelerado desde el punto de vista técnico, que tiene como objetivo incrementar la certidumbre en cuanto al desempeño de los pavimentos asfálticos y aumentar la durabilidad de estos, una vida promedio de 9 años sin tratamientos mayores, de 20 años con tratamientos superficiales y de 40 años con reposición de capas de rodadura es el objetivo perseguido y alcanzado en otros países. Es por una de las razones principales que en México se ha creado una asociación capaz de regular el uso de el asfalto en las mezclas (AMAAC, Asociación Mexicana del Asfalto A.C.) con el fin de lograr los objetivos alcanzados en países desarrollados y que está constituido por investigadores, empresarios y usuarios del asfalto en pavimentaciones, dentro del cual existen dos parámetros importantes en el diseño y desempeño de los pavimentos de altas prestaciones como son el Módulo Dinámico y las Leyes de Fatiga, recomendados para tránsitos muy altos superiores a 30 000 000 de ejes equivalentes como son carreteras federales, autopistas de cuota importantes, vialidades suburbanas en ciudades muy grandes. Sin embargo, en México estos parámetros no han sido evaluados y hasta el momento estos parámetros han sido de alguna manera estimados por los diseñadores de mezclas asfálticas para cumplir con un espesor adecuado a su conveniencia (menor inversión en la capa de rodadura) y por lo tanto en espesores inadecuados que resultan en pavimentos asfálticos de mala calidad.

Es por eso que resulta necesario estudiar dichos parámetros con el objetivo de determinar la vida útil del pavimento así como sus espesores además de estudiar los materiales pétreos de mayor uso en la República Mexicana como son: basalto, caliza y granito y de esta manera saber si los valores que se han usado para los materiales pétreos en el diseño de espesores y vida útil es correcto o estos valores deben sustituirse por otros.

# 2 Marco teórico

## 2.1. Conceptos básicos

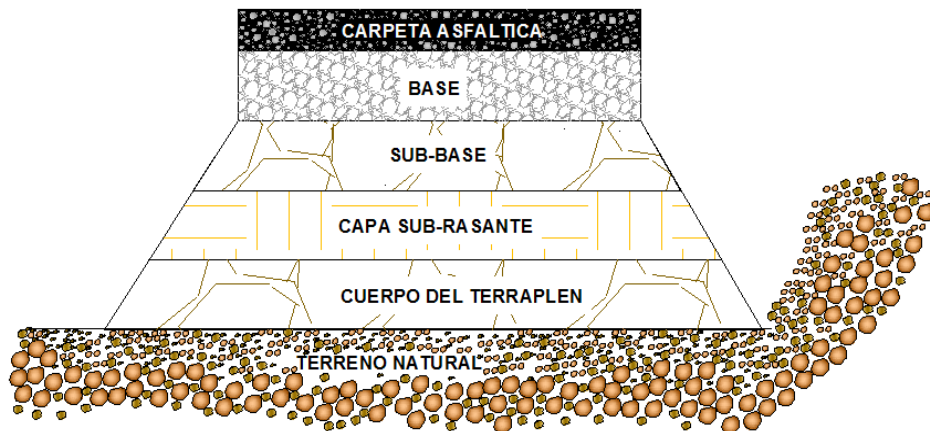
Los pavimentos son el conjunto de materiales que soportan, de manera directa, las cargas generadas por el tráfico, absorbiendo los esfuerzos horizontales y parte de los verticales. Estos se dividen en dos grupos: rígidos y flexibles, aunque en ocasiones se tiene en cuenta un tercer grupo conocido como semi-rígido (fuera del alcance de esta tesis).

Los pavimentos rígidos presentan una capa de rodadura construida con concreto hidráulico, que funciona como elemento estructural, asegurando la distribución de las cargas verticales sobre un área mayor y reduciendo, de esta manera, las deflexiones (deformaciones elásticas en superficie). Mientras que los pavimentos flexibles, que son el tema que nos ocupa en esta tesis, están constituidos por dos grandes bloques, terracerías y capas estructurales (de abajo a arriba) que a su vez, se dividen en varias capas. En las terracerías se encuentran: el cuerpo del terraplén, la capa subyacente (no siempre) y la subrasante. En las capas estructurales se localizan: la sub-base, base y carpeta asfáltica (véase **Figura 2.1**). La función principal de esta última, es transmitir las cargas de los vehículos a las capas inferiores a través de fenómenos de fricción y cohesión entre las partículas de los materiales que constituyen dichas capas inferiores.

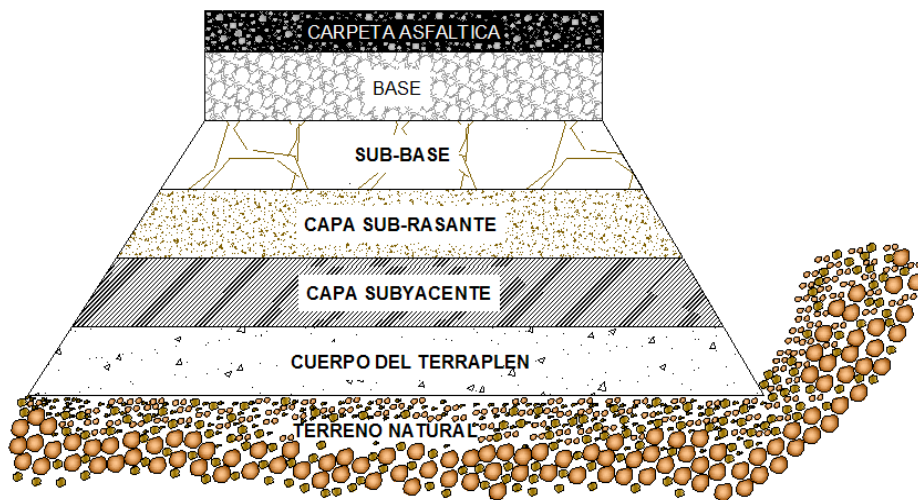
Entre las características más comunes de los pavimentos flexibles se encuentran: (Moreno 2009).

1. La *resistencia estructural*: relacionadas con las de los materiales empleados en las capas del pavimento, en particular, las mecánicas, y con los espesores de estas capas. Su diferente deformabilidad da lugar a tensiones o a las deformaciones de los planos de contacto; por ello, el proyecto de una capa ira de acuerdo con el de las restantes a fin de conseguir un buen comportamiento estructural en conjunto.
2. La *durabilidad*: característica relacionada con la capacidad de soporte y la resistencia a la desintegración superficial (raveling) del pavimento y que determina el tiempo de funcionalidad o capacidad de servicio de una mezcla o pavimento asfaltico
3. Los requerimientos de *conservación*: son el conjunto de actividades que se realizan para mantener en buen estado las condiciones físicas de los diferentes elementos que constituyen la vía y, de esta manera, garantizar que el transito sea cómodo, seguro, fluido y económico (Zarate, 2011).

4. Los *costos*. Característica que está relacionada con la calidad de los materiales y mano de obra. La cual representa la fabricación y prestación de un servicio carretero.
5. La *seguridad*: característica necesaria para el usuario, ya que involucra características importantes tales como, la resistencia al deslizamiento, la regularidad transversal, y la visibilidad (marcas viales).
6. La *comodidad*: propiedad funcional entre las que se encuentran, el ruido, la regularidad transversal, longitudinal y la visibilidad.



**Figura 2.1.** Sección transversal sobre un terraplén de una obra vial con una intensidad de tráfico baja a media. Las terracerías están formadas por un cuerpo de terraplén en la parte superior seguida de una capa sub-rasante colocándose el pavimento sobre esta capa.



**Figura 2.2.** Sección transversal sobre un terraplén de una obra vial con una intensidad de tráfico de media, alta y muy alta. Las terracerías están formadas por un cuerpo de terraplén en la parte superior seguida de una capa subyacente (50 cm. de espesor) y una capa subrasante (mínimo 30 cm. de espesor), y finalmente sobre esta capa se coloca el pavimento

## 2.2. Características funcionales y estructurales de los pavimentos

Los pavimentos deben contar con determinadas características funcionales, que se proyectan directamente a las condiciones iniciales de la superficie del pavimento y que afectan especialmente a los usuarios. Adicionalmente, deberán cumplir con ciertas características estructurales que interesan especialmente a los técnicos dedicados al diseño y construcción de pavimentos (Moreno 2009).

De todo lo anterior se desprende que las características que debe de cumplir un pavimento son:

- a) Tener unas propiedades mecánicas tales que permitan soportar las cargas generadas por el tráfico sin fallo alguno y con deformaciones que no sean permanentes.
- b) La regularidad superficial del pavimento, tanto transversal como longitudinal que de manera afecta a los usuarios y que está estrictamente relacionado en función de las longitudes de onda de las deformaciones y de la velocidad de circulación. Además, estas características tienen relación a la facilidad para evacuar el agua superficial, que afecta a la seguridad del usuario y así evitar el efecto de acuaplaneo.
- c) Las propiedades de reflexión luminosa que son de vital importancia para la circulación nocturna y el diseño del señalamiento horizontal y vertical.
- d) El desagüe superficial eficiente que evite formar el espesor de la película de agua, proyección y pulverización de agua. Además de pendientes adecuadas que conduzcan el agua hacia las obras de drenaje.
- e) Ofrecer una superficie de rodadura que tenga la suficiente rugosidad para garantizar una adecuada fricción entre la rueda y el pavimento, así como un color de superficie que no sea reflejante, para evitar, de este modo, los deslumbramientos.

Todas estas características por su parte están relacionadas con las de los materiales empleados en las distintas capas de la estructura del pavimento, en particular las mecánicas y los espesores de las capas. Un análisis mecánico da una idea de los efectos que generan las cargas del tránsito, en cuanto a estados de esfuerzo, deformaciones unitarias y deflexiones. Es decir, si se conocen las leyes de fatiga de los materiales, se podrá estimar el número de repeticiones de carga que puede soportar las distintas capas así como su durabilidad y por tanto la del pavimento en conjunto.

### 2.3. Factores a considerar en un proyecto de un pavimento

Un proyecto de un pavimento debe perseguir una optimización desde el punto de vista de resistencia y funcionalidad de la estructura, con un costo general de la obra mínimo en el que se incluye los costos de construcción, conservación, rehabilitación y operación de un periodo que comprende de 15 a 40 años (Zarate, 2011).

Adicionalmente para un proyecto de pavimentación. El análisis de los costos debe completarse con una previsión del comportamiento del pavimento durante su vida de diseño, las conservaciones que deberá tener y su costo actualizado y, finalmente una estimación de futuros refuerzos, estructurales, renovaciones superficiales e incluso reconstrucciones. Los costos del usuario relacionados con la comodidad, seguridad y con las demoras que se puedan generar en vialidades relativamente congestionadas por los trabajos de conservación y repavimentación. Es importante mencionar que cada tipo de pavimento se asocie a los requerimientos de pavimentación necesario. Con el único fin de poder estimar económicamente cada una de las opciones consideradas.

En cuanto al diseño de los pavimentos existen varios métodos que han sido desarrollados por diferentes organismos cuya aplicación se basa en factores como:

1. *Tránsito*: es este sin duda el principal factor para el diseño. Las cargas más pesadas por eje durante el proyecto son las que más interesan (simple, tándem o triple). Sin embargo en el caso de proyectos con carriles múltiples podrá realizarse un diseño con estructura y espesores diferentes que vayan de acuerdo con el tránsito asignado para cada carril. La repetición de cargas y la acumulación de efectos como la fatiga o deformación permanente son aspectos fundamentales para los cálculos. Por otra parte se tendrán en cuenta las máximas presiones de contacto, las solicitaciones tangenciales en tramos de importancia, las velocidades de aplicación y la canalización del tránsito. El tránsito generalmente se establece como número de ejes acumulado de 82 KN (1800 lb), en el periodo de diseño.
2. Para la *capa subrasante*, siendo la capa de apoyo de la estructura del pavimento. Como parámetro fundamental para las capas granulares se emplea la capacidad de soporte o la resistencia a la deformación por esfuerzo cortante bajo las cargas de tránsito, además debe considerarse la susceptibilidad a la humedad que afecta a su resistencia como a los eventuales cambios de volumen (expansión-contracción). Por lo general el parámetro de

resistencia utilizado para caracterizar la resistencia de los materiales es el valor relativo de soporte.

3. *Clima*. Es un factor aun no muy tomado en cuenta en el diseño. Normalmente debería ser tomado en cuenta cuando se seleccionan los materiales y en determinados elementos secundarios en el pavimento como son las obras de drenaje. Dentro del diseño de la estructura del pavimento es de interés el comportamiento bajo condiciones de temperatura y humedad.
4. La elección de *Los materiales disponibles* es determinante para la estructura del pavimento y que afectara en la parte técnica y económica. Por una parte se tomarán en cuenta los materiales disponibles en las zonas cercanas. Además de la calidad requerida debe verificarse el volumen y la cantidad disponible, el suministro y su precio, determinado principalmente por la distancia de traslado. Por otro lado se consideraran los materiales básicos de mayor costo, como cementantes, estabilizadores, modificadores de asfalto, así como la experiencia en su uso y manejo. En general los materiales a usarse en las capas del pavimento se encuentran estandarizados, sin embargo en los últimos años la tendencia a emplear materiales locales, reciclados, marginales, y también nuevos como los modificadores asfálticos.
5. *Drenaje y subdrenaje* el agua es una de los factores que degradan en mayor escala al pavimento, por lo que es importante considerar su rápido desalojo de la superficie, incluyendo la subrasante. Para obtener un mejor comportamiento del pavimento el proyectista debe reconocer que el agua puede entrar de varias maneras, mediante grietas, baches y juntas, jardineras y camellones, fugas en los sistemas de drenaje y agua potable, ascensión capilar, posición de nivel freático, etcétera.

El agua afecta a la estructura del pavimento y sus materiales de varias maneras modificando y alterando algunas de sus propiedades como:

- Cohesión.
- Resistencia al esfuerzo cortante.
- Expansión- contracción.
- Efecto de congelamiento-deshielo
- Grado de compactación
- Erosión
- Corrosión

- Envejecimiento de los asfaltos
- Adherencia entre agregado y asfalto

Por estas razones, se deben proponer y asegurar las medidas para sistemas de drenaje y subdrenaje que actúen con efectividad, captando, conduciendo y evacuando el agua sin afectar al pavimento o a la capa subrasante (Zarate, 2011).

#### **2.4. Principales materiales básicos empleados en los pavimentos**

Algunos de los materiales básicos usados en la construcción de pavimentos se encuentran:

- ✓ Suelos granulares seleccionados.
- ✓ Agregados naturales, cribados y /o triturados parcialmente.
- ✓ Agregados producto de trituración total y cribados.
- ✓ Agregados procedentes de procesos de reciclado.
- ✓ Productos asfálticos como cemento y emulsiones, con o sin agentes modificadores.
- ✓ Productos cementantes y estabilizadores, como cemento Portland, cal, etcétera.
- ✓ Agua.
- ✓ Productos geosintéticos, como geotextiles, geomallas, geodrenes, etcétera.
- ✓ Varios tipos de material, como productos especiales para sellado de juntas, grietas, fibras. Etcétera.

Los suelos y agregados, incluyendo los productos cementantes, modificadores y estabilizadores tienen un uso comúnmente para ser usados en los siguientes elementos.

- ✓ Capas de agregados granulares como sub-base, base y capa subrasante.
- ✓ Materiales granulares estabilizados o tratados, entre los que destacan los suelos estabilizados con cemento, cal o productos asfálticos, mezclados in situ o en planta.
- ✓ Tratamientos superficiales y riegos asfálticos, que comprenden los riegos de impregnación, ligado y sellado, las lechadas asfálticas, morteros asfálticos, carpetas delgadas de granulometría abierta, entre otros.
- ✓ Mezclas asfálticas como mezclas en caliente o en frío, mezclas densas o abiertas, entre otras.

## 2.5. Usos de las mezclas asfálticas en México

Los pavimentos flexibles más comunes son los riegos con gravilla y las mezclas asfálticas. Los primeros se aplican para tráficos de baja intensidad, para impermeabilizar y para restaurar la textura de los pavimentos existentes, mientras que los segundos se emplean en pavimentos de carretera para tráficos con intensidades medias y altas y en vías urbanas (protocolo AMAAC., 2008).

En esta tesis nos vamos a enfocar en las mezclas asfálticas, las cuales, de acuerdo al Protocolo AMAAC (2008) consisten en una combinación de agregados pétreos, gruesos y finos, y un ligante hidrocarbonado, de manera que los primeros quedan cubiertos por una película continua del asfalto. Para el correcto funcionamiento del pavimento, no sólo es necesario que todos los componentes, por separado, de la mezcla tenga una calidad determinada por las normas vigentes en cada país, sino que su combinación, como mezcla, también cumpla con los criterios de calidad establecidos en cada caso.

## 2.6. Tipos de mezclas asfálticas

De acuerdo a la norma de la Secretaria... N-CMT-4-04-08 (SCT, 2008); las mezclas asfálticas se pueden clasificar, de acuerdo a su composición, de la siguiente manera:

- a) Granulometría densa.
- b) Granulometría abierta.
- c) Granulometría discontinua, tipo SMA.
- d) Mortero asfáltico.
- e) Carpeta por el sistema de riego.
- f) Mezclas asfálticas para guarniciones.

Sin embargo, estas mezclas también se podrían clasificar a partir de propiedades tales como su composición y estructura interna de los materiales pétreos, su temperatura de fabricación, su proporción de vacíos en la mezcla y su granulometría, entre otras. En el primer caso se pueden distinguir entre mezclas sin y con esqueleto mineral:

- a) Las mezclas *sin esqueleto mineral* se caracterizan por su alto contenido de asfalto o ligante, el cual mezclado uniformemente con el filler, también conocido como polvo mineral, forma un mástico donde se encuentran adheridas las demás partículas del material pétreo. Estas mezclas suelen ser impermeables, y se caracterizan por un bajo

contenido de huecos (0 – 2 %), siendo directamente dependiente su comportamiento mecánico de las características del ligante asfáltico. (Moreno, 2009)

- b) Las mezclas *con esqueleto mineral* contienen, relativamente, poco ligante, por ende, el material pétreo es el que define directamente la estructura interna de la mezcla, la función del ligante es o del mastico asfáltico según sea el caso de en volver y aglutinar los pétreos y rellenar los huecos que éste dejó, cuanto mayor sea el agregado y los huecos en la mezcla mas dependerá su comportamiento de la estabilidad y la resistencia del esqueleto mineral. Dentro de esta topología y de acuerdo con el tamaño máximo del agregado se pueden distinguir entre los morteros asfálticos y los aglomerados asfálticos. A su vez, los aglomerados asfálticos se suelen clasificar de acuerdo a la compacidad de la mezcla.

En segundo lugar, en base a su temperatura de fabricación, las mezclas asfálticas se catalogan más comúnmente como mezclas en frío, a partir de emulsiones asfálticas o a partir de asfaltos fluidificados, o bien en caliente, usando asfaltos de penetración.

Los aglomerados asfálticos suelen clasificarse de acuerdo a la compacidad de la mezcla, la cual se basa en la cantidad de huecos en la mezcla que van desde 0 hasta 20 % y se subdivide en las siguientes cuatro clases (**Tabla 2.1**).

**Tabla 2.1.** Clasificación de las mezclas asfálticas (instituto del asfalto EUA, 1994)

<b>Cerrados</b>	<b>Con un índice inferior o igual al 5%</b>	<b>Densos</b>
<b>Semi-cerrados</b>	Con un índice de huecos superior al 5% e inferior o igual a 10%.	
<b>Semi-abiertos</b>	Con un índice de huecos superior al 10% e inferior o igual al 15%	<b>Semi-densos</b>
<b>Abiertos</b>	Con un índice superior o igual al 15%	<b>Abiertos</b>

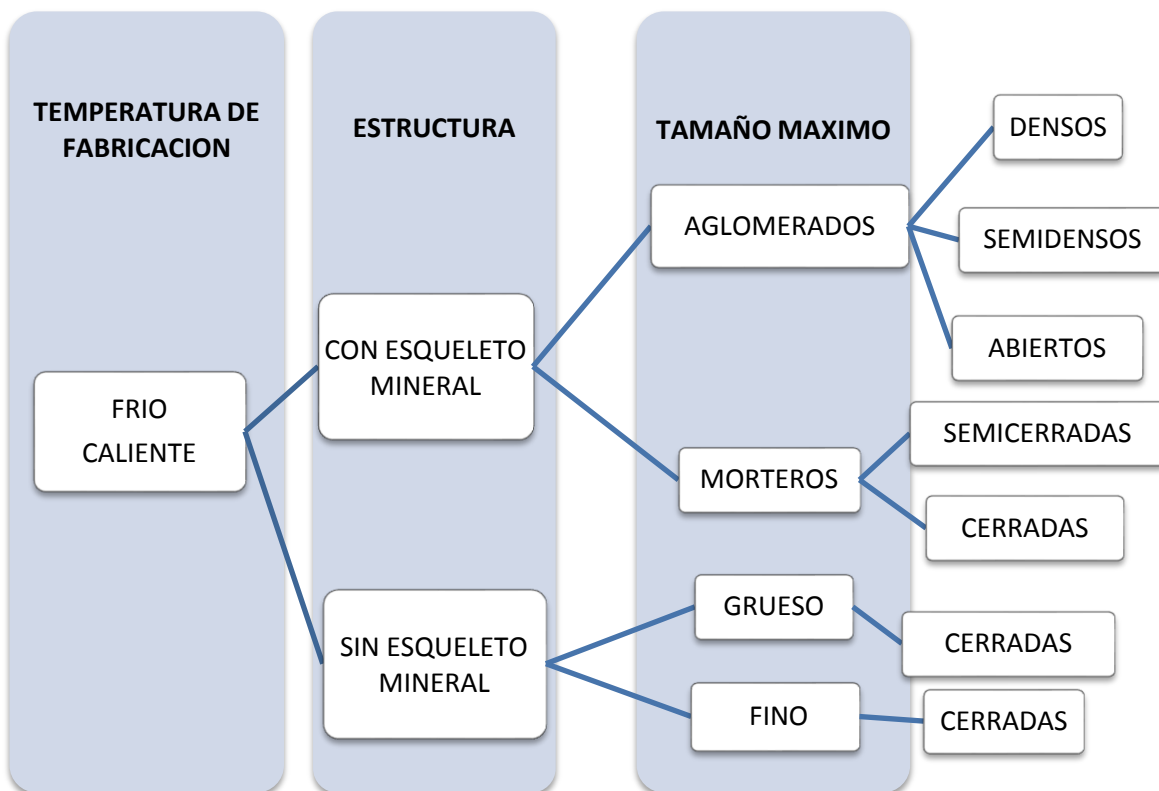
O bien las mezclas se subdividen también en tres clases en base a su compacidad teniendo como referencia la **Tabla 2.2**.

**Tabla 2.2.** Clasificación alternativa de las mezclas asfálticas (instituto del asfalto EUA, 1994)

Densos	Semi-densos	Abiertos
índice o porcentaje de vacios inferior o igual al 10 %	índice o porcentaje de vacios superior o igual al 15 %	porcentaje de huecos superior al 15 %

En la **figura 2.3** se han recopilado los diferentes tipos de mezclas de acuerdo a su temperatura de fabricación, estructura de la mezcla, a partir de emulsiones de asfalto o a partir de asfaltos fluidificados, o bien a partir de asfaltos de penetración, tamaño máximo del material pétreo usado y el tipo de mezcla. En donde se consideran los diferentes tipos de mezclas antes mencionadas.

Finalmente las mezclas se clasifican según la granulometría de los áridos, para lo cual se clasifican en continuas y discontinuas.



**Figura 2.3.** Tipos de mezclas en frio y en caliente (basada en Bolzan, 2003)

## 2.7. Diseño de mezclas asfálticas

El diseño de una mezcla consiste, principalmente, en la selección del tipo y la granulometría del material pétreo que se utilizará, así mismo el tipo y porcentaje de ligante asfáltico, con el objeto

de cumplir con las especificaciones del proyecto en relación a las propiedades requeridas por la mezcla.

**Tabla 2.3.** Propiedades de la mezcla a analizar en un diseño (instituto del asfalto EUA, 1994)

PROPIEDAD	DEFINICION	VARIABLES DEPENDIENTES				
<b>RIGIDEZ</b>	Relación tensión/deformación a una temperatura y tiempo de carga especificados	Granulometría del material pétreo	Rigidez del asfalto	Grado de compactación	Textura superior del material pétreo	
<b>ESTABILIDAD</b>	Resistencia a la deformación permanente.					
<b>DURABILIDAD</b>	Resistencia a los efectos climáticos (aire y agua ) y a la acción abrasiva del trafico					
<b>RESISTENCIA A LA FATIGA</b>	Habilidad de la mezcla a flexionarse repetidamente sin fracturarse		Rigidez del asfalto	Grado de compactación	Contenido del asfalto	Naturaleza del asfalto
<b>CARACTERISTICAS DE FRACTURA</b>	Resistencia de la mezcla a la fisuración por tensiones de tracción					
<b>RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO</b>	Capacidad de la mezcla para proveer un adecuado coeficiente de fricción, entre el neumático y el pavimento en condiciones húmedas			Textura y resistencia al pulimento del material pétreo		Sensibilidad al agua
<b>PERMEABILIDAD</b>	Capacidad del aire, agua o vapor de agua para moverse dentro y a través de la mezcla			Grado de compactación		

--	--	--	--	--	--	--

Las proporciones y la selección adecuada de los componentes de una mezcla están supeditadas, no sólo al conocimiento de sus propiedades más significativas para la mezcla en sí, sino el efecto que realizan cada una de sus componentes, individualmente y en conjunto. Por consiguiente, el diseño de una mezcla debe de tener en cuenta aspectos tales como:

- ✓ La viscosidad del asfalto, para asfaltos vírgenes
- ✓ Tolerancias muy estrictas para la granulometría
- ✓ Una alta calidad de la mezcla en aspectos como: calidad de la envuelta, compacidad y homogeneidad
- ✓ La calidad de los materiales pétreos (limpieza, resistencia mecánica)
- ✓ La calidad como capa de rodadura (durabilidad, estabilidad, tenacidad)
- ✓ Calidad de desempeño como capa de rodadura (regularidad, textura, comodidad)
- ✓ Control de calidad durante la fabricación (clasificación de los materiales pétreos en varias fracciones y la aportación del filler)

Asimismo, es importante mencionar que en ocasiones, el diseño de la mezcla está sujeto a cambios en relación a las propiedades estructurales para la sección del pavimento donde se extenderá la mezcla; a pesar de que es un aspecto sumamente relevante, no será considerado en este estudio.

## 2.8. Ventajas de las mezclas asfálticas

Las mezclas asfálticas se han convertido actualmente en uno de los materiales básicos en la construcción de pavimentos, tanto para carreteras, como para aeropuertos y vías urbanas, entre otros.

Entre las ventajas que presentan las mezclas asfálticas se encuentran las que a continuación se describen (Moreno, 2009):

*Facilidad de fabricación:* las mezclas asfálticas suelen ser fáciles de producir y elaborar facilitando y aumentando el uso en la construcción de pavimentos. Un claro ejemplo son las emulsiones asfálticas facilitando que la envuelta de los materiales pétreos pueda realizarse en frío con el uso de mezcladoras y plantas muy sencillas, logrando una gran cantidad de envuelta. Por otra parte las

plantas en caliente son más complejas, pero logran alcanzar una mayor calidad y uniformidad del material pétreo.

*Manejabilidad:* las mezclas bituminosas son materiales muy manejables que pueden ser colocados empleando extendedoras en capas de una gran regularidad. Esto permite a la superficie contar con un grado de lisura alto con el objeto de brindar comodidad al usuario. Además dependiendo de la granulometría usada se logra una macro textura óptima para la circulación segura y silenciosa de los vehículos.

*Estabilidad.* Tras su extendido y compactación, las capas de mezcla asfáltica logran una elevada estabilidad, lo que logra soportar las cargas de los vehículos pesados. Esta propiedad depende de la composición y materiales empleados en la fabricación de la mezcla. Por lo cual esta es una de las propiedades importantes a controlar durante el proceso de selección y fabricación de los materiales dentro de la mezcla. Esta propiedad siempre es posible de alcanzar, incluso para temperaturas extremas usando asfaltos modificados, duros o incluso recurriendo a formulaciones especiales.

*Flexibilidad.* Característica importante para la caracterización de las mezclas asfálticas, esta propiedad permite al pavimento que se pueda adaptar a las pequeñas deformaciones del pavimento sin fisurarse y que puedan seguir los movimientos de dilatación y retracción térmica sin agrietarse, haciendo la excepción a temperaturas frías. El comportamiento visco-elástico del asfalto y mezcla asfáltica amortigua las vibraciones de los neumáticos, lo que hace de los pavimentos flexibles más cómodos en comparación de los pavimentos rígidos. El hecho de que podamos asignar a las mezclas las propiedades contrapuestas es debido a su comportamiento reológico.

*Tenacidad:* esta propiedad permite a los pavimentos soportar una gran cantidad de aplicaciones de cargas sin fisurarse. Para cada aplicación de carga las capas asfálticas del pavimento son sometidas a fuerzas de flexo tracción produciendo una deformación a tensión en la parte inferior de la capa, desapareciendo al retirar la carga, la tenacidad de la mezcla permite soportar un gran número de cargas hasta que la mezcla se fisura.

- ✓ El fallo de la mezcla bajo alguna sollicitación de carga se llama fisuración.
- ✓ Cuanto mayor sea la tenacidad de la mezcla, mayor será la resistencia a la fatiga de la mezcla.
- ✓ A mayor porcentaje de ligante, mayor será la tenacidad de la mezcla.
- ✓ La tenacidad de la mezcla dependerá de las características del ligante empleado.

La *estabilidad* es la capacidad para resistir las tensiones que provocaran esas cargas del tráfico con unas deformaciones tolerables, cuando un pavimento cuenta con esta característica es capaz de mantener su lisura y forma bajo cargas repetidas, por otra parte si es inestable, desarrolla ahuellamiento, ondulaciones y otros defectos que indican cambios y disminución de la calidad y servicio de la mezcla. Los requisitos de estabilidad pueden establecerse después de un estudio del tráfico y de las condiciones climáticas en las que se desarrollara la mezcla. Debido a que las especificaciones de estabilidad deben ser lo suficientemente altas para soportar de forma adecuada el tráfico esperado a la temperatura de servicio.

La *resistencia* a las *deformaciones* es una propiedad compleja y depende principalmente de la fricción y la cohesión interna de la mezcla. La fricción interna entre partículas de material pétreo tales como forma y textura superficial.

**Tabla 2.4.** Causas y efectos relacionados con la baja estabilidad (Instituto del asfalto EUA, 1996).

<b>ESTABILIDAD BAJA</b>	<b>Causa</b>	exceso del porcentaje de asfalto en la mezcla
		exceso de arena de tamaño medio en la mezcla
		material pétreo con pocas o ninguna cara de fractura
	<b>Efecto</b>	Ondulaciones, ahuellamiento o exudación
		Baja resistencia durante la compactación y dificultad para la compactación.
		Ahuellamiento

La *cohesión* es el resultado de la capacidad ligante del asfalto, la combinación de fricción y cohesión interna impiden que las partículas de material pétreo se deslicen unas respecto de otras. Ocasionadas por el efecto del tráfico. Por lo tanto cuanto más angular sea la forma de las partículas y más áspera su textura superficial, más alta será la estabilidad de la mezcla. En cuanto a la cohesión, esta incrementa con aumentos de la viscosidad del asfalto y el descenso de la temperatura del pavimento. Con respecto al contenido de asfalto de la mezcla. Existe un nivel hasta el cual la cohesión aumenta y luego la película es demasiado gruesa y provoca pérdidas de fricción en la mezcla. Debido al exceso de ligante provocando inestabilidad a la hora de compactar, y la pérdida de contacto o fricción entre las partículas del esqueleto mineral.

En la se presentan las causas y efectos relacionados con la baja estabilidad, planteada por el instituto del asfalto EUA.

La *Durabilidades* una de las características de las mezclas asfálticas que se relaciona con la resistencia a la acción del tráfico y de la intemperie, ambos agentes de deterioro aumentan su efecto con el paso del tiempo, lo cual normalmente sucede tras varios años de servicio. La durabilidad de la mezcla depende de la cohesión, la resistencia a la acción abrasiva del tráfico, resistencia a los efectos del agua, resistencia al envejecimiento del ligante, todos estos factores relacionados con la composición de la mezcla y con la calidad de los materiales empleados en la mezcla. Estas características vienen determinadas directamente por las propiedades y naturaleza de los materiales que la componen y sobre los porcentajes utilizados para cada uno de ellos en su composición.

A continuación se presentan en la **Tabla 2.5**, algunas de las causas de la poca durabilidad en una mezcla asfáltica propuestas por el instituto del asfalto (EUA, 2004).

**Tabla 2.5.** Causas y efectos de una poca durabilidad (EUA, 2004).

<b>POCA DURABILIDAD</b>	<b>Causas</b>	bajo contenido de asfalto
		alto contenido de vacios debido al diseño o falta de compactación
		áridos susceptibles al agua (hidrófilos)
	<b>Efectos</b>	endurecimiento rápido del asfalto seguido por agrietamiento o desintegración
		endurecimiento temprano del asfalto seguido por agrietamiento o desintegración
		desprendimiento de la película de asfalto, resultando un pavimento desgastado o desintegrado

*Impermeabilidad* es la resistencia al paso del agua y aire hacia el interior de la mezcla. Esta propiedad va relacionada con el porcentaje de huecos en la mezcla y densidad de la mezcla compactada, aun que el grado de impermeabilidad esté relacionado con el número de huecos, las mezclas y especificaciones presentan límites para cada tipo de mezcla.

En la **Tabla 2.6** se presentan las causas de impermeabilidad expuestas por el instituto del asfalto (Asphalt Institute EUA, 1998).

**Tabla 2.6.** Causas y efectos con respecto a la permeabilidad (instituto del asfalto. 1998).

Mezclas permeables	causa	<b>bajo contenido de asfalto</b>
		alto contenido de asfalto

		compactación inadecuada
	<b>efecto</b>	envejecimiento prematuro de la mezcla y desprendimiento del agregado
		oxidación y desintegración de la mezcla por aire y agua
		debido al gran porcentaje de agua el agua provoca oxidación

*Trabajabilidad* es la capacidad y facilidad con que una mezcla puede ser extendida y compactada y depende directamente de la granulometría y tipo de material usado. El agregar material fino (arena de tamaño medio) a una mezcla puede disminuir la segregación de una mezcla o un mayor contenido de ligante siempre cuidando las especificaciones para cada tipo de mezcla de acuerdo a sus especificaciones en cuanto a límite de huecos y estabilidad. El exceso de relleno mineral puede afectar la trabajabilidad de la mezcla proporcionándole demasiada viscosidad, haciendo más difícil la compactación de la misma; Sin embargo una mezcla muy trabajable puede ser demasiado inestable y difícil de compactar.

En la **Tabla 2.7** se exponen las causas y efectos de una mala trabajabilidad expuestas por el instituto del asfalto (Asphalt Institute EUA, 1994).

*Flexibilidad:* es la capacidad de un pavimento para adoptar posiciones y movimientos en la estructura del pavimento, en su mayoría estos movimientos son producidos por asentamientos en la explanada. Para no romperse o fracturarse con mucha facilidad, las mezclas de granulometría abierta con un alto porcentaje de ligante presentan mayor flexibilidad que una mezcla densa con bajo contenido.

*Resistencia a la fatiga:* es la resistencia a la flexión bajo repetidas cargas de tráfico, la cual comienza a manifestarse en el pavimento por una pérdida de rigidez y posteriormente la aparición de grietas (piel de cocodrilo). La causa de este comportamiento se debe al comportamiento elástico de las mezclas cuando los vehículos pesados ejercen una presión a bajas temperaturas y una alta velocidad. Estas cargas que normalmente son menores a la de rotura producen un agotamiento progresivo por fatiga del material.

**Tabla 2.7.** Causas y efectos de una mala trabajabilidad (Instituto del asfalto EUA, 1994).

<b>MALA TRABAJABILIDAD</b>	<b>Causas</b>	<b>Tamaño máximo para agregado grueso</b>
		Exceso de material pétreo grueso
		Temperatura muy baja en el proceso de mezclado
		Exceso de arena de tamaño medio
		Bajo contenido de relleno material
		Alto contenido de relleno material
	<b>Efectos</b>	Dificultad para colocar
		Dificultada para compactar
		mezcla poco durable, material pétreo sin cubrirse completamente, dificultad para compactar
		Mezcla que tiende a desplazarse
		Muy permeable
		Difícil de manejar y mezcla muy viscosa

Los factores que afectan la resistencia a la fatiga de la mezcla son las características propias, cuando el porcentaje de huecos de la mezcla aumenta, esto por diseño o por una compactación deficiente o incompleta, también el envejecimiento del asfalto contribuye a disminuir este factor.

En la **Tabla 2.8** se exponen los factores que influyen en la baja resistencia a la fatiga.

*Resistencia al deslizamiento:* es la capacidad de una superficie para disminuir el deslizamiento de las ruedas sobre la superficie bajo condiciones húmedas (lluvia), si una mezcla ofrece una alta resistencia al deslizamiento, el neumático presenta una mayor superficie de contacto con el pavimento en lugar de deslizarse sobre la película delgada de agua, fenómeno conocido como hidroplaneo.

**Tabla 2.8.** Causas y efectos relacionados con mala resistencia propuesta por el instituto del asfalto EUA (1994).

<b>Mala resistencia a la fatiga</b>	<b>Causas</b>	<b>Bajo contenido de asfalto</b>
		Alto contenido de vacíos
		Falta de compactación
		Espesor insuficiente de capas
	<b>Efectos</b>	Agrietamiento por fatiga
		Envejecimiento temprano del asfalto
		Envejecimiento temprano del asfalto y agrietamiento del pavimento
		flexión excesiva

Es evidente que una mezcla con una superficie rugosa será mucho más resistente que una lisa, esta característica la determina la granulometría de la mezcla

En la siguiente **Tabla 2.9** se exponen las causas y efectos de una baja resistencia al deslizamiento.

**Tabla 2.9.** Causas y efectos relacionados con la poca resistencia al deslizamiento (Instituto del asfalto EUA, 1994).

<b>Poca resistencia al deslizamiento</b>	<b>Causas</b>	<b>Exceso de asfalto</b>
		Material pétreo mal graduado o con mala textura
		Material pétreo pulido en la mezcla
	<b>Efectos</b>	Exudación y poca resistencia al deslizamiento
		Pavimento liso, hidroplaneo
		Poca resistencia al deslizamiento

## 2.9. Mezclas densas en caliente

De todas las anteriormente mencionadas, las que van a tenerse en cuenta en esta tesis son las de granulometría densa.

Las mezclas densas son utilizadas para la construcción de capas de rodadura de pavimentos de altas prestaciones, así como capas estructurales y se encargan de proveer al usuario una superficie cómoda y segura para su tránsito.

Una mezcla asfáltica en caliente consiste en una combinación de agregados que son uniformemente mezclados y cubiertos con cemento asfáltico. Para secar los agregados y obtener suficiente fluidez del cemento asfáltico para un apropiado mezclado y trabajabilidad, ambos deberán ser calentados para su mezclado dando origen a una “mezcla en caliente” y sobre la cual se sub-clasifican las mezclas densas las cuales se definen como: la mezcla en caliente, uniforme y

homogénea, elaborada con cemento asfáltico y materiales pétreos bien graduados con tamaño nominal entre treinta y siete como cinco (37,5) milímetros (1 ½ in) y nueve coma cinco (9,5) milímetros (3/8 in), que satisfagan los requisitos de seguridad establecidos en la clausula D, de la norma **N-CMT-4-04**, materiales pétreos para mezclas asfálticas. Normalmente se utiliza en la construcción de carpetas asfálticas de pavimentos nuevos en lo que se requiere una alta resistencia estructural, o en renivelaciones y refuerzo de pavimentos existentes.

### 2.10. Características del agregado pétreo

Los materiales pétreos usados para la construcción de carpetas asfálticas son suelos inertes, provenientes de playones, ríos o arroyos, de depósitos naturales de minas o rocas, los cuales generalmente requieren de un proceso de trituración o cribado para realizarse.

Entre las clasificaciones que existen de los agregados pétreos la que más se utiliza es la que se basa en su origen, según la cual se encuentran los agregados (Moreno, 2009):

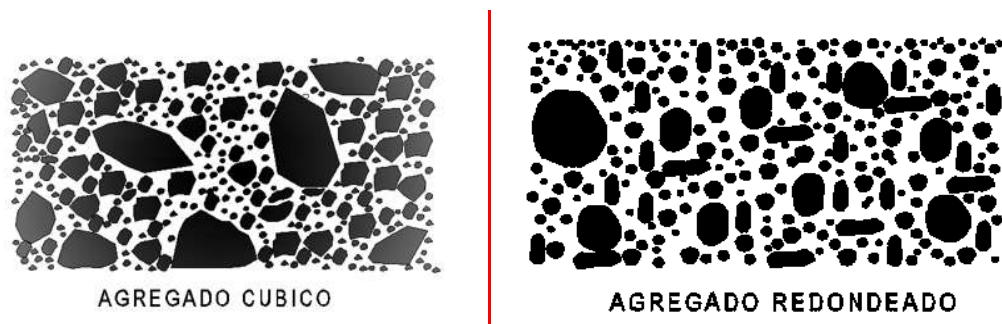
- a) *Naturales*: son llamados así porque simplemente son extraídos de depósitos fluviales o glaciares y utilizados sin ningún proceso para elaborar mezclas asfálticas en caliente y que en ingles son llamados comúnmente “back-run” o “pit-run”.
- b) *Procesados*: este tipo de agregados pueden incluir a los naturales que han sido separados en distintas fracciones según su tamaño, lavados, triturados o tratados para mejorar ciertas características de la mezcla asfáltica en caliente.
- c) *Sintéticos o artificiales*. Es cualquier material no extraído de depósitos ni explotado en canteras; en muchos casos en un sub-producto industrial.

Una amplia variedad de agregados minerales ha sido empleado para producir mezcla asfáltica en caliente. Algunos materiales son llamados agregados naturales, los cuales se extraen de depósitos pluviales o glaciares sin procesamiento alguno para elaborar mezclas asfálticas en caliente (sus siglas en ingles son HMA= Hot Mix Asphalt).

Los agregados elaborados pueden incluir a los naturales que han sido separados en diferentes fracciones, de acuerdo a su tamaño, lavados, triturados, o tratados para mejorar su comportamiento en una mezcla asfáltica. Sin embargo también en muchos casos el agregado es explotado en canteras para lo cual el más importante tratamiento o proceso al que es sometido es la trituración y la división según sus tamaños (McGennis et. al. 1994).

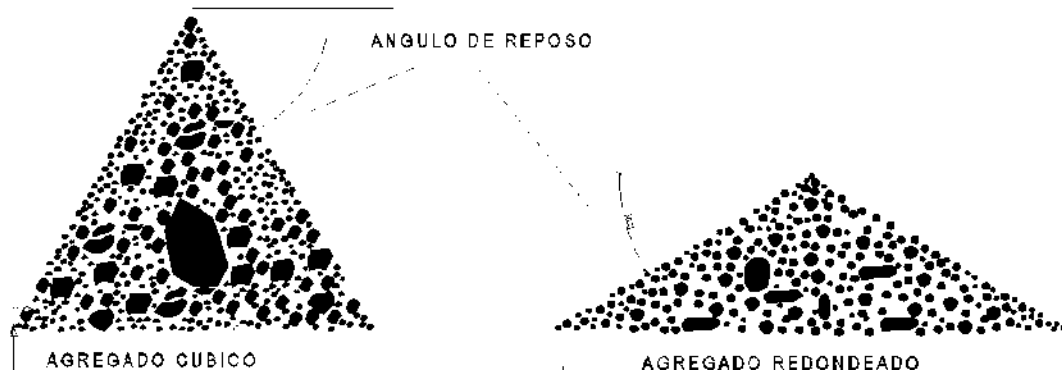
Independientemente del origen del agregado, métodos de procesamiento o mineralogía, se espera que el agregado posea un fuerte esqueleto pétreo para soportar las repetidas aplicaciones de cargas.

En función de la forma del agregado, los materiales pétreos tienen la posibilidad de clasificarse en cubico y redondeado. El material con una textura rugosa y con una buena cubicidad, presenta más resistencia que los que presentan una textura lisa y con forma redondeada (**figura 2.4**). A pesar de que una pieza de agregado redondeado pudiera contener la misma resistencia interna que una pieza angular, las partículas angulares tienden a cerrarse más apretadamente, lo que provoca una fuerte sujeción de la masa de material. Las partículas con una forma redondeada, en vez de trabarse su comportamiento tiende a deslizarse unas sobre otras. Cuando una masa de agregado recibe una carga. Es posible que dentro de la masa se genere un plano por el que las partículas sean deslizadas o cizalladas unas respecto de la otra, esto daría como resultado una deformación permanente de dicho elemento. Es en este plano donde las “tensiones de corte” superan a la “resistencia al corte” de la masa de agregados, esto desemboca en un desplazamiento y, por consiguiente, en un ahuellamiento en la mezcla. Por ende, la resistencia al corte del agregado es de mucha importancia en las mezclas asfálticas en caliente.



**Figura 2.4.** Esqueleto pétreo del agregado en la que la figura de la izquierda presenta un agregado cubico con una trabazón bien definida generando una mezcla más resistente. En la figura de la derecha se presenta un esqueleto con agregado redondeado. Es en este plano donde las “tensiones de corte”

El diferente comportamiento a la resistencia al corte de distintos agregados puede fácilmente observarse en las pilas de acopio, en las que los agregados triturados (predominantemente cúbico) forman pilas más empinadas y estables que los redondeados. En ingeniería se le llama ángulo de reposo, a la pendiente que forma la pila de acopio, el cual es mayor en las pilas de agregado triturado que en la de no triturado (**Figura 2.5**)



**Figura 2.5.** Comportamiento de las pilas de acopio de agregados cúbicos y redondeados, en la cual se observa un mayor ángulo de reposo para material pétreo de buena cubicidad y textura rugosa a diferencia de las partículas redondeadas en la que existe deslizamiento entre las partículas desplazándose hacia los lados y generando un menor ángulo de reposo (Basado en Mc Gennis et. al, 1994).

Las características principales que deben tener los agregados para una carpeta asfáltica son (Mc Gennis et. al. 1994).

- a) Granulometría.
- b) Tamaño y forma de las partículas.
- c) Dureza.
- d) Limpieza
- e) Textura de la superficie.
- f) Absorción.
- g) Afinidad con el asfalto.
- h) Peso específico.

Para evaluar estas cualidades del agregado pétreo se deben de realizar una serie de ensayos, tales como (Mc Gennis et. al. 1994):

- a) Análisis de granulometría.
- b) Índice de partículas alargadas y lajeadas.
- c) Desgaste de los ángeles.
- d) Coeficiente de limpieza.
- e) Equivalente de arena.
- f) Pérdidas de estabilidad por inmersión en agua.

**Tabla 2.10.** Descripción de ensayos asociados con su característica principal. (Basada en Moreno, 2009)

Ensayo asociado	Característica principal
<b>Análisis granulométrico</b>	Distribución de los tamaños de las partículas
<b>Índice de partículas alargadas y lajeadas</b>	Tamaño y forma de las partículas
<b>Equivalente de arena</b>	Actividad de los materiales finos o arcillosos
<b>Desgaste de los ángeles</b>	Resistencia a la fractura de las partículas
<b>Coefficiente de limpieza</b>	Limpieza
<b>Pérdidas de estabilidad por inmersión en agua.</b>	Afinidad del pétreo con el asfalto

### 2.11. Granulometría

Las capas de un pavimento normalmente tienen una proporción muy elevada de uno de los elementos de uno de los elementos de naturaleza pétreo denominados “agregados” las proporciones en las que intervienen son variables, aunque en general superiores al 90 por cien en masa y al 80 por cien en volumen. Aunque los agregados se suelen considerar como un conjunto de partículas discretas y de naturaleza inerte. Para esto se debe tener en cuenta que se pueden producir reacciones por el contacto del agua con el agregado, ligante, en las capas en las que los agregados forman parte, aportan la resistencia fundamentalmente la componente del rozamiento interno.

Los grandes volúmenes, así como su importancia técnica y económica en los pavimentos, hacen necesario estudiarlos en el laboratorio. Hay que determinar cuales, entre los agregados disponibles a un costo adecuado. Los estudios de laboratorio se llevaran a cabo sobre muestras representativas y se basan en la realización de ensayos normalizados.

La determinación de la granulometría es una característica física fundamental de cualquier conjunto compactado de partículas, ya que influye de manera relevante en su resistencia mecánica, la practica he determinado para las diferentes capas del pavimento unos husos granulométricos dentro de la cual deben encontrarse la granulometría o formula, dentro de las cuales se fijan las máximas desviaciones en obra. Normalmente se suelen utilizar granulometrías sensiblemente continuas con el objetivo de obtener su máxima compacidad del conjunto. (kraemer et al., 2004)

El tamaño mínimo de una fracción se define por la malla que retiene casi en su totalidad la casi totalidad de la fracción

En la práctica se estudian independientemente las características del árido grueso y del árido fino, la separación se establece en los 2 mm en el caso de las mezclas asfálticas, aunque

comercialmente es en ocasiones habitual que todo el material inferior a los 6 mm se dedigne como arena, sin un fraccionamiento posterior. A este respecto, cabe aclarar que un fraccionamiento por debajo de los 2 mm solo es posible en el laboratorio ya que para la práctica es muy difícil que se lleve a cabo el tamizado por la presencia de la humedad. (kraemer et al., 2004) El tamaño máximo del agregado es una determinada aplicación y viene normalmente limitado por consideraciones relativas al espesor de la capa extendida, a la trabajabilidad del material o a una eventual segregación por tamaños

## **2.12. Caracterización del asfalto.**

El asfalto es un material constituido principalmente por asfáltenos, resinas y aceites. Elementos que proporcionan características de consistencia, aglutinación y ductilidad; es sólido o semisólido a temperaturas ambientales normales, al calentarse se ablanda gradualmente hasta alcanzar una consistencia líquida

Los materiales asfálticos se clasifican en cementos asfálticos, emulsiones asfálticas y asfaltos rebajados dependiendo del vehículo que se emplee para su incorporación o aplicación como se indica en la siguiente tabla.

Las exigencias para los pavimentos flexibles en México han aumentado considerablemente en los últimos años debido a: el aumento de cargas de tráfico y cargas de ejes mayores, debiendo modificar sus características para lo que el asfalto modificado debe ofrecer unas mejores características que el asfalto convencional: baja susceptibilidad térmica, resistencia a las deformaciones plásticas, durabilidad, resistencia al flujo, adherencia con el agregado, capacidad elástica, es por eso que se ha decidido trabajar un asfalto modificado. Actualmente para caracterizar la consistencia de los asfaltos se utiliza el ensayo de penetración o el ensayo de viscosidad. Estos ensayos han sido empleados para medir el efecto de la temperatura en el comportamiento de los asfaltos, para lo cual se hace determinando la viscosidad o la penetración a dos temperaturas diferentes y graficando los resultados.

**Tabla 2.11.** Clasificaciones de los materiales asfálticos (basado en Moreno, 2009).

<b>Material asfáltico</b>	<b>Vehículo para su aplicación</b>	<b>Usos mas comunes</b>
<b>Cemento asfáltico</b>	Calor	Se utiliza en la elaboración en caliente de carpetas, mezclas, morteros y estabilizaciones
<b>Emulsión asfáltico</b>	Agua	Se utiliza en la elaboración en frío de carpetas, mezclas, morteros, riegos y estabilizaciones
<b>Asfalto rebajado</b>	solventes	Se utiliza en la elaboración en frío de carpetas y para la impregnación de bases y sub-bases hidráulicas

Si bien la viscosidad es un indicador fundamental del flujo, solamente proporciona información sobre el comportamiento viscoso a altas temperaturas, pero no sobre el comportamiento elástico a bajas temperaturas propiedad indispensable para completar la predicción del comportamiento. Por lo tanto estos ensayos son insuficientes para señalar las ventajas o desventajas de asfaltos modificados.

### **2.13. Evolución del grado PG**

Las metodologías existentes para la caracterización de asfaltos que se han empleado para los pavimentos han intentado estimar diferentes parámetros en el asfalto en la que se han tratado de analizar características físicas y así reproducir las condiciones bajo las que se desempeña un asfalto en campo. Comenzando con las pruebas empíricas como penetración, reblandecimiento, recuperaciones elásticas, ductilometro, entre otras. Posteriormente surgieron pruebas y equipos más sofisticados como los viscosímetros rotacionales y reómetros de corte dinámico, esto con el objeto de evaluar el desempeño mediante las pruebas reológicas de asfalto que simulan de mejor manera el desempeño de un asfalto en campo.

El parámetro desarrollado en Estados Unidos  $G^*/sen\delta$  empleado actualmente en México para la medición de los asfaltos ante la deformación permanente siendo parte de la clasificación Grado PG desarrollada por la Administración Federal de Carreteras (FHWA) bajo el programa SHRP (Strategic Highway Research Program) avalado por estas instituciones, ahora el parámetro  $G^*/sen\delta$  ha evolucionado ha “Jnr” ya que se determinó que este parámetro evalúa de mejor manera la capacidad del asfalto de resistir la deformación permanente, además esta metodología simula el mecanismo de falla y una clasificación de los asfaltos por niveles de tráfico, así un asfalto será seleccionado dependiendo de las condiciones de tráfico y clima en la que será sometido en campo.

la clasificación de asfaltos grado PG actualmente forma parte del protocolo AMAAC, metodología de diseño de pavimentos de alto desempeño, por lo que en los últimos años ha ido tomando gran importancia. Por otra parte desde hace unos años se conoce que la metodología para clasificación de asfaltos por grado PG presenta algunas deficiencias que no le es posible al método detectar asfaltos que fueron envejecidos que aunque cumplen con el grado PG no presentaran un buen desempeño en campo y por lo tanto presentarán cortas vidas a fatiga.

En Estados Unidos donde se desarrolló la clasificación por grado PG con el objetivo de evitar el uso de asfaltos “endurecidos” se propusieron diferentes técnicas entre las que fueron el grado PG-plus en la que además de solicitar un grado PG se solicitaba una prueba adicional como recuperación elástica por ductilometro. Para el caso de México es común ver licitaciones en las que se combinan dos tipos de especificación con la intención posiblemente de tratar de garantizar el buen desempeño del asfalto y evitar el uso de “asfaltos endurecidos” la especificación de grado PG N-CMT-4-05-004/08 y la especificación de asfalto tipo N-CMT-4-05-002/06, esta combinación de pruebas aumentan económicamente el costo de los análisis de los asfaltos al tener que llevar a cabo la prueba de ambas especificaciones además del aumento de tiempos en los mismos. Es por eso que un nuevo parámetro propuesto para este fin es “Jnr” (non recoverable creep compliance), que es la deformación no recuperable (deformación permanente) generada mediante la aplicación de una unidad de esfuerzo, este valor es calculado de la deformación no recuperada al final de la porción de recuperación dividida por el esfuerzo aplicado en una prueba de creep.

El uso de la metodología Jnr en conjunto con la clasificación de grado PG reducirá el número de pruebas a realizar, tomando como base la combinación de especificaciones antes mencionada además de lo más importante que es ofrecer información valiosa como:

- La capacidad elástica real.
- La deformación total acumulada después de ciclos repetidos.
- La dependencia del comportamiento a diferentes niveles de esfuerzo.
- La memoria elástica.
- La deformación permanente generada por unidad de esfuerzo.

Adicionalmente a esta propiedad a esta propiedad, para la especificación Jnr se propone una especificación que permite clasificar asfaltos basados en las condiciones climatológicas “PG” y basado en los ejes equivalentes dependiendo del tráfico “Jnr”.

#### **2.14. Prueba de creep repetido multi-esfuerzo MSCR (Multi-Stress Creep and Recovery)**

A continuación se explica la metodología de creep repetido, es importante recordar que esta prueba se corre en la pastilla de asfalto RTFO en la que se determinó  $G^*/\sin\delta$ .

La prueba consiste en aplicar a un material un esfuerzo determinado con la que se causa una deformación (creep), después de un periodo determinado en el cual se mantuvo el esfuerzo constante, se retira totalmente el esfuerzo aplicado, dejando así que la estructura se recupere de la deformación causada con el esfuerzo aplicado (recovery). Este proceso puede realizarse en un solo ciclo, en este se incluye un solo paso de deformación y uno de recuperación o en ciclos repetidos en el cual pueden realizarse varios pasos consecutivos de deformación-recuperación, en este caso es posible evaluar la deformación acumulada por la aplicación de cargas repetidas (Sandoval, 2013).

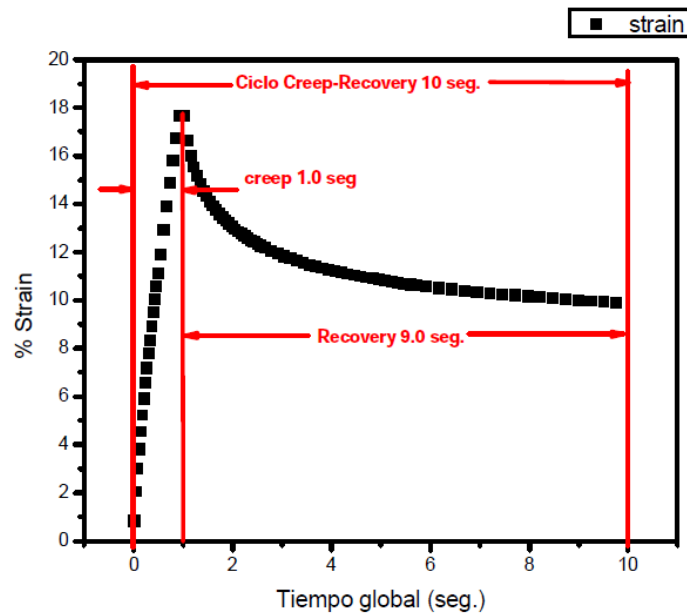
##### **Condiciones de prueba**

El ensayo se realiza en la misma pastilla que se determinó  $G^*/\sin\delta$  (Asfalto RTFO), (platos paralelos de 25.0 mm de diámetro y 1.0 mm de gap), a la temperatura de Grado de Desempeño PG, por ejemplo si se va a analizar un asfalto PG76-XX, la prueba MSCR debe realizarse a 76°C, si se analiza un asfalto PG64-XX, la prueba debe realizarse a 64°C. La muestra debe permanecer en reposo a la temperatura de prueba por lo menos un minuto antes correr el MSCR.

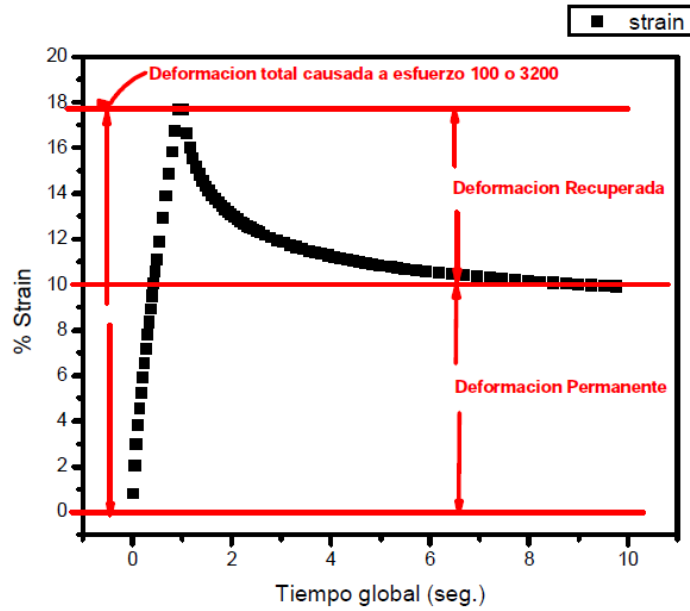
Se aplica un esfuerzo constante de 1.0 segundo de duración (creep) el esfuerzo máximo se alcanza en aproximadamente 0.02 segundos, seguido del lapso de recuperación de 9.0 segundos a

esfuerzo cero (recovery). Se corren 20 ciclos a dos niveles de esfuerzo, los primeros 10 ciclos se realizan a 100 Pa (en el paso creep) y los siguientes 10 ciclos se llevan a cabo a 3200Pa.

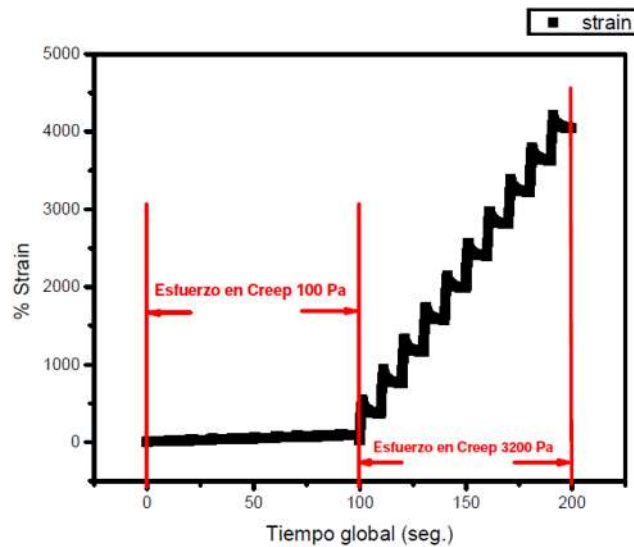
Es muy importante resaltar que durante el periodo “recovery” el reómetro de corte dinámico no realiza otra acción más que la de medir la respuesta del material, por lo que las mediciones en el segmento de recuperación dependen totalmente de la memoria elástica del material. Lo que no ocurre en la metodología actual para determinar  $G^*/\text{sen}$  en la que el reómetro se encarga de regresar el material a la posición original.



**Figura 2.6.** Ciclo creep-recovery, 1.0 seg. A esfuerzo constante en el paso creep y 9.0 seg. En el segmento de recuperación a esfuerzo cero.



**Figura 2.7.** Deformación causada durante el segmento creep, deformación recuperada durante el periodo de recovery, deformación permanente o no recuperable.



**Figura 2.8.** Ciclos creep recovery de 1 a 10 a 100 Pa en Creep, de 11 a 20 a 3200 Pa.

Al aplicar dos niveles de esfuerzo, 100 y 3200 Pa. Se puede evaluar la dependencia de la capacidad elástica del asfalto ante el esfuerzo de corte, además de que la diferencia entre los primeros y los segundos 10 ciclos junto con la deformación total alcanzada al final de la prueba dan información sobre la estabilidad y fuerza de la estructura del asfalto (Sandoval, 2013).

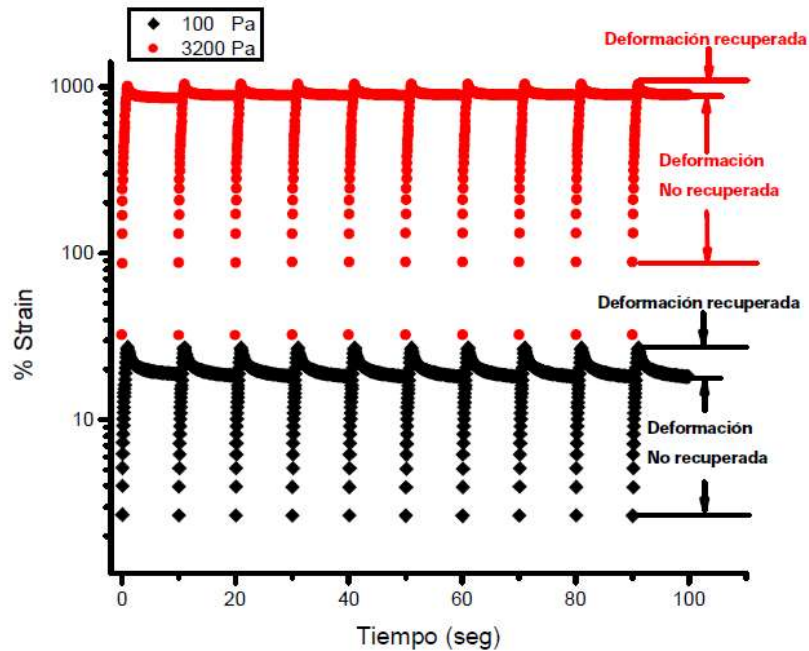


Figura 2.9. Creep-Recovery a 100 y 3200 Pa asfalto con estructura débil

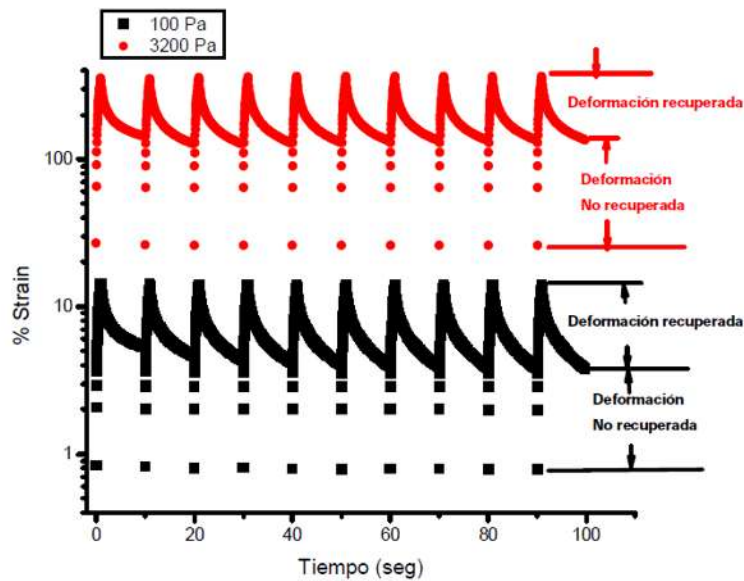
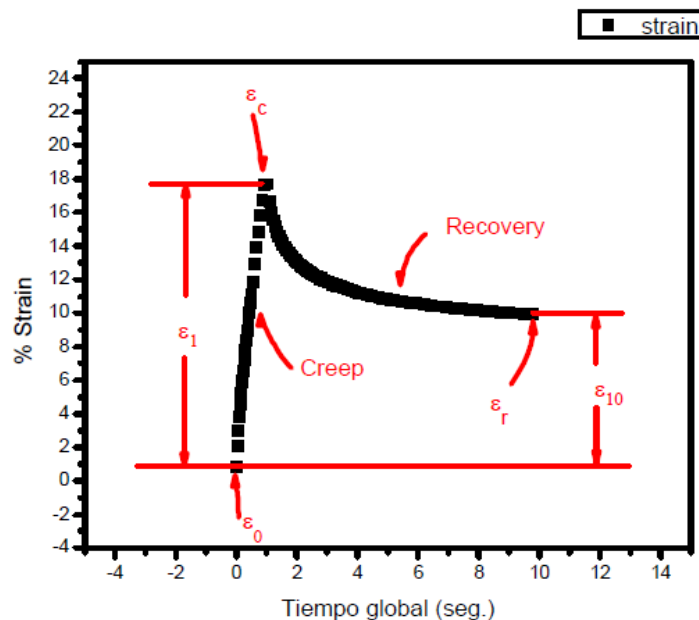


Figura 2.10. Creep-Recovery a 100 y 3200 Pa. Grafica de asfalto con estructura fuerte.

En las figuras anteriores se presenta una grafica de un asfalto con estructura débil **figura 2.9** bajo la prueba de Creep-recovery, además de que la recuperación elástica en la fase de 100 pa no presenta un buen desempeño, eciste una gran diferencia entre esta y la recuperación elástica a 3200 pa, esto representa que la estructura de asfalto no es capaz de soportar el aumento en el esfuerzo aplicado y las deformaciones repetidas causadas. Sin embargo, en la **figura 2.10** se presenta un asfalto con estructura fuerte, la recuperación elástica en la fase de 100 Pa es alta,

también se observa con claridad que la diferencia entre las recuperaciones elásticas entre los esfuerzos de 100 y 3200 pa es pequeña, lo que indica que su estructura es resistente y no se ve afectada en gran medida por el aumento de esfuerzo y las deformaciones repetidas (Sandoval, 2013).

- $\epsilon_0$  Valor inicial para la deformación en el principio del segmento creep para cada ciclo.
- $\epsilon_c$  Valor de la deformación al final del segmento creep para cada ciclo.
- $\epsilon_1$  Valor de la deformación total causada durante el segmento creep de cada ciclo, calculado como  $\epsilon_c - \epsilon_0$ .
- $\epsilon_r$  Valor de la deformación al final del segmento de recuperación de cada ciclo, es la deformación total acumulada hasta este ciclo.
- $\epsilon_{10}$  Valor de la deformación al final del segmento de recuperación de cada ciclo, calculado como  $\epsilon_r - \epsilon_0$ , es la deformación no recuperada en cada ciclo.



**Figura 2.11. Datos necesarios para registrar en un ciclo de Creep-Recovery**

Es posible calcular el porcentaje de recuperación para cada uno de los ciclos a 100 Pa como se expresa en la siguiente expresión.

$$\epsilon(100, N) = \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_{10}) \cdot 100}{\epsilon_1} \quad \text{Ecuación 1}$$

De igual manera para cada uno de los ciclos a 3200 Pa es posible calcular el porcentaje de recuperación como se expresa a continuación:

$$\epsilon(3200, N) = \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_{10}) \cdot 100}{\epsilon_1} \quad \text{Ecuación 2}$$

|

Una vez obtenido el resultado de esta ecuación se calcula el promedio de las recuperaciones elásticas ( $\% \varepsilon_r$ ) para los diez ciclos en los dos niveles de esfuerzo (100 y 3200).

$$\% \varepsilon_r(100, prom) = \Sigma(\varepsilon_r(100, N))/10 \quad N= 1 \text{ a } 10 \quad \text{Ecuación 3}$$

$$\% \varepsilon_r(3200, prom) = \Sigma(\varepsilon_r(3200, N))/10 \quad N= 1 \text{ a } 10 \quad \text{Ecuación 4}$$

Diferencia absoluta entre los porcentajes de recuperación elástica a 100 y 3200 Pa

$$Rdif(100 Pa - 3200 Pa) = \% \varepsilon_r(100, prom) - \% \varepsilon_r(3200, prom) \quad \text{Ecuación 5}$$

#### Cálculos para Jnr (non-recoverable creep compliance)

Para cada uno de los ciclos a 100 Pa es posible calcular Jnr como sigue:

$$jnr(100, N) = \frac{\varepsilon_r}{100} \quad \text{Ecuación 6}$$

De igual manera para cada uno de los ciclos a 3200 Pa es posible calcular Jnr como sigue:

$$jnr(3200, N) = \frac{\varepsilon_r}{3200} \quad \text{Ecuación 7}$$

Con los resultados obtenidos se calcula el promedio de Jnr para los diez ciclos en los dos niveles de esfuerzo, 100 y 3200 Pa.

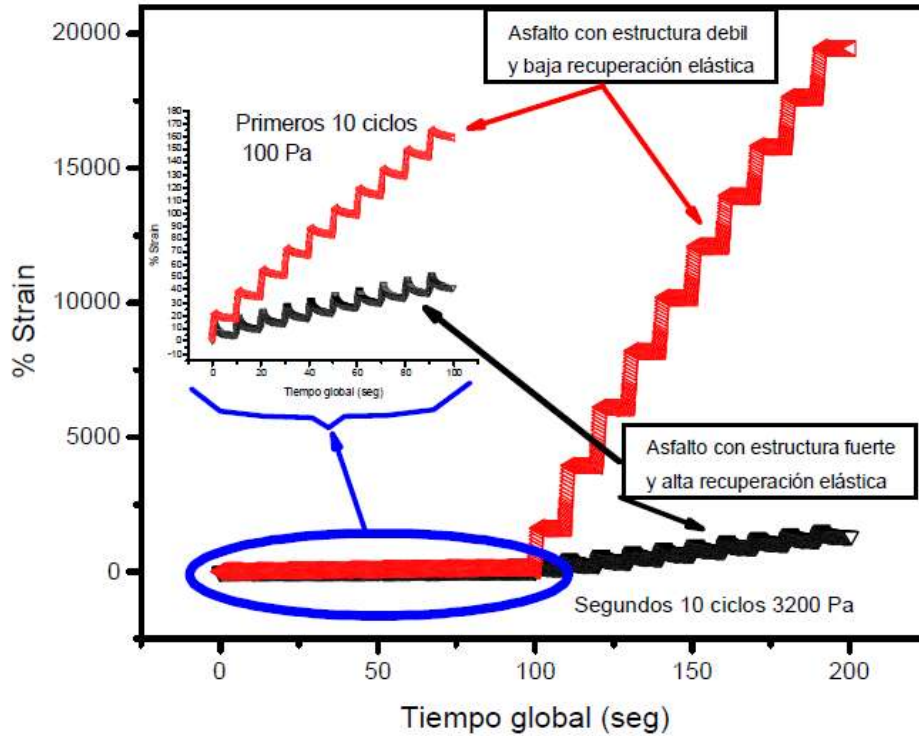
$$\% \varepsilon_r(100, prom) = \Sigma(\varepsilon_r(100, N))/10 \quad N= 1 \text{ a } 10 \quad \text{Ecuación 8}$$

$$\% \varepsilon_r(3200, prom) = \Sigma(\varepsilon_r(3200, N))/10 \quad N= 1 \text{ a } 10 \quad \text{Ecuación 9}$$

Diferencia en porcentaje entre Jnr a 100 y 3200 Pa

$$Jnr_{dif}(100 Pa - 3200 Pa) = \frac{Jnr(3200, prom) - Jnr(100, prom)}{Jnr(100, prom)} 100 \quad \text{Ecuación 10}$$

Además, es importante que se tome en cuenta la deformación total acumulada al final de los 20 ciclos, debido a que esta representa y esquematiza un comportamiento más claro del asfalto tanto de su resistencia a la deformación como de su capacidad de recuperar las deformaciones.



**Figura 2.12.** Deformación total acumulada o deformación permanente

Jnr funciona en conjunto con la especificación actual de grado PG. El asfalto se selecciona de acuerdo al clima, tal y como lo designa la metodología de Superpave, a este se le suma la variante del tráfico, característica donde actúa Jnr, dependiendo del volumen de tráfico se especifica un valor para Jnr de a los siguientes niveles (Sandoval, 2013).

**Tabla 2.12.** Intensidades de tráfico para valores de Jnr

Intensidad de tráfico		Grado	jnr	Temperatura
		No cumple	>4	Seleccionada de acuerdo al mapa de regiones geográficas (zonas por clima)
< 3 millones	Estándar	S	2 a 4	
>3 < 10 millones	Pesado	H	1 a 2	
>10 < 30 millones	Muy pesado	V	0.5 a 1	
>30 millones	Extremo	E	<0.5	

en otras palabras, si por clima se requiere un asfalto PG 70-22 y el tráfico esperado es mayor que diez pero menor que 30 millones de ejes equivalentes, este asfalto deberá cumplir un valor de Jnr en 1 y 0.5 y se clasificará como un asfalto PG 70-22V. a continuación se presentan las posibles variantes para este ejemplo, dependiendo de Jnr.

**Tabla 2.13.** Ejemplo de clasificación por intensidad de tráfico para un PG 70- 22

70-22 S Tráfico estándar	<b>70-22 H</b> <b>Tráfico</b> <b>pesado</b>	<b>70-22 V</b> <b>Tráfico muy pesado</b>	<b>70-22 E</b> <b>Tráfico</b> <b>Extremo</b>
-----------------------------	---	---	--

Así, de tal manera que la selección de un asfalto para un proyecto determinado va direccionada tanto por el clima como por los ejes equivalentes.

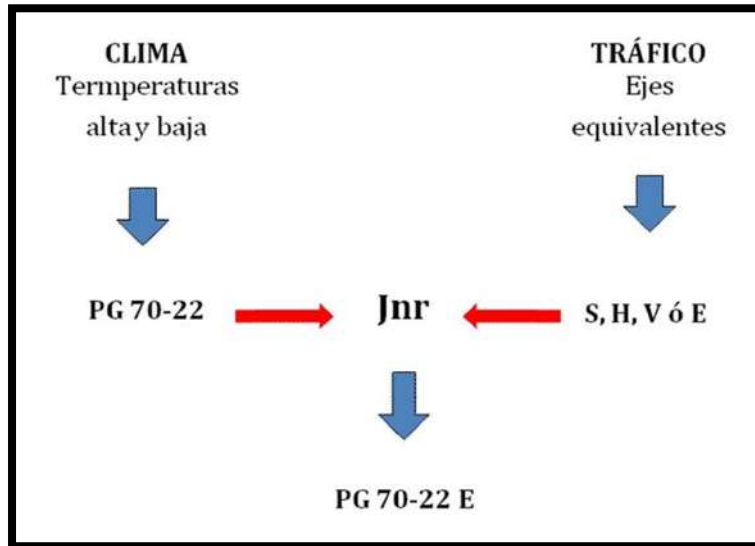


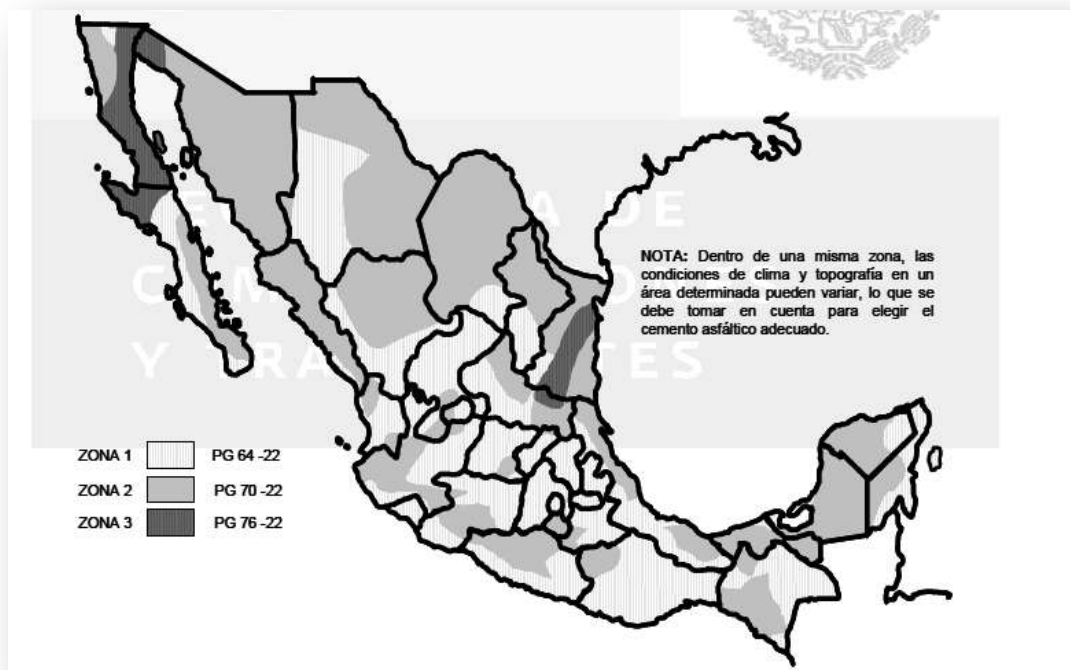
Figura 2.13. Esquema representativo para las diferentes opciones de Jnr

### 2.15. Calidad de materiales asfálticos Grado PG N-CMT-4-05-004 (SCT, 2008)

Esta norma contiene los requisitos que deberán tener los cementos asfálticos grado PG, para ser utilizados en la elaboración de mezclas asfálticas, que se utilicen en la construcción de carpetas estructurales o carpetas delgadas de rodadura, ya sea cementos asfálticos convencionales o modificados.

Un cemento asfáltico grado PG se define como aquel cuyo comportamiento en los pavimentos está definido por las temperaturas máximas y mínimas que se esperan en el lugar de la aplicación y mediante las cuales se asegura el correcto desempeño para resistir deformaciones o agrietamientos por temperaturas bajas o fatiga. Estos ensayos miden propiedades físicas que pueden ser relacionadas, mediante principios de ingeniería con el comportamiento en obra.

En cada ciclo creep-recovery es necesario registrar cada uno de los siguientes parámetros:



**Figura 2.14.** Regiones geográficas para la utilización recomendable de cementos asfálticos grado PG. (SCT, 2008).

El grado de desempeño PG permite seleccionar el cemento asfáltico más adecuado para una determinada obra, en función del clima dominante y de la magnitud del tránsito a la que estará sujeta durante su vida útil.

Los grados PG pueden ser tantos y amplios como la gama de temperaturas existentes en todo el país, sin embargo para fines prácticos, esta norma recomienda seleccionar un cemento asfáltico que corresponda a uno de los tres grados PG que se indican en la **figura 2.14** de acuerdo con el clima de la zona geográfica donde se le pretenda utilizar, de entre las zonas en que se ha dividido la República Mexicana que se muestran en la misma figura. Pero también se debe tomar en cuenta que dentro de una misma zona las condiciones del clima pueden variar, lo que se debe tomar en cuenta para elegir el grado PG adecuado. En cuanto a los requisitos que deberán los cementos asfálticos grado PG, antes y después de envejecidos en el laboratorio en la cual se pretende simular las condiciones de envejecimiento que se esperan tengan los cementos asfálticos durante su vida útil se presentan en la **Tabla 2.14**.

**Tabla 2.14** Ajuste del grado PG seleccionado por clima de acuerdo con la intensidad del tránsito esperada y con la velocidad de operación. (SCT, 2008).

Intensidad de tráfico ( $\Sigma L_{10}$ ) [1]	Grado Pg seleccionado por clima	Ajustes por intensidad del tráfico	Ajuste por velocidad lenta (entre 10 y 30 km/h)	Ajuste por tránsito detenido (cruceros)
$\Sigma L_{10} < 10^6$	9G 64	9G 64	PG 70	PG 76
	PG 70	PG 70	PG 76	PG 82
	PG 76	PG 76	PG 82	PG 88
$10^6 \leq \Sigma L_{10} \leq 10^7$	9G 64	PG 70	PG 76	PG 82
	PG 70	PG 76	PG 82	PG 88
	PG 76	PG 82	PG 88	PG 88
$\Sigma L_{10} > 10^7$	9G 64	PG 76	PG 82	PG 88
	PG 70	PG 82	PG 88	PG 88
	PG 76	PG 88	PG 88	PG 88

## 2.16. Pavimentos flexibles

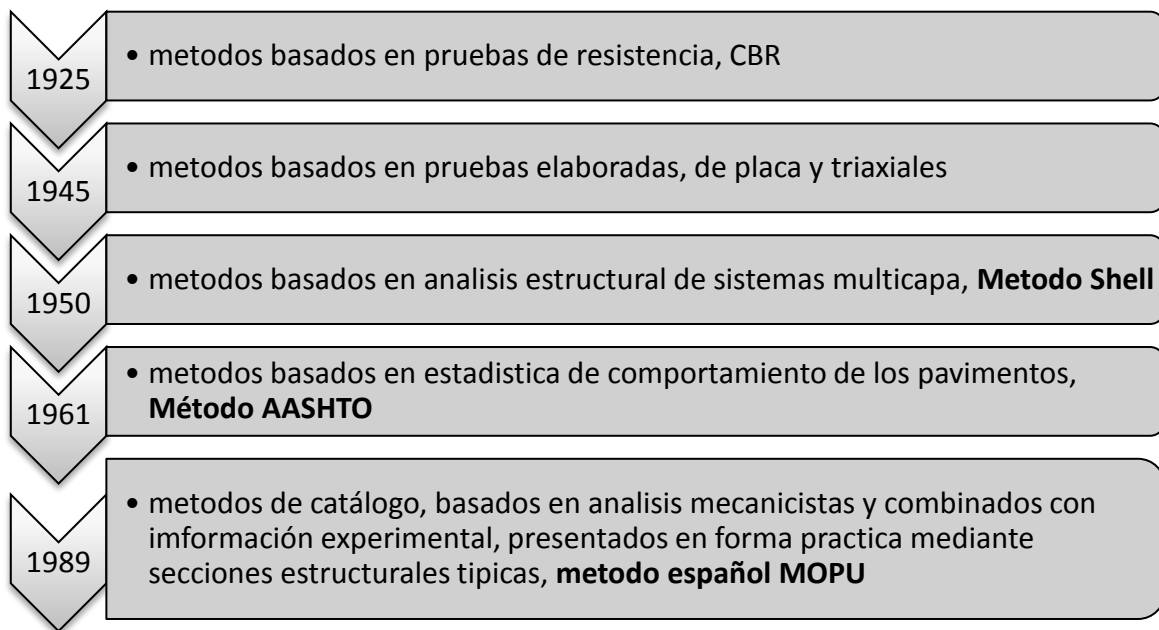
El proyecto de un pavimento tiene como objetivo final, la definición de las propiedades y características con las que contará las diferentes capas de la estructura del pavimento, sus procedimientos constructivos y sus respectivos espesores para garantizar que la estructura es capaz de cumplir con la vida útil para el que fue diseñado. Además como en otras estructuras, se deberá tomar en cuenta los factores como el clima, la capa subrasante sobre la cual será construida y las cargas procedentes de los vehículos.

El proyecto del pavimento deberá sustentarse en criterios técnicos y económicos. Los primeros se refieren a las características estructurales, características funcionales o superficiales. Al proceso constructivo y a la evolución y desempeño durante su vida de proyecto. Por otra parte el aspecto económico debe incluir además del costo de construcción, los costos de conservación y operación. Aspectos teóricos y fundamentos del diseño de pavimentos flexibles

Los métodos de diseño tanto para pavimentos flexibles como rígidos han tenido importantes modificaciones a lo largo del tiempo. Comenzando con los métodos de tipo empírico que nacieron a principios del siglo XX los cuales se basaban en un sistema de clasificación de suelos o se basaban en pruebas empíricas de resistencia. Actualmente estos métodos se han visto fortalecidos mediante la investigación de importantes institutos y universidades. Una de las más importantes investigaciones es sin duda el tramo experimental desarrollado en Estados Unidos desarrollado por la AASHTO y cuyos primeros resultados fueron incorporados en el año de 1962 a la tecnología de los pavimentos, además de conceptos como el “eje equivalente de 8,2 toneladas”, el índice de espesor ó número estructural para la equivalencia en la capacidad resistente en los diferentes

materiales del pavimento así como del índice de servicio con el objetivo de evaluar el comportamiento de los mismos , siendo estos los más importantes parámetros que ha aportado el tramo de prueba AASHTO. Actualmente la introducción del computador, equipos sofisticados así como de avanzados software y procedimiento de análisis como elemento finito. Gracias a todos estos avances se han desarrollado hoy en día métodos de diseño más avanzados, como los llamados “métodos empírico-mecanicistas”, los cuales constan de un componente teórico, basado en un modelo estructural y un componente empírico que tiene como base las pruebas y resultados obtenidos en laboratorio además de las observaciones en campo teniendo todos estos elementos como complemento para tener un modelo de comportamiento avanzado.

A continuación se presenta un breve resumen de algunos de los métodos de diseño utilizados.



**Figura 2.15.** Principales métodos de diseño de pavimentos desarrollados durante el siglo pasado.

Los modelos mecanicistas han tomado ventaja sobre los modelos de la parte empírica. Los modelos mecanicistas se han basado en una teoría mecánica como la de la elasticidad. Mientras que los empíricos son producto de ecuaciones de regresión que son propensas a dispersiones importantes, por lo que es necesario para evitar esto calibraciones cuidadosas y revisiones periódicas que aseguren una buena correlación entre la predicción y la realidad, siendo estos aspectos importantes para un correcto funcionamiento del modelo (Zarate, 2011).

Los modelos que se han desarrollado de manera satisfactoria permiten evaluar:

- La influencia de la variación de los espesores de las capas
- La influencia en la variación de las cargas aplicadas
- El cambio en los materiales usados
- La aplicación de medidas de rehabilitación
- La influencia del medio climático
- La predicción del desempeño del pavimento a través del tiempo
- Obtener mayores niveles de confianza en el diseño

Los avances tecnológicos permiten en la actualidad calcular los estados de esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones, esto se logra aplicando las leyes físicas disponibles partiendo de una respuesta mecánica y aplicando las leyes físicas disponibles. Las respuestas mecánicas como: la elástica y viscoelástica son las usadas para estos casos. Respecto a los modos de falla es importante mencionar que los métodos de diseño están calibrados para detectarlos, principalmente los que se relacionan con el fenómeno de fatiga y deformación permanente. Sin embargo, las fallas como resistencia al derrapamiento no se incluyen en estos métodos pero están en el diseño de la mezcla y especificaciones de materiales de construcción. Los valores críticos, condiciones o límites que definen una condición de falla, son establecidos en el diseño en los que se toman en cuenta aspectos estructurales y funcionales.

### **2.17. Protocolo AMAAC**

Recientemente fue creado por especialistas, usuarios y empresarios del asfalto en México una metodología llamada Protocolo AAMAC PA-MA 01/2008 en el cual se describe el procedimiento necesario para diseñar una mezcla asfáltica que se utilice en la construcción de pavimentos para carreteras y por medio de este, garantizar obtener altos niveles de desempeño. Ésta metodología se está empleando como normativa para el desarrollo de diferentes proyectos carreteros en México y por lo tanto servirá para el desarrollo del presente trabajo, abarcando hasta el nivel IV que se recomienda para tránsitos muy altos (más de 30 000 000 de ejes equivalentes) principalmente para carreteras troncales federales, autopistas de cuota y vialidades suburbanas en ciudades muy grandes. Analizando dos parámetros muy importantes para este procedimiento como son módulos dinámicos y módulos resilientes.

Este método de diseño propuesto por la AMAAC, para una mezcla asfáltica densa establece diferentes niveles de diseño que está determinada en base a la importancia de la carretera determinada por el nivel de tránsito esperado en el carril de diseño.



**Figura 2.16.** Niveles de diseño para mezclas asfálticas (AMAAC, 2008).

**Tabla 2.15** Tipo de tránsito en función del número de ejes equivalentes de 8,2 ton y/o tipo de proyecto (basado en protocolo AMAAC., 2008).

Designación del nivel de tránsito	Número de ejes equivalentes	Tipo de carretera usuales	Ensayos recomendables
Tránsito bajo	menor a 1,000,000	carreteras federales tipo d	diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad
		carreteras alimentadoras	
		carreteras estatales y municipales	
		calles urbanas	
Tránsito medio	de 1,000,000 a 10,000,000	carreteras estatales	*diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad *susceptibilidad a a la deformación permanente
		carreteras federales tipo B y C	
		vialidades urbanas	
Tránsito alto	de 10,000,000 a 30,000,000	carreteras federales tipo A	*diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad *susceptibilidad a la deformación permanente *Modulo dinámico
		autopistas de cuota	
Tránsito muy alto	mas de 30,000,000	carreteras federales troncales	*diseño volumétrico y susceptibilidad a la

		autopistas de cuota importantes	humedad *susceptibilidad a la deformación permanente *Modulo dinámico *fatiga
		vialidades suburbanas en ciudades muy grandes	

Para una mezcla asfáltica su granulometría debe seleccionarse de acuerdo a la función que se requiere en la capa asfáltica dentro de una estructura de un pavimento. Con base en las necesidades del proyecto se pueden fabricar hasta 5 tipos de mezcla asfáltica en base a las designaciones que se presentan:

**Tabla 2.16.** Granulometría por tipo de mezcla (AMAAC, 2008).

Designación de la mezcla (mm)	Tamaño nominal (mm)	Tamaño máximo (mm)
37,5	37,5	50,0
25	25,0	37,5
19	19,0	25,0
12,5	12,5	19,0
9,5	9,5	12,5

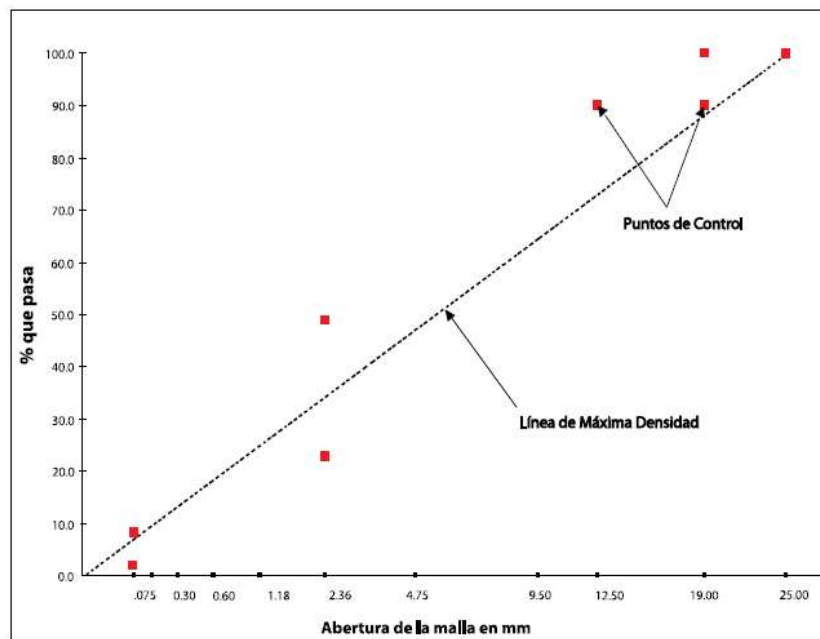
Los requisitos recomendados de granulometría para el caso de una carpeta asfáltica de granulometría densa son las que se muestran en la siguiente tabla:

**Tabla 2.17.** Tamaño nominal de material pétreo (AMAAC, 2008).

Designación	Abertura	37.5 1- ½"	25 (1")	19 (¾")	12.5 (½")	9.5 (⅜")
		porcentaje que pasa				
2"	50	100 - 100				-
1 1/2"	37.5	90 - 100	100 - 100			-
1"	25	-90	90 - 100	100 - 100		-
¾"	19	-	-90	90 - 100	100 - 100	-
½"	12.5	-	-	-90	90 - 100	100 - 100
⅜"	9.5	-	-	-	-90	90 - 100
4	4.75	-	-	-	-	-90
8	2.36	15 - 41	19 - 45	23 - 49	28 - 58	32 - 67

<b>16</b>	1.18	-	-	-	-	-
<b>30</b>	0.6	-	-	-	-	-
<b>50</b>	0.3	-	-	-	-	-
<b>100</b>	0.15	-	-	-	-	-
<b>200</b>	0.075	0 - 6	1 - 7	2 - 8	2 - 10	2 - 10

El protocolo AMAAC presenta una grafica a manera de ejemplo donde se ilustran los límites establecidos para una mezcla con tamaño nominal de 19 mm. En la que se presenta una escala en la abertura de la malla a la potencia 0.45. Para todos los demás casos se debe construir la grafica correspondiente.



**Figura 2.17** Granulometría para mezclas con tamaño máximo nominal 19 mm (3/4") (AMAAC, 2008).

Recomendaciones generales para la selección del tipo de granulometría requerida por el proyecto.

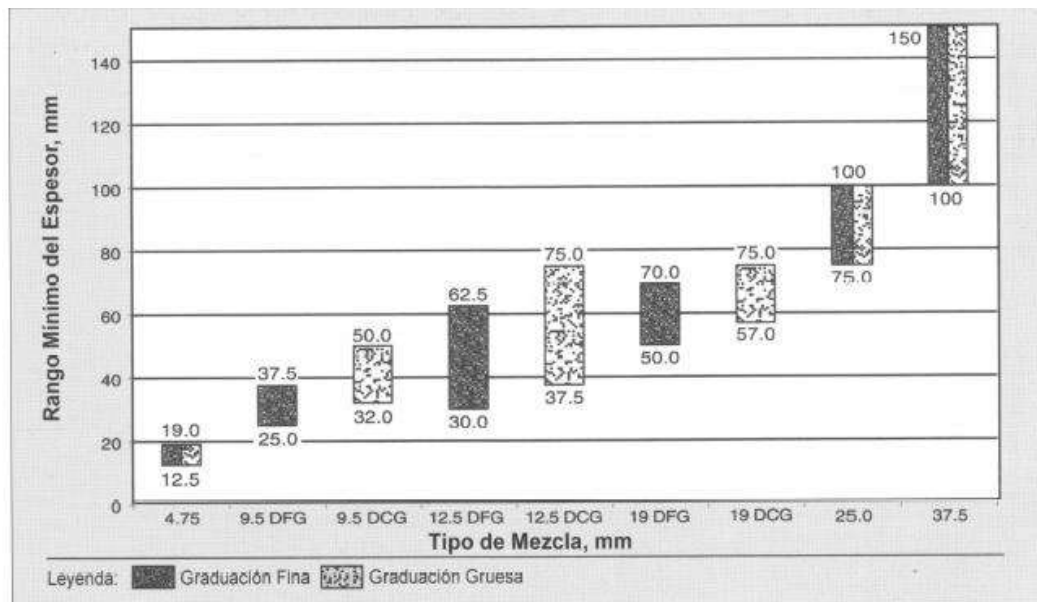
**Tabla 2.18.** Definiciones de granulometría gruesa y granulometría fina (AMAAC, 2008).

Tipo de mezcla	Graduación gruesa	Graduación fina
<b>37, 5 mm (1 ½")</b>	< 47% pasando malla de 9, 5	> 47% pasando malla de 9,5
<b>25, 0 mm (1")</b>	< 40% pasando malla de 4,75	>40% pasando malla de 4,75
<b>19, 0 mm (3/4")</b>	< 47% pasando malla de 4,75	>47% pasando malla de 4,75
<b>12, 5 mm (1/2")</b>	39% pasando malla de 2,36	>39% pasando malla de 2,36
<b>9,5 mm (3/8")</b>	< 47% pasando malla de 2,36	>47% pasando malla de 2,36
<b>4,45 mm (malla numero)</b>	N/A (granulometría no estándar)	

**Tabla 2.19.** Tabla ventajas de las mezclas de granulometría densa, para los casos gruesa y fina (AMAAC, 2008).

Granulometría Fina	Granulometría Gruesa
menor permeabilidad	Permite elevaciones de espesor (<25 mm TN)
Trabajabilidad (8<25 mm TN)	Incrementa la macrotextura (<25 mm TN)
Espesores delgados (<25 mm TN)	Mejor estructura interna (friccionante)
Mayor durabilidad en carreteras de tránsito bajo a medio	Elevada durabilidad en todos los tipos de proyecto
Textura lisa	

Para los casos de diseño es importante verificar que el espesor de la capa asfáltica donde se va colocar la mezcla se encuentre dentro del rango establecido en la **Figura 2.18** mientras que en caso de no cumplir con lo estipulado en dicha tabla, se debe cambiar el tamaño máximo de la mezcla.



DFG – Mezcla densa de granulometría fina  
 DCG – Mezcla densa de granulometría gruesa

**Figura 2.18.** Recomendación para el rango mínimo del espesor para mezclas de granulometría densa (AMAAC, 2008).

Una mezcla de granulometría densa cuenta con amplia gama de necesidades con las que puede cumplir desde cualquiera todas las necesidades de los diseñadores de pavimentos que se enlistan enseguida:

- **Estructural:** (mezclas finas y gruesas de 37, 5, 25, y 19 mm) este es considerado el principal propósito de las mezclas de granulometría densa y es ante todo una función del espesor de la capa. Sin embargo, la calidad de los materiales seleccionados puede aun mejorar más el valor estructural de las mezclas.
- **Fricción:** (mezclas gruesas de 19, 12.5 y 9.5 mm).- siendo esta una consideración de importancia para las carpetas de rodadura. La fricción es una función de las propiedades del agregado y mezcla.
- **Nivelación:** (mezclas finas de 12.5 y 9.5 mm).- esta mezcla es recomendable usarla para sobre capas delgadas para rellenar depresiones de las carreteras.
- **Bacheo:** (mezclas finas y gruesas de 12.5 y 9.5 mm).- la mezcla debe contener las mismas características y requerimiento que una nueva.

Las mezclas con función estructural de graduación fina el mismo protocolo las recomienda para caminos con un tránsito bajo y/o moderado en la que además no se colocará ningún tipo de tratamiento superficial o capa de desgaste. Respecto a caminos de tránsito moderado a alto en los que se colocará un tratamiento superficial, se recomienda el uso de mezclas con función estructural en las que deberá incluirse el uso de mezclas con granulometrías gruesas. Sin embargo deberán evaluarse ambos tipos de mezclas y así colocar las que cuente con mejores propiedades volumétricas además de un desempeño óptimo en las pruebas de simulación.

#### **Calidad de los agregados pétreos**

Las características físicas básicas con las que el protocolo sugiere cumplir con las fracciones gruesas y finas del agregado pétreo son las que se enlistan a continuación:

**Tabla 2.20.** Requisitos de calidad de la fracción gruesa del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa

Característica	Norma	Especificación
Desgaste de los Ángeles, %	ASTM C131	30 máx. (capas estructurales) 25 máx. (capas de rodadura)
Desgaste microdeval, %	AASHTO TP 58-99	18 máx. (capas estructurales) 15 máx. (capas de rodadura)
Intemperismo acelerado	AASHTO T 104	15 máx. para sulfato de sodio 20 máx. para sulfato de magnesio
Caras fracturadas, % (2 caras o más)	ASTM D 5821	90 mín.
Partículas alargadas, %	ASTM D 4791	3 a 1 %, 15 máx.
Partículas lajeadas, %	ASTM D 4791	3 a 1 %, 15 máx.
Adherencia con el asfalto, % de cubrimiento	Recomendación AMAAC RA-08/2008	90 mín.

**Tabla 2.21.** Requisitos de calidad de la fracción fina del material pétreo para mezclas asfálticas de granulometría densa.

Característica	norma	Especificación
Equivalente de arena, %	ASTM D 2419	50 mín. (capas estructurales) 55 mín. (capas de rodadura)
Angularidad, %	AASHTO T 304	40 mín.
Azul de metileno, mg/g	Recomendación AMAAC RA-05/2008	15 máx. (capas estructurales) 12 máx. (capas de rodadura)

Con el objeto de disminuir las variaciones esperadas durante la producción en campo o en un inerte banco de materiales, se recomienda considerar al menos tres granulometrías diferentes para dosificación y diseño de la mezcla.

#### **Selección del cemento asfáltico.**

El cemento asfáltico se debe seleccionar en función de la temperatura máxima y mínima que se esperan en el lugar de aplicación, de acuerdo a la Norma de la SCT N-CMT-4-05-004/05 *Calidad de materiales Asfálticos Grado PG*.

Cuando se trate de un cemento asfáltico convencional, se deberá determinar su carta de viscosidad para lo cual deberá usarse un viscosímetro rotacional de acuerdo a la norma ASTM D-4402. Así se obtendrán las temperaturas de mezclado y compactación adecuadas que las cuales

corresponderán a los valores de viscosidad que se presentan en la **Tabla 2.22** Para asfaltos modificados las temperaturas mencionadas deben ser proporcionadas por el proveedor (AMAAC, 2008).

**Tabla 2.22.** Rangos de viscosidades para seleccionar las temperaturas de mezclado y compactación entre el agregado pétreo y cemento asfáltico convencional

Característica	Rango de viscosidad, Pa. s
Temperatura de mezclado	0, 15 a 0,19
Temperatura de compactación	0,25 a 0,31

### Diseño volumétrico y susceptibilidad a la humedad.

Para esta sección el protocolo establece los parámetros volumétricos bajo los cuales se regirá la mezcla asfáltica. Respecto al contenido óptimo de asfalto será el necesario para alcanzar un 4% de vacíos de aire en la mezcla, además, para los especímenes la compactación deberá llevarse a cabo en el compactador giratorio.

**Tabla 2.23.** Valores de los parámetros volumétricos necesarios para el diseño óptimo de una mezcla asfáltica de granulometría densa

	Densidad requerida (% de la gravedad específica teórica máxima-Gmm)			Vacíos de agregado mineral mínimo en %- VMA					Vacíos llenos de asfalto	Relación filler asfalto
	Nini	Ndis	Nmax	37,5	25	19	12,5	9,5		
	Nivel de compactación giratoria			Tamaño nominal (mm)						
<b>I Bajo</b>	≤ 91,5								70 – 80	0,6 – 1,2
<b>II Medio</b>	≤ 90,5								65 – 78	
<b>III Alto</b>	≤ 90,5								65 – 78	
<b>IV muy alto</b>	≤ 89	96	≤ 98	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	65 – 75	

**Tabla 2.24.** Secuencia de cálculo de propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica.

<b>Formula de la propiedad volumétrica</b>	<b>Significado de las variables</b>
<p><b>Gravedad especifica neta, Gsb</b></p> $G_{sb} = \frac{P_1 + p_2 \dots + P_N}{\frac{p_1}{G_1} + \frac{p_2}{G_2} + \dots + \frac{p_N}{G_N}}$	<p>Gsb= Gravedad especifica neta para el agregado total                      P1, P2, Pn= porcentajes individuales por masa de agregado                      G1, G2, Gn= Gravedad especifica neta individual del agregado</p>
<p><b>Gravedad especifica efectiva, Gse</b></p> $G_{se} = \frac{P_{mm} - p_b}{\frac{p_{mm}}{G_{mm}} - \frac{p_b}{G_b}}$	<p>Gse= gravedad especifica efectiva del agregado                      Gmm= gravedad especifica teórica máxima, obtenida en laboratorio                      Pmm= porcentaje de masa del total de la mezcla suelta= 100                      Pb= contenido de asfalto con el cual ASTM D2041/ AASHTO T 209 desarrollo el ensayo ; el porcentaje por el total de la mezcla                      Gb gravedad especifica del asfalto</p>
<p><b>Gravedad especifica máxima de la mezcla asfáltica. Gmm</b></p> $G_{se} = \frac{P_{mm}}{\frac{p_s}{G_{se}} + \frac{p_b}{G_b}}$	<p>Gmm= Gravedad especifica teórica máxima de la mezcla del pavimento (sin vacios de aire)                      Pmm= Porcentaje de la masa del total de la mezcla suelta= 100                      Ps= contenido de agregado, porcentaje del total de la masa de la mezcla                      Pb= contenido de asfalto, porcentaje del total de la masa de la mezcla                      Gse= Gravedad especifica del agregado                      Gb= gravedad especifica del asfalto</p>
$gmb = \frac{W_a}{W_{ss} - W_w}$	<p>Gmb= Gravedad especifica neta de la mezcla asfáltica compactada (ASTM D 1188 ó D 2726)                      Wa= masa de la probeta en el aire</p>
<p><b>Vacios del agregado mineral, VAM</b></p> $VAM = 100 - \frac{Gmb \times P_s}{Gsb}$	<p>VAM= vacios en el agregado mineral (porcentaje del volumen neto)                      Gsb= gravedad especifica neta del total de agregado                      Gmb= gravedad especifica neta de la mezcla asfáltica compactada                      Ps= contenido de agregado, porcentaje del total de la masa de la mezcla asfáltica</p>
<p><b>Vacios en el agregado mineral, VAM. Si la composición de la mezcla es determinada como el porcentaje de la masa del agregado.</b></p> $VAM = 100 - \left( \frac{G_{mb}}{G_{sb}} \right) \left( \frac{100}{100 + P_b} \right) (100)$	<p>Pb= contenido de asfalto, porcentaje de la masa del agregado</p>
<p><b>Vacios de aire, Va</b></p> $Va = (1) \left( \frac{Gmb}{Gmm} \right) (100)$	<p>Va= vacios de aire en la mezcla compactada, porcentaje del volumen total                      Gmm= Gravedad especifica máxima de la mezcla asfáltica                      Gmb= gravedad especifica neta de la mezcla asfáltica compactada</p>
<p><b>Vacios llenados con asfalto, VFA</b></p>	<p>VFA= vacios llenados con asfalto, porcentaje de VAM                      VAM= vacios en el agregado mineral, porcentaje del volumen total                      Va= vacios de aire en mezclas compactadas, porcentaje del</p>

$VFA = \left( \frac{VAM - Va}{VAM} \right) (100)$	volumen total
$P_{ba} = (100) \left( \frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{sb} \times G_{se}} \right) (G_b)$	Pba= asfalto absorbido, porcentaje de la masa del agregado Gse= gravedad especifica efectiva del agregado Gsb= gravedad especifica neta del agregado Gb= gravedad especifica del asfalto
$P_{be} = P_b - \frac{P_{ba}}{100} \times P_s$	Pbe= contenido de asfalto efectivo, porcentaje del total de la mezcla. Pb= contenido de asfalto, porcentaje de la masa de la mezcla Pba= asfalto absorbido, porcentaje de la masa de la mezcla

### Susceptibilidad de la mezcla asfáltica al daño inducido por humedad

El ensaye se deberá realizar aplicando la recomendación propuesta por la AMAAC RA-04/2008 “resistencia de las mezclas asfálticas al daño inducido por humedad” y para todos los niveles de diseño el valor mínimo aceptable es de TSR=80%.

### Susceptibilidad a la deformación permanente

En cuanto a la susceptibilidad de la mezcla a la deformación permanente se deberán emplear cualquiera de los ensayes siguientes:

- Especificación con rueda cargada de Hamburgo
- Especificaciones con el APA
- Especificaciones con el ensaye de pista español

### Módulo dinámico

De acuerdo al protocolo AMAAC (2008) el módulo dinámico de una mezcla asfáltica es un parámetro esencial para poder calcular espesores de carpeta asfáltica en los nuevos métodos de diseño de pavimentos asfálticos. El protocolo recomienda determinar este parámetro con el procedimiento ASTM D 3497 ó UNE- EN 12697- 25, el cual se deberá reportar sistemáticamente. No hay especificaciones para este parámetro.

### Ensaye de fatiga

Para el nivel 4 de diseño se recomienda que una vez determinada las especificaciones de la mezcla compactada, de debe determinar la resistencia a la fatiga de la mezcla asfáltica, empleando la viga de flexión de 4 puntos de acuerdo a lo que se especifica en el método AASHTO T-321 bajo las siguientes condiciones:

- Ciclos a la falla= 2000 microstrain ( $\mu\epsilon$ ),
- Frecuencia= 10 Hz,
- Volumen de vacíos de las probetas=  $4 \pm 1,0\%$
- Temperatura de prueba =  $20^{\circ}\text{C}$
- Método de prueba= AASHTO T-321

De acuerdo al tipo de asfalto usado, las especificaciones correspondientes se muestran en la tabla siguiente:

**Tabla 2.25.** Ciclos mínimos a la falla del promedio de tres muestras para la prueba de fatiga a flexión de 4 puntos para la mezcla asfáltica densa

<b>Tipo de asfalto</b>	<b>Ciclos mínimos a la falla del promedio de tres muestras</b>
<b>Asfalto convencional AC- 20</b>	2000
<b>Asfaltos modificados o asfaltos grado PG PG 70 - 22 PG 70- 28 PG 76- 22 PG 82-22</b>	5000

## 2.18. Teoría del diseño de estructuras de pavimentos flexibles

### 2.19.1 Actualidad del diseño de pavimentos

Los métodos actuales de diseño de pavimentos tienden hacia el concepto mecanístico-empírico, que involucra la aplicación de modelos estructurales para calcular las respuestas de los pavimentos, además de los modelos de deterioro para predecir el comportamiento del pavimento a partir de las respuestas estructurales. Los esquemas de predicción de comportamiento son posteriormente calibrados a partir de evaluaciones y observaciones en campo. En la creación de los modelos estructurales intervienen cuestiones teóricas que involucran, deformaciones unitarias, deflexiones y esfuerzos, además de la temperatura y el tiempo. Las herramientas modernas como el método de elemento finito y los programas de computación que consideran sistemas elásticos multicapa. Todo esto ha llevado a la simplificación de los análisis teóricos (Zarate, 2011).

A continuación se presentan algunos de los programas de computación (software) más utilizados para el diseño de pavimentos.

**Tabla 2.26.** Programas (software) de computadora que consideran sistemas elásticos multicapa

Programa	Número de capas (máximo)	Número de cargas	Condición de continuidad en la interfase	Consideraciones probabilísticas	Fuente del programa
WELSEA	10	10	Total sin fricción	No	Cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos
BISAR	10	10	Total sin fricción	No	Compañía Shell, Inglaterra
CHEV	5	2	Total	No	Compañía chevron
ELSYM 5	5	10	Total sin fricción	No	Universidad de California, Berkeley
PDMAP	5	2	Total	Sí	National Cooperative Highway Research Program
VESYS	5	2	Total	Sí	FHWA-US-DOT
CHEVIT	5	12	Total	Sí	Cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos
CIRCLY	5	10	Total sin fricción	No	Sistemas MINCAB, Australia

### 2.19.2 Metodología general del diseño mecanístico- empírico

La metodología general para el diseño de pavimentos flexibles asume que los materiales que se usan en la estructura son conocidos y que solo sus espesores están sujetos a ser cambiados mediante iteraciones de diseño. Si los espesores propuestos no satisfacen las necesidades los materiales deberán ser sustituidos, es decir cambiar los tipos y propiedades de los materiales a utilizar (Zarate, 2011).

#### a) Configuración del pavimento

El primer paso tiene como objetivo la propuesta de una configuración inicial de la estructura del pavimento, en la cual incluye el número de capas, espesores y el tipo de materiales a utilizar, esto se puede obtener mediante la experiencia local o mediante referencias a catálogos de secciones estructurales, como se viene practicando en países como Francia y España. Las especificaciones van de acuerdo a cada organismo de cada país, como la incluida en la Normativa para la Infraestructura del Transporte del instituto Mexicano del Transporte (IMT).

### **b) Caracterización de materiales**

La propiedades básicas de los materiales que cumplen con cada una de las capas de la estructura del pavimento (asfáltica y granulares) es el módulo de resiliencia que es una medida de las propiedades elásticas de un suelo, sin embargo reconoce las características no lineales en su comportamiento y que de acuerdo a la AASHTO, el módulo de resiliencia está llamado a sustituir el valor relativo de soporte (VRS) por las razones siguientes

- Se le ha reconocido internacionalmente como un método capaz para caracterizar materiales y para uso y diseño de evaluación de pavimentos.
- Es una propiedad mecánica básica disponible para usarse en análisis mecanicistas de sistemas de capas múltiples para predecir diferentes tipos de deterioros como son agrietamientos, deformaciones permanentes, rugosidad y muchos más.
- Existen ensayos no destructivos de medición indirecta como por ejemplo, el deflectómetro de impacto en campo, el módulo resiliente esta normado, sin embargo la dificultad para llevar a cabo esta prueba es la ausencia de equipos capaces de aplicar esfuerzos triaxiales cíclicos que no son todavía accesibles por su costo.

### **c) Modelos climáticos**

Es frecuente que hasta el momento solo se tome en cuenta la temperatura y el agua ya que los factores ambientales no han sido lo suficientemente considerados dentro del diseño.

Cuando las temperaturas y los contenidos de agua en el pavimento tienen una variación importante durante el año, será necesario considerar diferentes valores de módulo de resiliencia de cada de las capas que integran la estructura del pavimento en función de la época y como afecta esta a la temperatura además del agua en los materiales asfálticos y en las capas granulares (base, sub-base y subrasante), y para esto se requieren modelos climáticos que incluyan transferencia de calor con el objetivo de determinar la distribución espacial y temporal de temperaturas. También serán necesarios Modelos de equilibrio para determinar la distribución final de humedades al nivel de la subrasante y los de infiltración y drenaje para predecir el grado de saturación en las capas granulares.

### **d) Condiciones de tránsito**

Para un programa de diseño de pavimento el tránsito debe dividirse en cierto número de grupos divididos por configuraciones, peso y número de repeticiones, configuración,

separación entre ejes, el radio y la presión del neumático. Todas estas son variables tomadas en cuenta en el diseño de pavimentos basados en modelos estructurales, mientras que el número de repeticiones se usa en los modelos de deterioro.

**e) Modelos estructurales**

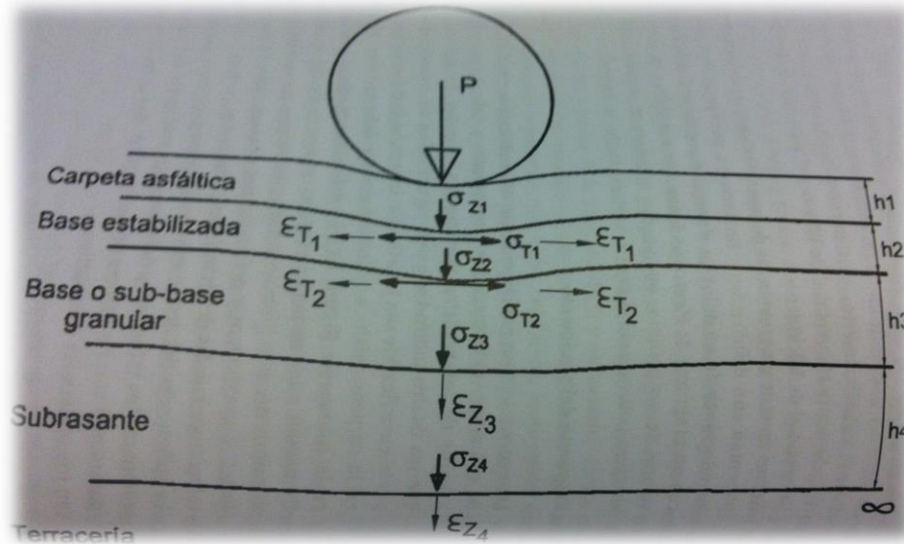
Los programas de capas elásticas más utilizados son los presentados en la **Tabla 2.27** utilizados para la modelación estructural de los pavimentos. Igualmente existen modelos de elementos finitos como el ILLI PAVE desarrollado por la universidad de Illinois y el MICH-PAVE, desarrollado por la Universidad de Michigan. Los diferentes modelos como el de elementos finitos y los modelos estructurales presentan aun deficiencias y limitaciones. Por lo que se ha sugerido utilizar las relaciones de módulo de elasticidad contra profundidad, obtenidos con un programa de elementos finitos que son útiles para determinar los valores de los módulos que puedan utilizarse en un programa de capas elásticas con capacidad para considerar cargas múltiples.

**f) Respuesta del pavimento**

La respuesta de un pavimento bajo solicitaciones de carga está dada en términos de esfuerzos, deformaciones permanentes y deflexiones, obteniéndose generalmente a través de modelos estructurales, entendiéndose que los cuatro indicadores de mayor importancia en el comportamiento de un pavimento flexible son.

- ✓ La deflexión superficial
- ✓ La deformación a la tensión en la carpeta asfáltica
- ✓ Los esfuerzos y deformaciones de compresión en la subrasante

La deflexión superficial y máxima deformación a la tensión de las capas asfálticas están directamente relacionadas con el agrietamiento del concreto asfáltico por fatiga. los esfuerzos y deformaciones calculados en puntos críticos del pavimento con los valores de diseño los cuales se obtienen de ensayos de laboratorio en los materiales constitutivos (*Zarate, 2011*).



**Figura 2.19.** Esfuerzos y deformaciones críticos

**g) Modelos de deterioro**

Los modelos de deterioro consideran al agrietamiento como causa de la fatiga, las deformaciones permanentes y la rugosidad. Cuando la confiabilidad para un determinado deterioro es menor que el nivel mínimo requerido, la configuración del pavimento deberá comenzar con iteraciones hasta obtener el nivel que se busca o requiere.

Este tipo de modelos son funciones de transferencia que relacionan la respuesta estructural de un sistema con varios tipos de deterioro. Estos modelos son característicos de necesitar calibraciones continuas y verificación en campo con el objeto de obtener confiabilidad en el diseño además de reproducir las condiciones reales de campo en las que se desempeñará el pavimento.

El reporte I-26 de la NCHRP (National Cooperative Highway Research Program) de los Estados Unidos recomienda el modelo de agrietamiento térmico de Shahin-McCullough y que se usa para evaluar el potencial de agrietamiento. Una vez que el diseño de espesores ha terminado, si este parámetro es muy alto o insatisfecho se debe optar por utilizar un asfalto más blando.

**h) Análisis de confiabilidad**

Debido a que existe variación en las características de los materiales, de los factores de clima, en los procesos constructivos, en la densificación y estudio del tráfico, es necesario realizar un análisis de confiabilidad en el proyecto.

Los tipos de métodos de diseño son determinísticos o probabilísticos, para el determinístico el diseñador adopta el nivel de confianza y cada factor o variable que interviene tiene un valor fijo determinado los cuales asignará, esta manera de diseñar puede tener diversos problemas como un sobrediseño o subdiseño dependiendo de las magnitudes de los factores y de la sensibilidad de los procesos adoptados. Para el probabilístico a cada factor o variable de diseño se le asigna un valor medio y una variabilidad o coeficiente de variación. Así al final de cada diseño dependerá su confiabilidad del grado con que hayan sido ejecutados durante el diseño.

**i) Modelos de agrietamiento por fatiga**

El concepto de daño acumulado que fue propuesto por Miner es utilizado para predecir el agrietamiento por fatiga en los pavimentos, esta ley considera que el número permisible de repeticiones de carga está relacionado con el valor de la deformación unitaria por tensión en la parte inferior de la capa asfáltica de un pavimento, por lo que la cantidad de daño es expresada como relación de daño, la cual es la relación del número de repeticiones de esperadas y las permisibles teóricamente, cuando esta relación es igual a 1, el daño se ha producido. Debido a las incertidumbres involucradas, todo el daño no se ha llevado a cabo una vez que se obtiene ese valor de 1. Si se ha utilizado en el diseño los valores medios de cada parámetro, una relación de daño igual a 1 indica que la probabilidad de falla es de un 50% la cual significa que al menos un 50% del área presentará agrietamientos por fatiga.

La diferencia principal entre los métodos de diseño es la manera de la función de transferencia que relaciona las deformaciones de tensión en la fibra inferior de las capas asfálticas, en las que el módulo de elasticidad es  $E_1$ , con el número de repeticiones admisibles  $N_f$  para generar agrietamiento por fatiga. El Instituto del Asfalto y la compañía Shell usan la siguiente expresión:

$$N_f = f_1 (\epsilon_t)^{-f_2} (E_1)^{-f_3} \quad \text{Ecuación 11}$$

En donde:

$N_f$ = el número de repeticiones de carga admisible para evitar el agrietamiento por fatiga.

$E_1$  =módulo de elasticidad de las capas asfálticas

$f_1, f_2, f_3$ = constantes que se determinan a partir de ensayos de fatiga en laboratorio

$f_1$ = debe modificarse posteriormente para correlacionarlo con el comportamiento observado en campo

Para una mezcla asfáltica estandarizada de diseño, la ecuación del instituto del asfalto para limitar a 20% el área afectada por agrietamiento es:

$$N_f = 0.0796(\varepsilon_t)^{-3.291}(E_1)^{-0.854} \quad \text{Ecuación 12}$$

Y para la compañía Shell

$$N_f = 0.0685(\varepsilon_t)^{-5.671}(E_1)^{-2.363} \quad \text{Ecuación 13}$$

Debido a que el exponente para  $f_2$  es mayor que  $f_3$ , el efecto de  $\varepsilon_t$  en  $N_f$  es mas importante que el de  $E_1$  por lo que el término  $E_1$  puede omitirse por lo que la ecuación de transferencia queda de la siguiente manera.

$$N_f = f_1(\varepsilon_t)^{-f_2} \quad \text{Ecuación 14}$$

Sin embargo debido a las diferencias existentes en materiales, contenido de asfalto, métodos de prueba, condiciones de campo, modelos estructurales y sobre todo el criterio de falla, es decir, el porcentaje de área afectada, intensidad, etc.

#### j) Modelos de deformaciones permanentes

Existen dos clases de procedimientos para limitar las deformaciones permanentes. El primero consiste en limitar únicamente la deformación vertical de compresión en la superficie de la capa subrasante, y el segundo, en limitar la deformación permanente acumulada total en la superficie superior, por causas como la deformación de las capas que componen al pavimento.

En los métodos de diseño del Instituto del asfalto y de la compañía Shell el número de repeticiones de carga admisibles  $N_d$  con la intención de limitar las deformaciones permanentes se relaciona con deformación vertical de compresión  $\varepsilon_c$  en la superficie superior de la subrasante.

Con la ecuación  $N_d = f_4 (\varepsilon_c)^{-f_5}$

En donde:

$f_4$  y  $f_5$ = constantes que se determinan a partir de ensayos de laboratorio, de tramos de prueba o del comportamiento observado en campo. Debe tomarse en cuenta que el exponente  $f_5$  varia en un rango muy pequeño, en contraparte el coeficiente  $f_4$  varia en un rango muy grande, es por eso que estos coeficientes y exponentes deben calibrarse para ajustar las predicciones con lo sucedido en campo. A continuación se presentan valores de  $f_4$  y  $f_5$ .

**Tabla 2.27.** Coeficientes  $F_4$  y  $f_5$  usados por el Instituto del Asfalto y la compañía Shell.

Institución	$F_4$	$F_5$	Profundidad de rodera máxima ,en mm
<b>Compañía Shell</b>			
<b>Confiabilidad</b>			
<b>50 %</b>	$6.15 \cdot 10^{-7}$	4.00	
<b>85 %</b>	$1.94 \cdot 10^{-7}$	4.00	
<b>95 %</b>	1.05*	4.00	
<b>Instituto del Asfalto</b>	$1.365 \cdot 10^{-9}$	4.477	12.7 (0.5 pulgadas)
<b>TRRL, Inglaterra 85% de confiabilidad</b>	$6.18 \cdot 10^{-8}$	3.97	10.2 (0.4 pulgadas)
<b>Centro Belga de Investigaciones carreteras</b>	$3.05 \cdot 10^{-9}$	4.35	

Para el primer procedimiento en el que se controlan las deformaciones permanentes se toma en cuenta que si se controla la deformación por compresión en la superficie superior de la subrasante, se puede limitar de manera considerable las deformaciones permanentes en la superficie del pavimento.

Para el método del Instituto del Asfalto se limita la profundidad de rodera a 12.7 milímetros, por otro lado el método de TRRL limita este parámetro a 10.2 milímetro. Cuando no se tiene un procedimiento definido el control de deformaciones permanentes o roderas en las capas asfálticas, se debe realizar mediante el mejoramiento de las técnicas de selección de materiales y del diseño de la mezcla, utilizando las normas o recomendaciones emitidas por cada organismo representante del área en la que la obra se vaya a desarrollar (Zarate, 2011).

#### k) Diseño final

La parte final del diseño de un pavimento se obtiene cuando se obtiene la configuración del pavimento, es decir, su geometría y propiedades de los materiales que componen al

mismo, además de garantizar que los componentes del pavimento satisfacen los requisitos de deterioro así como la confiabilidad requerida.

En la actualidad los métodos de diseño presentan simplificaciones notorias en su proceso de diseño mediante: tablas, nomogramas y elementos de cálculo relativamente sencillos, software capaces de efectuar análisis de diferentes alternativas y análisis de sensibilidad en la que se incluyen sus costos permitiendo así obtener un panorama completo del problema y con la información necesaria para la correcta toma de decisiones.

Algunos de los conceptos importantes que deberían tomarse en cuenta por el proyectista y que además son acordes a los requerimientos de los pavimentos:

## **2.19. Métodos de diseño estructural para pavimentos flexibles**

Los métodos actuales de diseño de pavimentos tienden hacia el concepto empírico-mecanicista, en el que se incluyen la aplicación de modelos estructurales para calcular las respuestas de los pavimentos, además de los modelos de deterioro para predecir el comportamiento del pavimento a través de respuestas estructurales. En México los métodos más usados son: el del instituto del asfalto, el desarrollado por Instituto de Ingeniería de la UNAM, el propuesto por la AASHTO y por último el propuesto el Catalogo Técnico de uso en España. Sin embargo analizaremos en este capítulo solo al propuesto por la AASHTO, al propuesto por la UNAM y por último el programa de computación "KENLAYER" usado por Yang Huang para el análisis multicapa (*Zarate, 2011*).

### **2.20.1 Método AASHTO para pavimentos flexibles**

Después de varias modificaciones que sufrió este método desde su creación en 1962 teniendo una guía por separado para pavimentos rígidos y flexibles hasta su primer modificación y la reducción y presentación a un solo documento, la AASHTO Interim Guide for The Design of Pavements Structures la cual fue publicada en 1981. Para 1986 reapareció con el mismo nombre pero con correcciones importantes como por ejemplo: el nivel de confianza, análisis de costos en el ciclo de vida y administración de pavimentos. Finalmente en el año de 1993 la versión editada corrige y aclara algunos conceptos referentes al proyecto de capas de refuerzo de los pavimentos y es esta la versión que en este capítulo se describe.

Este método se clasifica dentro de los métodos de diseño basados en ecuaciones de regresión desarrolladas a partir de resultados de tramos de prueba, sin embargo en la actualidad está tomando un carácter mecanicista al incluir en su procedimiento conceptos como el módulo de resiliencia y elástico de los materiales.

El numero estructural SN es el punto importante en el método de diseño, necesario para que el pavimento pueda soportar las cargas consideradas.

La ecuación de regresión obtenida en un inicio a partir de resultados de la prueba AASHO fue modificada con base en la teoría y la experiencia, por lo que la ecuación presentada en 1993 es la siguiente:

$$\text{Ecuación...} \log_{10} w_{18} = Z_R * S_O + 9.36 * \log_{10}(SN + 1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{1094} \right]}{0.40 + \frac{1}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$

Donde:

$W_{18}$  = numero admisible de ejes equivalentes de 1800 lb

$Z_R$  = Desviación normal estándar

$S_o$  = Desviación estándar integral

SN = Número estructural del pavimento

$$SN = a_1 D_1 * a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

$\Delta PSI$  = Diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal ( $P_o, P_t$ )

$P_o$  = Índice de servicio inicial

$P_t$  = Índice de servicio terminal

$M_R$  = Módulo de Resiliencia en lb/pulg<sup>2</sup>

$m_2, m_3$  = Coeficientes de drenaje para las capas de base y sub-base

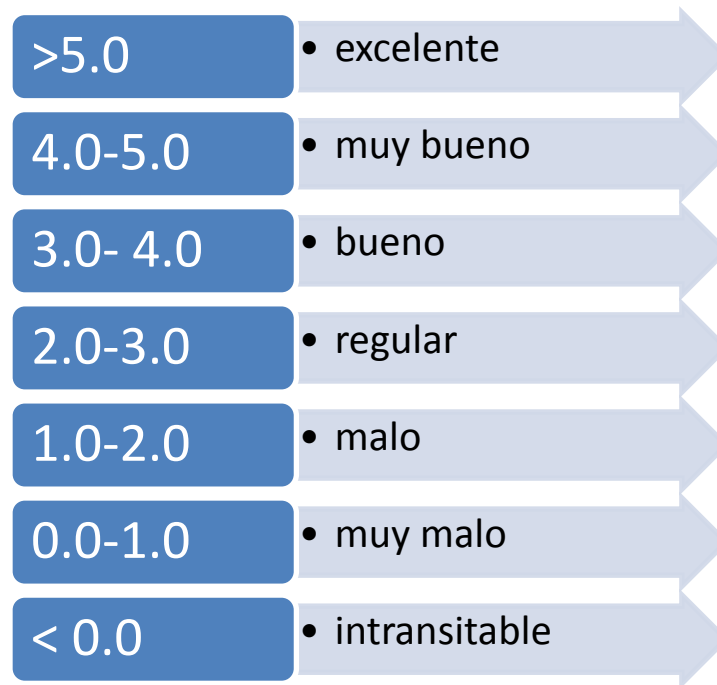
$a_1, a_2, a_3$  = Coeficientes de capa representativos de la carpeta, base y sub-base

$D_1, D_2, D_3$  = espesores de la carpeta, base y sub-base en pulgadas

A continuación se dará una breve explicación de los factores que influyen en la ecuación con el objetivo de tener una mejor comprensión de los factores que se incluyen en la misma durante el proceso de diseño del pavimento.

#### 1. *Serviciabilidad*: índice de servicio (serviciability)

Se define como la habilidad para proporcionar un servicio adecuado al tipo de tránsito definido que lo usa, en el tramo de prueba se desarrollo una escala que va del rango del 0 al 5 mediante la cual se trata de representar los diferentes niveles de calidad del servicio, en función del grado de deterioro superficial del pavimento en función del grado de deterioro superficial del pavimento.



**Figura 2.20.** Niveles de calidad de servicio en función del grado de deterioro superficial del pavimento. Debe señalarse que los niveles 0 y 5 en raras ocasiones son alcanzados.

El índice de servicio inicial representa las condiciones iniciales bajo las que se encuentra el pavimento recién construido o reconstruido, se ha tenido casos en los que los valores de índice de servicio están en 4.7 y 4.8 para pavimentos rígidos de alta calidad, por lo que para efectos de diseño se recomienda tomar en cuenta datos de 4.5 cuando no se tenga información alguna (Zarate, 2011).

Para el índice de servicio terminal,  $P_t$ , se refiere a las condiciones en que el pavimento requiere de algún tipo de rehabilitación para iniciar un nuevo ciclo de vida. Este índice se relaciona con el tipo o importancia de la carretera, aunque, si bien el proyectista podrá adoptar valores que considere convenientes para algún caso en particular.

**Tabla 2.28.** Valores terminales típicos para el índice de servicio terminal.

Pt	Clasificación
3.00	Autopistas
2.50	Carreteras principales y arterias urbanas
2.25	Calles secundarias importantes, calles comerciales e industriales
2.00	Carreteras secundarias , calles residenciales y estacionamientos.

Entonces el parámetro que indica la diferencia entre los índices de servicio terminal e inicial se expresa de la siguiente manera:

$$\text{Ecuación } \Delta PSI = P_0 - P_t \quad \text{Ecuación 15}$$

Por lo tanto es recomendable que el índice  $P_0$  alcance el mayor valor posible con el objetivo de aumentar el ciclo de vida del pavimento. Esto depende de las técnicas utilizadas durante su construcción así como su control y supervisión de calidad.

Se ha demostrado que el tránsito no es el único factor que deteriora al pavimento reduciendo con el paso del tiempo el índice de servicio. Existen algunos otros, los factores ambientales, el tipo de suelo del terreno natural así como las condiciones y efectividad del drenaje, estos factores deben tomarse en cuenta para determinar los espesores del pavimento necesarios para soportar la combinación de estos factores (ambientales y de tránsito). Cuando la información es escasa y los elementos nulos para definir el valor de la reducción producida por factores ambientales,  $\Delta PSI_{SW-FH}$ , este valor se espera que se encuentre entre 0.0 y 0.7. Para valuar la pérdida de índice de servicio total se emplea la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación... } \Delta PSI = \Delta PSI_{TR} + \Delta PSI_{SW-FH} \quad \text{Ecuación 16}$$

En donde:

$\Delta PSI_{TR}$	=pérdida del índice de servicio debida al efecto del tránsito
$\Delta PSI$	=pérdida de servicio total en el ciclo de vida considerado ( $P_0 - P_t$ )
$\Delta PSI_{SW-FH}$	=pérdida del índice de servicio debido a factores ambientales

Un aspecto importante que se debe buscar en el diseño de pavimentos es tratar de reducir o nulificar la pérdida del índice de servicio debida a factores ambientales. Lo cual obliga al proyectista a disminuir el posible efecto negativo de los factores ambientales (*Zarate, 2011*).

## 2. tránsito, W-18

La aplicación del método AASHTO solicita la transformación de ejes equivalentes de 8.2 KN (1800 lb) de los ejes de diferentes pesos y configuraciones (sencillos, tándem y tridem) que circularan a lo largo de la vida de proyecto, por lo que en la guía se han incluido una serie de tablas que en este trabajo de tesis se agregan en el **capítulo 6 de Anexos y tablas** para su análisis y mejor comprensión y en las que se agregan los factores de conversión, los cuales dependen de factores como:

- el tipo de pavimento (flexible o rígido)
- tipo de eje (sencillo, tándem o tridem)
- índice de servicio final
- para los pavimentos rígidos, espesor de la losa

Para conocer el número de ejes acumulados equivalentes de 82 kN (1800 lb) (E-18, ESAL), el proyectista deberá conocer las características del tránsito que se espera circulará sobre el pavimento durante la vida o ciclo de proyecto. Como son: número y tipos de vehículos clasificados de acuerdo a una tipología determinada, las cargas correspondientes a cada tipo de eje, tasa de crecimiento prevista, periodo o ciclo de proyecto y número de carriles. Para este método la AASHTO recomienda utilizar la siguiente expresión para determinar el tránsito equivalente:

$$\text{Ecuación... } W_{18} = D_D \cdot D_L \cdot W_{18} \quad \text{Ecuación 17}$$

En donde:

$W_{18}$ = tránsito acumulado en el primer año, en ejes sencillos acumulados de 82 kN (18 000 lb), en el carril de diseño.

$D_D$ = es el factor de distribución direccional, 50 % en general

$W_{18}$ = son los ejes acumulados equivalentes en ambas direcciones

$D_L$ = factor de distribución por carril

Por otra parte debe tomarse en cuenta la distribución del tránsito de manera transversal en la que se considera el número de carriles de la vialidad a partir de lo que se indica en la tabla siguiente:

**Tabla 2.29.** Factor de distribución por carril

Número de carriles en cada dirección	Porcentaje del número de ejes equivalentes en el carril de diseño
1	100
2	80- 100
3	60- 80
4	50- 75

Una vez que se hayan calculado los ejes equivalentes acumulados en el primer año es necesario calcular el número de ejes equivalentes acumulados para el periodo de diseño con base en la tasa de crecimiento anual.

### 3. Tipología de vehículos

En la **Tabla 2.30** se expresan la tipología de vehículos autorizados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) para circular por las vialidades mexicanas.

**Tabla 2.30:** Tipología de vehículos autorizados por la SCT para circular por las vialidades en México, en esta tabla se plasma la clave para cada tipo de vehículo así como sus pesos permitidos.

Vehículo	Designación	peso por eje, tonelada				
		1	2	3	4	5
Automóvil	A2	1.0	1.0			
Camión ligero con capacidad de carga de hasta 3 toneladas	A2	1.7	3.8			
Autobús de dos ejes	B2	5.5	10.0			
Autobús de tres ejes	B3	5.5	14.0 D			
Autobús de cuatro ejes	B4	7.0 D	14.0-D			
Camión de dos ejes	C2	5.5	10.0			
Camión de tres ejes	C3	5.5	18.0-D			
Camión de cuatro ejes	C4	5.5	22.5-T			
Tractor de dos ejes con un semirremolque de un eje	T2-S1	5.5	10.0	10.0		
Tractor de tres ejes con un semirremolque de dos ejes	T2-S2	5.5	10.0	18.0-D		
Tractor de tres ejes con un semirremolque de tres ejes	T3-S2	5.5	18.0-D	18.0-D		
Tractor de tres ejes con un semirremolque de tres ejes	T3-S3	5.5	18.0-D	22.5-T		
Camión de dos ejes con remolque de dos ejes	C2-R2	5.5	10	10	10	
Camión de tres ejes con remolque de dos ejes	C3-R2	5.5	18.0-D	10	10	
Camión de tres ejes con remolque de tres ejes	C3-R3	5.5	18.0-D	10.0	18.0-D	
Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes	T2-S1-R2	5.5	10.0	10.0	10.0	
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes	T2-S2-R2	5.5	10.0	18.0-D	10.0	10.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes	T3-S1-R2	5.5	18.0-D	10.0	10.0	10.0
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes	T3-S2-R2	5.5	18.0-D	18.0-D	10.0	10.0

<b>Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de tres ejes</b>	T3-S2-R3	5.5	18.0	18.0	10.0	18.0
<b>Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes</b>	T3-S2-R4	5.5	18.0	18.0	18.0	18.0

#### 4. Periodo o ciclo de proyecto

Es muy importante definir la magnitud del ciclo de proyecto debido a que el número de ejes equivalentes deberá acumularse durante ese ciclo, comúnmente se consideran diseños de 10 a 20 años, lapso en el cual se espera que el pavimento tenga el índice de servicio terminal que se eligió en el diseño. Dicho periodo de vida puede ser asignado por el organismo que requiere el proyecto por elección o propuesta del diseñador en función de su experiencia y tipo de carretera, pudiendo utilizar los periodos presentados en la tabla siguiente:

**Tabla 2.31:** Periodos o ciclos de vida de acuerdo con el tipo de vialidad.

<b>Tipo de vialidad</b>	<b>Periodo de proyecto, años</b>
<b>Urbana, con elevado nivel de tránsito</b>	30-50
<b>Principal, con elevado nivel de tránsito</b>	20-50
<b>Secundaria, con elevado nivel de tránsito</b>	15-25

#### 5. Volumen de tránsito y tasa de crecimiento

Generalmente el número inicial de vehículos que circulará en el pavimento es proporcionado por la institución u organismo que requiere el proyecto, además de la correspondiente tasa de crecimiento que adoptará el tráfico durante su periodo de análisis. Por otra parte el proyectista cuenta con la opción de recurrir a la información obtenida en otros análisis semejantes al objeto de estudio, así como la información estadística.

En el apéndice “D” de la guía AASHTO da una referencia de la forma de tomar en cuenta el aspecto de como tomar en cuenta el incremento del tránsito además de presentar lineamientos para tal aspecto. Las tasas de crecimiento propuestas por la guía van de valores de 0 a 10 y periodos de análisis de 1 a 35 años. Los factores propuestos multiplicados por los factores resultaran en el volumen total de tránsito esperado en el periodo de vida analizado (*Zarate, 2011*).

#### 6. Coeficiente de drenaje

Dentro del fenómeno de deterioro de los pavimentos esta el agua como uno de los factores que mayor contribuye al deterioro de los pavimentos, pudiendo ser por la saturación y reducción de la resistencia en los materiales de las capas granulares, o por favorecer el fenómeno de bombeo con expulsión de las partículas finas a través de grietas y juntas, lo que posteriormente conduce a una degradación y disminución de la capacidad de soporte estructural, oxidación y envejecimiento de las carpetas asfálticas, e inestabilidad y agrietamientos por cambios volumétricos debido a cambios de humedad.

La selección del valor del coeficiente  $m_i$ , en la que se deben considerar las condiciones de saturación a que están expuestas las condiciones de sub-base y base se deben consultar en la tabla que se presenta a continuación **Tabla 2.32** y determinar el valor del coeficiente para cada caso.

**Tabla 2.32.** Valores recomendados

Condición de drenaje	Porcentaje del tiempo en que la estructura del pavimento se encuentra expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación.			
	< 1%	1 - 5 %	5 - 25%	>25%
<b>Excelente</b>	1.40- 1.35	1-35- 1.30	1.30- 1.20	1.20
<b>Buena</b>	1-35- 1.25	1.25- 1.15	1-15- 1.00	1.00
<b>Regular</b>	1.25- 1.15	1.15- 1.05	1.00- 0.8	0.80
<b>Mala</b>	1.15- 1-05	1.05- 0.80	0.80- 0.60	0.60
<b>Muy mala</b>	1.05- 0.95	0.95- 0.75	0.75- 0.40	0.40

El empleo de drenes y sub-drenes y capaz de sub-base permeable son recomendados para prevenir el bombeo prematuro además de deterioros asociados en el pavimento.

**Tabla 2.33.** Condiciones de drenaje para el suelo sea drenado después de un lapso transcurrido y alcance el 50% de saturación

Condiciones del drenaje	Lapso transcurrido para que el suelo sea drenado hasta alcanzar el 50% de saturación
<b>Excelente</b>	2 horas
<b>Buena</b>	1 día
<b>Regular</b>	7 días
<b>Mala</b>	1 mes
<b>Muy mala</b>	infinito

En el caso de que  $m_i=1$ , se dice que las condiciones del drenaje no causan ningún impacto en el espesor del pavimento pero si es menor que uno el espesor deberá incrementarse, mientras que para valores superiores a la unidad el espesor deberá disminuirse.

## 7. Confiabilidad ( $R$ , $Z_R$ , $S_o$ )

La confiabilidad se define como la probabilidad estadística de que el pavimento cumpla con la vida de diseño para la que fue diseñada, comúnmente el comportamiento de un pavimento se representa mediante una curva en la que se esquematiza como un pavimento pierde progresivamente a lo largo del tiempo algunas de sus propiedades, entre ellas su serviciabilidad, la ecuación de diseño propuesta. La ecuación de diseño propuesta por la AASHTO define la forma de la curva de comportamiento en la que involucra el concepto de serviciabilidad, con un nivel de confianza ( $R$ ) de 50% (Zarate, 2011).

**Tabla 2.34.** Niveles de confianza sugeridos para diferentes tipos de vialidades y carreteras. El nivel de confianza para un proyecto en especial de seleccionarse de acuerdo a la importancia de la carretera o vialidad de acuerdo a lo que se recomienda en esta tabla, se observa que los valores mayores se recomiendan para vialidades sujetas a un uso intenso y con mayores exigencias de un mantenimiento mínimo

Tipo de vialidad	Nivel de confianza	
	Vialidades urbanas	Carreteras
<b>Autopistas y carreteras de primer orden</b>	85- 99.9	80- 99.9
<b>Carreteras y vialidades principales</b>	80- 99	75- 95
<b>Carreteras y vialidades secundarias</b>	80- 95	75- 95
<b>Vialidades de acceso y calles en general</b>	50- 80	50- 80

Los niveles de confianza propuestos son el porcentaje del área abarcada en la curva de distribución normal de serviciabilidad, a la derecha del nivel de confianza elegido. La distancia entre el valor medio, el cual equivale a un nivel de confianza de  $R=50\%$  y el correspondiente al nivel de confianza elegido para un caso en particular, es igual al producto de  $Z_R * S_o$ ,

En donde:

$S_o$ = es la desviación estándar total, en la que involucra el valor del error estadístico incluido en la ecuación, esto producto de la variabilidad inherente con la que cuentan los materiales y los procesos constructivos.

$Z_R$ = es la desviación normal estándar para la distribución normal, para un nivel de confianza determinado.

La determinación del valor de  $S_o$  es difícil ya que se requiere determinar el valor de la desviación estándar para cada parámetro que se incluye en la ecuación, por esta razón se considera a este parámetro dentro de un rango entre 0.3 y 0.4 recomendándose un valor de 0.45

Con respecto al valor de  $Z_R$  su valor depende del nivel de confianza y su cálculo puede llevarse a cabo a través de tablas de tipo estadístico. Con el objeto de ser más prácticos a continuación se presenta una tabla con los valores para los niveles de confianza presentados en la misma.

**Tabla 2.35.** Relación entre el nivel de confianza  $S_o$  y la desviación normal estándar  $Z_R$

Nivel de confianza R	Desviación normal estándar $Z_R$	$Z_R * S_o$
50	0.00	0.0
75	-0.674	-0.236
80	-0.841	-0.294
85	-1.037	-0.363
90	-1.282	-0.449
95	-1.645	-0.576
99.9	-3.090	-1.082

#### 8. Módulo de resiliencia ( $M_R$ )

El parámetro básico para el diseño de pavimentos es el modulo resiliente ( $M_R$ ), este es un parámetro que ha sustituido al valor relativo de soporte (CBR) y al valor "R" del Hveem llamado módulo de reacción del estabilometro, a pesar de que se han establecido correlaciones para determinar el modulo resiliente a partir de la obtención del CBR o o módulo de reacción Hveem, las razones por las que se ha adoptado esta característica son las siguientes:

- Es un indicador de la propiedad básica del material que es posible utilizar en el análisis mecanístico del sistema multicapa con el que se predice la rugosidad, agrietamientos, roderas, deterioros, etcétera.
- Es una característica que es reconocida a nivel internacional para el y diseño y evaluación de pavimentos
- La prueba se caracteriza por no ser destructiva lo cual permite estimar varios valores de módulo resiliente de varios materiales directamente en el lugar.

Las expresiones mediante las cuales se han establecido correlaciones razonables para determinar los valores de módulo resiliente mediante el valor relativo de soporte y el valor de “R” están dadas por las siguientes expresiones.

$$M_R (\text{psi}) = 1500 \times CBR \quad \text{Ecuación 18}$$

$$M_R (\text{psi}) = 1000 + 555 * CBR \quad \text{Ecuación 19}$$

Estas expresiones solo son validas para suelos granulares y finos los cuales cubren una gran parte de materiales de terreno natural o terracerías, de soporte para pavimentos.

Debe tenerse en cuenta para suelos finos arcillosos y expansivos de muy bajo CBR el uso de las expresiones anteriores para evitar posibles errores y fallas en el pavimento.

Se hace énfasis en obtener el módulo resiliente adecuado, adema de asegurar el número de ensayos adecuados ya que se debe obtener un factor adecuado de confiabilidad.

Para la obtención del módulo estacional, o variaciones del módulo resiliente a lo largo de las estaciones en el año, existen dos procedimientos: que se obtenga a partir de la relación en el laboratorio del módulo de resiliencia y el contenido de humedad de diferentes muestras obtenidas en las diferentes estaciones del año. O bien, que se utilice algún equipo para la medición de deflexiones sobre carreteras durante las estaciones del año.

Los datos obtenidos deben convertirse en módulo de resiliencia efectivo de la capa subrasante para el diseño de pavimentos flexibles, con el auxilio de la **figura 2.21** la cual da un valor ponderado en función del “daño equivalente anual” obtenido para cada estación del año. Para este caso debe utilizarse la siguiente ecuación:

$$Uf = 1.18 \times 10^8 * M_R^{-2.32} \quad \text{Ecuación 20}$$

Donde:

Uf= daño relativo estacional (por mes o quincenal)

M<sub>R</sub>=Módulo de Resiliencia de la capa subrasante, obteniendo en laboratorio o con deflexiones cada quincena o mes.

$$Uf = \text{promedio de daño relativo} = \frac{\sum Uf}{n}$$

Así, el módulo efectivo será el que corresponde al Uf promedio.

Para los materiales de sub-base y base el método reconoce la complejidad para determinar el módulo resiliente en laboratorio por lo que recomienda el uso de las correlaciones mencionadas

con pruebas más accesibles como el CBR, presentando graficas en las que se correlacionan dichos parámetros para materiales granulares y estabilizados (*Zarate, 2011*).

#### 9. Coeficiente de capa ( $a_i$ )

El método ofrece graficas de las que es posible obtenerse los coeficientes de capas aplicables a diferentes materiales de las capas consideradas de la estructura del pavimento y las cuales están en función del módulo resiliente aplicable. La **figura 2.25** presenta los coeficientes de capas para concreto asfáltico, bases y sub-bases granulares y bases estabilizadas con cemento portland o asfáltico.

Mes	Módulo de Resiliencia de la Subrasante $M_R$ (psi)	Daño Relativo $U_1$
Ene.		
Feb.		
Mar.		
Abr.		
May.		
Jun.		
Jul.		
Ago.		
Sep.		
Oct.		
Nov.		
Dic.		
Sumatoria:	$\Sigma U_1 =$	

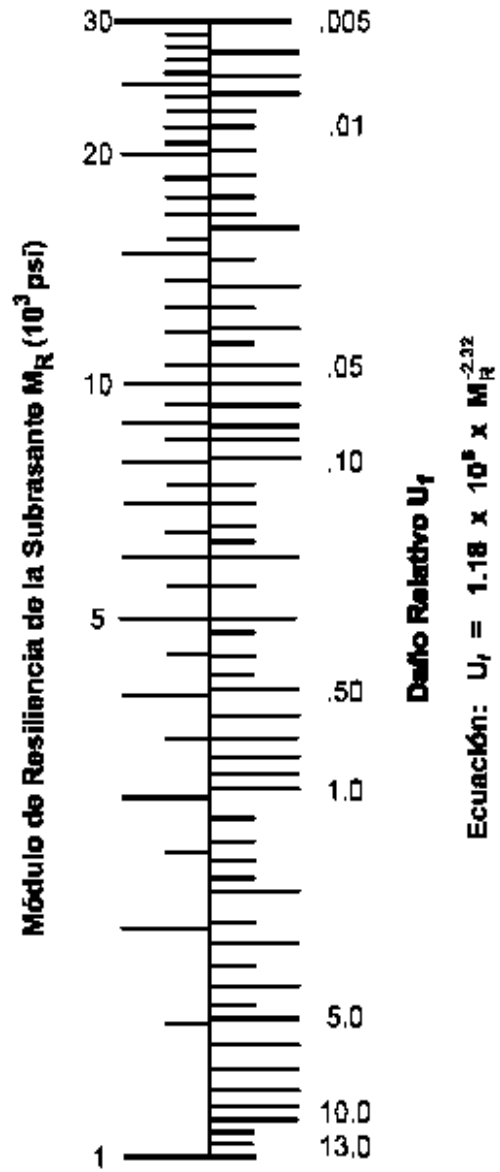
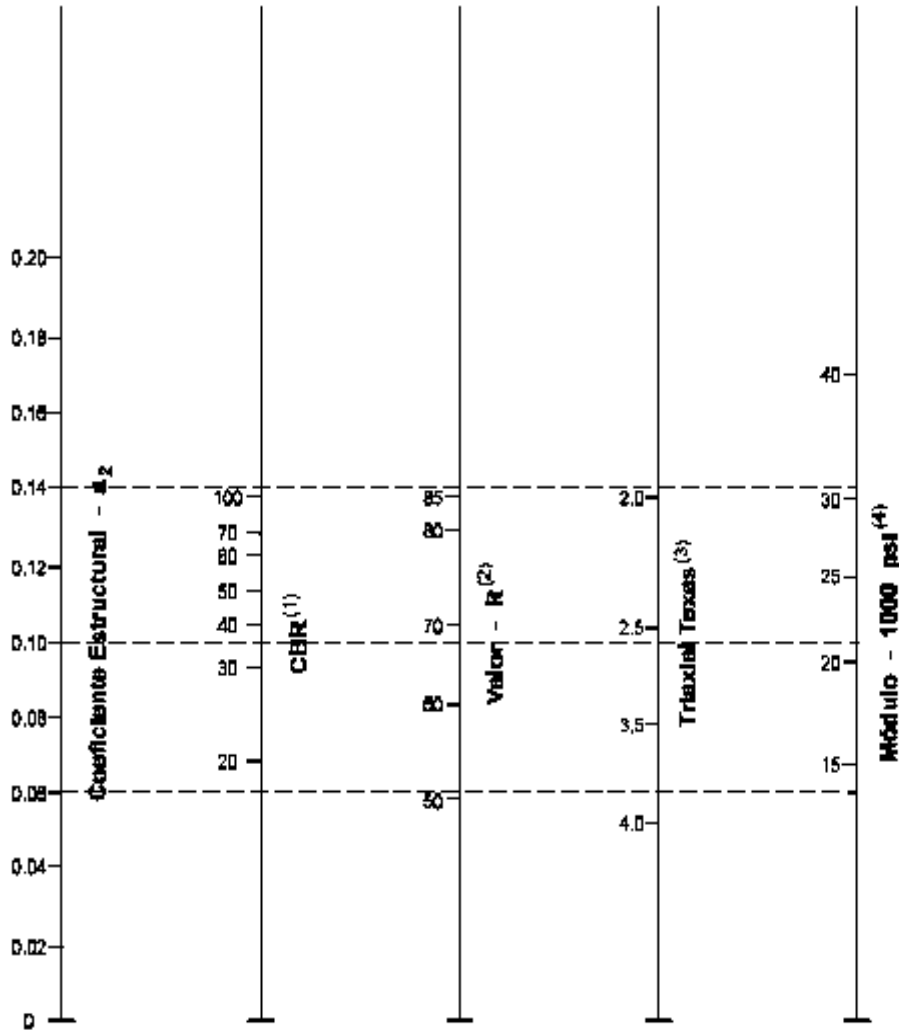
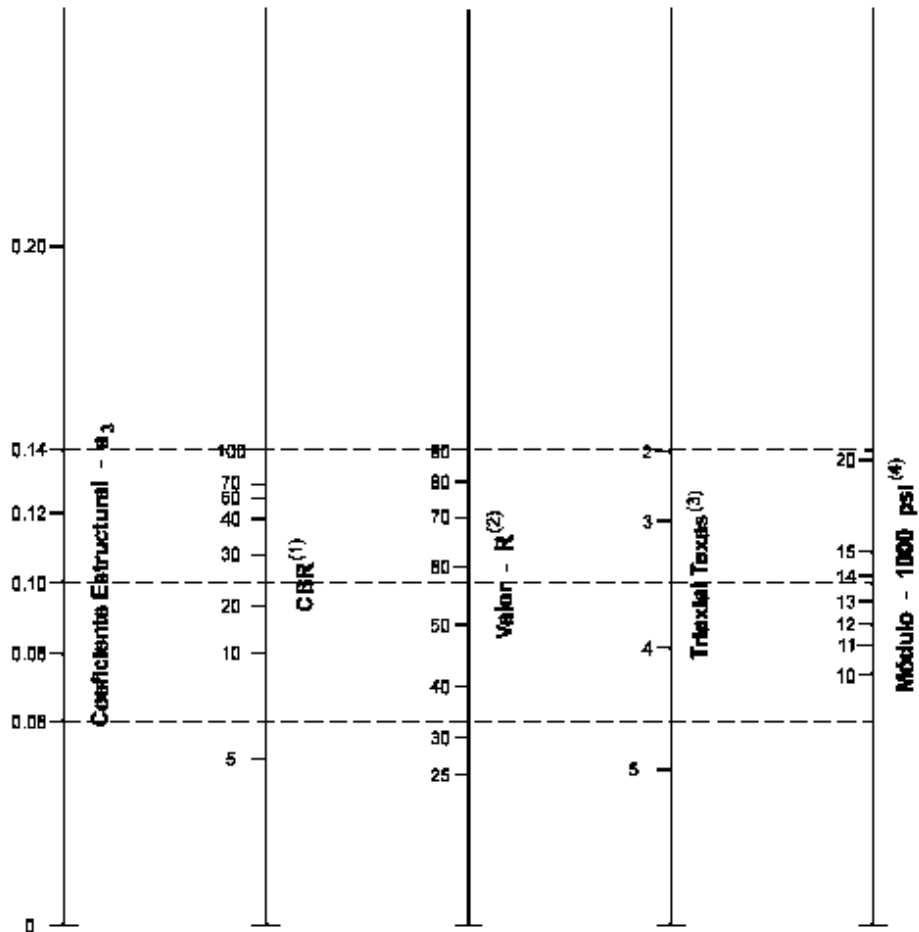


Figura 2.21. Formato para calcular el módulo de resiliencia efectivo de la subrasante en pavimentos flexibles



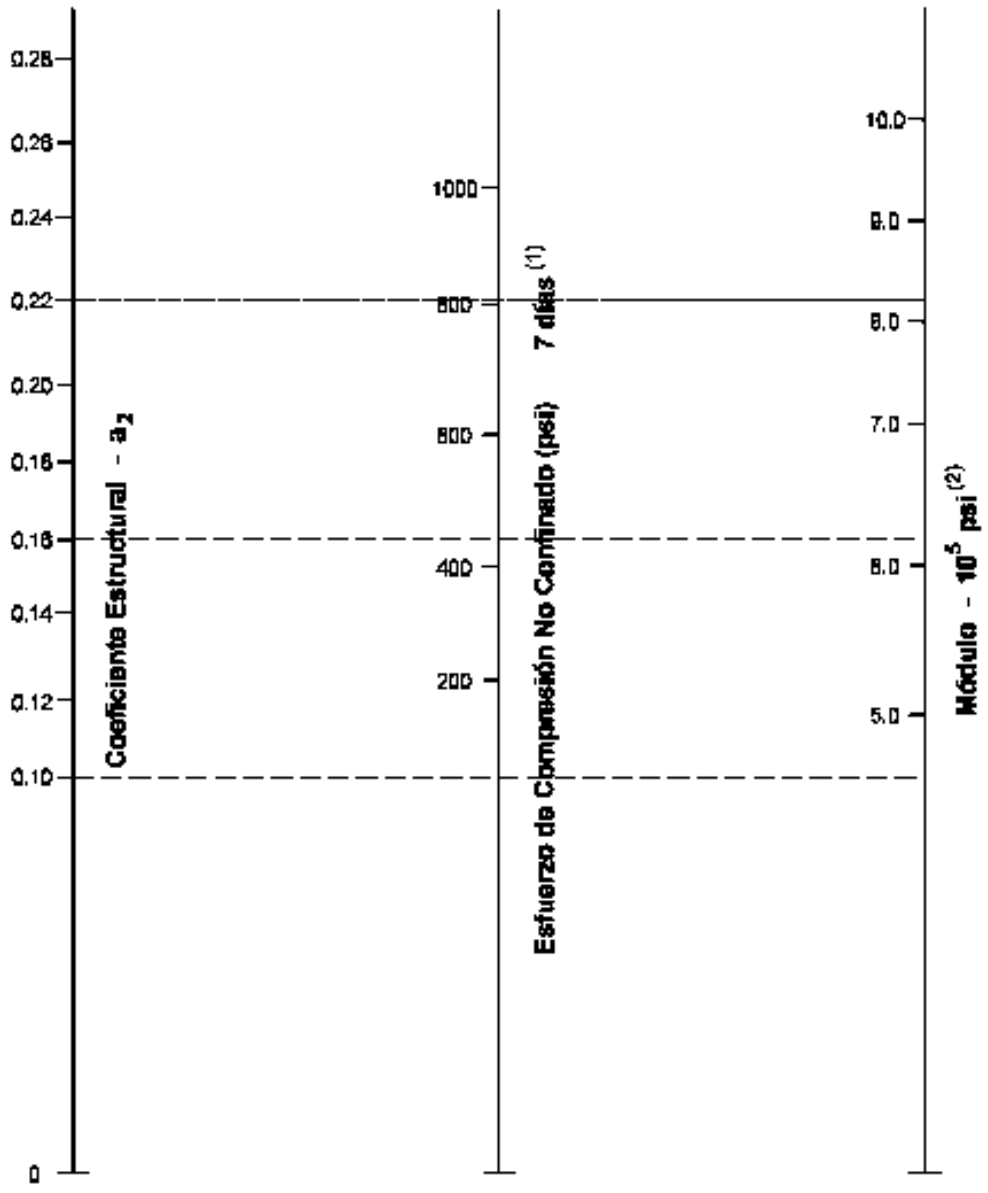
- (1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois.
- (2) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 2.22. Variación de los coeficientes de capa "a<sub>2</sub>" en bases granulares.



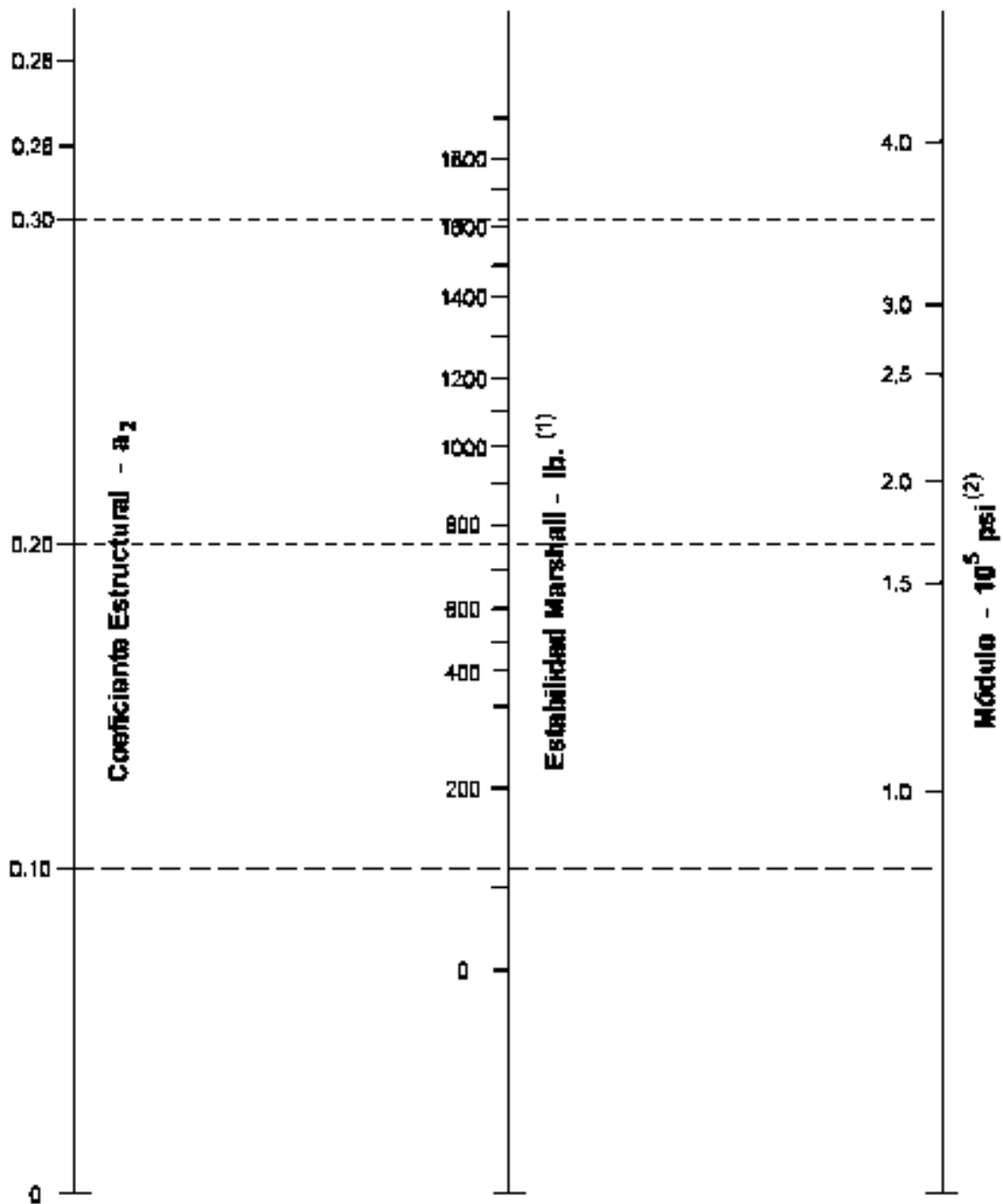
- (1) Escala derivada de correlaciones de Illinois.
- (2) Escala derivada de correlaciones obtenidas del Instituto del Asfalto, California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada de correlaciones obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 2.23. Variación de los coeficientes de capa "a<sub>3</sub>" en su-bases granulares



- (1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois, Louisiana y Texas.
- (2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 2.24. Variación de los coeficientes de capa "a<sub>2</sub>" en bases estabilizadas con cemento Portland



(1) Escala derivada por correlación obtenida de Illinois.

(2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

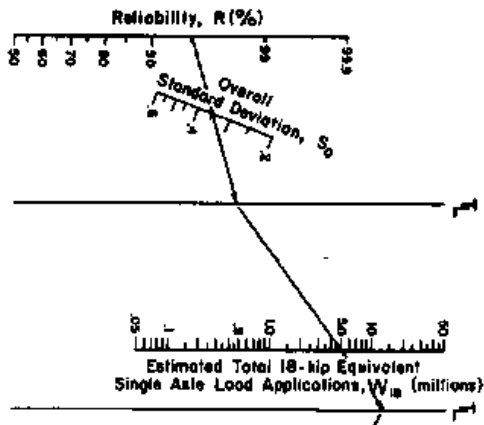
Figura 2.25. Variación de los coeficientes de capa "a<sub>2</sub>" en bases estabilizadas con asfalto  
Procedimiento de diseño.

1. Inicialmente se utiliza el monograma del cual se asignan valores convenientes al nivel de confianza, R, y a la desviación estándar, S<sub>o</sub>

El nivel de confianza se elige de acuerdo a con el tipo de vialidad. Por lo que para el valor de  $S_0$  es necesario determinarse de forma experimental en función de la variabilidad observada en los materiales y en la calidad de los procesos constructivos, es necesario un seguimiento constante. Pero en caso de no contar con la experiencia el valor que se deberá tomar es de 0.45.

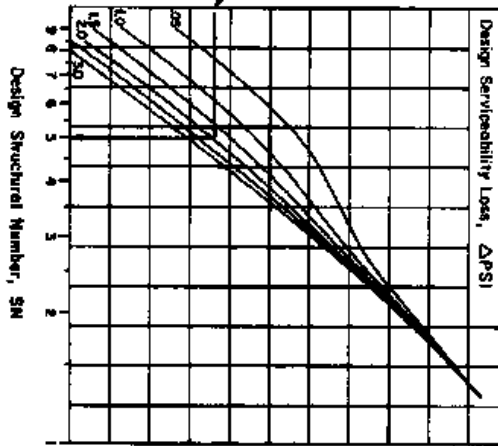
2. Posteriormente aplicar el tránsito equivalente esperado en el carril de diseño por lo que para este punto es importante mencionar que la capacidad de la escala es de 50 millones de ejes acumulados equivalentes, cuando se tenga el caso de que la distribución del tránsito rebase el valor de 50 es conveniente reconsiderar la distribución del tránsito por ejemplo aumentar el número de carriles, etcétera. En cuanto a los factores de equivalencia deberá considerarse el valor terminal del índice de servicio considerado.  $P_t$  y a partir de un número estructural adecuado en función de espesor de la carpeta considerado u otra opción que puede ser considerando un valor de 5 si no se puede repetir o estimar el proceso o si el número estructural obtenido implica una diferencia en espesor de 2.5 centímetros en relación con el valor estimado.
3. Ahora se deberá utilizar el módulo de resiliencia en la capa de apoyo del pavimento para determinar el valor "SN". En el que además se debe considerar la disminución en la serviciabilidad y tomando en cuenta el valor inicial y terminal, que dependerá de la calidad de la construcción. Es importante que este valor sea lo mayor posible con el objeto de cumplir con la vida de diseño en la **Figura 2.26** presenta en forma grafica este procedimiento.
4. Finalmente se determinan los espesores de las capas restantes en las que se considera los espesores de las capas restantes considerando además los números estructurales y los coeficientes de cada capa diferentes niveles como se indica en la **Figura 2.27**.

Figura 2.26



Estimated Total 18-hip Equivalent Single Axle Load Applications,  $W_{18}$  (millions)

Effective Roadbed Soil Resilient Modulus,  $M_R$  (ksi)



Example:  
 $W_{18} = 5 \times 10^6$   
 $R = 95\%$   
 $S_o = 0.35$   
 $M_R = 5000$  psi  
 $\Delta PSI = 1.9$   
 Solution:  $SN = 5.0$

$$\log_{10} W_{18} = 2.48 + 9.36 \log_{10} (SN) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5} \right]}{1.094} + 2.32 \log_{10} M_R - 0.07$$

$$0.40 + \frac{5.19}{(SN)^{1.5}}$$

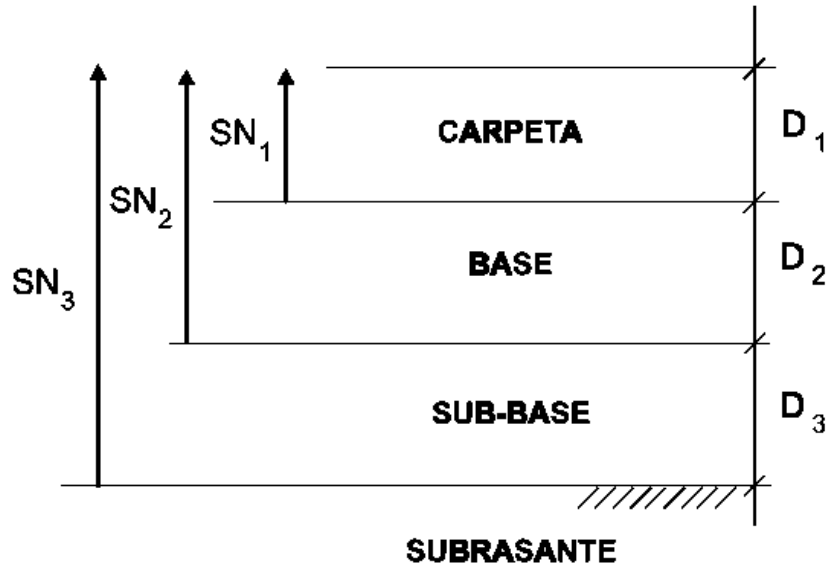


Figura 2.27. Procedimiento para determinar los espesores de las capas.

$$D^*_{1} \geq \frac{SN_1}{a_1} \quad \text{Ecuación 21}$$

$$D^*_{1} = a_1 D_1 \geq SN_1 \quad \text{Ecuación 22}$$

$$D^*_{2} = \frac{SN_2 - SN^*_{1}}{a_2 m_2} \quad \text{Ecuación 23}$$

$$SN^*_{1} + SN^*_{2} \geq SN_2 \quad \text{Ecuación 24}$$

$$D^*_{3} = \frac{SN_3 - (SN^*_{1} + SN^*_{2})}{a_3 m_3} \quad \text{Ecuación 25}$$

Notas:

- 1) a, D, m, y SN corresponden a valores mínimos requeridos.
- 2) D\* y SN\* representan los valores finales de diseño.

También para esto es importante tomar en cuenta los valores mínimos de espesor recomendados en la siguiente tabla.

Tabla 2.36. Valores mínimos de espesor

Tránsito acumulado equivalente	Concreto asfáltico	Base granular
< 50000	2.5 (1)	10

<b>50 001- 150 000</b>	5.0	10
<b>150 001- 500 000</b>	6.5	10
<b>500 001 - 2 000 000</b>	7.5	15
<b>2 000 001- 7 000 000</b>	9.0	15
<b>➤ 7 000 000</b>	10	15

Tratamiento superficial

Los valores que intervienen en el diseño como los coeficientes estructurales  $a_1$ , los módulos de resiliencia  $M_R$ , los cuales son factores de diseños y que corresponden a los diferentes materiales disponibles los cuales deberán cumplir con los requisitos establecidos por la dependencia y norma bajo la cual se registrará el proyecto. Además es importante plantear y analizar varias alternativas y definir sus correspondientes curvas de degradación además de sus ciclos de vida y tener en cuenta los trabajos de conservación y rehabilitación de las alternativas existentes ya así tener un análisis costo-beneficio, mediante la cual pueda obtenerse la alternativa más económica y que corresponda a la utilización más conveniente de los recursos dentro del presupuesto definido (Zarate, 2011).

#### 2.20.2 Método del instituto de ingeniería de la UNAM

El instituto de ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México el cual presentó un método de diseño de pavimentos para pavimentos flexibles mediante los informes 325 (1974) y 444 (1981), el documento fue realizado a petición de la entonces Secretaría de Obras Públicas ahora Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). El origen de este método partió de datos experimentales obtenidos a través de tramos de prueba como carreteras en servicio, investigación teórica y experimentación en laboratorio en la pista circular con que cuenta el propio instituto. En la actualidad el método cuenta con un programa de cómputo capaz de analizar secciones estructurales hasta de 5 capas y que se encuentra en la publicación número CI-8 de dicha institución y el cual el programa de cómputo es llamado *DISPAV-5* y el cual su última actualización fue en 1999. De acuerdo al modelo elasto-plástico desarrollado en este método hace el cálculo de fatiga empleando modelos elásticos de varias capas, además, su fundamento es teórico-experimental y para su aplicación se emplean conceptos y métodos de cálculo mecanicistas.

Con el objetivo de diseñar los pavimentos en carreteras de altas especificaciones en la que se tome en cuenta la deformación permanente acumulada (rodera) así como el agrietamiento a fatiga en las capas ligadas con asfalto se agrego un nuevo modelo desarrollado por el instituto. Por el momento no se considera la presencia de base estabilizadas con cemento Portland, pero se anuncia su incorporación en un periodo próximo.

También es importante señalar que el método previene la deformación excesiva en las capas no estabilizadas con cemento (base, sub-base, subrasante y terracería) el cual es basado a partir de la deformación permanente. Por otra parte, en el método se considera que la capa asfáltica fue diseñada de manera adecuada y que por lo tanto la deformación en dichas capas será mínima.

Se reconoce que existe una lata dependencia entre las característica mecánicas como son: temperatura, frecuencia, intensidad y sollicitaciones de tráfico, lo que implica variaciones importantes en los módulos de elasticidad de las mezclas asfálticas durante el periodo de vida del pavimento.

Cuando el tráfico es demasiado pesado, las temperaturas altas y los espesores altos la prevención de las deformaciones todos estos factores son de mucha importancia.

El método advierte sobre tener la información suficiente para generar por ende datos confiables ya que la confiabilidad depende directamente de ellos, es decir, que sean representativos de las propiedades esperadas de los materiales en el lugar durante la vida de servicio del pavimento (Zarate, 2011).

El programa permite los siguientes procedimientos de cálculo:

1. Diseño de pavimentos a partir de un tránsito de proyecto y de las características mecánicas de los materiales por lo que a partir de esto es posible determinar los espesores de capa requeridos para el tránsito de proyecto.
2. Determinación de la vida previsible mediante deformación permanente y agrietamiento por fatiga del sistema de capas analizado.

Mientras tanto las condiciones de diseño del programa son las siguientes:

1. En los pavimentos de altas especificaciones en la que es necesario conservar un nivel alto de servicio de la superficie de rodamiento durante toda la vida de servicio. Al finalizar esta, la deformación esperada será aproximadamente de 1.2 cm y se considera como el percentil 80 de la deformación máxima, por lo que se considera un agrietamiento ligero o medio.
2. Diseño de pavimetos convencionales, en los cuales la deformación permanente esperada al final de la vida de servicio será de 2,5 cm y con un agrietamiento de medio a fuerte por lo que es recomendable recurrir a un manteamiento rutinario frecuente.

a) Tránsito de proyecto

La subrutina que proporciona el TRANSIT 5 para el cálculo de tránsito requerido para el diseño por fatiga de las capas ligadas (daño superficial) además del diseño por deformación permanente acumulada, los cuales se refieren en ambos casos en ejes sencillos con llantas gemelas y peso estándar de 82 KN (8,2 ton) en la **Tabla 2.37** se indican los coeficientes de distribución de tránsito para el carril de proyecto.

**Tabla 2.37.** Coeficiente de distribución en el carril de proyecto.

Número de carriles en ambas direcciones	Coeficiente de distribución en el carril de proyecto, en %
2	50%
4	40 - 50%
6	30 - 40%

Una vez conocido el tránsito equivalente de proyecto, el programa lo clasifica en cuatro niveles, con el objeto de establecer espesores mínimos de capa a partir de los valores indicados en la siguiente tabla.

**Tabla 2.38.** Espesores mínimos de capa a partir de los valores indicados de tránsito equivalente

Nivel de tránsito equivalente	Ejes equivalentes de 82 KN
I	$T \leq 10^6$
II	$10^6 < T \leq 10^7$
III	$10^7 < T \leq 5 \times 10^7$
IV	$5 \times 10^7 < T$

El programa permite determinar los coeficientes de daño desde 5 a 120 cm.

b) Capas consideradas

El programa DISPAV-5 está diseñado para analizar secciones estructurales de hasta 5 capas, las cuales pueden ser:

1. Carpeta asfáltica
2. Base granular o estabilizada con asfalto
3. Sub-base granular
4. Subrasante
5. Terracería

El número mínimo de capas es de dos por lo que una de ellas debe ser la terracería además se establece que la primera sea base o carpeta.

Cabe mencionar que la capa de terracería se analiza como un medio semi-infinito, por lo que con respecto a esto se deberá analizar desde el punto de deflexiones de la sección estructural.

El método emplea el modelo elástico de 5 capas (CHEV-4), con las adaptaciones propuestas y realizadas en el instituto de ingeniería de la UNAM, además, dentro del método se proporciona una estimación de las deformaciones unitarias por fatiga en las capas que están estabilizadas con asfalto (Zarate, 2011).

c) Valor relativo de soporte

El valor relativo de soporte crítico es una de las variables más importantes dentro del método por lo que se debe poner especial atención en su estimación de tal manera que lo calculado sea lo más representativo a las condiciones bajo las que se desempeñará el pavimento durante la vida de servicio, para esto se requiere pruebas de laboratorio confiables para cada material a usar, así como de los disponibles; pruebas con tres diferentes energías de compactación; baja (ASHTTO estándar), energía de compactación intermedia y alta energía (ASHTTO modificada).

Conociendo la humedad óptima y el porcentaje de compactación que implicará el proyecto, se indicará un rango de variación de la humedad de compactación con respecto al óptimo.

El valor crítico de  $VRS_z$  que corresponde a un zona que indica las condiciones de campo esperadas para la subrasante se determina en función de la humedad critica esperada (la mayor del rango).

Para obtener  $VRS_z$  crítico de las capas restantes (sub-base y base), el método emplea la siguiente ecuación en el que se incluye un coeficiente de variación estimado,  $v$ , entre 0.2 y 0.3, este tomará en cuenta cambios posibles de materiales, procedimientos de construcción, etcétera.

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

En donde:

$\overline{VRS}$  = es el valor promedio de valores obtenidos en el laboratorio.

Hasta este punto el programa hace una revisión de los  $VRS_z$  en relación con los valores máximos y mínimos permisibles para cada una de las capas, comparando con el máximo permisible ( $VRS_{max}$ ) el

cual se basa en consideraciones practicas de proyecto **tabla 2.39**, siendo el  $VRS_z$  mayor, se toma el  $VRS_{max}$  como valor de proyecto ( $VRS_p$ ) para diseños por deformación permanente acumulada.

El objetivo con el que se utiliza el valor de  $VRS_z$  es para obtener valores de espesores razonables desde el punto de vista constructivo además de adicionar confiabilidad al diseño. Mientras que para los valores de  $VRS_z$  se especifican para limitar la calidad mínima de la base de las terracerías, según la tabla siguiente.

**Tabla 2.39.**  $VRS_{max}$  % para todos los niveles de tránsito.

Capa	$VRS_{max}$ %
Base	120 %
Subbase	30 %
Subrasante	20 %
Terracerías	20 %

Para valores de  $VRS_z$  correspondientes a la terracería que se encuentren muy bajos implicará la necesidad de estudios geotécnicos especiales para diseñar la sección estructural del pavimento.

**Tabla 2.40.**  $VRS_z$  mínimos, para todos los niveles de tránsito

Capa	$VRS_z$ permisible por proyecto, %
Base	70
Terracería	3

d) Módulos elásticos de las capas no estabilizadas

Para el caso de diseño por fatiga es necesario conocer las deformaciones unitarias críticas de tensión que se presentan en la capa inferior de la carpeta, entonces, es necesario conocer los módulos de elasticidad de las capas no estabilizadas.

En el caso de que los valores de módulo elástico no se conozcan, el programa tiene la opción para el diseñador de estimar los valores mediante el  $VRS_z$  crítico esperado en el lugar (sin afectarlo por valores máximos o mínimos) de acuerdo con el modelo desarrollado para el método:

$$E = 130 VRS_z^{0.7} \quad \text{Ecuación 26}$$

e) Modulo de elasticidad de la carpeta

Para el modelo es necesario contar con carpeta asfáltica para tránsitos medios y altos, sin embargo, es opcional para tránsito ligero. También requiere de la carpeta asfáltica, la cual debe representar las condiciones de servicio bajo las que estará sometida durante la vida útil de la

carretera, factores como la temperatura y el tiempo de aplicación de la carga tienen una influencia significativa en el valor del módulo (Zarate, 2011).

Aparte de que el modelo permite estimar el módulo de manera experimental es posible estimarlo a partir de la composición volumétrica, características del asfalto, frecuencia de aplicación de carga y temperatura mediante el programa *MODULO -5* el cual presenta algoritmos desarrollados por la compañía Shell, el instituto del asfalto, Witczak y el instituto de transporte de Texas.

Una vez obtenido el módulo de la capa asfáltica es necesario poner especial atención con la temperatura y la frecuencia de la carga de proyecto, la cual depende de la velocidad de operación de los vehículos pesados y de la profundidad de la capa, el programa sugiere frecuencias de carga para profundidades diferentes medias de capa y para velocidad de operación normal de una carretera, en el caso de velocidades inferiores a los 90 km por hora sobre carriles de ascenso para el caso de vehículos pesados es necesario hacer una corrección adecuada.

f) Relación de poisson

El programa proporciona valores promedio para cada una de las capas además de que permite modificarlos en caso de contar con datos confiables sobre este parámetro para los materiales específicos de cada capa que compone la estructura del pavimento.

***Diseño por deformación permanente en la rodada***

Una vez calculados todos los parámetros como: el tránsito equivalente, los valores relativos de soporte de las capas no estabilizadas, módulo elástico de la carpeta y el nivel de confianza del proyecto entonces empleando los modelos matemáticos desarrollados para determinar los espesores necesarios para cada capa de la estructura del pavimento.

Los espesores obtenidos para cada capa son comparados con los espesores mínimos en base a los niveles de tránsito de proyecto establecido. Cuando el espesor es menor que el mínimo indicado se toma dicho espesor mínimo como espesor de proyecto, además, se disminuyen los espesores de las capas inferiores con base en los coeficientes estructurales de esas capas.

Los espesores mínimos especificados para las capas de base y sub-base se fijan por consideraciones constructivas para condiciones reales de servicio.

**Tabla2.41.** Espesores mínimos de las capas de pavimentos, en centímetros

Nivel de tránsito				
Capa	I	II	III	IV
<b>Carpeta*</b>	0	5	5	5
<b>Base*</b>	15	15	15	15
<b>Sub-base*</b>	15	15	15	15
<b>Subrasante**</b>	20	30	30	30
<b>Subrasante***</b>	30	40	40	40

(\*) Aplicable a caminos normales y carreteras de altas especificaciones.

(\*\*) Aplicable a caminos rurales.

(\*\*\*) Aplicable a carreteras de altas especificaciones.

Para tránsitos mayores el método recomienda colocar una carpeta de concreto asfáltico, o base asfáltica con un tratamiento superficial, además para el caso de tránsito equivalente, menos de un millón de ejes estándar se puede considerar un tratamiento superficial sobre una base con buena calidad.

***Revisión del diseño por efectos de fatiga.***

El programa revisa en el diseño por deformación permanente que no se sobrepase un cierto límite para evitar la generación teórica de esfuerzos que se presenta en la parte inferior de la capa superior (capa asfáltica) esto se hace a través de una revisión de la relación de módulos entre dos capas adyacentes no estabilizadas de la estructura, la cual es una relación obtenida por la compañía Shell:

$$K = 0.2h^{0.45} \qquad \text{Ecuación 27}$$

Donde:

K= la relación de módulos admisible

h= espesor de la capa superior, en milímetros

Cuando se presenta un exceso entre la relación de módulos, el programa propone un ajuste para los valores de rigidez aunque pueden ser ignorado y tomar los valores iniciales.

Posteriormente se pasa al cálculo de la deformación unitaria de tensión en la carpeta por lo que para realizar tal calculo se hace uso del programa de computadora *CHEV-4* , desarrollado por la compañía Chevron y adaptado en el instituto de ingeniería de la UNAM (CHEV5) para cinco capas.

Mediante el cálculo de la deformación unitaria de tensión de la carpeta es posible obtener la vida previsible por fatiga, empleando el modelo matemático de vida por fatiga, a partir del nivel de confianza elegido para el proyecto.

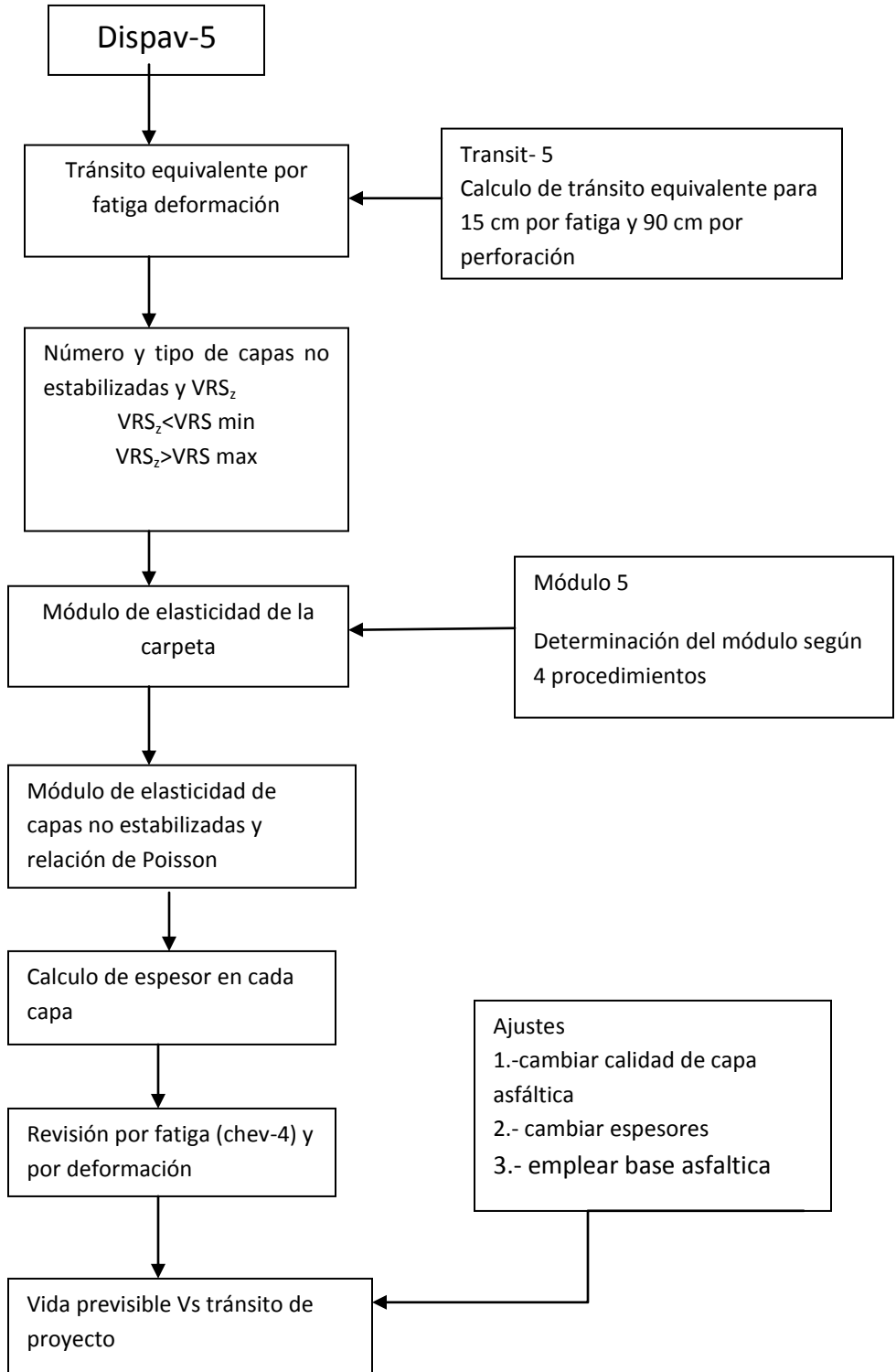
Finalmente la vida previsible obtenida se compara en relación al tránsito de proyecto pudiendo resultar cualquiera de los siguientes casos:

- a) La vida previsible es menor que el tránsito de proyecto
  1. Cambiar las propiedades de las capas asfálticas, no es permitido cambiar el número de capas pero si el módulo de elasticidad de las capas asfálticas. Se recomienda que se decide cambiar los materiales el proyecto sea recalculado desde el inicio.
  2. Aumentar el espesor de las capas, es permitido modificar el espesor de alguna de las capas, por ejemplo: aumentar el espesor de la carpeta y disminuir el espesor de alguna capa inferior, siempre y cuando, se cuiden los espesores mínimos.
  3. Considerar la colocación de una base asfáltica.
  4. Finalmente, el programa recalcula la vida previsible a fatiga y por deformación para el nuevo sistema de capas y compara de nuevo con los tránsitos de proyecto.
- b) La vida previsible esta en un intervalo de +/- 10% de transito de proyecto

Se tiene insertado en el programa un diseño que satisface los requerimientos para evitar la deformación excesiva o la falla por fatiga de manera prematura o ambos casos. En caso de que alguno de los criterios se encuentre sobrado, es recomendable buscar la opción que mas económicamente sea conveniente.

- c) La vida previsible es mayor que el tránsito de proyecto.

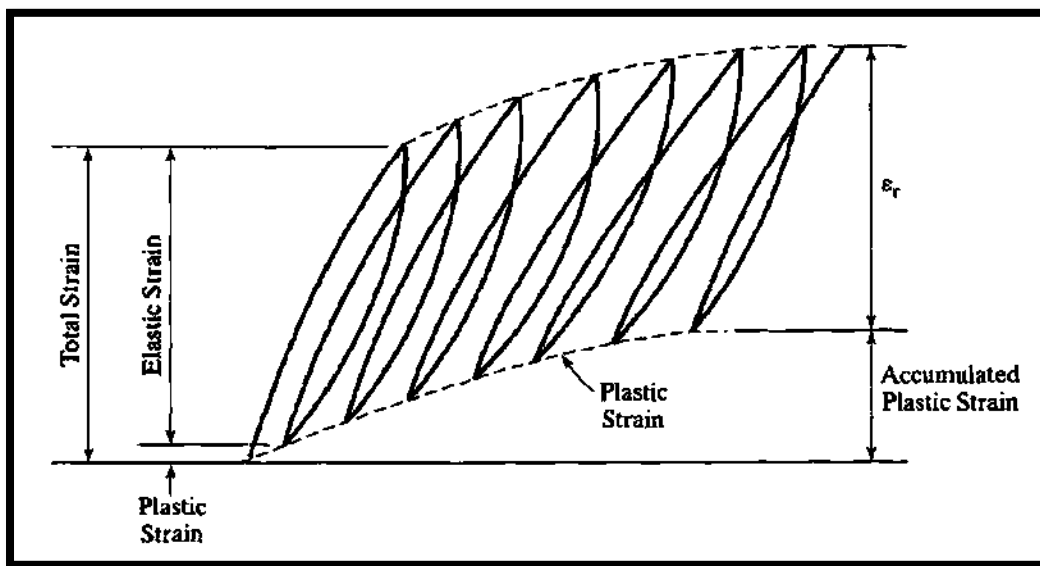
Si esto ocurre para deformación o fatiga o en ambos casos considerando la tolerancia de +/- 10% es posible hacer ajustes en materiales y espesores para llegar a un diseño más aceptable o terminar la corrida del programa. Al terminar de hacer estas iteraciones el programa termina el procedimiento de diseño.



## 2.20. Módulo Resiliente

El módulo resiliente es el módulo elástico aplicable para ser usado con la teoría elástica, es bien sabido que la mayoría de los pavimentos no son elásticos, pero experimentan alguna deformación permanente después de cada aplicación de carga, de cualquier manera, si la carga es más pequeña comparada a la fuerza de material y se repite por un número grande de repeticiones de carga, la deformación bajo cada repetición de carga será casi recuperable completamente (y proporcional a la carga) por lo que puede ser considerado elástico.

La **Figura 2.28** muestra la deformación bajo una prueba de carga repetida. Al periodo inicial de aplicaciones de carga es donde se considera la deformación permanente como se indica por la deformación plástica en la figura, la deformación plástica decrece conforme avanza el número de repeticiones de carga, de 100 a 200 repeticiones la deformación es totalmente recuperable como se indica por  $\epsilon_r$  en la figura (Huang, 1993).



**Figura 2.28.** Deformaciones bajo cargas repetidas

El módulo elástico basado en la deformación recuperable bajo cargas repetidas es llamado “Módulo resiliente”  $M_R$ , definido como:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r}$$

En el que  $\sigma_d$  es el esfuerzo desviador, el cual es el esfuerzo axial en una prueba de compresión no confinada o el esfuerzo en exceso de la presión de confinamiento en una prueba triaxial. Debido a que la carga es usualmente pequeña en el módulo resiliente la prueba se considera como no

destruictiva, y el mismo espécimen puede ser utilizado para muchas pruebas bajo diferentes cargas y condiciones de temperatura.

#### Carga en forma de onda

El tipo y la duración de la carga usada en la prueba de carga repetida deben simular las condiciones que se presentan en campo. Cuando la carga de un neumático esta a una distancia considerable de un punto en el pavimento, el esfuerzo en ese punto es cero. Cuando la carga esta directamente debajo del punto dado, el esfuerzo en el punto es máximo. Por lo tanto, es razonable asumir el pulso de esfuerzo como una carga triangular, la duración de la carga, la cual depende de la velocidad de los vehículos y de la profundidad bajo la que se encuentre el punto por debajo de la superficie del pavimento.

Barksdale en 1971 investigó los esfuerzos de pulso verticales a diferentes puntos en pavimentos flexibles. Los pulsos de esfuerzo pueden ser aproximados por una función trigonométrica igual a  $(1-\cos(\theta))$  o una función triangular como se muestra en la **Figura 2.29**. Después, considerando los efectos viscosos y de inercia basados en los pulsos de esfuerzos verticales medidos en la pista de prueba de la AASHO, los tiempos de pulso en los esfuerzos pueden ser relacionados con la velocidad del vehículo y profundidad como se muestra en la figura. Debido a esos efectos, el tiempo de carga no es inversamente proporcional a la velocidad del vehículo.

Brown en 1973 derivó el tiempo de carga para una capa asfáltica como una función de la velocidad del vehículo y el espesor de la capa. El tiempo de carga es basado en el promedio del tiempo de pulso para esfuerzos en las direcciones verticales y horizontales a varias profundidades en la capa asfáltica. Para capas más gruesas, sus tiempos de carga están ligeramente más pequeñas que las obtenidas por Barksdale en 1971.

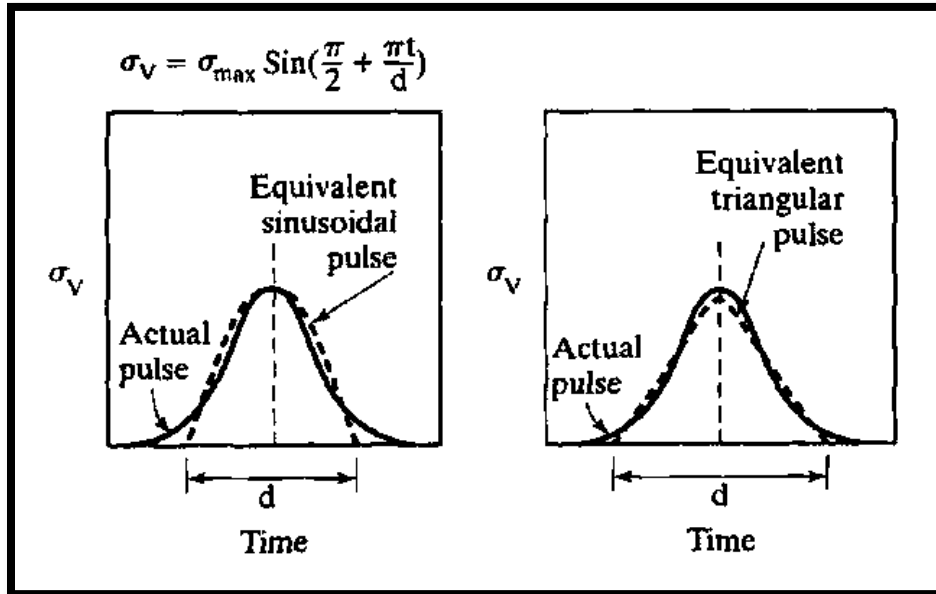


Figura 2.29. Pulsos equivalentes a una carga sinusoidal y triangular.

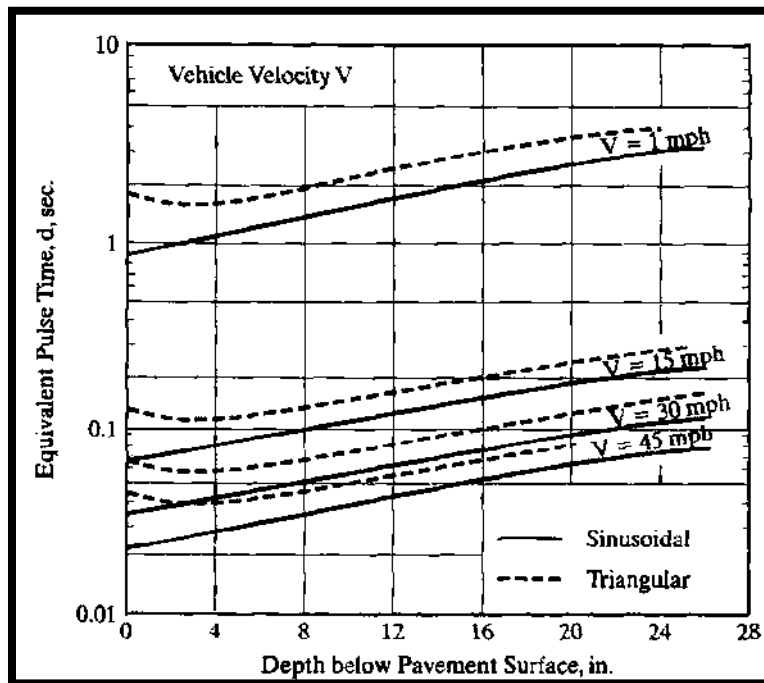


Figura 2.30. Tiempo del pulso para esfuerzos verticales bajo una carga sinusoidal y triangular.

McLean en 1974 determinó el tiempo de carga para una onda de pulso cuadrada equivalente como la mostrada en la Figura 2.31, para Barksdale resultó para 30 mph (48 km/h) la carga triangular esta superpuesta para ser comparada. En esta figura se puede observar que el pulso de tiempo basado en lugar de la onda es mas corto que la basada en la onda triangular, que es como se esperaba (Huang, 1993).

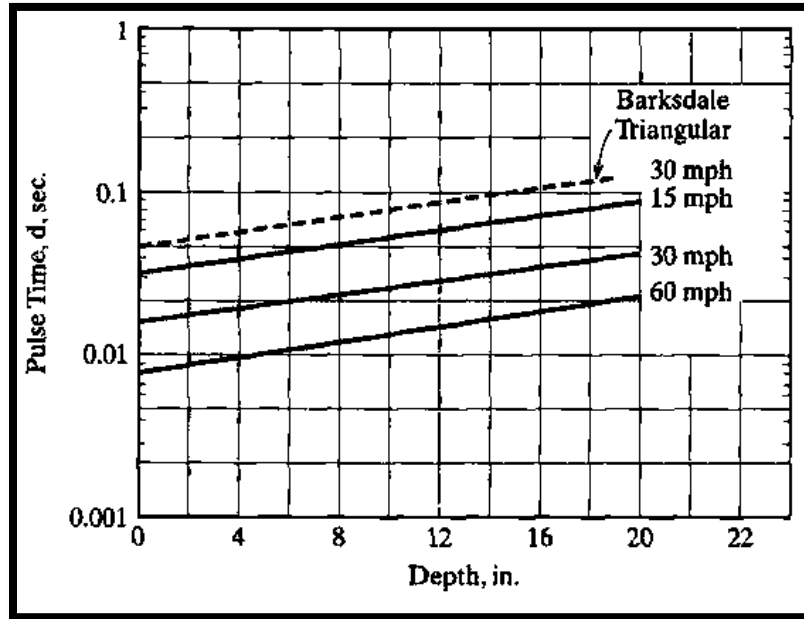


Figura 2.31. Pulsos para esfuerzos verticales bajo el lugar de la onda de carga.

### 2.21. Módulo Resiliente para mezclas asfálticas

Los especímenes usados para pruebas de compresión son usualmente de 4 pulgadas y 8 pulgadas de altura, mientras que para la prueba de tensión indirecta son de 4 pulgadas de diámetro (102 mm) y 2.5 pulgadas de espesor (64 mm). La ventaja de la prueba de tensión indirecta es que se puede usar los especímenes de la prueba Marshall, las cuales pueden ser fácilmente fabricadas en laboratorio o extraídas de campo.

Una de las condiciones necesarias para poder correr la prueba es que haya sido acondicionada previamente. El acondicionamiento puede ser efectuado mediante una aplicación de cargas repetidas al espécimen sin impacto por un periodo mínimo suficiente para obtener la lectura de deformación uniforme, dependiendo de la frecuencia de la carga y temperatura, un mínimo de 50 a 200 repeticiones es común; sin embargo, el mínimo para una situación dada debe ser determinado para que las deformaciones resiliente sean estables. Las pruebas sobre el mismo espécimen son usualmente hechas a tres temperaturas: 41, 77 y 104°F (5, 25, y 40° C) para generar valores de diseño sobre el rango de temperaturas normalmente encontradas en los pavimentos.

El modulo resiliente de especímenes compactados es determinado por la ecuación

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r}$$

20-psi (128 kPa) carga puntual con una duración de 0.1 seg y un periodo de reposo de 0.9 seg. Ha sido lo más frecuentemente usado. Los especímenes del módulo resiliente de tensión indirecta es registrado por la ecuación  $M_R = \frac{P(v+0.2734)}{\delta t}$  las amplitudes de carga de 40 a 60lb (180 a 270 kN) con una duración de 0.1 seg. Aplicada cada 3 seg. La prueba es especificada por ASTM en D3497.

## 2.22. Módulo Dinámico para mezclas asfálticas

Además del módulo resiliente, el módulo dinámico y el modulo de rigidez dinámico han sido usados de igual manera para el diseño de pavimentos.

La diferencia entre una prueba de módulo resiliente y una prueba de módulo dinámico para mezclas asfálticas es que el modulo resiliente utiliza cargas de cualquier forma de onda con un periodo de descanso dado, mientras que el módulo dinámico aplica cargas sinusoidales sin periodo de reposo. El módulo complejo o dinámico es uno de los métodos para describir la relación esfuerzo-deformación de materiales visco-elásticos. El módulo es una cantidad compleja de la cual la parte real representa la rigidez elástica y la parte imaginaria representa la recuperación elástica (respuesta elástica) de los materiales. El valor absoluto es comúnmente referido como el módulo dinámico.

La prueba de módulo complejo es usualmente ensayada en especímenes cilíndricos a los que se somete una carga de compresión sinusoidal (Papazian, 1962). El mismo equipo que se usa para el módulo resiliente puede ser usado para la prueba de módulo dinámico. El módulo dinámico varía con la frecuencia de la carga. Una frecuencia que más estrechamente simule la carga de tráfico deberá ser seleccionada para la prueba, para que los módulos dinámicos así determinados sean equivalentes al módulo resiliente en las propuestas de diseño. La prueba de módulo dinámico es especificada por ASTM en el método de prueba "D3497-79" en el método descrito por la ASTM un esfuerzo de compresión es aplicado al espécimen para un mínimo de 30 segundos sin pasar de los 45 segundos a una temperatura de 41, 77 y 104°F (5, 25 y 40°C) y una frecuencia de carga de 1, 4 y 16 Hertz para cada temperatura. Las deformaciones axiales son medidas por dos sensores de medición ubicados a media altura del espécimen opuestamente uno de otro el radio entre el esfuerzo axial y la deformación axial recuperable es el módulo dinámico (Huang, 1993).

La mayoría de las pruebas de módulos complejos están compuestas por una aplicación de compresión de forma sinusoidal aplicada a los especímenes. Si los especímenes verdaderamente son visco-elásticos cualquier otro método de prueba debe producir los mismos resultados. Kallas

en 1970 investigó el módulo complejo de las mezclas asfálticas en caliente bajo una aplicación de carga sinusoidal completa de tensión-compresión. El módulo dinámico y ángulo de fase en tensión y tensión-compresión a las comparadas en compresión. Las siguientes conclusiones fueron encontradas para mezclas de granulometría densa con asfalto y contenido de vacíos:

1. Las diferencias en el módulo dinámico son generalmente insignificantes o relativamente pequeños entre la tensión, tensión-compresión, y pruebas de compresión para temperaturas entre rangos de 40° a 70° F (4 a 21° C) y frecuencias de carga de 1 a 16 Hertz.
2. Las diferencias en el módulo dinámico son importantes entre la tensión o tensión-compresión y la prueba de compresión a una frecuencia de 1 Hert y un rango de temperaturas de 70 a 100° F (21 a 38° C). bajo esas condiciones, el módulo dinámico en daños de tensión o tensión-compresión promedios cerca de la mitad o dos tercios de las condiciones mencionadas.
3. Las diferencias entre el ángulo de fase son significativas entre tensión y compresión y son menos significativas para tensión-compresión.
4. El ángulo de fase es el más grande en la tensión, menor en compresión e intermedio en tensión-compresión. En promedio el ángulo de fase en tensión excede al de compresión cerca del 50%, y el ángulo de fase en tensión-compresión excede al de compresión cerca del 25%.

Las condiciones anteriores podrían indicar que, si un diseño se basa en la teoría elástica con un módulo dinámico obtenido de una mezcla asfáltica en caliente cualquiera de los tres modos de prueba puede usarse. Sin embargo, si el diseño se basa en la teoría viscoelastica con el módulo dinámico y ángulo de fase como variables de diseño, un modo de prueba consistente con las condiciones de carga actual debería ser usado. Este probablemente debiera ser la prueba de tensión-compresión, como lo sugirieron Witzack y Root en el año de 1974.

El módulo dinámico también puede ser determinado mediante una prueba de viga. Un aparato de viga en dos puntos fue desarrollado por Shell para determinar el módulo de las mezclas asfálticas. En esta prueba un espécimen trapezoidal fijando en la parte inferior es sujetado a una carga sinusoidal en el extremo libre. Un grupo de cargas y deformaciones en el extremo libre es obtenido, y en el módulo de rigidez de la muestra puede ser calculado. Otro medio está destinado a calcular el módulo de rigidez para medir la deformación en la superficie en un punto medio de la

viga con un calibrador de deformación. Debido al uso de cargas sinusoidales, el módulo de rigidez obtenido de los nomogramas propuestos por Shell la prueba también puede ser usado para determinar el ángulo de fase. Del módulo de rigidez y ángulo de fase del módulo complejo puede ser obtenido.

### 2.23. Prueba de fatiga en cuatro puntos

En las prueba de fatiga de asfalto sobre especímenes de viga, el módulo elástico en la etapa inicial debe ser determinado para que la deformación inicial pueda ser computada. El módulo elástico basado en la deformación resiliente de la viga a las doscientas repeticiones es llamado el módulo de rigidez dinámico (Huang, 1993).

#### Método de prueba:

Unas repeticiones de cargas sinusoidales con una duración de 0.1 seg. Y un periodo de reposo de 0.4 segundos es aplicado sobre las terceras partes como se muestra en la siguiente figura.

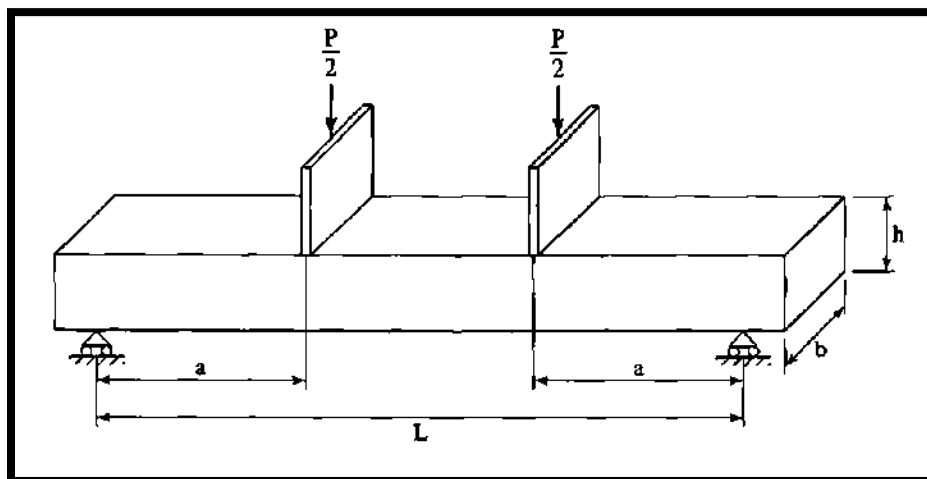


Figura 2.32. Prueba de fatiga para determinar el módulo dinámico en especímenes prismáticos

#### El tamaño del espécimen

La Universidad de California en Berkeley usó las dimensiones de la viga que fueron 1.5 pulg. (38 mm) de ancho y alto, además de 15 pulgadas de largo. (381 mm). Para reducir la variabilidad la altura y ancho de las vigas fueron incrementadas a 3 pulgadas (76 mm) por el Instituto del Asfalto (Asphalt Institute). Las siguientes formulas basadas en la teoría elástica han sido usadas frecuentemente para computar el esfuerzo, la deformación y el módulo de rigidez:

$$\sigma = \frac{3aP}{bh^2}$$

Ecuación 28

$$E_s = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{4bh^3\Delta} \quad \text{Ecuación 29}$$

$$E_s = \frac{\sigma}{\epsilon_t} = \frac{12h\Delta}{3L^2 - 4a^2} \quad \text{Ecuación 30}$$

En el que  $\sigma$  es el esfuerzo extremo en la fibra, "a" es la distancia entre la carga y el soporte más cercano. "P" es la carga total dinámica con P/2 aplicada a cada tercer parte de la viga, "b" es el ancho de la probeta, h es la altura del espécimen,  $E_s$  es el módulo de rigidez con respecto al centro de la deflexión, "L" es la longitud del tramo entre los soportes,  $\Delta$  es la deflexión dinámica al centro de la viga y  $\epsilon_t$  es la tensión de deformación en la fibra extrema, cuando  $a = L/3$  en la ecuación

$$E_s = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{4bh^3\Delta} \quad \text{Ecuación 31}$$

Esta queda como:

$$E_s = \frac{23Pl^3}{108bh^3\Delta} \quad \text{Ecuación 32}$$

Después de considerar la deformación de corte, Irwin Y Gallaway en 1974 sugirieron el uso de la siguiente ecuación para  $E_s$ .

$$E_s = \frac{23PL^3}{108bh^3} \left[ 1 + \frac{216h^2(1+\nu)}{115L^2} \right] \quad \text{Ecuación 33}$$

En esta ecuación,  $\nu$  es el radio de Poisson de la viga.

### Relación con el módulo dinámico

Todas las constantes de esfuerzo en la prueba de fatiga muestran que el modulo de rigidez dinámico decrece con el incremento de la carga dinámica. Un patrón o tendencia que se debe a los relativamente grandes esfuerzos que se aplican en la prueba de flexión. Witczack Y Root en 1974 indicaron que la grafica de  $\log E_s$  sobre  $\sigma$  resulta una línea recta.

$$E_s = E_0 A_1^\sigma \quad \text{Ecuación 34}$$

En el que  $E_0$  es el módulo de rigidez cuando  $\sigma = 0$ , y  $A_1$  es una regresión constante que depende directamente de la mezcla en particular y la temperatura de prueba. En la siguiente la típica grafica de un tipo de mezclas asfáltica a una temperatura de 70°F (21°C). el valor de  $E_0$  para este caso es de  $5.5 \times 10^5$  psi (38 Gpa) la cual es la intersección de la línea de regresión a un esfuerzo de flexion igual a cero.

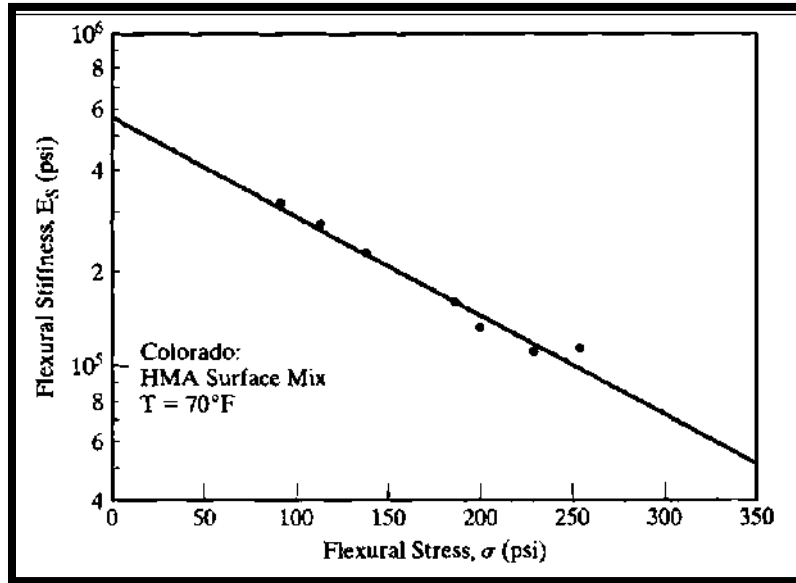


Figura 2.33. Relación entre el módulo de rigidez y el esfuerzo de flexión

Debido a que el módulo de rigidez cambia con el nivel de esfuerzo esto no puede ser usado como un módulo dinámico en el sistema de capa lineal elástico. Para definir la relación entre  $E_0$  y  $|E^*|$ , en un análisis de regresión dirigido por Witzack y Root en 1974 en el laboratorio sobre 17 diferentes mezclas de asfalto y combinaciones de temperatura que habían sido probadas bajo ambos procedimientos. Las cargas usadas para determinar el módulo dinámico fueron ensayadas en compresión y eso para el módulo de rigidez fue de 0.1 segundos para la sinusoidal y 0.5 segundos para el periodo de reposo. Las ecuaciones de regresión pueden ser representadas por:

$$|E^*| = 018089f^{2.1456} E_0^{\left(\frac{14.6918^{0.01}}{f} - 13.5739\right)} \quad \text{Ecuación 35}$$

En el que  $f$  es la frecuencia a la que  $|E^*|$  es deseada.

### 2.24. Características de la prueba a fatiga

La fatiga de mezclas asfálticas y concretos de cemento Portland bajo flexión repetida es un importante factor del diseño de pavimentos a continuación, el uso de la fatiga en laboratorio para predecir la vida a fatiga será discutida.

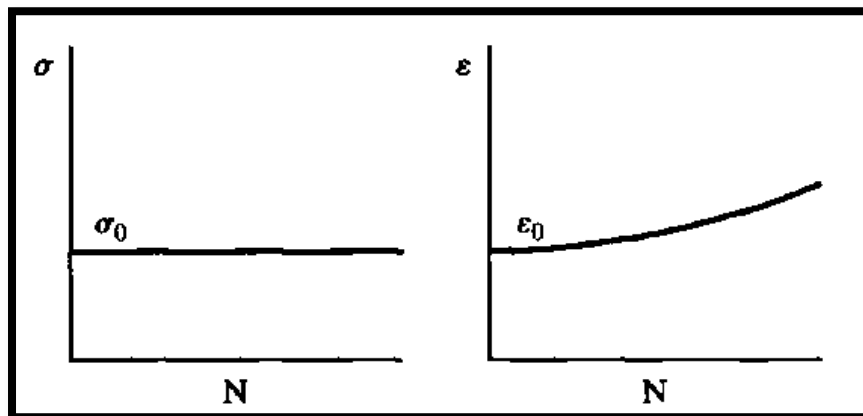
Una variedad de métodos han sido desarrollados para la prueba de fatiga en mezclas asfálticas. La mayoría de los métodos emplean la viga a flexión, aunque la flexión de placas ha sido igualmente usada por Jiménez y Gallaway en 1962 y por Jiménez nuevamente en el año de 1972. En las pruebas de viga que existen están, una viga simple apoyado en un tercio de la distancia, un carga en el centro de la viga, o una viga en cantiléver con una flexión rotatoria. La prueba de tensión

indirecta ha sido también empleada con estos fines, sin embargo solo la prueba con dos cargas a un tercio de la viga será descrita. La ventaja de la prueba de fatiga de carga sobre las dos terceras partes de la viga sobre la de la carga en el centro de la viga es la existencia de un momento constante en la viga sobre el tercio medio de la viga, por lo que cualquier punto débil causado por las propiedades no uniformes se mostraran en los resultados de la prueba (Huang, 1993).

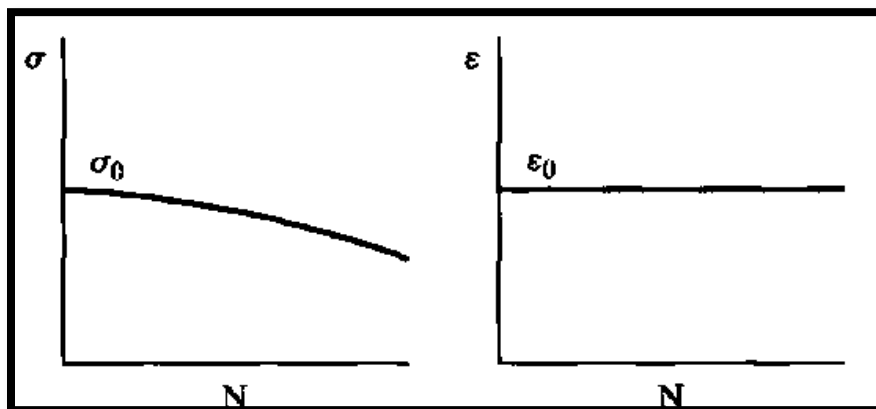
**Tabla 2.42.** Valores típicos de Módulo Dinámico para mezclas en caliente

Valores típicos de Módulo Dinámico para mezclas en caliente						
Temperatura (°F)	Frecuencias de carga (Hertz)					
	1		4		16	
	Rango	Promedio	Rango	Promedio	Rango	Promedio
	6.0- 18.0	12	9.0- 27.0	16	10.0- 30.0	18
70	2.0- 6.0	3	4.0- 9.0	5.9	5.0- 11.0	7
100	0.5- 1.5	0.7	0.7- 2.2	1	1.0-3.2	1.6

Módulos en términos de  $10^5$  psi, 1 psi= 6.9 kpa.



**Figura 2.34.** Prueba de esfuerzo controlado



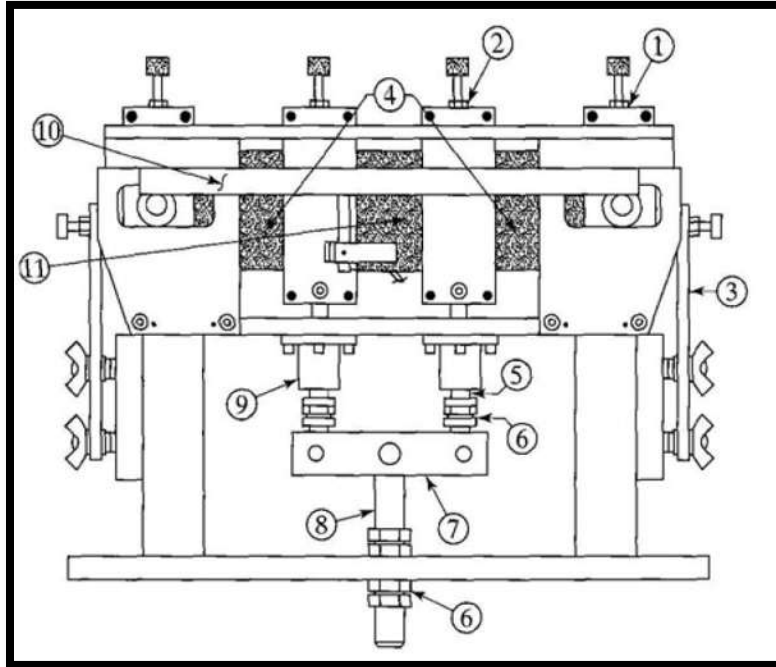
**Figura 2.35.** Prueba de deformación controlada

**Procedimiento de prueba**

Dos tipos de carga controlada pueden ser aplicada: esfuerzo controlado y deformación controlada. En la prueba de esfuerzo constante, el esfuerzo permanece constante pero la deformación incrementa con el número de repeticiones. En la prueba de deformación controlada, la deformación se conserva constante y la carga o el esfuerzo se reduce con el número de repeticiones. El tipo de esfuerzo constante de la carga es aplicable a pavimentos con espesores más gruesos donde la mezcla asfáltica es mayor a 6 pulgadas (152 mm) de espesor y es el componente principal del transporte de carga. Como las mezclas asfálticas en caliente se debilitan bajo la acción de cargas repetidas, la deformación debe aumentar con el incremento del número de repeticiones de carga. El tipo de deformación controlada de carga es aplicable a pavimentos menos gruesos con carpetas asfálticas menor a dos pulgadas (51 mm) de espesor debido a que la deformación en la capa de asfalto se rige por las capas subyacentes y no se ven afectadas por la disminución de la rigidez de la mezcla asfáltica. Para espesores intermedios, una combinación de esfuerzo controlado y existe deformación controlada.

Como se observa en la **Figura 2.34**, ambos esfuerzos y deformaciones son más largas en la prueba de esfuerzo controlado, entonces el uso de esfuerzo controlado es más conservador. El uso de esfuerzo controlado tiene además la ventaja de que la falla ocurre más rápidamente y puede ser fácilmente definida, mientras un arbitrario criterio de falla, tal como un esfuerzo igual al 50% del esfuerzo inicial es usual usar para la prueba de deformación controlada.

A continuación se presenta un diagrama de equipo para las pruebas de fatiga. la carga es aplicada hacia arriba mediante el pistón hacia el espécimen de viga, 15 pulgadas de longitud con un espesor y ancho de 3 pulgadas. Una maquina de prueba electrohidráulica o neumática capaz de aplicar cargas repetidas de tensión compresión en la forma de ondas sinusoidales para una duración de 0.1 seg con duraciones de 0.4 para el periodo de reposo (Huang, 1993).



1) Abrazadera de reacción	5. Carreta de carga	9. bola de metal
2) Abrazadera de carga	6. Tuercas de ajuste	10. LVDT principal
3) Restrainer	7. Barra de carga	11. LVDT
4) Espécimen	8. pistón de carga	

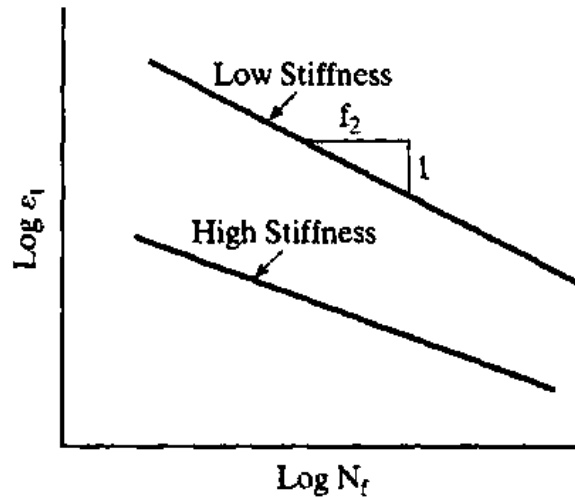
Una carga suficiente, aproximadamente del 10% de la carga de ascenso es aplicada en la dirección descendente, forzando la viga a regresar a la posición horizontal original y manteniéndose de esa manera durante el periodo restante de la prueba.

Un rango de esfuerzos debe ser seleccionado para que los especímenes fallen en un rango de 1000 a 1 000 000 de repeticiones de carga, normalmente 8 a 12 especímenes son requeridos para establecer una ley de fatiga para una temperatura dada.

## 2.25. Análisis de la prueba de fatiga

El módulo de rigidez y la deformación inicial de cada prueba son determinados a las 200 repeticiones mediante ecuaciones. Las deformaciones iniciales son graficadas sobre el número de repeticiones a la falla en escalas logarítmicas. La grafica puede ser representada mediante una línea recta como se muestra en la siguiente figura y expresado por:

$$N_f = c_2 * \epsilon_t^{-f_2} \quad \text{Ecuación 36}$$



**Figura 2.36.** Relación entre la deformación y el número de repeticiones necesarios para la falla.

$N_f$  es el número de repeticiones para la falla,  $c_2$  es una constante de fatiga el cual es el valor de  $N_f$  cuando  $\epsilon_t = 1$ , y  $f_2$  es la pendiente inversa de la línea recta. Bajo la misma deformación inicial, las pruebas de laboratorio muestran que el número de repeticiones necesarias para la falla disminuye con el incremento del módulo de rigidez por lo que la ecuación anterior queda como:

$$N_f = c_1 \epsilon_t^{-f_2} E_s^{-f_3} \quad \text{Ecuación 37}$$

Esta ecuación es basada puramente en pruebas de fatiga desarrolladas en laboratorio donde la ecuación 37 es la extensión de especímenes de laboratorio a actuales prototipos de pavimento. El factor  $f_1$  para pavimentos prototipo debe ser mucho mayor que  $c_1$  para especímenes de laboratorio debido al hecho que las cargas de las llantas en pavimentos actuales no aplican a todos los lugares geográficos donde se apliquen y tienen periodos de reposo más largos, ambos incrementan la vida a fatiga. También, para pavimentos de mayor espesor, toma más repeticiones para aparentar grietas que consideren al pavimento fallado (Huang, 1993).

## 2.26. DISPAV-5

El método de ingeniería de la UNAM emplea un programa interactivo de computo, DISPAV-5- Diseño de pavimentos, el cual emplea secciones estructurales de pavimentos hasta de 5 capas, además de incorporar el cálculo por deformación permanente en el modelo elasto-plástico desarrollado en el informe 325 de las series del instituto de ingeniería, así, como el cálculo por fatiga empleando modelos elásticos de varias capas. El programa utiliza un planteamiento teórico experimental el cual fue propuesto en los informes número 325 y 444 del instituto de ingeniería (Corro y Prado, 1999).

El DISPAV- 5 es un programa de tipo interactivo que permite realizar cálculos para carreteras tanto de carreteras de altas especificaciones como de carreteras normales y para su aplicación se emplean conceptos y métodos de cálculo mecanicistas.

Con respecto al método original, en la última versión se incorpora un modelo mecanicista para determinar las deformaciones unitarias de fatiga, basadas en los estudios experimentales realizados en el instituto de ingeniería. También, se agrega un modelo el cual fue desarrollado para diseñar estructuras de carreteras de altas especificaciones en base a la deformación permanente acumulada (rodera), así como el agrietamiento a fatiga en las capas ligadas con asfalto.

El método de diseño se fundamenta en la experiencia obtenida por la UNAM a escala natural, tanto en campo como en el laboratorio, y los estudios analíticos llevados a cabo durante el programa experimental del instituto de ingeniería (Corro y Prado, 1999).

Con respecto al diseño por deformación permanente es importante señalar que el método previene la deformación excesiva en las capas no estabilizadas con asfalto (base, sub-base, subrasante y terracería). Además, otro punto importante es que el programa considera que las mezclas se han proyectado de manera cuidadosa y que por consiguiente las deformaciones de las capas asfálticas serán relativamente pequeñas.

La determinación del “modulo de rigidez equivalente”, el cual representa las condiciones normales de la carretera durante las diferentes épocas del año, de acuerdo al programa presenta una dificultad significativa para su determinación, por lo que recomienda una amplia experimentación y buen juicio del responsable para llegar a un proyecto adecuado. Para la resolución de tal problema el manual sugiere la zonificación de la carretera, análisis por estación climática y estudios analíticos, aplicando la ley de Miner para determinar el “modulo de rigidez equivalente” de las capas asfálticas, que produce el mismo comportamiento estructural de la carretera en el que ocurre en la realidad, donde las variaciones de módulo de rigidez se presentan durante las diferentes horas del día y durante la noche, con fuertes variaciones que dependen de la zona geográfica y la estación del año.

### **Opciones de cálculo**

- 1) Diseño de un pavimento, a partir de un tránsito de proyecto y de características mecánicas de materiales conocidos, para este caso el programa determina los espesores de capa requeridos para el tránsito de proyecto deseado.
- 2) Y segundo, la determinación de la vida previsible por deformación permanente y por agrietamiento por fatiga, de un sistema de capas analizado.

### **Procedimiento para diseño estructural**

El procedimiento tiene varias etapas:

- 1) Entrada de datos.
- 2) Diseño por deformación.
- 3) Revisión del diseño anterior para efectos de fatiga.
- 4) En caso de que no se satisfaga el criterio de fatiga se puede modificar los espesores

### **Entrada de datos del proyecto**

#### **Tipo de carretera**

- 1) Diseño de carreteras de altas especificaciones en las que se requiere conservar un nivel de servicio alto de la superficie de rodamiento, durante toda la vida de servicio. Al término de la vida de proyecto la deformación esperada con este modelo de diseño es del orden de 1.2 cm (percentil 80 de la deformación máxima) con agrietamiento ligero o medio.
- 2) Diseño de carreteras normales en donde la deformación permanente esperada al término de la vida de proyecto es de 2.5 cm con agrietamiento medio o fuerte. Para este tipo de diseño el manual recomienda realizar un mantenimiento rutinario frecuente.

### **Transito de proyecto**

El método requiere dos tránsitos de proyecto:

- Tránsito equivalente para el diseño por fatiga de las capas ligadas (daño superficial), y
- Tránsito equivalente para el diseño por deformación permanente acumulada (daño profundo).

Dentro de la experimentación se toman en cuenta las cargas reales. Sin embargo, en el proceso de diseño se toman en cuenta o se utiliza el “transito equivalente”, el cual se

refieres a ejes sencillos con llantas gemelas y peso estándar de 8, 2 toneladas el cual genera el mismo daño que el “tránsito mezclado” que se presenta en la realidad.

**Tabla 2.43.** Estimación de las distribuciones de tránsito total para dicho carril de proyecto

<b>Número de carriles en ambas direcciones</b>	<b>Coefficiente de distribución en el carril de proyecto, en por ciento</b>
2	50
4	40- 50
6	30-40

### **Capas consideradas**

Para iniciar el diseño es necesario saber cómo lo proyecta el diseñador y se piden las capas que se pretende incluir.

Desde el punto de vista estructural es conveniente usar un número de capas no mayor de cinco, con el objeto de que tanto el análisis como la construcción correspondan a un proyecto bien definido, fácil de construir y de conservar durante su vida de servicio.

Las capas que pueden ser utilizadas, son:

- Carpeta asfáltica
- Base granular, o estabilizada con asfalto,
- Sub-base granular,
- Subrasante
- Terracería

El número mínimo de capas consideradas es dos, por lo que una de ella deber ser la terracería. También se establece que la primera capa sea carpeta o base. Para la capa de terracería se analiza como un medio semi- infinito, aspecto que hay que tomar en cuenta cuando se realiza el análisis de deflexiones de la sección estructural (Huang, 1993).

### **Valor relativo de soporte**

Es una de las variables de proyecto más importantes y el proyectista debe poner especial atención en su estimación logrando que el resultando sea representativo.

El VRSz crítico es comparado con el máximo permisible (VRSmax) el cual se basa en las consideraciones prácticas del proyecto (VRSp) para efectos de diseño por deformación permanente acumulada; conservando el VRSz estimado por el proyectista para su utilización posterior.

**Tabla 2.44.** VRSmax para todos los niveles de tránsito, (VRSp)

capa	VRSmax
base	120
Sub-base	30
subrasante	20
Terracería	20

#### **Módulos elásticos de las capas no estabilizadas**

Con respecto al diseño por fatiga es necesario encontrar las deformaciones unitarias críticas de tensión en la parte inferior de la carpeta. Para esto es necesario conocer el módulo de rigidez (módulo elástico) de las capas no estabilizadas. En caso de no tener una estimación precisa de ese valor, el manual presenta al usuario la opción de estimarlo a partir de VRSz crítico esperado en el lugar), por lo que  $E=130 \text{ VRSz}^{0.7}$ .

#### **Módulo de rigidez de la carpeta.**

Los requisitos que se establecen en el modelo dan como una necesidad contar con carpeta asfáltica para tránsito de proyecto medios y altos; para transito bajo el incluirla es opcional.

Para fines de cálculo estructural, cuando se utiliza carpeta asfáltica se requiere introducir el módulo de rigidez, o módulo dinámico, en  $\text{Kg/cm}^2$  y este valor debe ser el que represente el comportamiento de dicha capa en condiciones de servicio, durante la vida útil de la carretera.

Otra opción más de hacer lo anterior es haciéndolo analíticamente aplicando la ley de Miner al análisis detallado de la información experimental, por épocas climáticas.

#### **Nivel de confianza del proyecto.**

El nivel de confianza es referido a la probabilidad de que la duración real del pavimento sea al menos igual a la de proyecto. El manual sugiere usar un nivel de 85 por ciento. Sin embargo, se permite al usuario el empleo de cualquier nivel de confianza entre 50 y 99 por ciento.

### **Revisión de los módulos elásticos**

El programa revisa que la relación de módulos entre dos capas adyacentes no estabilizadas no se sobrepase de cierto límite, con el objeto de evitar la generación teórica de esfuerzos de tensión excesivos en la parte inferior de la capa superior. Esta relación límite se tomó de la estudios de la compañía Shell:  $K=0.2 h^{0.45}$ , donde K es la relación de módulos admisible, h es el espesor de la capa superior en mm.

### **Vida previsible por deformación permanente y por fatiga.**

El valor calculado de la deformación unitaria de tensión en la carpeta, permite la obtención de la vida previsible por fatiga, empleando el modelo matemático de vida por fatiga, desarrollado en el instituto de ingeniería, UNAM; de acuerdo con el nivel de confianza elegido para el proyecto (Huang, 1993).

## **2.27. KENLAYER**

### **Descripción del programa**

El programa KENLAYER, escrito por Yang H. Huang en la Universidad de Kentucky, USA, utilizado para el análisis de pavimentos flexibles, resuelve sistemas de pavimentos de varias capas de material elástico sometidos a una carga circular. Puede ser aplicado a sistemas de varias capas sometidos a cargas de rueda simple, dual tándem o dual tridem con cada capa comportándose de forma diferente, sea de manera elástica-lineal, elástica-no-lineal o visco-elástica. El programa puede realizar análisis de daños y aplicarse a un sistema de pavimento de 19 capas como máximo. En el análisis de ruedas simples, se pueden obtener resultados hasta para 10 coordenadas radiales y 19 coordenadas verticales, es decir un total de 190 puntos. Para análisis de ruedas múltiples, además de las 19 coordenadas verticales, se pueden obtener soluciones en 25 puntos, especificando las coordenadas X e Y de cada punto. El Kenlayer está escrito en FORTRAN 77.

### **Características generales**

Las capacidades generales de KENLAYER pueden ser demostradas por las siguientes cuatro características de entrada de datos, las cuales son descritas a continuación:

- MATL= 1 para elástico lineal, 2 para no elástico lineal, 3 para visco-elástico lineal y 4 para la combinación de “no lineal elástico” y “lineal visco-elástico”.
- NDAMA= 0 para no obtener un análisis de daño, 1 para obtener análisis de daño con resumen impreso, y 2 para análisis de daño con impresión detallada.
- NPY= número de periodos por año
- NLG= número de grupos de carga.

### **Materiales**

Al menos que se indique lo contrario, todas las capas son asumidas para ser elástico lineal con una constante de módulo elástico. Para el caso elástico-lineal, soluciones para múltiples llantas o neumáticos son obtenidos por superposición de los mismos con base a llantas simples.

Para el caso de elástico-no lineal, los módulos elásticos de algunas capas son esfuerzos dependientes, y las capas deben ser identificadas. Un procedimiento iterativo es usado, en la cual los módulos de las capas no lineales son ajustados a la variación de esfuerzos, mientras los módulos de las capas lineales son los mismos. Durante cada iteración un grupo constante de módulos es registrado de los esfuerzos obtenidos de las iteraciones anteriores, pero el problema es considerado lineal y la superposición principal todavía puede ser aplicada a múltiples ruedas o llantas. Después los esfuerzos debido a llantas sencillas o múltiples son calculados, los módulos elásticos de las capas no lineales son recalculados, y un nuevo grupo de esfuerzos es recalculado. El proceso es repetido hasta que el módulo converge a una tolerancia especificada.

Para el caso lineal visco-elástico, las capas visco-elásticas deberán ser identificadas y sus “creep compliances” especificadas mientras las otras capas son elásticas lineales. Soluciones debidas ya sea a cargas estacionarias o en dinámicas pueden ser obtenidas. Las cargas dinámicas requieren la entrada de datos de “creep compliances” de 0.001 a 100 segundos

Para el caso de una combinación de elástico no lineal y lineal visco-elástico, algunas capas son elásticas no-lineales, algunas son visco-elásticas, y el resto si cualquiera es lineal elástica. Los esfuerzos usados para determinar los módulos de una capa no lineal son los máximos obtenidos en  $t=0$  bajo una carga dinámica.

## Análisis de daño

El análisis de daño está basado en la deformación por tensión horizontal en la parte inferior de algunas capas especificadas, usualmente la capa asfáltica, y en la deformación por compresión vertical en la superficie de la capa especificada, usualmente las capas subsecuentes o la más inferior. En lugar de la lectura en las coordenadas z, simplemente especificando el número total de capas para tensión en la parte inferior de la misma (NLBT), el número total de capas para tensión en la parte superior (NLTC), y el número de capa para compresión en la parte inferior (LNTC), el programa determinará las coordenadas z de los puntos necesarios y computar las deformaciones requeridas. Si las coordenadas de los puntos radiales son especificadas bajo una rueda simple o varias coordenadas "X" y "Y" bajo ruedas múltiples, el programa comparará las deformaciones a esos puntos y selecciona uno de los más críticos para el análisis de daño (Huang, 1993).

Cada año puede ser dividido en un máximo de 12 periodos. Los módulos elásticos, el coeficiente no lineal  $K_1$ , y el creep compliances pueden ser diferentes para cada periodo, el número previsto de repeticiones de carga para cada grupo de carga es especificado para cada periodo. El número permitido de repeticiones de carga para el fisuramiento por fatiga es determinado por la **ecuación 3.10** y la deformación permanente por la **ecuación 3.11**. Los módulos elásticos de la capa viscoelástica para ser usada en la ecuación anterior es computada de los tres esfuerzos principales y la deformación menor (menor porque la tensión es negativa).

$$E = \frac{\sigma_3 - \nu(\sigma_1 + \sigma_2)}{\epsilon_3} \quad \text{Ecuación 38}$$

El mismo valor de E es obtenido de la deformación principal mayor:

$$E = \frac{\sigma_1 - \nu(\sigma_2 + \sigma_3)}{\epsilon_1} \quad \text{Ecuación 39}$$

El radio de daño, el cual es el radio entre el previsto y número de repeticiones admisible, es computado para cada grupo de carga en cada periodo y resumido sobre en el año por:

$$D_r = \sum_{i=1}^p \sum_{j=1}^m \frac{n_{i,j}}{N_{i,j}} \quad \text{Ecuación 40}$$

En donde  $D_r$  es el radio de daño al final del año,  $n_{i,j}$  es el número previsto de repeticiones de carga para la carga "j" en el periodo "i"  $N_{i,j}$  es el número admisible de repeticiones de carga basado en la ecuación. El diseño de vida, el cual es igual a  $1/D_r$ , es evaluada para ambos casos: deformación permanente y fisuración por fatiga, y el único con una vida más corta controla el diseño.

### **Número de periodos por año**

El número de periodos por año (NPY) es usado para el análisis de daño. Cada año puede ser considerado como un periodo con las mismas propiedades del material durante todo el año o dividido en 12 meses o 4 periodos, cada uno con diferentes propiedades. Si el análisis de daño no será realizado ó NDAMA=0, NPY es usualmente especificado como "1". Sin embargo, puede ser más de 1, incluso si no se requiere análisis de daños. En este caso, NPY deberá ser interpretado como el número de propiedades del material, entonces diferentes grupos de propiedades del material podrán ser corridos uno después de otro.

### **Cargas**

Si una carga tiene una rueda o ruedas múltiples es identificada por el parámetro "LOAD", con "0" para rueda simple, "1" para eje sencillo con llantas dual, "2" para ejes tándem, y "3" para ejes tridem. Las dos ruedas dual deben ser orientados en la dirección "Y". Si YW es especificada como "0" las cargas del eje tándem o tridem son aplicadas en una rueda simple; dicho de otra forma, son aplicadas en llantas tipo dual. Para una carga de una rueda simple, NR distancias radiales y NZ distancias verticales deberán ser especificadas, demasiadas soluciones a NR x NZ puntos pueden ser obtenidos (Huang, 1993).

# 3 Marco Metodológico

## 3.1 Caracterización del asfalto

En cuanto al asfalto, se utilizaron tres diferentes que se clasifican con un grado PG 64y 76 según la clasificación SUPERPAVE descrita en la norma N-CMT-4-05-004 (SCT, 2008):

1. Asfalto AC-20 (asfalto virgen) procedente de la Refinería de Salamanca (PG 64).
2. Asfalto AC-20 oxidado con ácido Polifósforico (PG- 76).
3. Asfalto AC-20 con Elvaloy y ácido polifósforico (PG-76).

En primera instancia se utilizó un asfalto convencional AC-20 procedente de la refinería de Salamanca Guanajuato clasificado con un grado de desempeño PG-64 con la intención de comparar un asfalto base, además de ser un asfalto representativo comercialmente para la República Mexicana.

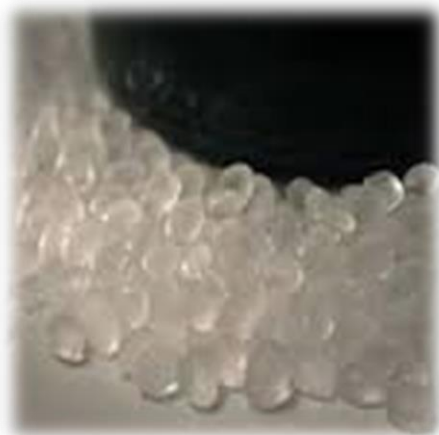
El segundo asfalto clasificado como un PG-76 (envejecido con ácido polifosforico) pero clasificado por la nueva especificación “Jnr” (non-recoverable creep compliance) para asfaltos, como un asfalto para tránsito pesado. Es decir, asfaltos endurecidos con productos que le permite pasar el grado PG pero que no aportan características que le permitan tener un buen desempeño en campo y peor aún pueden generar asfaltos frágiles propensos al agrietamiento prematuro. Por último, el tercer aditivo que se aplicó al asfalto virgen fue un elastómero conocido comercialmente como Elvaloy y genéricamente como Terpolímero Elastomérico Reactivo, cuyas siglas en inglés son RET, utilizando ácido polifosfórico como catalizador, provisto por la empresa Surfax S.A. de C.V. Este aditivo modifica el comportamiento del asfalto:

Lo hace más elástico, disminuyendo, de esta manera, las deformaciones permanentes en ciclos de carga.

1. Lo vuelve más resistente al ataque de la humedad.
2. Mejora su vida a fatiga (modifica la ley de fatiga).
3. Lo hace menos susceptible a los cambios de temperatura.

4. Modifica el comportamiento a bajas e intermedias temperaturas.
5. Mejora la adherencia entre el asfalto y el pétreo.

Todo lo anterior contribuye en la disminución de los principales mecanismos de falla de los pavimentos, tales como, el ahuellamiento, el agrietamiento por fatiga y por baja temperatura, así como, la falta de adherencia entre el asfalto y el pétreo.



**Figura 3.1** Terpolímero Elastomérico Reactivo: aditivo que mejora las características físicas y químicas del asfalto. *Dupont the miracles of science. (s.f.).* Consultado el 23 de junio de 2013 en: <http://asphalt.dupont.com/link1.html>

Se realizó un análisis empírico a todas las muestras que se incluyen en la siguiente tabla:

**Tabla 3.1:** pruebas de caracterización empírica en asfaltos.

<b>Prueba</b>	<b>Método</b>
<b>Penetración a 25° C</b>	M-MMP-4-05-006/00 SCT
<b>Penetración a 4° C</b>	M-MMP-4-05-006/00 SCT
<b>Punto de Reblandecimiento</b>	M-MMP-4-05-009/00 SCT
<b>Recuperación Elástica por Torsión a 25° C</b>	M-MMP-4-05-024/02 SCT
<b>Recuperación Elástica por Ductilometro a 25° C</b>	M-MMP-4-05-026/02 SCT
<b>Resilencia a 25° C</b>	M-MMP-4-05-023/02 SCT
<b>Viscosidad Rotacional a 135° C</b>	M-MMP-4-05-005/02 SCT
<b>Prueba de residuo de la película Delgada en RTFO</b>	M-MMP-4-05-010/02 SCT



Figura 3.2. Equipo para la caracterización básica de asfalto en laboratorio (Surfax, 2013).

### 3.2. Resultados de la caracterización del asfalto

Tabla 3.2: Resultados de la caracterización del asfalto

Prueba	AC-20	AC-20 + APP + ELVALOY	AC-20+ APP
Penetración a 25° C (1/10 mm)	51	43	45
Penetración a 4° C (1/100 mm)	28	26	25
Reblandecimiento (°C)	50	63	58
Rec. Elástica por Torsión 25° C (%)	6	53	12
Resiliencia a 25 ° C (%)	2	22	20
Viscosidad Rotacional 135° C (cps)	462	1900	903
Pérdida de masa por calentamiento (%)	1,67	1,45	1,57
Penetración a 25° C (1/10 mm)	15	20	15
Penetración a 4° C (1/100 mm)	20	10	14
Rec. Elástica por ductilometro 25° C (%)	4	63	8
Viscosidad Rotacional 135° C (cps)	962	5171	2288

Los resultados del análisis empírico (tablas anteriores) demuestran las diferencias existentes entre los diferentes asfaltos analizados, principalmente en las recuperaciones elásticas por torsión y

ductilometro. El asfalto modificado con ELVALOY presenta una recuperación elástica alta a diferencia del asfalto convencional y del asfalto oxidado con ácido polifosfórico (APP), estos presentan recuperaciones elásticas bajas. Sin embargo, en pruebas como el punto de reblandecimiento presentan valores relativamente cercanos. Otra diferencia notable se presenta en la viscosidad rotacional, los valores más altos representan una mayor resistencia al flujo, siendo este un factor importante en la resistencia ante el fenómeno de deformación permanente.

Se determinó el grado de desempeño empleando el método SHRP-SUPERPAVE de acuerdo a la metodología AASHTO TP-5 o su homólogo en la Normativa Mexicana M-MMP-4-05-025/02.

**Tabla 3.3.** Resultados de la prueba SHRP-SUPERPAVE de acuerdo a la metodología AASHTO TP-5

Prueba	método
Punto de Inflamación Cleveland	ASTM D 92
Viscosidad Rotacional	ASTM D 4402
Módulo Reológico de corte dinámico [ $G^*/\text{sen } \delta$ ] Y ángulo de fase ( $\delta$ )	ASTM D 7175
Pérdida de masa por calentamiento	ASTM D 2872
Modulo reológico de corte dinámico [ $G^*\text{sen } \delta$ ]	ASTM D 7175
Rigidez en creep $S(t)$ y valor $m(t)$	ASTM D 6648

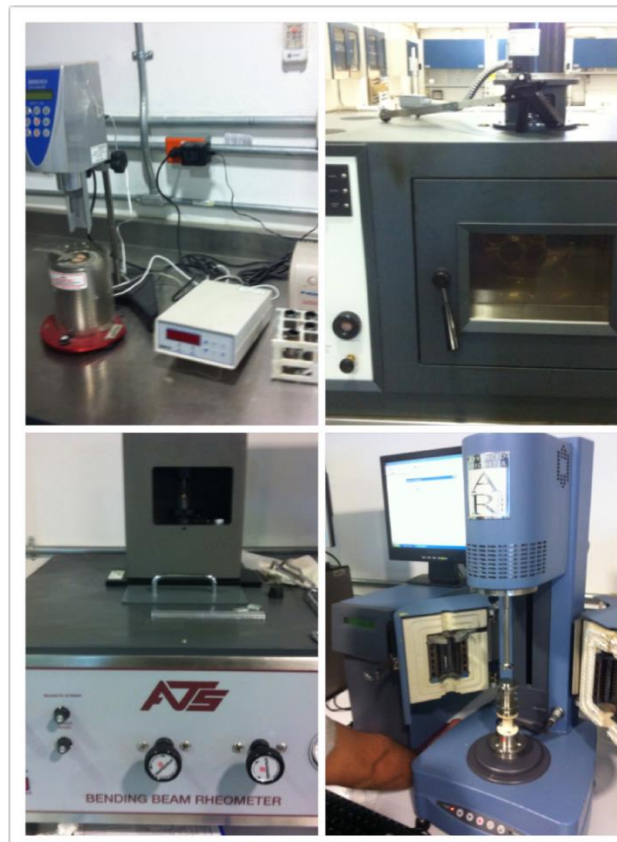
## Resultados

**Tabla 3.4.** Resultados de la prueba SHRP-SUPERPAVE de acuerdo a la metodología AASHTO TP-5

Prueba	AC- 20	AC-20 + APP+ ELVALOY	AC-20+ APP
Punto de Inflamación Cleveland °C	>260	384	297
Viscosidad rotacional a 135° C SC4-27 12 rpm (cP)	462	1900	903
<b>Análisis al asfalto original</b>			
Módulo Reológico de corte dinámico a 76°C [ $G^*/\text{sen } \delta$ ] (KPa)	1,513 (64° C)	1,619	1,302
Ángulo de fase ( $\delta$ ) a 76 °C (°)	84,23 (64° C)	63,76	78,50
<b>Análisis del residuo de la película de la prueba de envejecimiento a presión PAV ASTM D 6521</b>			
Módulo reológico de corte dinámico a 34° C [ $G^*\text{sen } \delta$ ] (KPa)	3625 (28°C)	1691	1958

<b>Rigidez en Creep a -6°C, 60s S (t), (MPa)</b>	96,195	140,651	95,81
<b>Valor m(t) a -6°C, 60s, (adimensional)</b>	0,335	0,307	0,330
<b>Grado</b>	PG 64-16	PG 76-16	PG 76-16

La caracterización por grado PG demuestra las diferencias que pueden llegar a existir entre asfaltos modificados con distintos polímeros, aun entre un mismo grado de desempeño, además una de las diferencias más importantes es el Angulo de fase. El asfalto modificado con Elvaloy presenta el ángulo de fase más bajo, es decir, presenta un comportamiento más elástico que los demás asfaltos, mayor resistencia a la deformación y mayor capacidad de recuperar las deformaciones. De igual forma el asfalto modificado con Elvaloy presenta la viscosidad más alta y que representa mayor resistencia al flujo.



**Figura 3.3.** Equipo necesario para la caracterización reológica y de envejecimiento a corto y largo plazo

### 3.3. Resultados de Prueba de Creep repetido Multi-Esfuerzo, MSCR (Multi-Stres Creep and recovery).

Esta metodología se llevo a cabo bajo las condiciones establecidas por la prueba ASTM 7405-10, se realizaron 20 ciclos Creep-recovery divididos en dos segmentos de 10 ciclos cada uno. Para los

primeros 10 ciclos se empleó un esfuerzo de 100 Pa con un periodo de Creep de 1 segundo y 9 segundos en el periodo de recuperación (recovery). Los segundos 10 ciclos se sometió la prueba a un esfuerzo de 3200 Pa con un periodo de Creep de 1 segundo y 9 segundos para el periodo de recuperación.

En la tabla siguiente se presenta un comparativo entre los resultados de los diferentes asfaltos, recuperación elástica en Creep repetido, a 100 y 3200 Pa, la diferencia entre las recuperaciones para los dos niveles de esfuerzo se presentan a continuación.

**Tabla 3.5.** Resultados a 76° C.

Tipo de asfalto	Temp. De prueba	% $\epsilon_r$ a 100 Pa	% $\epsilon_r$ a 3200 Pa	Rdif (100Pa-3200 Pa)
AC-20 Salamanca	64	9	8	1
AC-20 + Elvaloy	76	75	72	3
AC-20 + APP	76	37	7	30
<b>% <math>\epsilon_r</math>: Porcentaje de Recuperación elástica en Creep repetido.</b>				
<b>Rdif: diferencia entre % <math>\epsilon_r</math> a 100 Pa y % <math>\epsilon_r</math> a 3200 Pa.</b>				

**Tabla 3.6.** Resultados a 82° C.

Tipo de asfalto	Temp. De prueba	% $\epsilon_r$ a 100 Pa	% $\epsilon_r$ a 3200 Pa	Rdif (100Pa-3200 Pa)
AC-20 Salamanca	70	2	0 (-5)	7
AC-20 + Elvaloy	82	68	59	9
AC-20 + APP	82	29	0 (-2)	31
<b>% <math>\epsilon_r</math>: Porcentaje de Recuperación elástica en Creep repetido.</b>				
<b>Rdif: diferencia entre % <math>\epsilon_r</math> a 100 Pa y % <math>\epsilon_r</math> a 3200 Pa.</b>				

Es importante mencionar la trascendencia de un valor mínimo a la recuperación elástica a 3200 Pa porque algunos asfaltos pueden presentar buena elasticidad a 100 Pa pero al aumentar el nivel de esfuerzo a 3200 se da una caída importante en este comportamiento, por lo que a este nivel de esfuerzo es más fácil encontrar diferencias. De acuerdo a (Sandoval, 2011) la diferencia entre 100 y 3200 Pa se debe tomar en cuenta ya que se garantiza la estabilidad de la estructura de asfalto sometido a una carga. La estabilidad puede calcularse basándose en la estabilidad de la estructura de asfalto al variar el nivel de esfuerzo.

Es importante aclarar que la parte de recuperación elástica resultado de la prueba de Creep repetido Multi-esfuerzo es un parámetro informativo y de valor para quien selecciona un asfalto, ya que un asfalto que presenta alta recuperación elástica y es estable al aumento de esfuerzo tendrá un mejor desempeño en campo que uno con poca recuperación elástica y/o poca estabilidad al aumento de esfuerzo. Además para asfaltos con grado PG bajo no se les puede exigir recuperación elástica.

### 3.4. Jnr (non recoverable creep compliance)

Ahora se presenta un comparativo entre los resultados de los diferentes asfaltos bajo la especificación para Jnr para 100 y 3200 Pa (dos niveles de esfuerzo) y la deformación máxima acumulada.

**Tabla 3.6.** Prueba de Jnr a 76° C

<b>Tipo de asfalto</b>	<b>Temp. De prueba</b>	<b>Jnr a 100 Pa</b>	<b>Jnr a 3200 Pa</b>	<b>Jnr<sub>dif</sub> (100 Pa-3200 Pa) (%)</b>	<b>% Def. máxima acumulada</b>
<b>Ac-20 salamanca</b>	64	0,874	1,001	14,55	3244
<b>AC-20 +ELVALOY+ PPA</b>	76	0,253	0,237	0	964
<b>AC-20 + PPA</b>	76	0,645	1,053	63,11	3501

Los resultados de Jnr tienen una correlación directa con la deformación acumulada, por lo que a valores mínimos de Jnr menor es la deformación acumulada. El asfalto modificado con Polimero RET resulta con los valores más bajos de Jnr y al subir el esfuerzo de 100 a 3200 no hay un aumento en este parámetro, es decir que este asfalto tiene una gran capacidad de almacenar energía para recuperar las deformaciones y una estructura muy estable. Por otra parte, el asfalto envejecido con PPA tiene un buen comportamiento para Jnr y un aumento regular con el esfuerzo mayor (3200 Pa).

Los asfaltos analizados hasta el momento se clasifican como PG 76-16, por lo que su temperatura de trabajo será de 76°C, sin embargo se sometió a estos asfaltos en la prueba de MSCR a 82°C

siendo esta una mayor exigencia y de acuerdo a la literatura deberían fallar o al menos presentar desempeños malos. El asfalto AC-20 se probó a una temperatura de 70° C.

**Tabla 3.7.** Prueba de Jnr a 70 y 82°C

Tipo de asfalto	Temp. De prueba	Jnr a 100 Pa	Jnr a 3200 Pa	Jnr <sub>dif</sub> (100 Pa-3200 Pa) (%)	% Def. máxima acumulada
Ac-20 salamanca	70	2,314	2,783	20,29	9160
AC-20 +ELVALOY+ PPA	82	0,535	0,559	4,61	2134
AC-20 + PPA	82	1,426	2,610	83,08	8644

Al subir la temperatura, el asfalto con modificado con polímero RET sigue presentando el mejor comportamiento y por lo tanto su estructura sigue siendo muy estable.

El nivel de tráfico bajo el cual son capaces de tener un desempeño óptimo para los tres asfaltos analizados se analizó primero, determinando el grado PG por temperatura de trabajo, y el nivel de tráfico se establece mediante el valor de Jnr, los niveles de tráfico se establecen mediante el valor de Jnr para lo cual en la **Tabla 3.8** se analiza el valor de Jnr para cada asfalto en particular.

**Tabla 3.8.** Intensidad de tráfico para cada grado de Jnr

Intensidad de tráfico	Grado	Jnr	Temperatura
	Falla	>4	Seleccionado de acuerdo al mapa de regiones geográficas (zonas por clima)
< 3 millones	Estándar	S	
>3 < 10 millones	Pesado	H	
>10>30 millones	Muy pesado	V	
>30 millones	Extremo	E	

**Tabla 3.9.** Valores de Jnr para los diferentes asfaltos analizados

Asfalto	Jnr <sub>3200</sub>	Grado	Intensidad de tráfico
Ac-20 salamanca	1,001	PG 64-22 H	>3 < 10 millones
AC-20 +ELVALOY+ PPA	0,237	PG 76-22 E	>30 millones
AC-20 + PPA	1,053	PG 76- 22 H	>3 < 10 millones

Es así como se obtienen los valores de JNR en el que vemos que el asfalto modificado con polímero RET es el que verdaderamente es capaz de soportar un tráfico extremo superior a los 30 millones de ejes equivalentes de 8,2 toneladas y que se clasifica como un asfalto Grado PG 76-22. Sin embargo, para el asfalto envejecido a pesar de que cumple con un grado PG 76-22 no está preparado para desempeñarse con intensidades de tráfico iguales a las de un asfalto modificado y solamente alcanza a desempeñarse en intensidades de 3 a 10 millones de ejes equivalentes con el riesgo de presentar agrietamiento prematuro. Es así como se pretende limitar el uso de asfaltos envejecidos en el uso de mezclas asfálticas, con el principal objetivo de presentar fallas por el uso de este tipo de asfaltos.

### 3.5. Caracterización del agregado

Las capas de un pavimento suelen tener una proporción muy elevada de agregados pétreos, a pesar de que las cantidades en las que intervienen son variables, en todos los casos son superiores al 90% en masa y al 80% en volumen. Aunque los agregados se suelen considerar como un conjunto de partículas discretas y con naturaleza inerte, no es del todo cierto, ya que sí reaccionan al entrar en contacto con el agua y el asfalto. Por este motivo, resulta necesario determinar sus propiedades para la capa del pavimento de la que formará parte, ya que el agregado aporta resistencia fundamentalmente al componente del rozamiento interno; es decir, al esqueleto mineral.

En este proyecto se adoptó un diseño de acuerdo al Protocolo AMAAC Nivel IV para tránsito muy alto (más de 30,000, 000 de ejes equivalentes de 8,2 ton) recomendado para carreteras federales, autopistas de cuota importantes y vialidades suburbanas en ciudades muy grandes. Inicialmente se decidió analizar dos agregados representativos de los estados de Jalisco y Michoacán, los cuales

se encuentran en los municipios de Tonalá (Basalto) y Morelia (Andesita), pertenecientes a las empresas Asfaltos Guadalajara y AGC-Grupo de Oro respectivamente, y que fueron caracterizados con el objeto de conocer sus propiedades de los mismos y su desempeño en una mezcla asfáltica.

El banco de material del estado de Michoacán perteneciente a la empresa AGC es una andesita, para lo que la planta cuenta con un método de trituración para generar grava, sello y arena, de la que se analizaron y determinaron sus características y propiedades, obteniendo los siguientes resultados.

**Tabla 3.10.** Resultados del agregado de AGC (Morelia) en el que se determinó que las pruebas de equivalente de arena, azul de metileno y angularidad no cumplen con las recomendaciones del protocolo AMAAC.

Caracterización AGC Morelia		
Prueba	Resultado	Normativa
<b>Grava</b>		
Partículas alargadas	1.60%	15% máx.
Partículas Lajeadas	0.34%	15% máx.
Densidad	2.66	N/A
Desgaste de los Ángeles	10%	30% máx.
Absorción	1.28	N/A
<b>Arena</b>		
Equivalente de arena	73	50 min.
Densidad	2.43	N/A
Absorción	5.06	N/A
Azul de metileno	42	15 ml/g máx.
Angularidad	35.77	40 min.

Una buena graduación granulométrica determina el buen acomodo de partículas y un buen desempeño de la mezcla durante las pruebas en laboratorio, además de una vida a fatiga larga durante la puesta en obra por lo que se determinó su granulometría correspondiente.



**Figura 3.4.** Vista panorámica del proceso de trituración del banco de AGC Morelia.

**Tabla 3.11.** Distribución granulométrica de las diferentes fracciones que genera el banco de materiales de la empresa AGC.

<b>Granulometría Grava</b>		
<b>malla</b>	<b>% Retenido</b>	<b>% pasa</b>
<b>1"</b>		100%
<b>3/4"</b>	9.90%	90.10%
<b>1/2"</b>	66.20%	23.90%
<b>3/8"</b>	22.60%	1.30%
<b># 4</b>	0.50%	0.80%
<b>Granulometría Sello</b>		
<b>malla</b>	<b>% Retenido</b>	<b>% pasa</b>
<b>3/8"</b>	6%	94
<b># 4</b>	93%	0
<b>Granulometría arena</b>		
<b>malla</b>	<b>% Retenido</b>	<b>% pasa</b>
<b># 4</b>	43.2%	50.5%
<b># 8</b>	35.9%	14.6%
<b># 16</b>	9.8%	4.8%
<b># 30</b>	2.3%	2.5%
<b># 50</b>	0.8%	1.7%
<b># 100</b>	0.8%	0.8%
<b># 200</b>	0.8%	0.0%

De acuerdo a los resultados de la granulometría obtenidos, se observa que en la parte de la arena se cuenta con una mala graduación debido a que es un arena con muy pocos finos y prácticamente

con un 50% de retenido en la malla #4 por lo que es muy difícil obtener una buena mezcla, además de la difícil posibilidad a la hora del cribado obtener material retenido entre las mallas #16 y #200. Por estas razones, se tomó la decisión de cambiar al arena de trituración por una que tuviese una mejor distribución, por lo que se gestionó la posibilidad de tomar un muestreo del banco de materiales de “Grupo de Oro” siendo la misma matriz rocosa (Andesita) además de la cercanía entre banco y banco, pero con un método de trituración diferente, por lo que se analizó el material correspondiente de arena obteniendo los siguientes resultados.

**Tabla 3.12.** Resultados de arena “grupo de oro” Morelia

<b>Resultados banco "Grupo de oro" Morelia (arena)</b>		
<b>Prueba</b>	<b>Resultado</b>	<b>Normativa</b>
<b>Equivalente de arena</b>	<b>46</b>	50 min.
<b>Densidad</b>	2.53	N/A
<b>Absorción</b>	3.39	N/A
<b>Azul de metileno</b>	<b>36 ml/g</b>	15 ml/g max.
<b>Angularidad</b>	<b>36</b>	40 min.

A pesar de haber cambiado el material y la trituración queda claro que las propiedades intrínsecas de la matriz rocosa son muy similares. Sin embargo, este material cuenta con una mejor distribución granulométrica que permite durante el cribado obtener material en las diferentes fracciones y de esa manera hacer más fácil la elaboración de mezclas asfálticas en laboratorio. A continuación se muestra los porcentajes de retenido y porcentaje que pasa de la distribución granulométrica del banco de andesita de Grupo de Oro.

**Tabla 3.13.** En esta tabla se observa la distribución granulométrica, siendo una arena bien graduada por la buena distribución de retenido de partículas en las diferentes fracciones.

<b>Granulometría Andesita</b>		
<b>peso inicial=</b>	<b>% Retenido</b>	<b>% Pasa</b>
<b># 4</b>	0.9%	99.1%
<b># 8</b>	22.0%	77.1%
<b># 16</b>	24.5%	52.6%
<b># 30</b>	15.4%	37.2%
<b># 50</b>	7.4%	29.9%
<b># 100</b>	6.4%	23.4%
<b># 200</b>	<b>4.9%</b>	<b>18.5%</b>

### 3.6. Caracterización basalto

De igual manera para el estado de Jalisco se buscó un material representativo que cumpliera con los parámetros y características establecidas por el Protocolo AMAAC nivel IV para lo cual se eligió un banco de la localidad de lagos de moreno perteneciente a la empresa “Asfaltos Guadalajara” de la cual se obtuvieron los resultados siguientes.

**Tabla 3.14.** Caracterización Asfaltos Guadalajara

Caracterización Asfaltos Guadalajara		
Prueba	Resultado	Normativa
<b>Grava</b>		
Partículas alargadas	1.60%	15% máx.
Partículas Lajeadas	0.34%	15% máx.
Densidad	2.66	N/A
Desgaste de los Ángeles	10%	30% máx.
Absorción	1.28	N/A
<b>Arena</b>		
Equivalente de arena	65.45	50 min.
Densidad	2.34	N/A
Absorción	4.64	N/A
Azul de metileno	20	15 ml/g máx.
Angularidad	38.9	40 min.

También se obtuvieron las granulometrías correspondientes de lo cual se obtuvo lo siguiente:

**Tabla 3.15.** Distribución granulométrica de las diferentes fracciones que genera el banco de materiales de la empresa Asfaltos Guadalajara.

<b>Granulometría Grava</b>		
mall	% Retenido	% pasa
1"		
3/4"		
1/2"	19.00%	81%
3/8"	35.00%	46%
# 4	42.00%	4%
# 8	3.00%	1%
<b>Granulometría Arena</b>		
mall	% Retenido	% pasa
# 4	0%	100
# 8	11%	89%
# 16	32%	57%
# 30	21%	36%

# 50	9%	27%
# 100	7%	19%
# 200	6%	14%

De acuerdo a los datos obtenidos de la caracterización del agregado en el cual en la parte de la fracción gruesa vemos que cumple con las recomendaciones del Protocolo AMAAC para nivel IV, sin embargo, en la fracción fina a pesar de contar con una buena distribución granulométrica, no cumple con la prueba de azul de metileno, siendo este un parámetro importante, por lo que se tomó la decisión de usar una fracción fina de la empresa asfaltos Guadalajara que cumpliera con este parámetro para lo cual se analizó el material del banco de Tonalá. Cabe mencionar que este banco cuenta con dos métodos de trituración (Barmac y cono) por lo que se caracterizaron los dos con el objetivo de tomar la arena que cuente con las mejores características. A continuación se presenta una tabla con ambos métodos de trituración y su respectiva caracterización.



**Figura 3.5.** Proceso de trituración en el banco de materiales de “Asfaltos Guadalajara”

**Tabla 3.16.** Resultados de la caracterización de la fracción fina, para los métodos de trituración barmac y cono del banco de Tonalá.

Prueba	Resultados		Normativa
	Asfaltos Guadalajara cono	Asfaltos Guadalajara Barmac	
<b>Arena</b>			
Equivalente de arena	70	72	50 min.

<b>Densidad</b>	2.6	2.63	N/A
<b>Absorción</b>	2.04	2.19	N/A
<b>Azul de metileno</b>	11 ml/g	13 ml/g	15 ml/g máx.
<b>Angularidad</b>	40.72	35.21	40 % min.

Los datos mostrados en la tabla de caracterización de la fracción fina **Tabla 3.17** (arenas) reflejan las características de los métodos de trituración, el método Barmac presenta una angularidad del agregado fino 5% inferior a lo establecido por la recomendación del protocolo AMAAc para esta prueba. De acuerdo a lo anterior y con el objetivo de incluir en la mezcla un material lo suficientemente bueno, se optó por elegir el método de trituración de “cono” para la elaboración de mezclas asfálticas de este proyecto.

De acuerdo a lo explicado anteriormente y con el objetivo de comparar dos mezclas, una con un material representativo que cumple con todas las recomendaciones y por otra parte un material representativo de Michoacán que a pesar de ser de los más usados en la construcción de carreteras no cumple con las especificaciones para dicha actividad constructiva. Por lo tanto, las características de ambos materiales quedan de la siguiente manera:

**Tabla 3.17.** Características finales de las diferentes fracciones correspondientes a los agregados utilizados en este proyecto de investigación.

Prueba	Resultados		Normativa
	Basalto	Andesita	
Grava			
Partículas alargadas	1.60%	5.62%	15% máx.
Partículas Lajeadas	0.34%	1.77%	15% máx.
Densidad	2.66	2.62	N/A
Desgaste de los Ángeles	10%	17%	25% máx.
Absorción	1.28	2.37	N/A
Arena			
Equivalente de arena	70	46	50 min.
Densidad	2.6	2.53	N/A
Absorción	2.04	3.39	N/A
Azul de metileno	11 ml/g	36 ml/g	15 ml/g máx.
Angularidad	40.72	36	40 min.

La forma de las partículas del agregado grueso afecta fundamentalmente a la resistencia del esqueleto mineral. De acuerdo a su forma, pueden clasificarse en redondeadas, cúbicas, alargadas y lajeadas. Para este proyecto se realizó esta prueba con lo que se obtuvieron los resultados mostrados en la **tabla 3.18** la cual se realizó de acuerdo a la norma ASTM D 4791 recomendada por el protocolo AMAAC, y se aplica a agregados gruesos entre la malla de 4,75 mm (Malla Nº 4) hasta la malla de 50 mm (2"). Específicamente para este proyecto se tuvo un índice o porcentaje de partículas alargadas y lajeadas en promedio menores al 15% que, de acuerdo a la teoría descrita en el capítulo 2 de esta tesis, este porcentaje garantiza la fricción interna del agregado fino y la resistencia al ahuellamiento, además de que se incrementa la cohesión.

Para este proyecto se obtuvo un porcentaje de 1.62 y 5.62% para el agregado para el basalto y andesita respectivamente, siendo esta una característica que no sobrepasa el 15% propuesto por la norma.

La resistencia mecánica del esqueleto mineral es un factor importante en la evolución de una capa de pavimento flexible durable durante su proyecto de vida, la prueba que simula estas condiciones (desgaste de los ángeles) arrojó unos resultados favorables, 10% para el agregado de asfaltos Guadalajara y 17% para AGC. Material que no sobrepasa el 25% propuesto por la norma para capas estructurales ASTM C 131, la prueba es aplicada al material que está retenido entre la malla #12 y la de 2", en este caso reflejan los agregados una buena calidad de resistencia a la trituración por parte del agregado, es decir, suficiente resistencia mecánica a la trituración por parte del agregado y suficiente para aplicaciones de tráfico pesado o elevada intensidad.

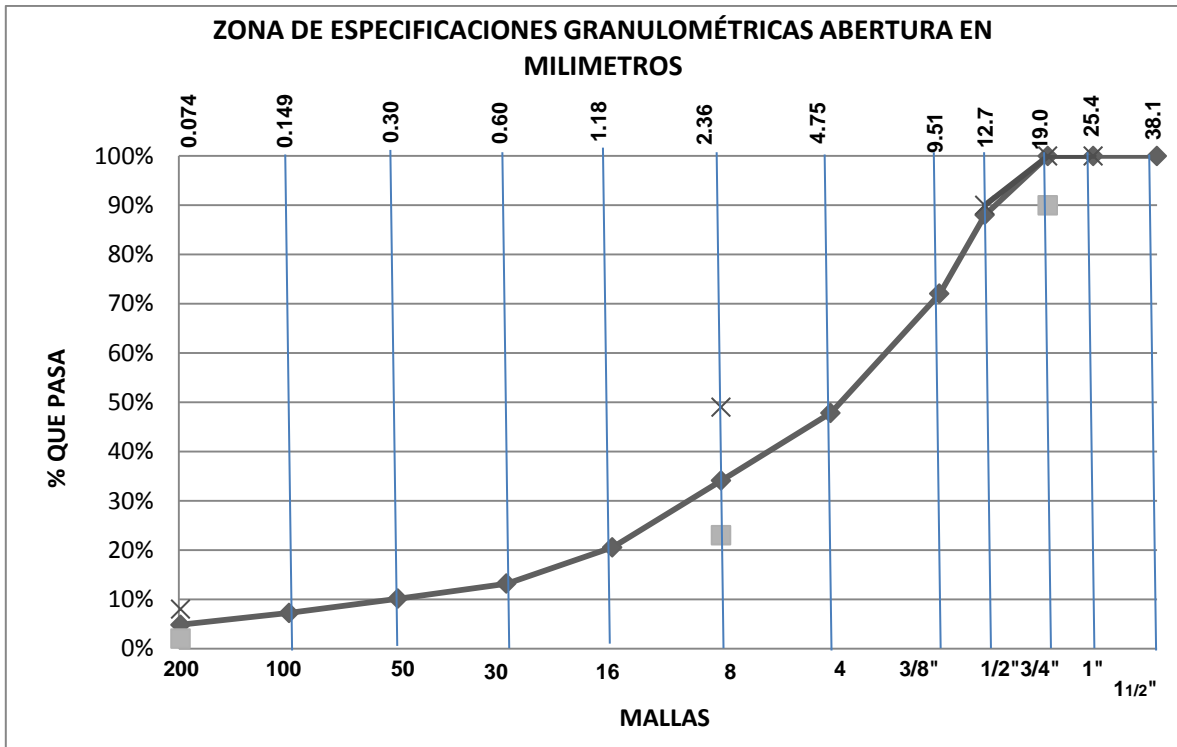
La recomendación de azul de **metileno Recomendación AMAAC RA-05/2008** entre los ensayos que se realizaron a los materiales finos como complemento y para garantizar un buen comportamiento de la mezcla asfáltica. En este caso la cantidad de azul de metileno que se necesito fue de 11 mg/g para el caso del agregado basáltico por lo que implica que el material en uso es medianamente activo, mientras tanto para el agregado andesítico el material cuenta con un filler totalmente adverso para su uso.

El contenido de arcilla es el porcentaje de material arcilloso presente en la fracción del agregado menor de 4,75 mm y que se determinó mediante la prueba de equivalente de arena y se determina con el objetivo de evitar el uso de materiales que contengan materia orgánica, además de que tengan una reducida o nula plasticidad. Para este proyecto los equivalentes de arena obtenidos fueron de 70 para el caso de el agregado proveniente del banco de "Asfaltos

Guadalajara” cuyo valor está muy por arriba del mínimo (55 mínimo para capas de rodadura) cuyo valor para mezclas asfálticas de SUPERPAVE (Mc Gennis et al., 1996) es para un tránsito mayor o igual a 10<sub>6</sub> ESALs, lo cual demuestra un tipo de material fino de excelente calidad. Además el valor de 75 para el basalto de Guadalajara garantiza que en presencia del agua, la capa de rodadura de la que formará parte conserve sus características y que no haya problemas de adhesividad con el ligante asfáltico. Por otra parte la andesita cuenta con un equivalente de arena de 46 lo cual reduce la calidad del agregado y las propiedades antes mencionadas.

### **3.7. Granulometría del agregado**

La granulometría es una parte importante en el porcentaje de retenido para cada tamiz y esta depende directamente de la graduación con la que cuente. Para el caso de este proyecto de investigación, se tomó la decisión de manipular una curva granulométrica con el objeto de tener una curva lo más centrada posible, sin afectar demasiado las cantidades de retenido y que al final resultase en un proceso de cribado muy largo para poder obtener la cantidad de retenido necesario. Además de tener una variable menos en este proyecto y lo más importante, Que las condiciones de comparación entre un agregado y otro en cuanto a las cantidades de retenido para cada fracción fueran las mismas. Por lo tanto la curva granulométrica quedo de la siguiente manera:



**Figura 3.6.** Curva granulométrica adoptada para el proyecto, en la que se representa, en el eje de las ordenadas el número de malla y en las abscisas el porcentaje de material retenido, además de los límites granulométricos

El tamaño nominal de la mezcla es de 1/2 pulgada, por lo que el máximo nominal es de 3/4".

### 3.8. Diseño de la mezcla

Un factor importante en el diseño volumétrico de mezclas asfálticas son las proporciones volumétricas con las que cuentan sus componentes. El asfalto y el agregado, de acuerdo al método SUPERPAVE la importancia de las propiedades volumétricas justifican un protocolo de diseño en la mezcla. A continuación se describe el proceso seguido en este trabajo de tesis así como sus resultados obtenidos y observaciones.

Como parte inicial se determinó la densidad de la mezcla suelta y mezcla compactada tomando como un porcentaje de asfalto inicial de 5.5% con el objeto de analizar sus propiedades volumétricas y poder determinar las tres cantidades con las que se debería probar la cantidad de asfalto y de esa manera determinar el porcentaje de asfalto óptimo.

**Tabla 3.18.** Obtención de Densidad Rice.

Agregado	% C. A.	P vasija sumergida	P mezcla aire	P mezcla sumergida	Dmm
Basalto	5.5	39	1050.5	672.5	2.52
Andesita	5.5	40.5	1034	657.5	2.48

**Tabla 3.19.** Obtención de Densidad de muestras compactadas.

Agregado	% C. A.	Paire	Psumergido	P sup seco	Dmb	promedio Dmb
Basalto	5.5	1038.5	604	1043.5	2.363	2.371
Basalto	5.5	1046.5	610.5	1050.5	2.378	
Andesita	5.5	1032.5	594	1037	2.331	2.338
Andesita	5.5	1041.5	600.5	1044.5	2.346	

Una vez obtenidos las densidades de la mezcla compactada se observa en los resultados las características de los agregados, por lo que se determinó que el agregado de “asfaltos Guadalajara” tiene una mayor densidad y por lo tanto el acomodo inter-granular se desarrolló de mejor manera, siendo una mezcla mucho mas compactable que de acuerdo a la teoría debiera tener un mejor desempeño, para lo cual se muestran los resultados más adelante.

De acuerdo a la concentración en volumen del aire de la muestra compactada. Los vacíos de aire en estas mezclas de inicio fueron las siguientes:

**Tabla 3.20.** Propiedades volumétricas de las mezclas de partida.

características volumétricas	material		requerimiento de SUPERPAVE
	Asfaltos Guadalajara	AGC-Grupo de Oro	
porcentaje de vacíos de la mezcla	5.90%	5.70%	3 a 5
vacíos del agregado mineral (VAM)	14.655	13.732	13 mínimo para tamaño nominal de 3/4 de pulgada
Vacios llenos con asfalto (VFA)	59.741	58.493	de 65 a 75 para más de 30 millones de ejes equivalentes
Contenido optimo de asfalto	6.26	6.18	No aplica

Una vez obtenidas las propiedades volumétricas de la mezcla de partida se determinó que el porcentaje de vacíos estaba muy por arriba de lo establecido por el protocolo AMAAC (4%), además de que la cantidad de asfalto era muy baja y por consiguiente los valores de vacíos en el agregado mineral (VAM), y vacíos llenos de asfalto (VFA) están muy por de fuera del rango para cumplir con un desempeño idóneo de la mezcla.

Posteriormente de acuerdo a los valores obtenidos y con la fórmula para determinar el contenido de asfalto óptimo, se calculó los porcentajes de asfalto óptimo para ambas mezclas. Para lo cual resultaron con un **6.26** correspondiente a la mezcla con agregado de “Asfaltos Guadalajara” y de **6.18** para el material procedente de Morelia (AGC-Grupo de Oro). De acuerdo a lo anterior se decidió fabricar mezclas con valores de  $\pm 0.5\%$  el valor de el contenido de asfalto para después evaluar y comprobar sus características volumétricas. Además de determinar un promedio en el contenido de asfalto entre ambos, por lo que el contenido de asfalto óptimo para ambos fue de 6.2 % de asfalto (AC-20 Salamanca).

En primera instancia para el diseño y determinación del contenido de asfalto se fabricaron probetas por triplicado para cada contenido, dos para determinar las características de la mezcla compactada y una para la mezcla suelta.

**Tabla 3.21.** Densidad rice para los diferentes contenidos de asfalto

	<b>Basalto</b>	<b>Andesita</b>
<b>% C. A.</b>	<b>Dmm</b>	<b>Dmm</b>
<b>5.7</b>	2.4898	2.4431
<b>6.2</b>	2.4835	2.4300
<b>6.7</b>	2.4753	2.4229

En cuanto a la mezcla compactada es claro que la densidad es mayor a cantidades de asfalto superiores, sin embargo la cantidad de vacios se ve disminuida en función de la calidad del agregado así como de su absorción. A continuación se presenta los promedios de los pares de probetas por contenido de asfalto.

**Tabla 3.22.** Tabla de densidades de la mezcla compactada.

	<b>Basalto</b>		<b>Andesita</b>	
<b>% C. A.</b>	<b>Dmb</b>	<b>promedios</b>	<b>Dmb</b>	<b>promedios</b>
<b>5.7</b>	2.337	2.343	2.352	2.335
<b>5.7</b>	2.348		2.318	
<b>6.2</b>	2.371	2.374	2.353	2.342
<b>6.2</b>	2.377		2.332	
<b>6.7</b>	2.382	2.389	2.370	2.370
<b>6.7</b>	2.395		2.370	

Para las mezclas compactadas se observa el porcentaje de vacios están por encima del 4% para el caso del basalto y por debajo el correspondiente a la andesita. Sin embargo se decidió que la parte

importante que se buscaba es el contenido de asfalto efectivo y que de esta manera para ambas mezclas el asfalto que se desempeña dentro de ellas sea en la misma cantidad y las condiciones de evaluación de desempeño sean equivalentes para ambos casos.

**Tabla 3.23.** Propiedades volumétricas de la mezcla compactada.

Propiedades volumétricas de la mezcla compactada						
% C. A.	Porcentaje de vacíos		VAM		VFA	
	Andesita	Basalto	Andesita	Basalto	Andesita	Basalto
5.7	4.4	5.9	14.0038	15.812	68.5799	62.687
6.2	3.6	4.4	14.1415	15.093	74.543	70.846
6.7	2.2	3.5	13.5306	14.962	83.7405	76.607

El diseño de la mezcla asfáltica densa se realizó de acuerdo a los parámetros establecidos por la recomendación “diseño de mezclas asfálticas de granulometría densa de alto desempeño” **PA-MA-001/2008** y cuenta con las características descritas en la **tabla 3.35**. La intención con la que se diseñó una mezcla con contenido de vacíos diferentes fue con el propósito de que el porcentaje de asfalto efectivo fuese igual y que de esta manera el asfalto contenido trabajase bajo las mismas condiciones en la mezcla compactada.

**Tabla 3.24.** Características principales de la mezcla compactada

Característica volumétrica	material	
	Basalto Guadalajara	Andesita Morelia
Porcentaje de vacíos de la mezcla (%)	4.60%	3.85%
Porcentaje de asfalto efectivo (%)	6.15	6.15
Contenido óptimo de asfalto (%)	6.2	6.2

Es así como, bajo este procedimiento se obtuvo el diseño de la mezcla además de sus características de la mezcla compacta y suelta, y de sus componentes asfalto y agregado de manera individual.

### 3.9. Módulo Dinámico

Una vez determinada la fórmula de trabajo se procedió a la elaboración de especímenes cilíndricos de 15 cm de altura y 10 cm de ancho compactados en el compactador giratorio de SUPERPAVE con un número de giros igual a 125, mezclándose a una temperatura de 165°C y una compactación a

155°C, los especímenes se corrieron por triplicado y se promediaron para el análisis del módulo dinámico para lo cual se obtuvieron las siguientes combinaciones:

- ✚ Asfalto convencional AC-20+ Andesita
- ✚ Asfalto convencional AC-20+ Basalto
- ✚ Asfalto convencional AC-20 Oxidado + Andesita
- ✚ Asfalto convencional AC-20 Oxidado+ Basalto
- ✚ Asfalto convencional AC-20+ Ácido Polifosfórico (catalizador)+ polímero RET + Andesita
- ✚ Asfalto convencional AC-20+ Ácido Polifosfórico (catalizador)+ polímero RET + Basalto



**Figura 3.7.** Especímenes de 15 cm de altura y 10 cm de diametro con igual contenido de asfalto pero diferente agregado (basalto y caliza), ademas de asfalto convencional y modificado

Posteriormente para el Módulo Dinámico se ensayaron los especímenes en la prensa dinámica de acuerdo a la norma ASTM D 3497 usando las frecuencias de 10, 5, 1.0, 0.5, y 0.1 Hertz a una temperatura de 20° C en la prensa Universal de la empresa LASFALTO perteneciente al grupo Surfax.



**Figura 3.8.** Prensa universal GCTS capaz de realizar módulo resiliente, dinámico, leyes de fatiga para carpetas asfálticas y pruebas triaxiales para capas granulares

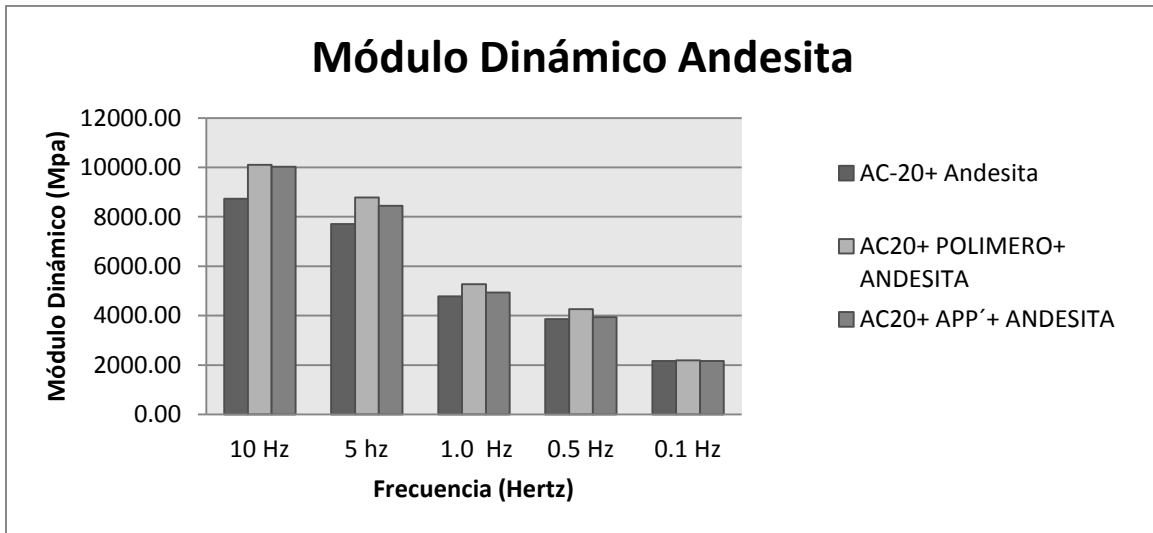
### 3.10. Módulo Dinámico andesita (Morelia)

En primera instancia se elaboraron probetas compuestas por agregado andesítico de la ciudad de Morelia las cuales contienen asfalto modificado con polímero RET, un asfalto oxidado y asfalto convencional. Para lo cual se presentan los resultados obtenidos.

**Tabla 3.25.** Resultados del módulo dinámico en Mega Pascales (Mpa) aplicado con frecuencias de 10 a 0.1 Hertz a probetas con una composición de Asfalto Convencional AC-20 y asfaltos modificados con andesita de la ciudad de Morelia.

Tipo de mezcla (componentes)	Frecuencia 10 Hz	Frecuencia 5 Hz	Frecuencia 1 Hz	Frecuencia 0.5 Hz	Frecuencia 0.1 Hz
AC-20 + Andesita	8725	7707	4778	3856	2162
AC-20 + Polímero RET + Andesita	10101	8786	5276	4261	2193
AC-20+ Acido Polifosforico + Andesita	10030	8447	4931	3941	2167

El análisis de modulo Dinámico a las probetas compuestas principalmente con andesita se observa la tendencia de la disminución del valor de módulo conforme la frecuencia va disminuyendo, así para una frecuencia alta de 10 Hz que simula un tráfico a altas velocidades, el valor es superior a los 10,000 Mpa para el caso del asfalto modificado y oxidado, mientras que para la frecuencia con mayor amplitud de carga y una frecuencia baja los valores se comportan de una manera similar para los tres tipos de mezclas, valores ligeramente por arriba de los 2,000 Mpa.



**Figura 3.9.** Grafica en la que se observa el daño causado por las diferentes velocidades de aplicación de carga representados por los Hertz y en la que se observa relación de la disminución de módulo dinámico con la frecuencia.

Además es importante mencionar que para este tipo de agregado los resultados más favorables son los compuestos por asfalto modificado con Polímero RET en todos los casos, sin embargo es los módulos obtenidos para el asfalto oxidado son muy cercanos a los obtenidos con asfalto modificado, lo cual demuestra la sensibilidad de la prueba a los tipos de asfalto. Por otra parte, las cantidades obtenidas para el asfalto convencional AC-20 son los más bajos en comparación a los otros tipos de asfaltos.

### 3.11. Módulo Dinámico Basalto (Guadalajara)

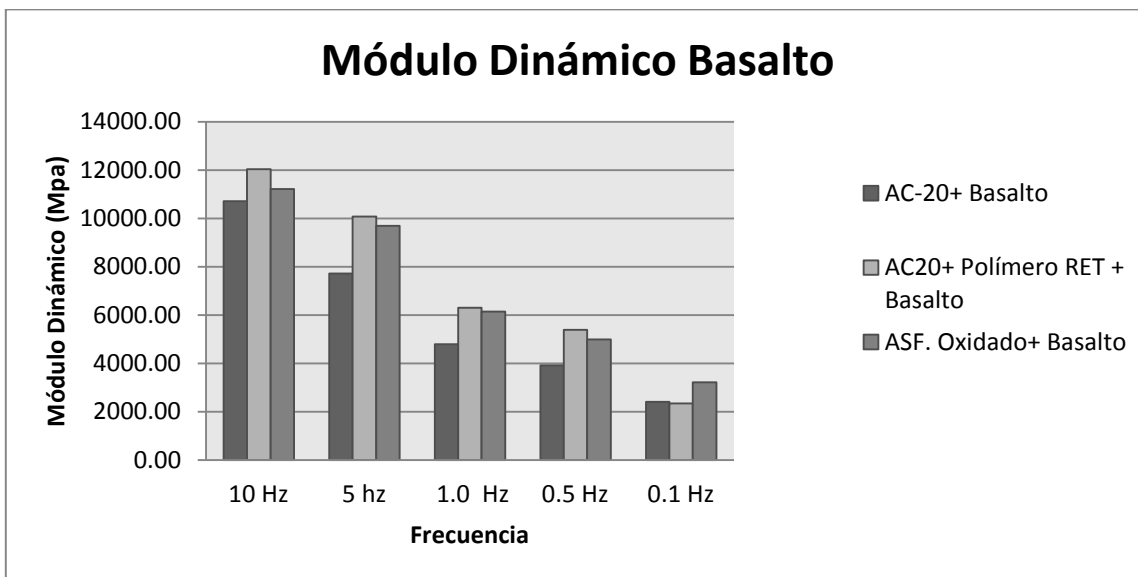
Posteriormente se fabricaron probetas compuestas por un agregado basáltico de la ciudad de Guadalajara las cuales contienen asfalto modificado con polímero RET, un asfalto oxidado y asfalto convencional. Para lo cual se presentan los resultados obtenidos.

**Tabla 3.26.** Resultados del módulo dinámico en Mega Pascales (Mpa) aplicado con frecuencias de 10 a 0.1 Hertz a probetas con una composición de Asfalto Convencional AC-20 y asfaltos modificados con Basalto de la ciudad de Guadalajara.

Tipo de mezcla (componentes)	Frecuencia 10 Hz	Frecuencia 5 Hz	Frecuencia 1 Hz	Frecuencia 0.5 Hz	Frecuencia 0.1 Hz
AC-20 + Basalto	10707	7727	4796	3926	2409
AC-20 + Polímero RET + Basalto	12040	10071	6303	5389	2342
AC-20 + Acido Polifosforico + Basalto	11211	9695	6150	4999	3224

Para los módulos dinámicos compuestos por agregado basáltico los resultados son más favorables en comparación con la andesita por lo que se ve reflejado la importancia de contar con agregados de buena calidad y que en la caracterización aprueben el mayor número de pruebas. Así, para una frecuencia de 10 Hz los valores obtenidos son superiores a los 10, 000 Mega pascales. Mientras que para la mezcla compuesta por AC-20, polímero RET y ácido polifosfórico la susceptibilidad a las deformaciones con el cambio de intensidad de tráfico es menor.

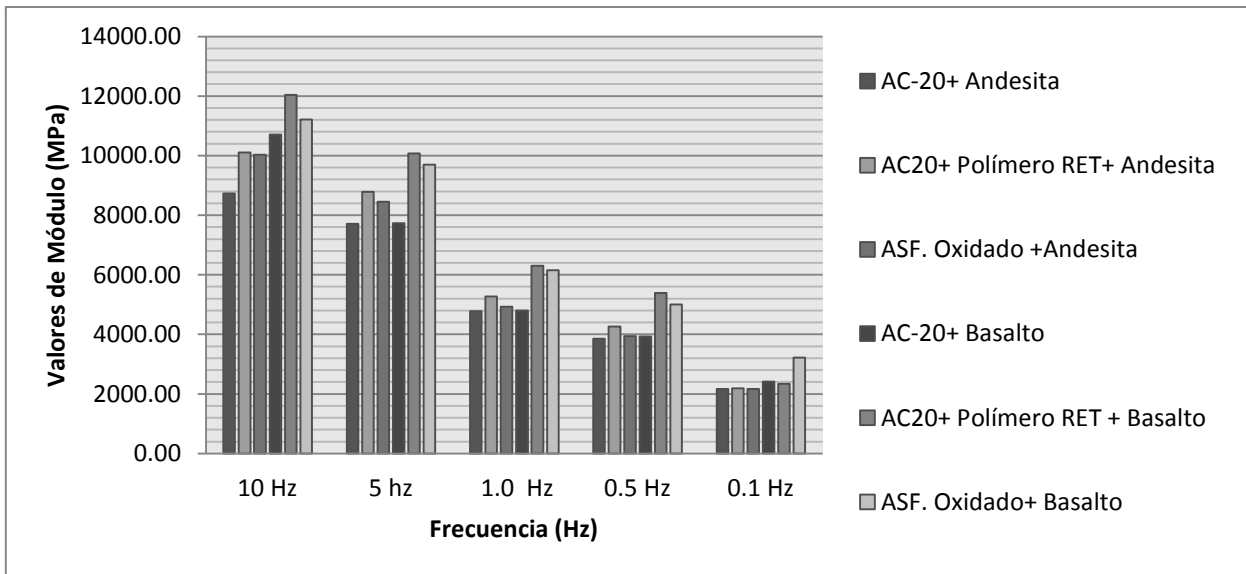
Una vez más los resultados a frecuencias bajas son muy similares por lo que indica el daño que realizan las cargas a bajas velocidades sobre el pavimento, además del poco efecto de los modificantes sobre los asfaltos. En la **figura 3.10**. Se plasma el resultado de los análisis para mezclas compuestas por basalto en su parte de agregados,



**Figura 3.10.** Grafica en la que se observa el daño causado por las diferentes velocidades de aplicación de carga representados por los Hertz para mezclas con basalto y en la que se observa relación de la disminución de módulo dinámico con la frecuencia.

El hecho de comparar varios agregados además de los diferentes asfaltos, nos permite tener una gama más diversificada de los comportamientos. En la figura siguiente se observan las diferencias bien marcadas para las diferentes frecuencias en la que además se define a la frecuencia más baja como la más extrema para un pavimento, entonces es importante analizar las cargas a baja velocidad ya que en estos rangos de velocidad (velocidades bajas) se produce el daño mayor al pavimento, además se observa para las mezclas en el que el agregado con propiedades que cumplen con los parámetros de caracterización son los que muestran un mejor desempeño

resultando en materiales con menos plasticidad y por ende, con menor relación esfuerzo-deformación.



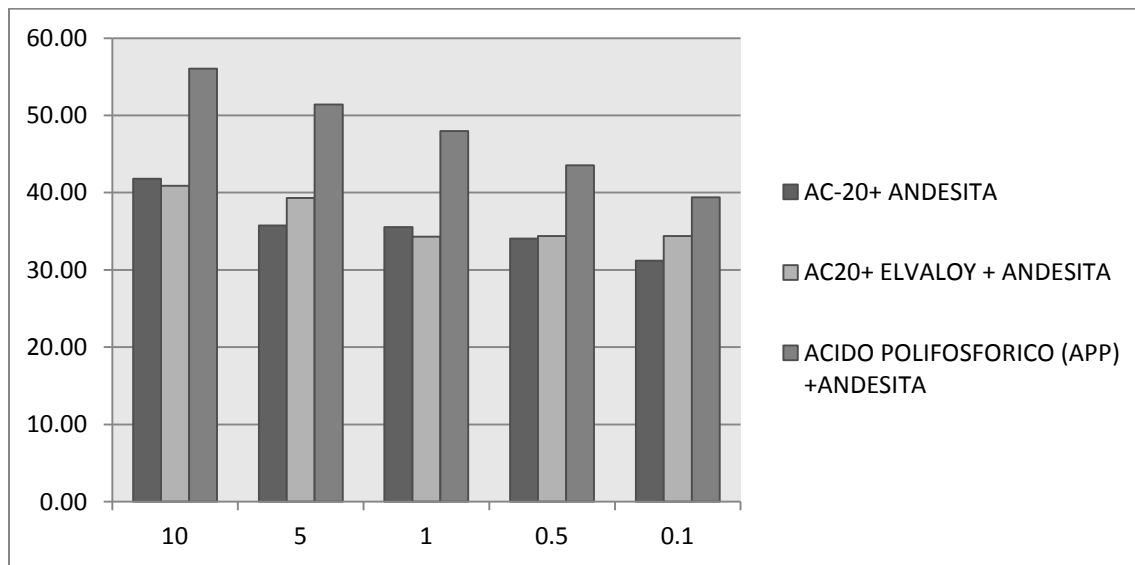
**Figura 3.11.** Grafica general de los módulos dinámicos a frecuencias de 10 a 0.1 Hertz (de izquierda a derecha), los valores más altos para todas las frecuencias son los compuestos con basalto, asfalto modificado con polímero RET y el asfalto oxidado.

### 3.12. Angulo de fase de módulo dinámico (andesita)

Con respecto al ángulo de fase se obtuvo un promedio de las tres probetas por cada frecuencia en la que observamos que a medida que la frecuencia disminuye el ángulo de fase disminuye lo que significa que la mezcla a menor frecuencia es mas exigido por lo que el material tiende a ser mas plástico y por lo tanto más deformable

**Tabla 3.27:** Ángulos de fase para andesita

Frecuencia (Hz)	Ángulos de fase por Tipo de mezcla (°)		
	AC-20	AC-20+RET	AC+20+ APP
10 HZ	42	41	56
5 HZ	36	39	51
1 HZ	36	34	48
0.5 HZ	34	34	44
0.1 HZ	31	34	39



**Figura 3.12.** Ángulo de fase de andesita

Algo importante que se observa en la figura 3.12 son los ángulos de fase más altos para la mezcla compuesta por asfalto envejecido con ácido polifosfórico, lo que indica el grado de rigidez de este asfalto, aspecto que se logró al envejecer el asfalto y convertirlo en un asfalto duro.

### 3.13. Ángulo de fase de módulo dinámico (basalto)

La calidad de el agregado también se refleja en el ángulo de fase, aspecto que se visualiza en el agregado basáltico que en comparación con la andesita se obtuvo valores de ángulo menores.

**Tabla 3.28.** Ángulos de fase para andesita

frecuencia	Tipo de mezcla		
	AC-20	AC-20+RET	AC+20+ APP
<b>10 HZ</b>	56.70	55.20	44.50
<b>5 HZ</b>	40.90	49.40	37.15
<b>1 HZ</b>	37.85	36.30	36.20
<b>0.5 HZ</b>	37.75	35.90	34.80
<b>0.1 HZ</b>	35.35	34.20	33.50

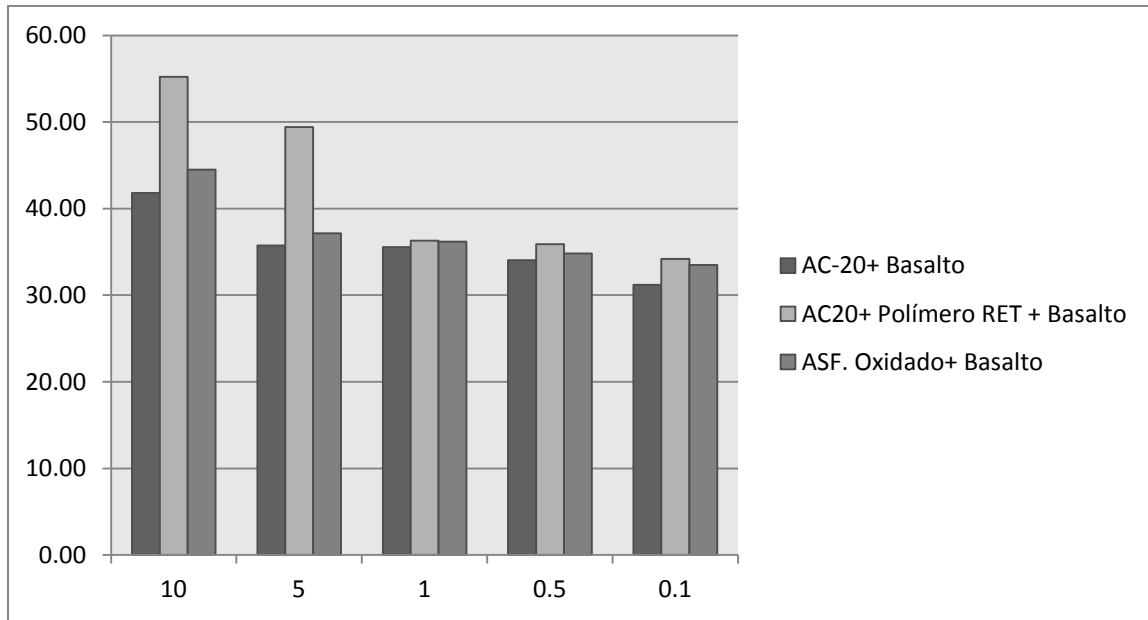


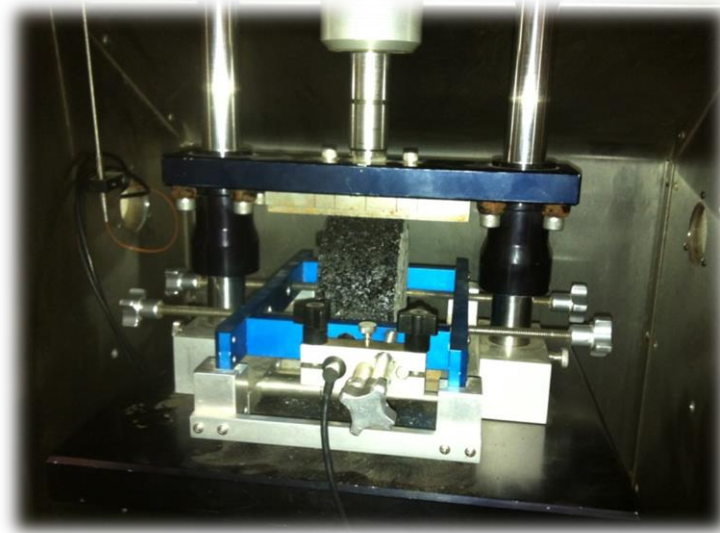
Figura 3.13. Ángulo de fase de basalto

### 3.14. Módulo Resiliente

Con el objetivo de conocer los deterioros o daños que se producen en un pavimento bajo la acción de las cargas y los factores climáticos es necesario conocer o determinar los parámetros que caracterizan a la mezcla asfáltica y así, definir sus límites de fallo, por fisuración térmica o plástica o por fatiga. Por lo que es importante definir que ensayos deben utilizarse para caracterizar la mezcla y por consiguiente definir que análisis se debe utilizar a partir de los datos obtenidos.

Algunos investigadores determinaron de acuerdo a su experiencia, que los valores típicos de diseño de una mezcla asfáltica, tales como los obtenidos con los ensayos Marshall o Hveem, tienen una correlación muy baja con lo que comúnmente se requiere para evaluar una falla o el comportamiento en una mezcla bituminosa que suelen ser. La resistencia a tracción indirecta. Fluencia, fatiga y deformación permanente.

Por consiguiente, en este trabajo de titulación se procedió a ensayar módulos resilientes con las mismas combinaciones de mezclas antes usadas para los ensayos de Módulo Dinámico, por lo cual se obtuvieron especímenes cilíndricos de 100 mm de diámetro y 50 mm de altura y ensayaron de acuerdo a la norma ASTM D 4123 a una temperatura de 20°C. Los ensayos se corrieron por cuadruplicado en la prensa universal GCTS de la empresa LASFALTO S. A. de C. V.

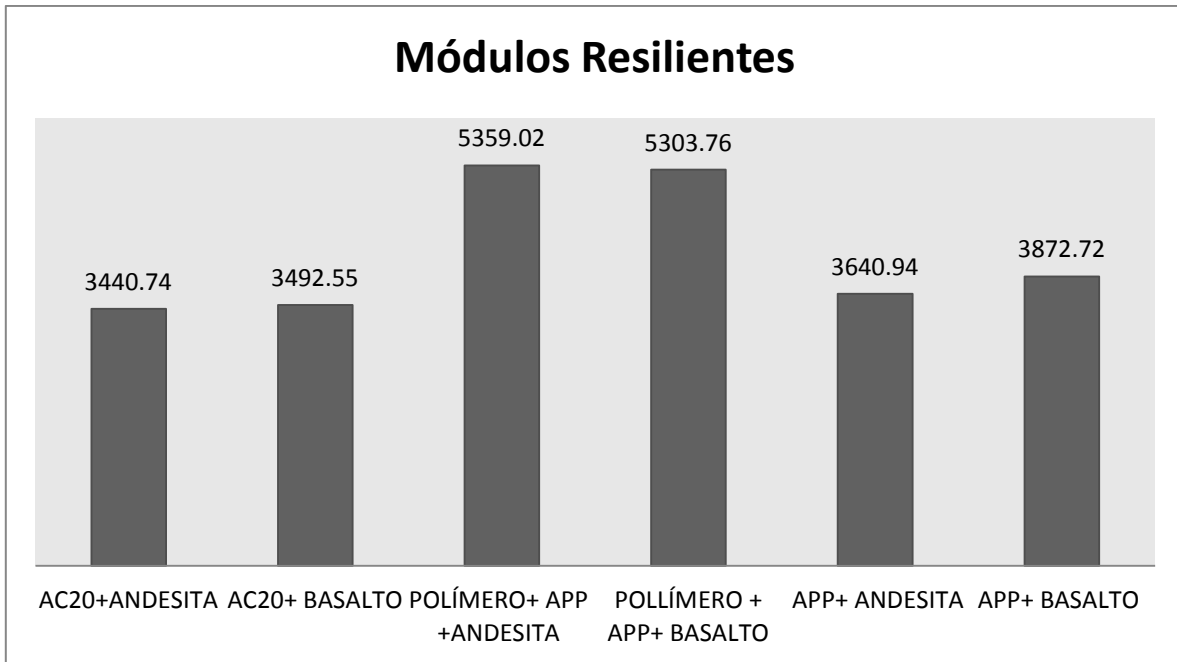


**Figura 3.14.** Ensayo de módulo Resiliente, en prensa marca GCTS

Además de ser un ensayo menos sensible en comparación con el ensayo de Módulo Dinámico. Las mezclas fueron las mismas que se usaron para el Módulo Dinámico, por lo que en la tabla siguiente se presentan los promedios de las pruebas así como su composición.

**Tabla 3.29.** Módulos resilientes obtenidos a 20°C

<b>Muestra</b>	<b>Módulo Resiliente a 20°C (MPa)</b>
<b>AC20+Andesita</b>	3440 MPa
<b>AC20+ Basalto</b>	3492 MPa
<b>Polímero RET+ APP +Andesita</b>	5359 MPa
<b>Polímero RET+ APP + Basalto</b>	5303 MPa
<b>APP+ Andesita</b>	3640 MPa
<b>APP+ Basalto</b>	3872 MPa



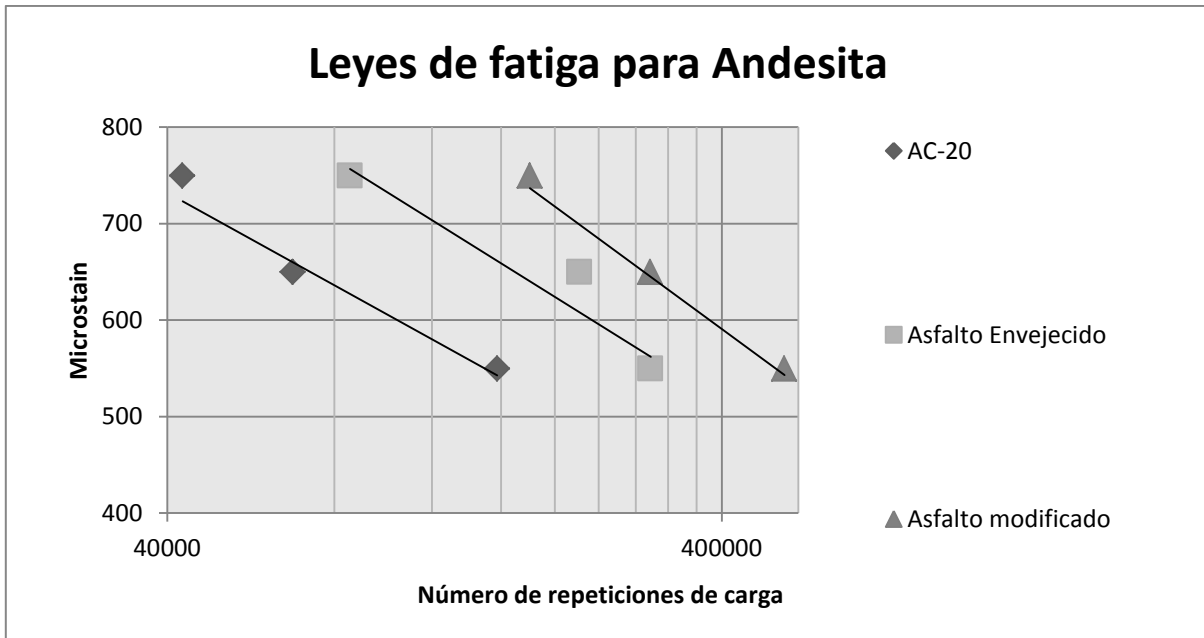
**Figura 3.15.** Módulos resilientes de las diferentes mezclas a 20°C

La tendencia en los resultados es muy similar a los obtenidos en el Módulo Dinámico, sin embargo la diferencia de resultados entre un mismo tipo de mezcla pero con diferente agregado es muy poca, nuevamente el Basalto es el que mostró el mejor comportamiento en el ensayo. Por otra parte al ser un Módulo que pone a prueba la calidad del asfalto usado se observa que el asfalto envejecido muestra un mayor Módulo en comparación con los demás asfaltos.

### 3.15. Leyes de fatiga

Las leyes de fatiga se han obtenido a partir de un ensayo de tracción indirecta, el ensayo se realizó bajo deformación controlada (microstrain) con una micro-deformación que va desde 750, 650 hasta 550 micro-deformaciones a una temperatura constante de 20°C con 120 minutos previos de acondicionamiento. En total se obtuvieron seis leyes de fatiga, es decir se obtuvo una ley de fatiga para cada tipo de asfalto ó un total de tres leyes de fatiga para cada tipo de agregado, por lo que resulto un total de seis leyes de fatiga. por otra parte, el criterio de falla se determinó cuando la probeta perdió el 50% de su módulo de rigidez inicial .

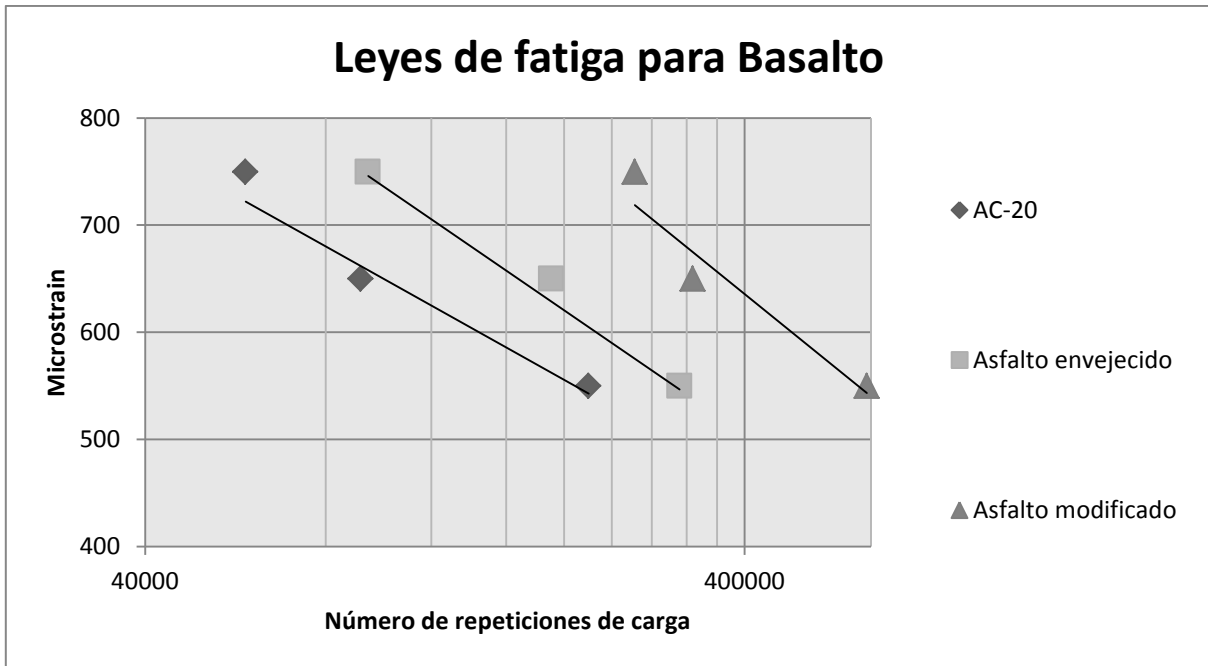
Inicialmente se realizó el análisis para la andesita con la cual se obtuvieron las siguientes leyes de fatiga:



**Figura 3.16.** Leyes de fatiga de tres tipos de mezclas asfálticas ensayadas a 20°C con agregado andesita.

Para las leyes de fatiga de las mezclas asfálticas con agregado de andesita es notable la diferencia para cada tipo de asfalto como componente que influye directamente en el comportamiento de la mezcla. Dentro de la grafica de leyes de fatiga observamos que el asfalto modificado es quien presenta un mayor número de repeticiones de carga y en el que la diferencia es pronunciada con respecto a las otras mezclas compuestas por asfalto envejecido y asfalto convencional. Es decir, resultará en una vida en número de ejes equivalentes o vida de proyecto mayor que las demás mezclas. Además, a diferencia de las pruebas de modulo dinámico y módulo resiliente (subtemas: **3.10, 3.11 y 3.14**) la diferencia entre el asfalto envejecido y el asfalto modificado es notable lo que en las pruebas dinámicas y de resilientes no se manifiesta de manera notable.

En segundo término se realizaron las leyes de fatiga de las mezclas asfálticas con agregado basáltico en las que de igual manera se realizaron bajo una temperatura de 20°C a 750, 650 y 550 micro-deformaciones y con dos horas previas de acondicionamiento bajo la temperatura de prueba, para lo cual se plasman las leyes de fatiga de las mezclas en la siguiente grafica.



**Figura 3.17.** Leyes de fatiga de tres tipos de mezclas asfálticas ensayadas a 20°C con agregado basáltico.

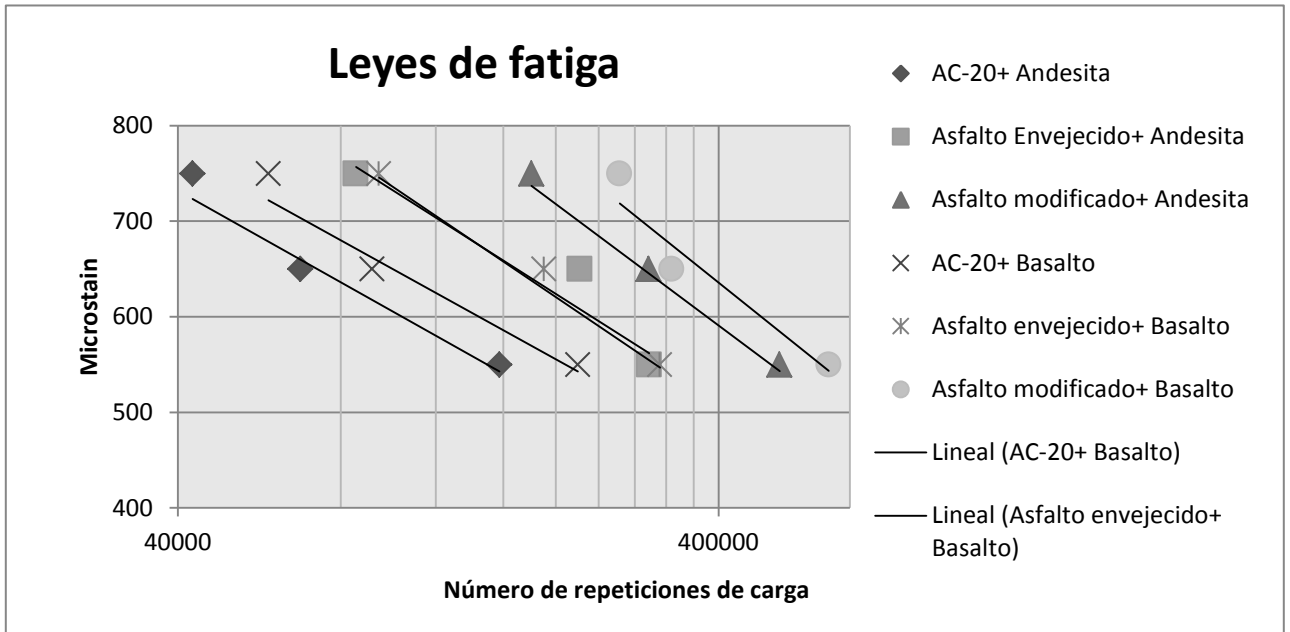
De igual manera para las leyes de fatiga con basalto el tipo de asfalto se refleja en los resultados en el que se observa una clara diferencia para la mezcla con asfalto modificado. Además, el número de repeticiones sobre pasa los 400 000 ciclos de repetición de carga por lo que evidentemente se reflejará en un pavimento mas durable que tendrá una vida a fatiga mucho más prolongada que los demás tipos de asfaltos.

A continuación en la tabla siguiente se comparan todas las mezclas en la que se enlistan el número de repeticiones de carga para cada micro-deformación

**Tabla 3.30.** Número de repeticiones de carga para cada tipo de mezcla y micro-deformación

Tipo de Mezcla	Número de repeticiones de carga		
	750 Ms	650 Ms	550 ms
AC-20+ Andesita	42584	67394	157406
Asfalto envejecido+ andesita	85402	221697	297774
Asfalto modificado+ Andesita	180337	297127	518975
AC-20+ Basalto	58816	91500	219707
Asfalto envejecido+ Basalto	94176	190363	311754
Asfalto modificado+ Basalto	262492	327883	639637

También se grafican todas las leyes de fatiga para su comparación y mejor comprensión.



**Figura 3.18.** Leyes de fatiga obtenidas para todas las mezclas asfálticas analizadas en este trabajo de investigación.

En la **figura 3.18** se observa el efecto de la calidad del agregado sobre las leyes de fatiga entre dos mezclas con misma granulometría pero con calidades de pétreo diferentes. Se observa que para las mezclas con agregado de buena calidad las leyes de fatiga se encuentran más desplazadas a la derecha en comparación con las mezclas con el mismo tipo de asfalto. Es decir, la calidad del pétreo aporta una vida a fatiga más larga.

# 4 Análisis de vida útil y costo de secciones de pavimento empleando los valores de módulo y leyes de fatiga obtenidos

La obtención de módulos dinámicos, módulos resilientes y leyes de fatiga ha sido un tema con poco desarrollo dentro de la ingeniería mexicana. Sin embargo, en este trabajo de tesis se obtuvieron varios resultados con dos agregados típicos de México (basalto y andesita), para lo cual se analizaran dentro de un par de secciones de pavimento para intensidades de tráfico pesado y ligero, en las que los espesores serán definidos de acuerdo al catálogo español (MOPU, 1989). Los módulos dinámicos serán introducidos para la capa asfáltica dentro de la sección de pavimento, ensayados a una frecuencia de 10 HZ, la cual simula una velocidad de aplicación de carga de un vehículo circulando a 90 km/h. Por otra parte, los valores de VRS fueron tomados de las recomendaciones de la publicación 104 del Instituto Mexicano del Transporte.

## 4.1. Desempeño de pavimento para dos secciones de pavimento

En este apartado analizaremos dos secciones de pavimento obtenidas a partir del catálogo español en el que se tienen 4 capas de arriba hacia abajo: carpeta asfáltica, base, subrasante y terraplén. Además se obtendrán sus dimensiones y características básicas.

**Tabla 4.1.** Capas adoptadas para el proyecto y sus características básicas.

Capa	Valor de VRS	Valor máximo de VRS SCT
------	--------------	----------------------------

<b>Carpeta asfáltica</b>	(N/A)	(N/A)
<b>Base</b>	100	120
<b>Subrasante</b>	20	20
<b>Terraplén</b>	5	20

Estas características serán con las que se analizará para obtener el tipo de explanada en el catalogo español. Por lo que el tipo de explanada adoptado para las dos intensidades será “tipo E2” y de acuerdo al valor de VRS igual a 20 se procede a elegir el tipo de material que para este caso corresponde a un suelo seleccionado (3).

Los tipos de secciones adoptadas son “T1” y “T42” para una intensidad de tráfico alta y baja respectivamente para la base y capa asfáltica. Por lo que las secciones de pavimento quedan conformadas de la siguiente manera:

**Tabla 4.2.** Espesores en centímetros para las secciones adoptadas.

capa	Espesores		
	Sección 121 (espesor en cm)	Sección 4221 (espesor en cm)	Sección 3221 (espesor en cm)
<b>Carpeta asfáltica</b>	30	5	15
<b>Base</b>	25	25	35
<b>Sub rasante</b>	35	35	35
<b>Terraplén</b>	200 cm	200 cm	200 cm

Bajo estas dimensiones serán analizadas ambas secciones con los software DISPAV-5 Y KENLAYER con el objetivo de analizar los diferentes módulos obtenidos bajo una frecuencia de 10 hz para todas las combinaciones de mezclas asfálticas obtenidas en este trabajo de tesis. Además, de obtener los esfuerzos obtenidos en las capas inferiores, la vida a fatiga y el número de ejes equivalentes para cada combinación.

#### **4.2. Análisis de desempeño de secciones de pavimento en DISPAV-5**

El procedimiento se realizó en el software DISPAV-5 desarrollado por la UNAM, el cual permite el cálculo de la vida previsible por deformación y por fatiga de pavimentos previamente establecidos, el cual se desarrollo en el subtema anterior (4.1).

El procedimiento consiste en:

**Elección del tipo de carretera:** para este caso, se seleccionó una carretera de altas especificaciones

**Las capas consideradas y los espesores:** Los espesores y capas seleccionadas se especifican en la **Tabla 4.2**

**Nivel de confianza del proyecto:** en cuanto al nivel de confianza se propuso un 85% al ser sugerido por el manual y que además se considera adecuado para el proyecto.

Inicialmente, se presentan los cálculos para la sección "T1" siendo la estructura para intensidad de tránsito pesada, para lo cual se plasman los resultados en la **Tabla 4.3**

**Tabla 4.3.** vida previsible por deformación y por fatiga en millones de ejes equivalentes de 8,2 toneladas para una frecuencia de 10 Hz iterando con espesores de carpeta asfáltica constantes y como componente de agregado mineral andesita y basalto.

Andesita	Tipo de capa	Sección 121 (espesor en cm)	vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 8725 Mpa (AC-20)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 10030 Mpa (asfalto envejecido)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 10101 Mpa (asfalto modificado)	
			deformación	fatiga	deformación	fatiga	deformación	fatiga
Andesita	Carpeta asfáltica	30		>150		>150		>150
	Base	25	>150		>150		>150	
	Sub rasante	35	>150		>150		>150	
	Terraplén	(semi-infinito)	>150		>150		>150	
Basalto	Tipo de capa	Sección 121 (espesor en cm)	vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 10706 Mpa (AC-20)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 11211 Mpa (asfalto envejecido)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 12039 Mpa (asfalto modificado)	
			deformación	fatiga	deformación	fatiga	deformación	fatiga
Basalto	Carpeta asfáltica	30		>150		>150		>150
	Base	25	>150		>150		>150	
	Sub rasante	35	>150		>150		>150	
	Terraplén	(semi-infinito)	>150		>150		>150	

Como se observa en la **Tabla 4.3** el DISPAV-5 no presenta sensibilidad para estructuras con espesores de carpeta que sobrepasan los 30 cm de espesor además de que los diferentes módulos de las carpetas asfálticas no se ven reflejadas en la vida a deformación y por fatiga ya que solo presenta un resultado mayor a 150 millones de ejes equivalentes de 8,2 toneladas. Los resultados son similares para ambos materiales. Sin embargo, las diferencias debieran reflejarse en las vidas a fatiga en las que las mezclas con mayor módulo presentarían mayores horizontes de vida.

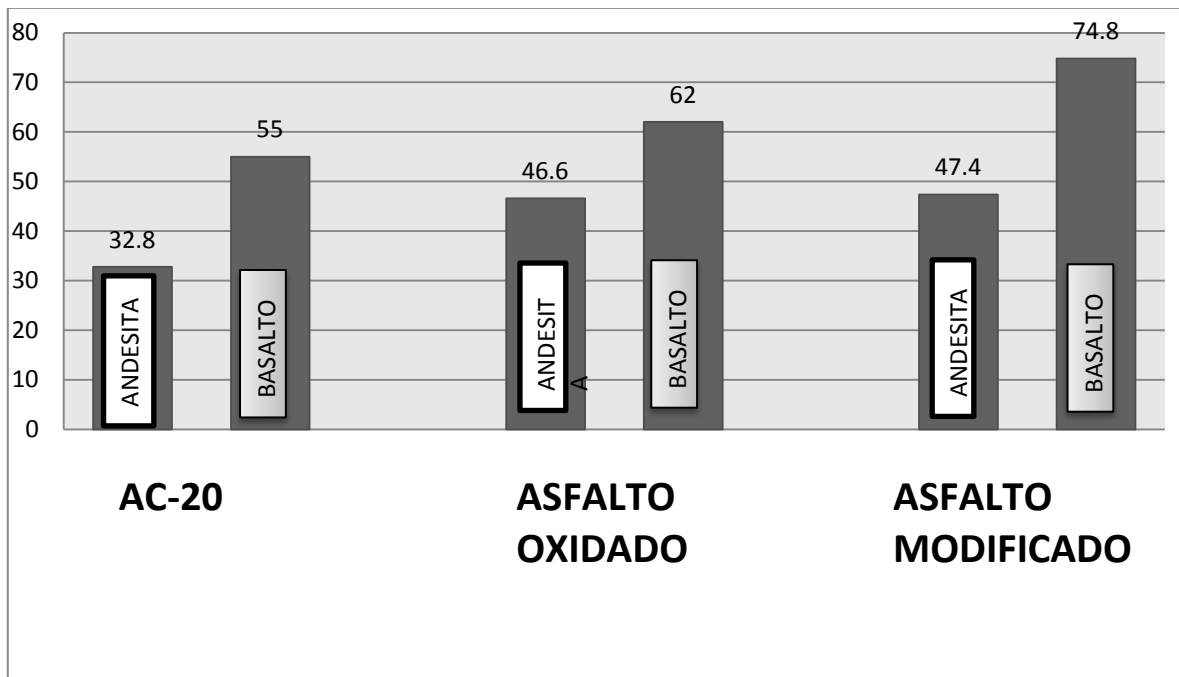
Para la “sección 3221” del catalogo español que es una sección mas esbelta en comparación con la “121” se obtuvieron resultados muy interesantes principalmente para la mezcla con basalto que presenta un vida útil mayor a la andesita (**Tabla 4.4**). Comparando la mezcla de basalto con asfalto modificado con la mezcla de AC-20 con andesita se obtiene una vida a fatiga de más del doble de vida útil (2.28 veces más). Además, comparando asfaltos modificados pero con agregados diferentes, en este caso el basalto (pétreo con mejores propiedades que la andesita) sobre pasa la vida a fatiga en un 37% por lo que de acuerdo a estos resultados en estructuras con espesores más robustos la vida a fatiga tiende a ser mas larga y depende de manera mas directa de la calidad de los agregados y el asfalto.

**Tabla 4.4** vida previsible por deformación y por fatiga en millones de ejes equivalentes de 8,2 toneladas para una frecuencia de 10 Hz iterando con espesores de carpeta asfáltica constantes y como componente de agregado mineral andesita y basalto.

	Tipo de capa	Sección 3221 (espesor en cm)	vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 8725 Mpa (AC-20)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 10030 Mpa (asfalto envejecido)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 10101 Mpa (asfalto modificado)	
			deformación	fatiga	deformación	fatiga	deformación	fatiga
<b>Andesita</b>	<b>Carpeta asfáltica</b>	10		<b>32.8</b>		<b>46.6</b>		<b>47.4</b>
	<b>Base</b>	30	>150		>150		>150	
	<b>Sub rasante</b>	35	58.3		74.7		75.7	
	<b>Terraplén</b>	(semi-infinito)	3.2		3.7		3.8	
<b>Basalto</b>	Tipo de capa	Sección 3221 (espesor en cm)	vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 10706 Mpa (AC-20)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 11211 Mpa (asfalto envejecido)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 12039 Mpa (asfalto modificado)	
			deformación	fatiga	deformación	fatiga	deformación	fatiga

	<b>Carpeta asfáltica</b>	10		<b>55.0</b>		<b>62</b>		<b>74.8</b>
	<b>Base</b>	30	>150		>150		>150	
	<b>Sub rasante</b>	35	84.1		91.5		104.4	
	<b>Terraplén</b>	(semi-infinito)	4.0		4.3		4.7	

Se presenta una grafica en la que se incluyen todas las mezclas con una misma sección de pavimento pero con mezclas asfálticas con diferente módulo dinámico y en la que se ven reflejadas las diferencias para cada uno de los asfaltos comparando los agregados (basalto y andesita) y en la que es clara la diferencia resultando unas vidas útiles mucho mayores para las mezclas compuestas con basalto. Además el asfalto también juega un rol importante en el desempeño de la vida resultando un asfalto modificado como la mejor opción.



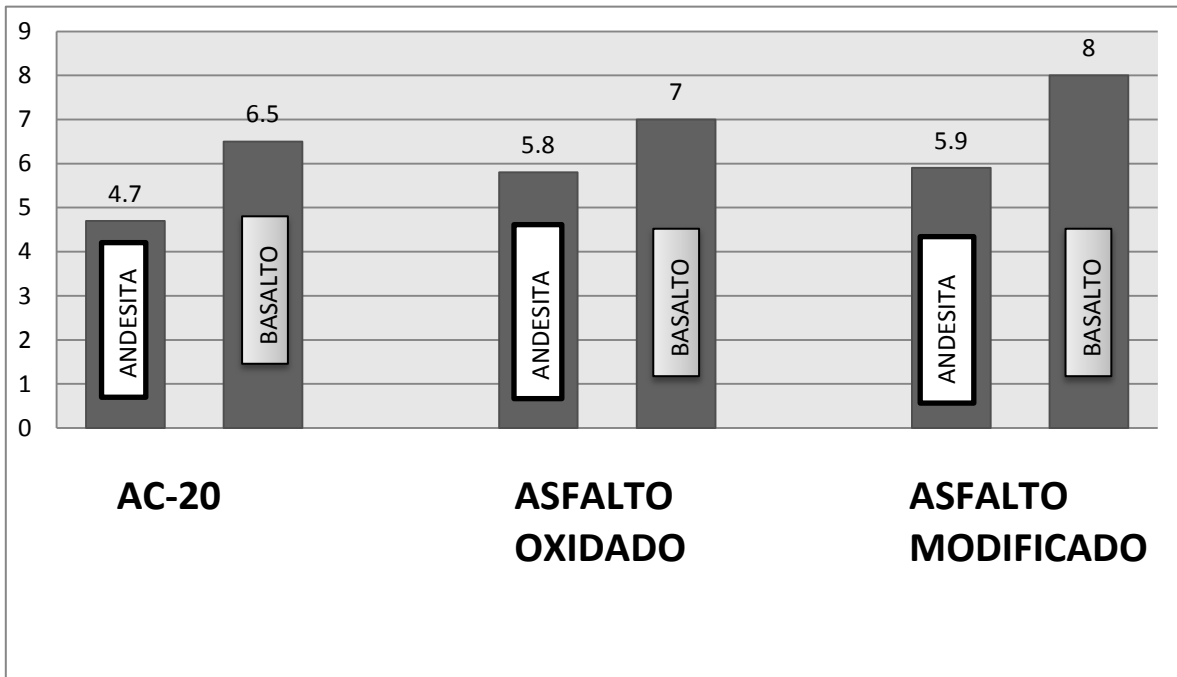
**Figura 4.1.** Grafica de vida útil para la sección 3221 del catalogo español para asfaltos convencionales, envejecidos y modificados.

Posteriormente se analizó la sección T 42 la cual es apta para un tráfico de baja intensidad y con características mucho más esbeltas para la sección estructural, fue elegida con la intención de evaluar condiciones de intensidad de tráfico más ligero y con el objetivo de analizar la sensibilidad del DISPAV-5 para tales condiciones

**Tabla 4.5.** vida previsible por deformación y por fatiga en millones de ejes equivalentes de 8,2 toneladas para una frecuencia de 10 Hz iterando con espesores de carpeta asfáltica constantes, y como componente de agregado mineral andesita y basalto.

Andesita	Tipo de capa	Sección 4221 (espesor en cm)	vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 8725 Mpa (AC-20)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 10030 Mpa (asfalto envejecido)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 10101 Mpa (asfalto modificado)	
			deformación	fatiga	deformación	fatiga	deformación	fatiga
Andesita	Carpeta asfáltica	5		4.7		5.8		5.9
	Base	25	6.1		7.6		7.7	
	Sub rasante	35	1		1.1		1.1	
	Terraplén	200 cm		0.2		0.3		0.3
Basalto	Tipo de capa	Sección 4221 (espesor en cm)	vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 10706 Mpa (AC-20)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 11211 Mpa (asfalto envejecido)		vida previsible para módulo dinámico a 10 hz= 12039 Mpa (asfalto modificado)	
			deformación	fatiga	deformación	fatiga	deformación	fatiga
Basalto	Carpeta asfáltica	5		6.5		7		8
	Base	25	8.5		9.2		10.5	
	Sub rasante	35	1.2		1.3		1.4	
	Terraplén	200 cm		0.3		0.3		0.3

Para un diseño en el DISPAV-5 con una estructura de pavimento con espesores más esbeltos, primeramente se observa una importante diferencia entre los resultados para ambos tipos de agregado en el que el agregado con mejores características presenta en general mejores resultados en la vida a fatiga y deformación. Con respecto a los valores de módulo de las diferentes mezclas, se observa que el asfalto modificado aumenta hasta en un 25% la vida a fatiga con respecto al asfalto convencional y un 14% con respecto al asfalto envejecido para el caso del basalto. Por otra parte, el efecto del polímero RET aumenta la vida a fatiga entre un material a otro un 35%, evidenciando la importancia de contar con un material de buena calidad en la mezcla. Además, el DISPAV-5 presenta refleja datos con menor diferencia entre secciones de las mismas dimensiones pero con módulos de rigidez de carpeta diferentes.



**Figura 4.2.** Vida útil a fatiga determinada por el DISPAV-5 en millones de ejes equivalentes para la sección 4221.

### 4.3. Análisis de costos de las secciones de pavimentos adoptadas.

En este apartado analizaremos los costos de las secciones adoptadas para el análisis de vida útil a fatiga. Para esto, se propuso una obra de una carretera de un kilómetro de longitud con 10 metros de corona (3.5 m por carril y 1.5 m de acotamiento, por sentido de circulación), para la cual se analizarán 3 secciones de pavimentos (sección del catalogo español: 121, 4221 y 3221). Además se supondrá una distancia de acarreo del banco de materiales a la obra de 5000 metros.

El objetivo de este apartado es conocer el impacto económico de cada una de las capas dentro de la estructura del pavimento, en especial el costo del agregado y asfalto en la capa de rodadura y como algunas inversiones pequeñas podrían resultar en pavimentos de mejor calidad.

Las capas adoptadas se muestran en las **figuras 4.3, 4.4 y 4.5**

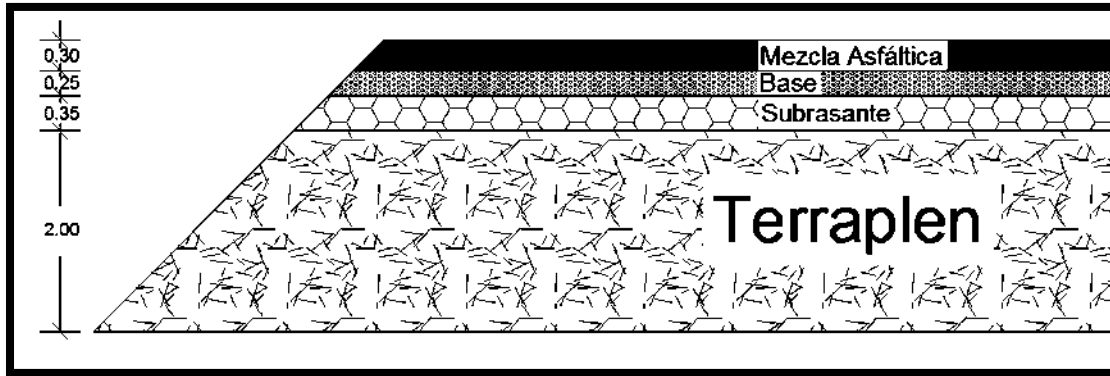


Figura 4.3. Sección de pavimento 121 del catalogo español (espesores en m.)

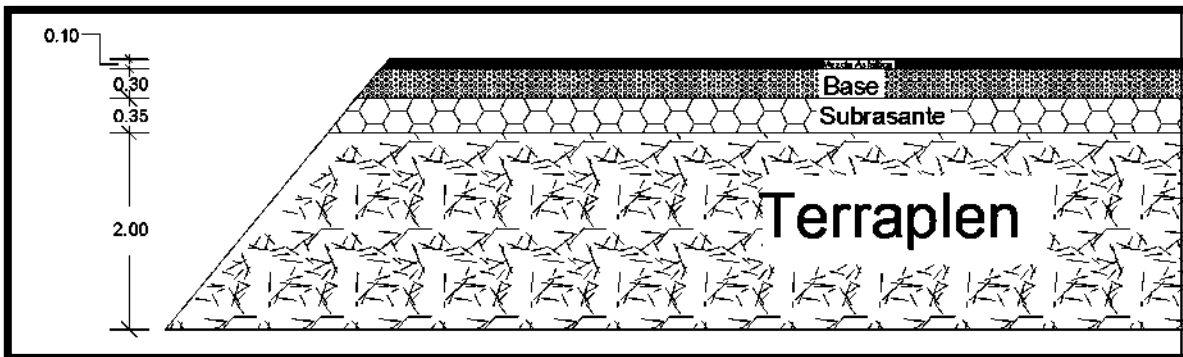


Figura 4.4. Sección de pavimento del catalogo español 3221 (espesores en m.)

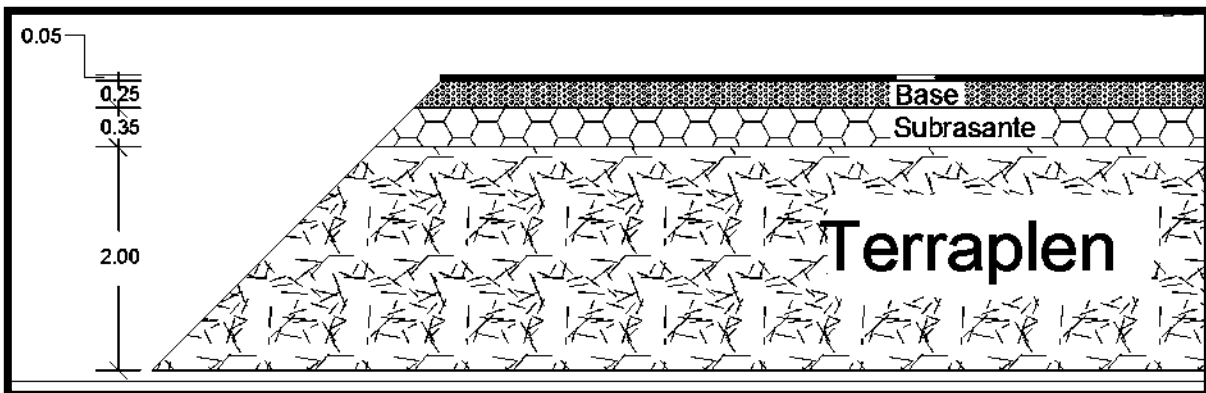


Figura 4.5. Sección de pavimento 4221 del catalogo español (espesores en m.)

Inicialmente analizamos el costo económico de la sección más esbelta (sección 4221), en la que obtuvimos un valor económico de esta estructura para 1 km de carretera y en la que sus costos totales incluyen el IVA, por lo que se trató de hacer unos costos representativos que pudiesen reflejar el impacto de la modificación de asfaltos en México tanto en la parte económica como de sus ventajas de desempeño en la estructura.

El análisis de costo se llevó a cabo bajo condiciones en las capas granulares similares en las que los costos incluyen: sosto del material, acarreo, tendido y compactación del material. De igual manera

para las capas de rodadura o carpetas asfálticas los costos incluyen, costo del material, asfalto, agregado pétreo, modificadores, catalizadores, acarreo, tendido y compactación.

En la **Tabla 4.6** observamos que en todas las estructuras el costo de las capas granulares sobrepasa el 95% del total del costo del pavimento. Sin embargo, de acuerdo a lo analizado en temas anteriores de este trabajo de titulación quien tiene un mayor aporte estructural es la mezcla asfáltica, por lo que las diferencias entre la modificación y no modificación del asfalto resulta trascendental. El incremento de costo entre un asfalto convencional y un asfalto modificado para este tipo de estructura apenas alcanza el 5.5 por ciento del costo total de la mezcla asfáltica, mientras que en el costo total del pavimento apenas alcanza el 1%. Lo más importante y destacado de este análisis es que incrementando el costo total inicial de la obra apenas el 1% en la modificación de asfalto se puede llegar a aumentar la vida útil usando un mismo tipo de agregado hasta en un 23% de la vida útil inicial (1/4 de vida más). Mientras que comparando un agregado con buenas características y un asfalto modificado con un agregado de malas características y un asfalto convencional, la vida se aumenta hasta en un doble de vida útil (ver **Tabla 4.5**). Es por eso que resulta más que adecuado el utilizar asfaltos modificados en este tipo de estructuras.

**Tabla 4.6** Costos para una sección estructural 4221 del catalogo español en pesos mexicanos

concepto	basalto			Andesita		
	AC-20	Asfalto envejecido	Asfalto modificado	AC-20	Asfalto envejecido	Asfalto modificado
mezcla asfáltica	\$ 45,881.59	\$ 46,735.45	\$ 48,514.32	\$ 45,647.46	\$ 46,501.32	\$ 48,280.19
base	\$ 9,842,794.88	\$ 9,842,794.88	\$ 9,842,794.88	\$ 9,327,476.48	\$ 9,327,476.48	\$ 9,327,476.48
subrasante	\$ 11,979,644.80	\$ 11,979,644.80	\$ 11,979,644.80	\$ 11,598,932.80	\$ 11,598,932.80	\$ 11,598,932.80
terraplén	\$ 58,039,022.40	\$ 58,039,022.40	\$ 58,039,022.40	\$ 53,843,311.68	\$ 53,843,311.68	\$ 53,843,311.68
costo total	\$ 79,907,343.67	\$ 79,908,197.53	\$ 79,909,976.40	\$ 74,815,368.42	\$ 74,816,222.28	\$ 74,818,001.15

La segunda sección en la que se analizaron los costos económicos fue la sección 121, sección en la que tenemos secciones mucho más robustas de carpeta asfáltica y en la que por consecuencia los costos se elevaran. Cabe mencionar que para esta sección el DISPAV no pudo obtener resultados de vida a fatiga por lo que no se tiene una referencia exacta de cuanto puede afectar en una mejor vida a fatiga. sin embargo se tiene como referencia la sección 3221 la cual cuenta con una sección más robusta que la sección 4221 del catalogo español y que cuenta con resultados muy interesantes. Ya que para una sección con los mismos tipos de materiales pero con el uso de asfaltos modificados en comparación con un asfalto convencional la vida útil se incrementa hasta

el 40% lo que hace suponer que para secciones mas robustas los resultados en el DISPAV de la vida útil comparando asfaltos modificados y convencionales tendería a crecer a favor de los asfaltos modificados.

**Tabla 4.7.** Costos para una sección 121 del catalogo español en pesos mexicanos.

concepto	basalto			Andesita		
	AC-20	Asfalto envejecido	Asfalto modificado	AC-20	Asfalto envejecido	Asfalto modificado
mezcla asfáltica	\$ 124,937,733.65	\$ 127,262,830.22	\$ 132,106,781.42	\$ 124,300,191.38	\$ 126,625,287.96	\$ 131,469,239.16
base	\$ 9,842,794.88	\$ 9,842,794.88	\$ 9,842,794.88	\$ 9,327,476.48	\$ 9,327,476.48	\$ 9,327,476.48
subrasante	\$ 11,979,644.80	\$ 11,979,644.80	\$ 11,979,644.80	\$ 11,598,932.80	\$ 11,598,932.80	\$ 11,598,932.80
Terraplén	\$ 58,039,022.40	\$ 58,039,022.40	\$ 58,039,022.40	\$ 53,843,311.68	\$ 53,843,311.68	\$ 53,843,311.68
<b>costo total</b>	<b>\$ 204,799,195.73</b>	<b>\$ 207,124,292.30</b>	<b>\$ 211,968,243.50</b>	<b>\$ 199,069,912.34</b>	<b>\$ 201,395,008.92</b>	<b>\$ 206,238,960.12</b>

Es así como en este capítulo analizamos las vidas a fatiga de las mezclas analizadas en este trabajo de tesis, además de los costos relacionados con su construcción. Por otra parte se refleja claramente la importancia del uso de asfaltos modificados en la actualidad tomando en cuenta el bajo costo de inversión y su gran aportación dentro del desempeño de la misma.

# 5 Conclusiones

La infraestructura carretera es el motor del desarrollo socio-económico de las naciones, por lo tanto, es fundamental contar con pavimentos que permitan una circulación segura, rápida y cómoda y que generen costos de operación bajos.

Sin embargo, la realidad mexicana es diferente, ya que no contamos con pavimentos de calidad y una de las razones es la falta de estudios adecuados sobre las características de los materiales empleados en su construcción.

El Módulo de las mezclas asfálticas se ha convertido en un parámetro fundamental en diversos Métodos de diseño de pavimentos flexibles, por esta razón forma parte de los requisitos solicitados por el Protocolo AMAAC para diseño de mezclas asfálticas de alto desempeño, que ha sido adoptado por la SCT para la mayor parte de sus proyectos de construcción y rehabilitación de pavimentos.

A pesar de todo esto, en México se cuenta con poca experiencia en la medición de Módulos en mezclas asfálticas y leyes de fatiga, razón por la cual decidimos realizar esta investigación.

Pudimos observar que el ensayo de Módulo Dinámico a pesar de su mayor duración tiene mayor sensibilidad y muestra claramente la diferencia de la calidad de los agregados empleados así como la calidad del asfalto.

Por el contrario, el Módulo Resiliente no mide tan claramente la diferencia de agregados, pero hace una clara diferencia entre asfaltos.

Sin embargo, es importante resaltar que el uso solo de ensayos de Módulo para caracterizar las mezclas asfálticas, podría tender a promover el uso de asfaltos “endurecidos” que no tendrán necesariamente un buen desempeño a fatiga. Es por eso que se realizaron las leyes de fatiga en las que observamos un mejor desempeño a vida útil de las mezclas con asfalto modificado y muy por encima de un asfalto convencional y asfalto endurecido.

Por otra parte, el método más usado en el diseño de pavimentos flexibles en México presenta unas limitantes muy importantes, las cuales no presentan sensibilidad en vida a fatiga y

deformación para secciones de pavimento mayores o iguales a 15 cm de espesor. Por lo que el software DISPAV-5 se ve realmente limitado en el uso de carreteras de altas especificaciones en la ingeniería mexicana.

Finalmente se ha comprobado que el uso de asfaltos modificados y un agregado de buena calidad aumentan la vida útil hasta en un doble de vida en comparación a un asfalto convencional y un agregado de mala calidad. Además, el uso de asfaltos modificados solo incrementa el costo inicial el uno por ciento lo que esta mas que claro que el uso de asfaltos modificados no solo aumenta la vida a fatiga sino que ahorra los costos de mantenimiento y reparación en la estructura.

# 6 Bibliografía

## Tesis

- Alarcón, J. (2003) *Estudio del comportamiento de mezclas bituminosas recicladas en caliente en planta*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Limón, P. (2009). *Aseguramiento de la calidad de las mezclas bituminosas mediante la aplicación del ensayo de módulo resiliente en el control de su ejecución*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Moreno, L. (2009). *Estudio del comportamiento de mezclas asfálticas tipo SMA y sus diferencias respecto de las mezclas densas en caliente utilizadas en México*. Tesis de maestría no publicada. Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, Puebla, México.
- Tinoco, M. (2010). *Las mezclas asfálticas conformando el camino de la infraestructura Mexicana*. Tesis de maestría no publicada. Universidad Michoacana de san Nicolás de Hidalgo. Morelia, México.

## Libros y artículos

- Huang, Y. *Pavement Analysis and Design* (2ª ed.). University of Kentucky: prentice Hall.
- Zarate, M. *Diseño de pavimentos flexibles* (3ª ed.). México D. F: AMAAC.
- Kraemer, C. Pardillo, J. Rocci, S. Romana, M. Sánchez, V. Del Val M. (2004). *Ingeniería de carreteras* (1ª ed.). España: McGraw-Hill.
- McGennis, R. Shuler, S. Bahia, H. (1994). *Antecedentes de los métodos de ensayo de ligantes asfálticos de SUPERPAVE* (1ª ed.). Lexington KY: Asphalt Institute.
- McGennis, R. Anderson, M. Kennedy, T. Solaimanian, M. (1994). *Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de SUPERPAVE* (1ª ed.). Lexington KY: Asphalt Institute.
- Corro, S. Prado, G. (199). *diseño estructural de pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones*. México D. F: instituto de ingeniería de la UNAM.
- Rico, A. Téllez R. Garnica P. (1998). *Pavimentos Flexibles. Problemática, Metodología, de Diseño y Tendencias*. Publicación Técnica No. 104 Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Querétaro, México: Instituto Mexicano del Transporte.
- Sandoval I., Cremades I. (2013.) *Determinación del grado de desempeño del asfalto usando como parámetro de especificación la viscosidad a corte cero*, IV Congreso Mexicano del Asfalto, Agosto 2005.

- 2.- Sandoval I. Cremades I. (2004). *Caracterización de asfaltos mediante creep repetido multiesfuerzo en reómetro de corte dinámico*. V Congreso Mexicano del Asfalto, Agosto 2007.
- 3.- Recomendación, Diseño de mezclas de granulometría densa de alto desempeño. PA-MA-001/2008 (AMAAC, 2008)
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. *Normativa SCT*, México D.F 2008.