

COMPARACIÓN DE LAS MEZCLAS DISEÑADAS POR EL METODO MARSHALL
Y LAS DISEÑADAS POR EL METODO SUPERPAVE

CARLOS RODOLFO MARIN URIBE
MARIA ROSA GUZMAN MELENDEZ

UNIVERSIDAD DEL CAUCA
INSTITUTO DE POSGRADOS EN INGENIERÍA CIVIL
MAESTRIA EN INGENIERIA DE VIAS TERRESTRES
POPAYÁN
2003

COMPARACIÓN DE LAS MEZCLAS DISEÑADAS POR EL METODO MARSHALL
Y LAS DISEÑADAS POR EL METODO SUPERPAVE

CARLOS RODOLFO MARIN URIBE
MARIA ROSA GUZMAN MELENDEZ

Tesis para optar al título de Magister en Ingeniería de Vías Terrestres

Director: Ing. Msc Julia E. Ruiz de Murgueitio

UNIVERSIDAD DEL CAUCA
INSTITUTO DE POSGRADOS EN INGENIERÍA CIVIL
MAESTRIA EN INGENIERIA DE VIAS TERRESTRES
POPAYÁN
2003

PAGINA DE ACEPTACIÓN

Nota de aceptación:

Director de tesis

Jurado

Jurado

Popayán, Diciembre de 2003

DEDICATORIA

A Dios por habernos permitido trabajar continuamente y brindarnos la oportunidad de disfrutar todo momento vivido en el desarrollo de este trabajo.

A nuestros padres y hermanos quienes con su apoyo y respaldo irrestricto nos motivaron para realizar este trabajo y de esta forma subir un peldaño más en nuestra formación profesional.

A la Ingeniera Julia E. Ruiz de Murgueitio que además de su apoyo técnico, nos brindó su amistad, respeto y cariño.

AGRADECIMIENTOS

Mencionamos las personas y entidades que nos han colaborado para la elaboración de este trabajo y cuyo aporte y apoyo ha sido de fundamental importancia para la culminación del mismo.

Agradecemos al Instituto Mexicano del Transporte (IMT) por permitirnos hacer una estancia de pasantía en sus instalaciones y laboratorios, en especial al Dr Paúl Garnica Anguas quien fue nuestro guía y asesor externo.

Al IDEAM por la donación de los datos de temperatura ambiente de sus estaciones metereológicas 2615515 (Letras, Caldas) y 2803503 (Aeropuerto Valledupar).

A la Vicerrectoría de Investigaciones de la Universidad del Cauca, por el esfuerzo que realizó para brindarnos el apoyo económico necesario para realizar la investigación y en especial la pasantía en el Instituto Mexicano del Transporte.

A la Universidad del Cauca por apoyarnos con las instalaciones de los laboratorios de suelos y pavimentos; además de la ayuda con el personal que labora en los mismos.

A la Ingeniera Julia E. Ruiz de Murgueitio, Directora de la Tesis de grado, quien nos brindó todo su apoyo y asesoría de manera incondicional.

A la Universidad Nacional de Colombia, Seccional Manizales por su colaboración, dejándonos usar la maquina UTM Triaxial, para obtener módulos dinámicos, en especial al Ing Luis Carlos Vasquez Torres quien fue nuestro principal apoyo y colaborador en el laboratorio de esa Institución.

Por último agradecemos al Ing Efraín de Jesús Solano F, por la colaboración que nos brindó para la elaboración del programa “PG” para el calculo del grado del ligante asfáltico.

CONTENIDO

	Pág
0. INTRODUCCIÓN.....	24
1. MARCO TEÓRICO	28
1.1 Mezcla asfáltica y sus materiales constitutivos	29
1.1.1 Introducción.....	29
1.1.2 Ligante Asfáltico	29
1.1.2.1 Definición	29
1.1.2.2 Composición Química del Asfalto	30
1.1.2.3 Propiedades Químicas del Asfalto.....	31
✦ Durabilidad o susceptibilidad al envejecimiento.....	31
✦ Adhesión y Cohesión	32
✦ Susceptibilidad a la Temperatura	32
1.1.2.4 Ensayos para determinar las propiedades del ligante asfáltico.....	33
✦ Evaluación tradicional	34
✦ Ensayo de Viscosidad	34
✦ Ensayo de Penetración.....	35
✦ Ensayo de Ductilidad	36
✦ Ensayo de punto de ablandamiento (Anillo y bola)	36

♦	Forma del agregado	55
♦	Peso específico	55
♦	Gradación	55
♦	Adsorción	55
♦	Evaluación Superpave	56
♦	Propiedades de origen	56
♦	Propiedades de Consenso Superpave	56
♦	Angularidad del Agregado grueso.....	57
♦	Angularidad del Agregado Fino	57
♦	Partículas Alargadas y planas	59
♦	Contenido de Arcilla o prueba de equivalente arena.....	60
1.1.4	Mezcla Asfáltica como material vial	62
1.1.4.1	Introducción.....	62
1.1.4.2	Propiedades de la Mezcla Asfáltica.....	63
♦	Estabilidad	63
♦	Durabilidad	63
♦	Resistencia a la Fatiga	63
♦	Impermeabilidad	63
♦	Trabajabilidad	64
♦	Gradación del Agregado	64
♦	Espesor de la película de asfalto en las partículas de agregado.....	64

✦ Resistencia a la compactación	64
1.1.4.3 Comportamiento de una mezcla asfáltica en servicio	65
✦ Efecto del diseño de la mezcla	65
✦ Efecto del control de calidad	65
1.1.4.4 Porque diseñar mezcla asfáltica para Pavimento?	65
1.1.4.5 Métodos de diseño de mezclas asfálticas	66
✦ Método aproximado para estimar anticipadamente el contenido óptimo de asfalto	66
✦ Planteamiento General de Receta	67
✦ Planteamiento de diseño Ingenieril.....	68
✦ Método Marshall	69
✦ Método Hveem	77
✦ Método Giratorio de Texas.....	78
✦ Método Superpave.....	78
✦ Diseño de Mezclas Superpave Nivel I.....	78
1.2 Compactación de la mezcla asfáltica.....	86
1.2.1 Compactación en campo de las mezclas asfálticas.....	86
1.2.1.1 Fórmula de la mezcla.....	88
1.2.1.2 Temperatura de la mezcla.....	88
1.2.1.3 Espesor de la capa	90
1.2.1.4 Equipo de compactación.....	91

1.2.1.5 Categorías de compactación	95
1.2.1.6 Compactación de laboratorio.....	95
1.3 Caracterización mecánica de mezclas asfálticas	104
1.3.1 Evaluación física y evaluación volumétrica de la mezcla asfáltica.....	105
1.3.2 Evaluación mecánica.....	105
1.3.2.1 Módulo resiliente.....	105
1.3.2.2 Módulos dinámicos de mezclas asfálticas	110
1.3.2.3 Métodos de predicción de la rigidez del asfalto y de las mezclas asfálticas	115
1.3.2.4 Fatiga en la mezclas asfálticas.....	124
◆ Planteamientos para analizar y diseñar pavimentos para controlar falla por fatiga de la carpeta asfáltica	126
◆ Planteamiento convencional de fatiga	126
◆ Planteamiento general de fracturas mecánicas	128
◆ Factores que afectan la respuesta a la fatiga.....	130
◆ Métodos de fabricación de las probetas.....	130
◆ Modos de carga.....	131
◆ Variables de la mezcla.....	131
◆ Variables de carga y de medio ambiente	132
◆ Métodos de ensayo a la fatiga	133
◆ Flexión simple	133
◆ Flexión soportada	133
◆ Axial directa	133

2.1.2.2 Selección del grado de ligante requerido con criterio Superpave	147
2.1.2.3 Selección y caracterización del agregado	150
2.1.2.4 Selección de la estructura granulométrica del agregado de diseño	150
✦ Cálculo del porcentaje de asfalto para realizar las mezclas en la etapa de selección de la granulometría	155
✦ Estimativo del contenido de ligante asfáltico de prueba	156
✦ Cálculo del volumen absorbido de ligante (V_{ba}) de la mezcla.....	156
✦ Cálculo del ligante efectivo V_{be} de la mezcla	157
✦ Cálculo del peso de los agregados en gramos	157
✦ Cálculo del contenido de prueba inicial del ligante asfáltico	158
✦ Recálculo del porcentaje de asfalto de prueba y elaboración de briquetas	155
2.1.3 Cálculo de las propiedades volumétricas de la mezcla estimada para $@N_{diseño}$ y selección de la granulometría	168
2.1.4 Selección del porcentaje de ligante asfáltico. Segunda etapa de la elaboración de mezclas en el diseño volumétrico	174
2.1.4.1 Introducción.....	174
2.1.4.2 Selección del porcentaje de ligante asfáltico de diseño.....	174
2.2 Método Marshall	176
2.2.1 Procedimiento de ensayo	176
2.3 Módulos dinámicos	181
2.4 Análisis de resistencia a la fatiga.....	186
2.5 Resistencia a la compresión diametral de las mezclas y análisis del efecto del envejecimiento previo a la compactación.....	189

2.6	Análisis de la estabilidad y flujo	194
2.7	Análisis de sensibilidad a la humedad.....	196
2.8	Relación de polvo.....	197
2.9	Efecto del porcentaje de ligante asfáltico sobre el valor de la gravedad máxima Teórica (G_{mm}) y el valor de G_{se}	174
3.	CONCLUSIONES.....	201
4.	BIBLIOGRAFÍA.....	206
5.	ANEXOS.....	208

LISTADO DE FIGURAS

	Pág
Figura 1. Comportamiento viscoelástico del asfalto	33
Figura 2. Tipos de viscosímetros.....	35
Figura 3. Ensayo de penetración	35
Figura 4. Ensayo de punto de ablandamiento (Anillo y bola).....	36
Figura 5. Equipo para prueba de película delgada en horno rotatorio.....	38
Figura 6. Comportamiento elástico y viscoso del asfalto.....	41
Figura 7. Reómetro de corte dinámico	42
Figura 8. Reómetro de viga a flexión	45
Figura 9. Logaritmo del tiempo de aplicación de la carga	46
Figura 10. Ensayo de tracción directa	47
Figura 11. Tensión y deformación específica en la falla para un asfalto	48
Figura 12. Efecto de la temperatura en la deformación específica en la falla para un asfalto	48
Figura 13. Viscosímetro rotacional	49
Figura 14. Vasija de envejecimiento a presión.....	50
Figura 15. Fuentes de obtención del agregado mineral.....	52
Figura 16. Ensayo para la determinación de la angularidad del agregado fino.....	58
Figura 17. Gráfico Viscosidad vs Temperatura para hallar las temperaturas de mezclado y compactación de una mezcla asfáltica.....	70

Figura 18.	Determinación de las temperaturas de diseño de acuerdo con la confiabilidad.....	80
Figura 19.	Comportamiento a la fatiga de una mezcla asfáltica a causa de variaciones en su densidad.....	87
Figura 20.	Forma de las partículas de agregados.....	89
Figura 21.	Curvas de Corlew y Dickson	91
Figura 22.	Compactadores de rueda de acero.....	92
Figura 23.	Compactadores neumáticos de goma.....	93
Figura 24.	Efecto de las presiones variables de los neumáticos en la fuerza de compactación	93
Figura 25.	Espaciamiento entre impactos en la compactación.....	94
Figura 26.	Fases de la compactación.....	95
Figura 27.	Esquema de la compactación giratoria.....	97
Figura 28.	Compactador giratorio	99
Figura 29.	Variación de las densidades de los tercios en cada ángulo de giro.....	103
Figura 30.	Deformaciones bajo cargas repetidas.....	106
Figura 31.	Pulso sinusoidal y triangular equivalentes	107
Figura 32.	Tiempo del pulso del esfuerzo vertical bajo una carga sinusoidal o triangular.....	108
Figura 33.	Tiempo del pulso bajo una onda de forma cuadrada.....	108
Figura 34.	Equipo para ensayo de módulo dinámico	113
Figura 35.	Probetas para ensayo de módulo dinámico	114
Figura 36.	Dispositivo para montaje de las probetas para ensayo de módulo dinámico.	115

Figura 37.	Abaco de Van Der Poel.....	117
Figura 38.	Relación entre la penetración y PVN del cemento asfáltico y la temperatura de servicio	119
Figura 39.	Nomograma de Mc Leod para determinar el módulo de rigidez del cemento asfáltico.....	120
Figura 40.	Nomograma para determinar la rigidez de la mezcla asfáltica	121
Figura 41.	Crecimiento típico de fisuras por fatiga en metales	129
Figura 42.	Tipos de patrones de carga.....	137
Figura 43.	Configuración de la carga para ensayo de tracción indirecta.....	138
Figura 44.	Falla en ensayo diametral.....	139
Figura 45.	Concepto de la relación de Poisson.....	141
Figura 46.	Temperatura de mezclado y compactación	148
Figura 47.	Especificación Superpave para un tamaño máximo nominal de 12.5 mm ...	151
Figuras 48, 49, 50, 51 y 52.	Curvas granulométricas de prueba con la norma Superpave	153
Figuras 53, 54, 55, 56 y 57.	Curvas de densificación para las granulometrías 1, 2, 3, 4 y 5 respectivamente	163
Figura 58.	Propiedades volumétricas de las probetas Superpave.....	175
Figura 59.	Análisis de estabilidad y flujo	179
Figura 60.	Análisis volumétrico Marshall	180
Figura 61.	Módulos dinámicos para probetas tipo Marshall	182
Figura 62.	Módulos dinámicos para probetas tipo Superpave	183
Figuras 63 y 64.	Módulos dinámicos granulometrías 2 y 2T	183

Figuras 65 y 66. Módulos dinámicos granulometrías 4 y 4T	184
Figuras 67, 68, 69 y 70. Leyes de fatiga para probetas Marshall y Superpave de acuerdo con la formulación Shell	187
Figura 71. Cálculo de las deformaciones por tracción en la base de la carpeta asfáltica mediante el programa DEPAV	188
Figura 72. Tendencia de los valores de G_{se} para probetas Marshall.....	199
Figura 73. Tendencia de los valores de G_{se} para probetas Superpave.....	200

LISTADO DE TABLAS

	Pág
Tabla 1. Especificaciones INVIAS que deben cumplir los concretos asfálticos en Colombia	38
Tabla 2. Nuevos ensayos Superpave para el ligante asfáltico	39
Tabla 3. Especificaciones Superpave para ligantes asfálticos	51
Tabla 4. Requerimientos Superpave para la angularidad del agregado grueso	57
Tabla 5. Requerimientos Superpave para la angularidad del agregado fino	59
Tabla 6. Requerimientos Superpave para las partículas planas y alargadas.....	60
Tabla 7. Requerimientos Superpave para el contenido de arcilla (E.A).....	60
Tabla 8. Especificaciones del INVIAS (evaluación tradicional) vs Superpave para los agregados	61
Tabla 9. Criterios del Instituto del Asfalto para el diseño Marshall.....	74
Tabla 10. Porcentaje mínimo de VAM.....	75
Tabla 11. Criterios del INVIAS para el diseño Marshall	75
Tabla 12. Niveles de diseño de la mezclas Superpave	79
Tabla 13. Requerimientos Superpave para el VAM.....	84
Tabla 14. Requerimientos Superpave para el VFA	84
Tabla 15. Esfuerzos del compactador giratorio Superpave	102
Tabla 16. Tiempos de pulso del esfuerzo vertical a varias profundidades	109

Tabla 17.	Dimensiones de las probetas para ensayo de módulo dinámico de acuerdo con el tamaño máximo del agregado	113
Tabla 18.	Influencia de algunas variables en la respuesta a la fatiga de una mezcla asfáltica.....	132
Tabla 19.	Resumen de las características de los ensayos a la fatiga	134
Tabla 20.	Ecuaciones Shell para obtener la ley de fatiga de materiales bituminosos	140
Tabla 21.	Coefficientes de Poisson para varios materiales.....	142
Tabla 22.	Estación con datos climáticos más fríos en Colombia	146
Tabla 23.	Estación con datos climáticos más calientes en Colombia.....	146
Tabla 24.	Características SHRP del cemento asfáltico de Barrancabermeja	149
Tabla 25.	Caracterización tradicional del asfalto de Barrancabermeja	150
Tabla 26.	Descripción de las curvas granulométricas de prueba.....	152
Tabla 27.	Granulometrías de prueba.....	152
Tabla 28.	Propiedades del agregado ajustadas a las diferentes granulometrías	155
Tabla 29.	Cálculo del G_{se} considerando un factor de 0.8	156
Tabla 30.	Volumen absorbido de ligante (V_{ba}) considerando un factor de 0.8.....	157
Tabla 31.	Datos requeridos para el cálculo de porcentaje de asfalto en la mezcla.....	158
Tabla 32.	Cálculo del factor de absorción real del material de trabajo	159
Tabla 33.	Cálculo del G_{se} para un factor de absorción de 0.66	159
Tabla 34.	Cálculo del volumen de ligante absorbido (V_{ba}).....	160
Tabla 35.	Cálculo del peso del agregado para un factor de absorción de 0.66.....	161

Tabla 36.	Datos del contenido de prueba inicial del ligante asfáltico utilizado para la fabricación y evaluación de las mezclas en la etapa de selección de la granulometría	161
Tablas 37 a la 41.	Datos de la densificación para las granulometrías 1, 2, 3, 4 y 5	163
Tabla 42.	Valores del porcentaje de G_{mm} @ $N_{inicial}$, $N_{diseño}$, $N_{máximo}$	168
Tabla 43.	Cálculo del porcentaje de vacíos de aire para $N_{diseño}$	168
Tabla 44.	Cálculo de los vacíos de agregado mineral (VAM) para $N_{diseño}$	169
Tabla 45.	Cálculo del contenido de ligante estimado P_b	169
Tabla 46.	Cálculo de los vacíos del agregado mineral (VAM) para P_{be} estimado	170
Tabla 47.	Cálculo de los vacíos llenos con asfalto para P_{be} estimado.....	170
Tabla 48.	Cálculo del porcentaje del G_{mm} estimado para P_{be} estimado.....	170
Tabla 49.	Cálculo del porcentaje del G_{mm} estimado @ $N_{máximo}$	171
Tabla 50.	Valores del contenido de ligante efectivo P_{be} estimado	171
Tabla 51.	Cálculo de la proporción de polvo (DP).....	172
Tabla 52.	Propiedades volumétricas estimadas y especificaciones.....	172
Tabla 53.	Porcentaje de asfalto de prueba para obtención del contenido óptimo de asfalto	174
Tabla 54.	Propiedades volumétricas para @ $N_{diseño}$	176
Tabla 55.	Proporción de polvo estimado.....	176
Tabla 56.	Contenido óptimo de asfalto para cada granulometría (Superpave)	176
Tablas 57 a la 60.	Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio a las granulometrías 2, 2T, 4, 4T	177
Tabla 61.	Contenido óptimo de ligante asfáltico por el método Marshall	180

Tabla 62.	Valores de módulo dinámico para probetas tipo Marshall.....	182
Tabla 63.	Valores de módulo dinámico para probetas tipo Superpave	182
Tabla 64.	Condiciones volumétricas vs Módulo a 20 °C	184
Tabla 65.	Leyes de fatiga calculadas por la Shell.....	186
Tabla 66.	Leyes de fatiga Marshall y Superpave.....	186
Tabla 67.	Briquetas Marshall con el 4% de vacíos (mezcla sin envejecer).....	190
Tabla 68.	Briquetas Superpave con el 4% de vacíos (mezcla envejecida).....	190
Tabla 69.	Briquetas Superpave con el 4% de vacíos (mezcla sin envejecer).....	191
Tabla 70.	Briquetas Superpave con el 4% de vacíos (mezcla sin envejecer) espesor de película de ligante.....	192
Tabla 71.	Briquetas Superpave con el 4% de vacíos (mezcla envejecida), espesor de película de ligante.....	192
Tabla 72.	Briquetas Marshall con el 4% de vacíos (mezcla sin envejecer), espesor de película de ligante	193
Tabla 73.	Briquetas Superpave con el 4% de vacíos (mezcla envejecida), estabilidad - flujo	194
Tabla 74.	Briquetas Superpave con el 4% de vacíos (mezcla sin envejecer), estabilidad - flujo.....	195
Tabla 75.	Briquetas Marshall con el 4% de vacíos (mezcla sin envejecer), estabilidad - flujo	195
Tabla 76.	Briquetas elaboradas siguiendo estrictamente los métodos de diseño con el 4% de vacíos, flujo – estabilidad - módulo	195
Tabla 77.	Resistencia residual de las briquetas Marshall y Superpave	197
Tabla 78.	Relación de filler-asfalto (proporción de polvo)	197
Tabla 79.	Valores de gravedad máxima teórica (G_{mm}) para probetas tipo Marshall	198

Tabla 80.	Valores de gravedad específica (G_{se}) para probetas tipo Marshall.....	198
Tabla 81.	Valores de gravedad máxima teórica (G_{mm}) para probetas tipo Superpave ...	199
Tabla 82	Valores de gravedad específica (G_{se}) para probetas tipo Superpave.....	199

LISTA DE ANEXOS

	Pág
Anexo A Manual del programa PG “Performance Graded”	208
Anexo B Ensayos de laboratorio	214

INTRODUCCIÓN

I JUSTIFICACIÓN DEL TRABAJO

En la Ingeniería de Pavimentos en Colombia se ha venido utilizando de manera intensiva la solución en Pavimentos flexibles con capa de rodadura constituida por mezcla asfáltica fabricada en caliente. Desafortunadamente en los últimos años se han presentado muchos casos de pavimentos con daños prematuros en la capa de concreto asfáltico.

Cuando se pretende realizar un análisis de las causas surgen varios aspectos a considerar como:

- En los últimos 20 años el tránsito que circula por las carreteras Colombianas ha cambiado en lo que ha tipo y volúmenes de tránsito respecta, por lo que se ha originado una solicitud mas agresiva a los pavimentos. Aunque los diseños de las estructuras han tenido en cuenta esta situación y por lo tanto los pavimentos nuevos y las soluciones de rehabilitación se han construido con estructuras mas fuertes, espesores de capas mayores, especificaciones de calidad de materiales más estrictas y mayores exigencias en los procesos constructivos, los daños prematuros son frecuentes, por lo que se llega a la conclusión que a pesar de las medidas tomadas los requerimientos de calidad siguen siendo insuficientes.
- El método de diseño de mezclas asfálticas que se utiliza en Colombia es el Marshall; procedimiento que permitió por muchos años diseñar mezclas con buen desempeño, pero que ha medida que los requerimientos de tránsito se han vuelto mas agresivos, ha presentado deficiencias. En el mundo desde aproximadamente 15 años los críticos de Marshall han aumentado y varios coinciden en que este método tiene limitaciones para controlar fallas de comportamiento como el ahuellamiento y resistencia por fatiga. En algunos países han complementado el Marshall, y las especificaciones han incorporado controles adicionales a los definidos por este método.
- También se ha discutido en los últimos eventos que congregan a los ingenieros dedicados a los pavimentos asfálticos que una de las causas del pobre desempeño de algunas mezclas asfálticas, es la introducción en el país de un tipo de plantas de tambor – mezclador que no permiten un estricto control en la humedad de los agregados, en la dosificación de los agregados y en la temperatura del asfalto.

- Una de las causas que no puede omitirse es la relacionada con las deficiencias en el control de calidad, en la selección de materiales, en la calibración de las plantas y en el extendido y compactación.
- Tampoco se puede dejar de considerar que algunas mezclas asfálticas tienen buena calidad pero están apoyadas sobre estructuras débiles que al pasar el tránsito se deforman hasta niveles que las mezclas no son capaces de soportar sin presentar fallas.

Como este problema no se ha presentado únicamente en el país, en el mundo se han emprendido grandes campañas para mejorar el comportamiento de las mezclas asfálticas, entre ellas está la liderada por los Estados Unidos, Programa Estratégico de Investigación en Carreteras (SHRP) en la que se desarrollan nuevos ensayos para medir las propiedades de los materiales que constituyen las mezclas y para las mezclas como material de construcción. El producto final de SHRP es el sistema Superpave (Pavimentos asfálticos con comportamiento superior).

En Colombia en 1996 se modificaron las especificaciones de construcción de carreteras, introduciendo exigencias en el control de los procesos constructivos, pero sin modificar de manera apreciable lo que al diseño de mezclas en caliente se refiere. A pesar de esta medida tomada por el Instituto Nacional de Vías los pavimentos flexibles siguieron siendo estructuras vulnerables que en varios casos han experimentado daños prematuros con las consecuentes pérdidas económicas.

El comportamiento de una mezcla asfáltica está afectado por muchos factores algunos inherentes a la mezcla, otros relacionados con el resto de la estructura y las condiciones de tránsito y clima. El trabajo busca profundizar en uno de los tantos aspectos que intervienen en el desempeño de las mezclas asfálticas que se fabrican en Colombia y es precisamente el de diseño de la mezcla, porque se considera que en esta etapa se pueden analizar de forma más completa los materiales constitutivos y las mezclas mismas para predecir con mayor certeza el desempeño en obra bajo unas condiciones determinadas de tránsito, clima y apoyo estructural.

Aunque este estudio es de adaptación tecnológica tiene un impacto social importante por aspectos como:

- Los recursos nacionales y regionales que se invierten en las carreteras son elevados y requieren de la racionalización en su utilización para evitar fracasos que agudicen las precarias condiciones económicas que tienen los municipios y en general los entes territoriales del país.

- El buen estado de las vías contribuye a disminuir los costos de operación de todos los vehículos que circulan por estas, teniendo como es obvio disminución de tiempo y costos de transporte de bienes y personas.
- El usuario común cuando se encuentra con una vía deteriorada de forma prematura siente que los recursos de los colombianos se están desperdiciando aumentándose la falta de credibilidad por el Estado Colombiano.
- El estado de las vías de un país son un reflejo del nivel de desarrollo de la Ingeniería de carreteras, de su dinamismo económico y de la calidad de vida de su pueblo. Por lo tanto todos los esfuerzos que se hagan para mejorar la tecnología de la pavimentación contribuye a optimizar los recursos y permitir así dar pasos concretos al verdadero desarrollo.
- También se debe tener en cuenta que las mezclas asfálticas tienen como materias primas recursos naturales como son los asfaltos y los agregados pétreos. La explotación de fuentes de materiales pétreos produce en la mayoría de los casos importante impacto ambiental. Cuando las mezclas fallan prematuramente y deben ser remplazadas el impacto adquiere mayor gravedad por no lograrse los beneficios esperados. Por lo tanto todos los esfuerzos para optimizar el uso de estos recursos naturales resultan importantes para la protección del medio ambiente.

II ALCANCE

El estudio pretende comparar el comportamiento de mezclas diseñadas por el método Marshall, utilizado en Colombia, y por el método volumétrico Superpave con agregados de la región, asfalto nacional y teniendo en cuenta las condiciones del clima y tránsito Colombianas. El análisis del resultado está orientado hacia lograr una mejor explotación del potencial de nuestros materiales viales. La premisa de este trabajo es que a partir de unos mismos materiales se puede lograr un mejor producto, si aplica una fórmula de trabajo obtenida por un método de diseño que realice controles efectivos para predecir con mayor certeza el comportamiento de las mezclas asfálticas en servicio.

Esta tesis busca además de la experimentación de laboratorio para cumplir con los objetivos del estudio, recopilar información bibliográfica actualizada que permita a los lectores tener una visión completa sobre las mezclas asfálticas como material de construcción. La originalidad de esta parte del trabajo está relacionada únicamente con dos aspectos: la selección de los autores a tener en cuenta y el orden dado a la exposición de los temas desarrollados.

III. OBJETIVOS

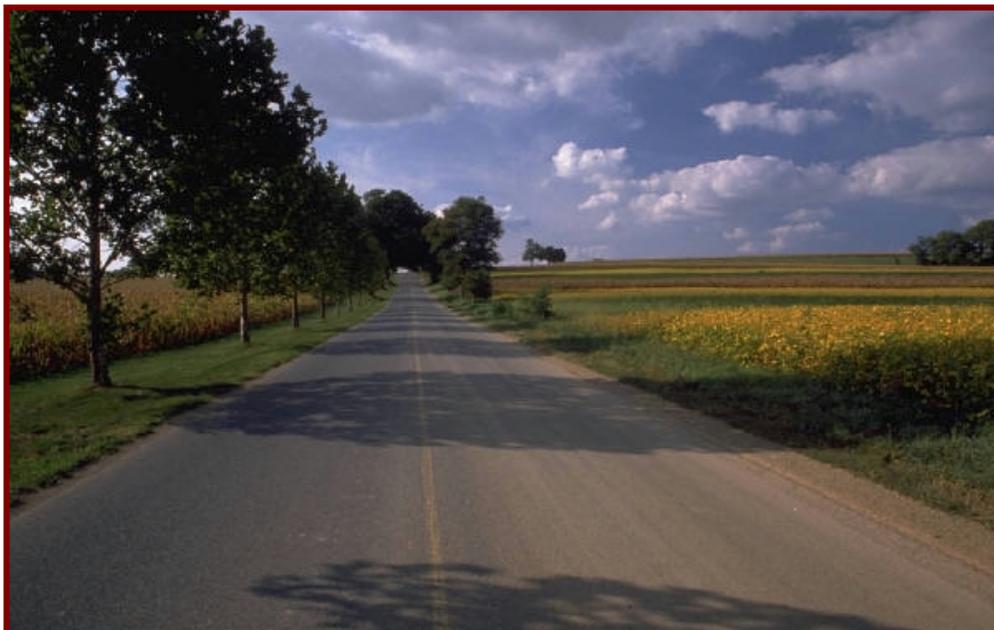
- Comparar el comportamiento de las mezclas diseñadas por el método Marshall utilizado en Colombia, con las obtenidas empleando el método volumétrico Superpave, utilizando una evaluación mecánica integral.
- Encontrar mecanismos de control adicionales a los utilizados por el método Marshall, que sean posibles de adoptar en Colombia sin requerir grandes inversiones de los laboratorios de las firmas consultoras colombianas.
- Adquirir un amplio manejo en la técnica de diseño de mezclas asfálticas por el método volumétrico Superpave.
- Interpretar la serie de resultados de los ensayos efectuados en el diseño de mezclas asfálticas en caliente por el método Superpave utilizando asfaltos producidos en Colombia y las condiciones climáticas imperantes en nuestro País.
- Proporcionar los elementos básicos para mirar que tan aplicable puede ser el método Superpave para el diseño de mezclas asfálticas en caliente en Colombia.
- Mostrar los beneficios y dificultades que poseen los métodos de diseño de mezclas asfálticas en caliente propuestos como el Marshall y Superpave.
- Evaluar la compactación con el compactador giratorio usado por la tecnología Superpave.
- Implementar el punto de partida de futuras investigaciones de diseño de mezclas asfálticas en caliente por el método Superpave en la Universidad del Cauca.



Universidad
del Cauca

CAPITULO 1

MARCO TEORICO



1. MARCO TEORICO

1.1 MEZCLA ASFÁLTICA Y SUS MATERIALES CONSTITUTIVOS

1.1.1 Introducción. El concreto asfáltico, algunas veces llamado “mezcla asfáltica en caliente” o HMA (Hot mix asphalt) es un material vial compuesto de un ligante asfáltico y de un agregado mineral como se muestra en el siguiente esquema:



El ligante asfáltico, que puede ser un cemento asfáltico o un cemento asfáltico modificado, actúa como un agente ligante que aglutina las partículas en una masa cohesiva. Al ser impermeable al agua, el ligante asfáltico también impermeabiliza la mezcla.

El agregado mineral, ligado por el material asfáltico, actúa como un esqueleto pétreo que aporta resistencia y rigidez al sistema.

El comportamiento de la mezcla asfáltica es afectado por las propiedades individuales de cada componente y por la interrelación de aquellos dentro del sistema.

El marco de referencia de este trabajo se desarrolla de forma tal, que primero se presenta la teoría de los materiales constitutivos de las mezclas, después la mezcla asfáltica como material vial, la compactación de las mezclas y por último una profundización sobre la caracterización mecánica de las mezclas asfálticas.

1.1.2 Ligante asfáltico como material constitutivo de las mezclas asfálticas

1.1.2.1 Definición. El asfalto es un constituyente natural de la mayoría de los petróleos de los cuales puede ser obtenido posteriormente a la destilación o evaporando las sustancias volátiles que contenga, teniéndose el asfalto como residuo. Si bien la mayoría de los

asfaltos provienen de la destilación de los petróleos, también existen en la naturaleza en grandes yacimientos, presentándose en forma de lagos, impregnando rocas porosas, entre las fisuras de las rocas, etc.

El asfalto es definido como un material cementante, de color marrón oscuro a negro, en el cual los componentes que predominan son asfaltos. El asfalto está identificado como uno de los ligantes más antiguos utilizados por el hombre, por sus excepcionales cualidades adhesivas, de impermeabilidad, flexibilidad y durabilidad, además de su alta resistencia a la acción de la mayoría de los ácidos, álcalis y sales. Los asfaltos son materiales termoplásticos que se funden gradualmente al ser calentados.

1.1.2.2 Composición Química del Asfalto. El asfalto es considerado un sistema coloidal complejo de hidrocarburos (combinaciones moleculares de hidrógeno y carbono) de alto peso molecular, en el cual es difícil establecer una distinción clara entre la fase continua y la dispersa. Las primeras experiencias para describir su estructura, fueron desarrolladas por Nellensteyn en 1924, cuyo modelo fue mejorado más tarde por Pfeiffer y Saal en 1940, con base en limitados procedimientos analíticos disponibles en aquellos años.

El modelo adoptado inicialmente para configurar la estructura del asfalto se denomina modelo micelar, el cual provee de una razonable explicación de dicha estructura, en el cual existen dos fases; una discontinua (aromática) formada por los asfaltenos y una continua que rodea y solubiliza a los asfaltenos, denominada maltenos.

Los asfaltenos son usualmente de color negro o pardo oscuro, los cuales son los responsables de su color y dureza de los asfaltos. Los maltenos son líquidos viscosos compuestos de resinas y aceites; las resinas son por lo general, líquidos pesados de color pardo oscuro y le proporcionan sus características cementantes (pegajosidad) en el asfalto, mientras que los aceites le dan la consistencia necesaria para hacerlos trabajables. Los aceites son líquidos poco viscosos, de color claro, no adherentes muy estables. El asfalto debe gran parte de su deformabilidad a este componente, pues permiten el desplazamiento entre micelas. Las resinas son cuerpos translucidos, semisólidos y muy adherentes.

Las propiedades físicas del asfalto dependen de las proporciones de los asfaltenos, resinas y aceites. Estas proporciones pueden variar debido a varios factores, incluyendo altas temperaturas, exposición a la luz y al oxígeno etc. Las reacciones y cambios que pueden experimentar pueden ser: evaporación de los compuestos más volátiles, oxidación (combinación de moléculas de hidrocarburo con moléculas de oxígeno), polimerización (combinación de dos o más moléculas para formar una sola molécula más pesada), etc. Las resinas se convierten gradualmente en asfaltenos, durante estas reacciones, y los aceites se convierten en resinas, ocasionando así un aumento en la viscosidad del asfalto.

Los Investigadores de la Western Research Institute y otros han confirmado el hecho que el modelo micelar no explicaba adecuadamente el comportamiento y las propiedades del asfalto. Como resultado de estas investigaciones el modelo fue gradualmente desplazado por un nuevo modelo que define las con mayor claridad las propiedades físico-químicas del asfalto denominado *Modelo Microestructural*. Establece que el asfalto está constituido por una sola fase, mezcla de una gran cantidad de moléculas polares y no polares que forman asociaciones sueltas y redes que se hallan dispersas en el asfalto. Esta estructura se mantiene unida a través de fuerzas intermoleculares débiles, que se forman o se rompen o se interrumpen como respuesta a los cambios de temperatura y a la aplicación de esfuerzos. El antiguo modelo consideraba partículas de asfaltenos dispersas en un fluido, mientras que el nuevo concepto considera franjas o tiras de materiales de una naturaleza química similar interconectadas entre sí formando redes.

1.1.2.3 Propiedades Físicas del Asfalto. Las propiedades físicas del asfalto, de mayor importancia para el diseño, construcción, y mantenimiento de carreteras son: susceptibilidad térmica, adhesión, reología, viscosidad y susceptibilidad al envejecimiento.

✦ ***Durabilidad o Susceptibilidad al Envejecimiento.*** Durabilidad es la propiedad relacionada con que tanto puede mantener un asfalto sus características originales cuando es expuesto a procesos normales de construcción y exposición al medio ambiente durante la vida útil de los proyectos. La durabilidad real o efectiva de un asfalto depende además de las características del asfalto, de las condiciones de trabajo en el pavimento, por lo tanto es difícil de definir en términos de las propiedades del asfalto. Debido a que el comportamiento del concreto asfáltico esta afectado por el diseño de la mezcla, las características del agregado, la mano de obra en la construcción etc. Sin embargo, las características del cemento asfáltico es un factor primordial en la durabilidad de las capas de rodadura. En el proceso de envejecimiento se presentan las siguientes reacciones:

- ✓ La evaporación de los componentes volátiles.
- ✓ La acción química del oxígeno de la atmósfera.
- ✓ El endurecimiento por envejecimiento.
- ✓ La polimerización producida por los cambios químicos en el asfalto.

Los cementos asfálticos se envejecen básicamente por dos mecanismos diferentes: la pérdida de los aceites ligeros presentes en el betún (volatilización) y la reacción con el oxígeno del aire; al reaccionar con el oxígeno, la estructura del asfalto se hace mas dura y frágil (endurecimiento por oxidación o por envejecimiento).

La oxidación se origina mas rápidamente a altas temperaturas, por lo tanto parte del endurecimiento se produce en los procesos de fabricación de las mezclas asfálticas en caliente (en planta) y puesta en obra, debido a las altas temperaturas a las que es sometido el ligante, el endurecimiento más severo ocurre en la etapa de mezclado, debido a que se

conjugan dos condiciones críticas: alta temperatura y a que el ligante se encuentra en película delgada mientras está recubriendo las partículas de agregado.

Este es también el motivo por el cual la oxidación es más crítica en ligantes asfálticos utilizados en pavimentos en climas cálidos y desérticos.

El envejecimiento del asfalto continua en el pavimento después de construido, originado principalmente por la oxidación; este proceso puede ser retardado si se tiene, en el pavimento terminado, una cantidad pequeña de vacíos (de aire) interconectados, junto con una capa gruesa de asfalto cubriendo las partículas de agregado.

Los ligantes modificados están concebidos para superar las propiedades del asfalto original, mejorando así el desempeño del pavimento a largo plazo. Si bien los modificadores pueden afectar muchas propiedades, la mayoría de ellos intenta reducir la dependencia con la temperatura, el endurecimiento por oxidación del cemento asfáltico y la susceptibilidad a la humedad de la mezcla asfáltica.

♦ **Adhesión y cohesión.** Adhesión es la capacidad que tiene el asfalto para adherirse al agregado. Cohesión es la capacidad que tiene el asfalto para mantener unidas las partículas de agregado en el pavimento terminado.

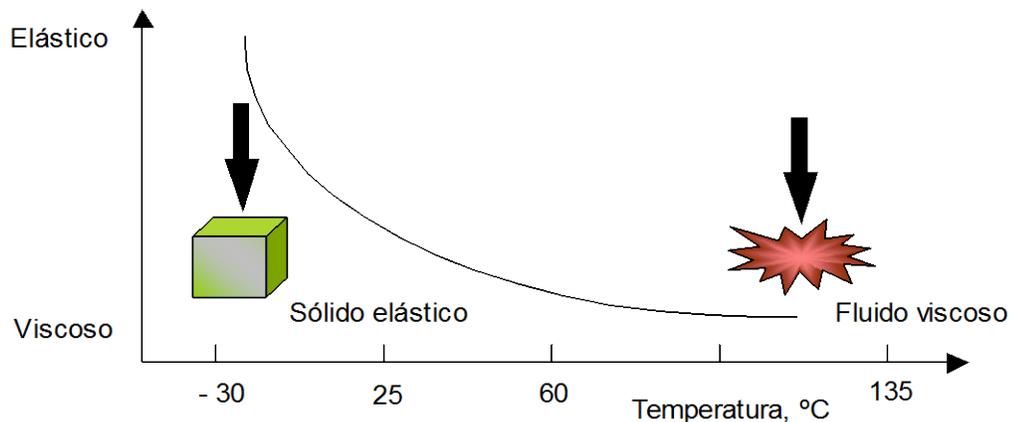
♦ **Susceptibilidad a la temperatura.** Es una de las características más importantes, muchas veces una ventaja y en otras ocasiones una desventaja; esto es que sus propiedades dependen de la temperatura. Por esta razón casi todos los ensayos de caracterización de los cementos asfálticos y mezclas asfálticas deben especificar la temperatura; sin una temperatura dada no se podría adoptar ningún criterio con respeto al ensayo.

El comportamiento de los cementos asfálticos depende además de la susceptibilidad a la temperatura del *tiempo de aplicación de carga*, donde para la misma carga y el mismo asfalto, diferentes tipos de aplicación de la carga implicarán el desarrollo de propiedades diferentes. Por esto, los ensayos sobre los cementos asfálticos deben especificar también la velocidad de carga; la frecuencia de referencia sugerida para los ensayos es de 8Hz, acorde con la ecuación utilizada por Van Der Poel $t = \frac{1}{2\pi f}$ donde (t : tiempo y f : frecuencia), esta frecuencia, corresponde a un tiempo de aplicación de carga de 0.02 s y en la practica equivale a una velocidad de 30 a 40 mph.

Como el comportamiento del cemento asfáltico es dependiente de la temperatura y de la duración del tiempo de aplicación de la carga, estos dos factores pueden intercambiarse; es decir, una baja velocidad de carga puede simularse con temperaturas elevadas y una alta velocidad de carga puede simularse con bajas temperaturas.

El cemento asfáltico es a veces llamado material visco-elástico porque exhibe a temperaturas de trabajo en pavimentos, simultáneamente características viscosas y elásticas (figura 1). A altas temperaturas, el cemento asfáltico actúa casi como un fluido viscoso; es decir, calentado a elevadas temperaturas muestra la consistencia de un lubricante utilizado como aceite para motores. A muy baja temperatura, se comporta casi como un sólido elástico. Es decir, como una banda de goma. A una temperatura intermedia, que es la condición prevista en el pavimento, el cemento asfáltico tiene las características de ambos estados, un fluido viscoso y un sólido elástico.

Figura 1. Comportamiento visco-elástico del asfalto



Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas Asfálticas Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 95 – 003

1.1.2.4 Ensayos para determinar las propiedades del ligante asfáltico. La evaluación de las características físicas y mecánicas de los cementos asfálticos se realizaba de forma prácticamente indirecta hasta que se inició el programa SHRP en el que se presentó una propuesta para evaluar los asfaltos de manera racional. La parte del Superpave relacionada con los ligantes es una moderna especificación sobre ligantes asfálticos con un nuevo conjunto de ensayos que puede ser aplicado tanto para asfaltos modificados como para asfaltos sin modificar.

Este nuevo sistema selecciona o especifica los ligantes asfálticos con base en el clima y la temperatura prevista para el pavimento. Las propiedades exigidas se mantienen constantes, pero cambia la temperatura para la cual el ligante debe cumplir esas propiedades.

Otro aspecto relevante en la evaluación de ligantes con el sistema Superpave es que las propiedades físicas son medidas sobre ligantes que han sido envejecidos en laboratorio para simular las condiciones de envejecimiento tanto durante la fabricación como en el tiempo de vida de la mezcla en un pavimento real.

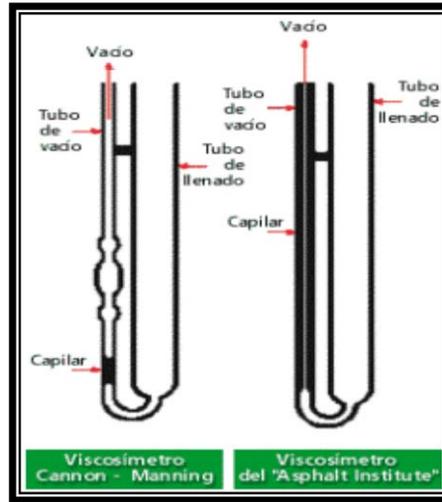
- ***Evaluación Tradicional.*** Se considera evaluación tradicional la que se ha venido haciendo desde hace varias décadas y que no incluye la propuesta Superpave.
- ***Ensayo de Viscosidad.*** Se tienen ensayos que se fundamentan en la definición de viscosidad como la resistencia de un líquido a fluir. Estos ensayos así como el de penetración han sido utilizados para medir el efecto de la temperatura en el comportamiento de los asfaltos, determinando la viscosidad a dos temperaturas diferentes.

Las especificaciones para determinar el grado de viscosidad del cemento asfáltico normalmente están basadas en rangos de viscosidad a 60 °C (140 °F) y la viscosidad a 135 °C (275 °F) también es especificada usualmente. La viscosidad a 60 °C representa la viscosidad del cemento asfáltico a la temperatura más alta que el pavimento puede llegar a experimentar durante el servicio. La viscosidad a 135 °C corresponde aproximadamente, a la viscosidad del asfalto durante el mezclado y la colocación.

La prueba de viscosidad absoluta a 60 °C (ASTM 2171-AASTHO 202) emplea un viscosímetro de tubo capilar, el cual consiste en tubo calibrado de vidrio que mide el flujo del asfalto. Con esta prueba se clasifica el cemento asfáltico. Consiste en hacer pasar hacia arriba el asfalto dentro de un tubo capilar bajo condiciones controladas de vacío y temperatura, el resultado se calcula de acuerdo al tiempo que tarda en pasar el asfalto de un punto a otro dentro del tubo, este tiempo se multiplica por una constante del equipo usado y la unidad que se maneja es el "poise".

Para la Viscosidad Cinemática a 135 °C se emplean los viscosímetros cinemáticos por cuyo medio se calcula la viscosidad cinemática de acuerdo a lo establecido por el método ASTM 2170. Esta prueba mide el tiempo en que un volumen de asfalto fluye a través de un viscosímetro capilar, de un orificio determinado. El tiempo se multiplica por un factor de calibración del viscosímetro, la unidad que emplea es el "centistokes", debido a que el flujo a través del tubo es inducido por gravedad y no por vacío.

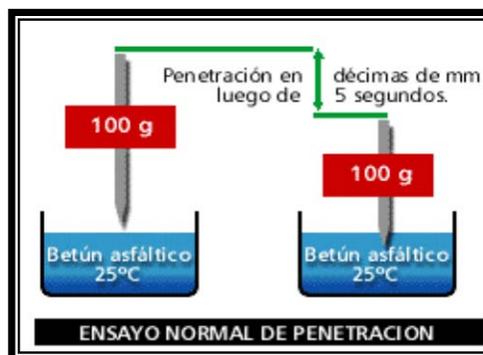
Figura 2. Tipos de viscosímetro



Fuente: Asphalt Institute

- **Ensayo de Penetración.** La prueba de penetración (ASTM D5 - AASTHO T49) es una prueba empírica usada para determinar la consistencia de un cemento asfáltico midiendo la distancia que una aguja normalizada cargada con 100 gramos penetrará verticalmente durante un tiempo de 5 segundos dentro de una muestra de asfalto que se encuentra a 25°C. La distancia que la aguja penetra en el cemento asfáltico es registrada en unidades de 0.1 mm, la cantidad de estas unidades es llamada la penetración de la muestra.

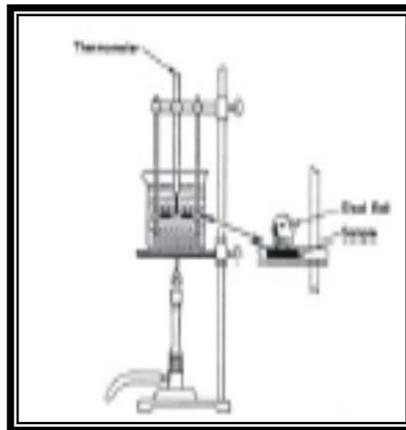
Figura 3. Ensayo de penetración



Fuente: Asphalt Institute

- Ensayo de Ductilidad. El ensayo de ductilidad (ASTM D113 - AASTHO T51) es una medida de cuanto puede ser estirado una muestra de asfalto antes de que se rompa en dos. La ductilidad es una prueba de extensión, en donde una probeta de cemento asfáltico es extendida o estirada a una velocidad y temperatura específica. El estiramiento continúa hasta que el hilo de cemento asfáltico se rompa. La longitud del hilo de material en el momento de corte se mide en centímetros y se denomina ductilidad de la muestra.
- Ensayo de Punto de Ablandamiento (Anillo y Bola). El ensayo de punto de ablandamiento (ASTM D36 - AASTHO T53) es usado como una medida básica para medir la consistencia de los asfaltos y de los asfaltos modificados con polímeros. La muestra de asfalto es colocada en un anillo de latón y a una determinada altura sobre el fondo del recipiente con agua, se coloca encima una esfera de 9.51mm de diámetro y se procede a subir la temperatura del líquido a una velocidad constante. El asfalto se va ablandando y la esfera desciende gradualmente envuelta en una bolsa de asfalto hasta tocar el fondo del baño, anotándose la temperatura del baño en ese preciso momento, es lo que se denomina el punto de ablandamiento de anillo y bola del asfalto.

Figura 4. Ensayo de punto de ablandamiento (Anillo y bola)



Fuente: Asphalt Institute

- Ensayos de Película Delgada en Horno (TFO) y Prueba de Película Delgada en Horno Rotatorio. Estas pruebas no son verdaderas pruebas. Solamente son procedimientos que exponen una muestra de asfalto a unas condiciones que se

aproximan a las ocurridas durante las operaciones de planta de mezclado en caliente. Las pruebas de viscosidad y penetración, efectuadas sobre las muestras obtenidas después de los ensayos de TFO o RTFO, son usadas para medir el endurecimiento anticipado del material, durante la construcción y durante el servicio del pavimento.

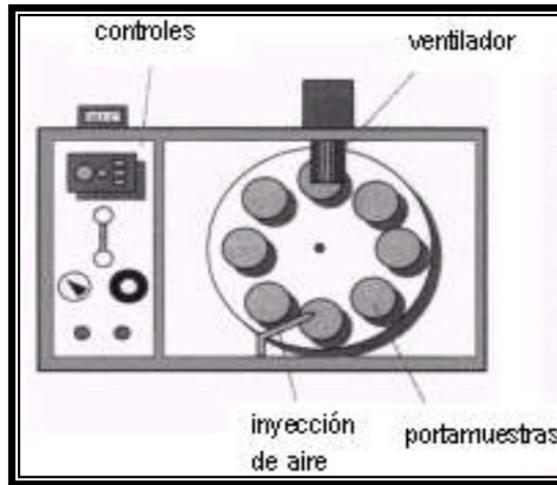
El procedimiento de TFO consiste en colocar una cantidad exacta de cemento asfáltico en un platillo de fondo plano tal que la muestra cubra el fondo del platillo con un espesor aproximado de 3mm. La muestra y el platillo se colocan, luego en un plato rotatorio dentro de un horno y se mantiene una temperatura de 163 °C por cinco horas. Enseguida se ensaya la muestra envejecida y endurecida artificialmente, para determinar su valor de viscosidad y/o penetración.

El procedimiento de RTFO persigue dos objetivos. Uno es el de proporcionar un ligante envejecido que pueda utilizarse después para otros ensayos de las propiedades físicas. El segundo es el de determinar la pérdida de volátiles durante el ensayo. La pérdida de volátiles indica el grado de envejecimiento que pueda producirse en el ligante en el proceso de mezclado y puesta en obra. Algunos ligantes pueden incluso ganar masa durante el ensayo RTFO debido a los productos formados durante la oxidación.

El equipo requerido por la prueba RTFO incluye un horno especial y unas botellas especialmente diseñadas para contener las muestras del ensayo. La muestra de cemento asfáltico se coloca en una botella, y luego, se pone de costado, en un soporte rotatorio, el cual hace girar continuamente la botella dentro del horno manteniéndola a una temperatura de 163 °C. La rotación de la botella expone continuamente el cemento asfáltico en forma de películas delgadas.

Las ventajas del ensayo de RTFO sobre el ensayo de TFO consisten en que el horno del RTFO permite acomodar un mayor número de muestras y tiene una buena repetibilidad y expone de forma continua el asfalto al calor y al flujo de aire. La rotación a que se someten las muestras mantiene a los modificadores (Ej: algunos polímeros) dispersos en el asfalto. Otra ventaja del RTFO es que el tiempo requerido para envejecer las muestras es menor; el ensayo se realiza sólo en 85 minutos. En la figura 5 se muestra un esquema del equipo.

Figura 5. Equipo para prueba de película delgada en horno rotatorio



Fuente: Instituto Chileno del Asfalto – Ichas – Boletín Técnico No. 4 – Sep 2001

- **Solubilidad.** El ensayo de solubilidad es un procedimiento para medir la pureza de un cemento asfáltico. Una muestra es sumergida en un solvente (tricloroetileno) en donde se disuelven sus componentes cementantes activos. Las impurezas como las sales, el carbono libre, y los contaminantes inorgánicos, no se disuelven sino que se depositan en forma de partícula. Estas impurezas insolubles son luego filtradas fuera de la solución y medidas como una porción de la muestra original.

Las Especificaciones vigentes en Colombia (INVIAS, artículo 400), están relacionadas con la evaluación tradicional y se encuentran referenciadas en la tabla 1 en la página siguiente.

Tabla 1. Especificaciones INVIAS que deben cumplir los cementos asfálticos en Colombia

Característica	Norma de Ensayo INV	60 – 70		80 – 100	
		MIN	MAX	MIN	MAX
Penetración (25 °C, 100g, 5 s) 0.1mm	E-706	60	70	80	100
Índice de Penetración (IP)	E-724	-1	+1	-1	+1
Pérdida por Calentamiento en película delgada (163 °C, 5 h). %	E-721	-	1.0	-	1.0
Ductilidad (25°C, 5 cm/min) cm	E-702	100	-	100	-

Característica	Norma de Ensayo INV	60 – 70		80 – 100	
Penetración del residuo luego de la pérdida por calentamiento, en % de la penetración original. %		75	-	75	-
Solubilidad en Tricloroetileno. %	E-713	99	-	99	-
Contenido de Agua. %	E-704	-	0.2	-	0.2

Fuente: Instituto Nacional de Vías

- **Métodos Modernos para medir las Propiedades de los Asfaltos. Propuesta SHRP, Superpave.** En 1987, el programa Estratégico de Investigación de Carreteras (SHRP), comenzó el desarrollo de nuevos ensayos para medir las propiedades físicas de los ligantes asfálticos. Uno de los resultados de este programa de Investigación, es una nueva especificación para ligantes bituminosos, que incluye también nuevos ensayos, tanto para asfaltos modificados como para asfaltos sin modificar.

El resultado final de esta investigación SHRP sobre materiales bituminosos es un nuevo sistema al que se le ha dado el nombre de Superpave (Superior Performance Pavements), que incluye nuevas especificaciones para asfalto y agregado, un nuevo método de diseño de mezclas asfálticas en caliente y un modelo de predicción del comportamiento de pavimentos asfálticos. Dentro del sistema se definen los equipos, métodos de ensayo y los criterios a aplicar a los resultados. Los nuevos ensayos Superpave miden propiedades que pueden ser directamente relacionadas, mediante principios de ingeniería, con el comportamiento en obra.

Tabla 2. Nuevos ensayos Superpave para el ligante asfáltico

PROCEDIMIENTO	OBJETIVO
Reómetro de Corte Directo (DSR).	Medir propiedades a temperaturas altas e intermedias.
Viscosímetro rotativo (RV).	Medir propiedades a altas temperaturas.
Reómetro de viga a flexión (BBR). Ensayo de tracción directa (DDT).	Medir propiedades a bajas temperaturas.

PROCEDIMIENTO	OBJETIVO
Horno rotativo de película delgada (RTFO).	Simular el endurecimiento durante la etapa constructiva.
Cámara de envejecimiento a presión (PAV).	Simular el envejecimiento durante la vida útil.

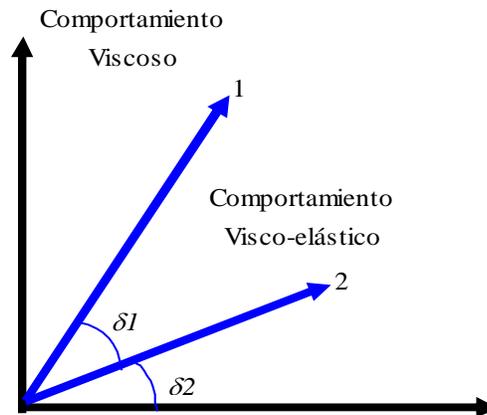
Fuente: Antecedentes de los métodos de ensayo de ligantes asfálticos de Superpave

- *Reómetro de Corte Dinámico*. Debido a que el comportamiento del asfalto depende tanto del tiempo como de la temperatura, el ensayo ideal para los asfaltos debe evaluar ambas propiedades.

Los reómetros de corte directo, o DSR, miden las propiedades reológicas o caracterizan el comportamiento viscoso y elástico de los ligantes asfálticos a altas temperaturas. Para ello se mide el módulo de corte complejo (G^*) y el ángulo de fase (δ) del ligante. G^* es una medida de la resistencia total de un material a la deformación cuando se somete respectivamente al corte. La resistencia tiene dos componentes: una elástica (recuperable) y otra viscosa (no recuperable). δ es un indicador de las proporciones de las deformaciones recuperable y no recuperable.

Los valores de G^* y δ en los asfaltos dependen en gran medida de la temperatura y frecuencia de carga. A altas temperaturas (superiores a las de los pavimentos en servicio) los asfaltos se comportan como fluidos viscosos, por otro lado, a temperaturas muy bajas (inferiores a las de los pavimentos) los asfaltos se comportan como sólidos elásticos, como se muestra en la figura 5.

A las temperaturas en que la mayoría de los pavimentos soportan el tráfico, los asfaltos (como los representados por los vectores 1 y 2) se comportan simultáneamente como líquidos viscosos y sólidos elásticos. Bajo carga, parte de la deformación es elástica (recuperable) y parte es viscosa (no recuperable). Por ello el asfalto es definido como un material viscoelástico. En la figura 6, aún cuando ambos asfaltos son viscoelásticos, el asfalto 2 es más elástico que el asfalto 1, por su menor ángulo de fase δ .

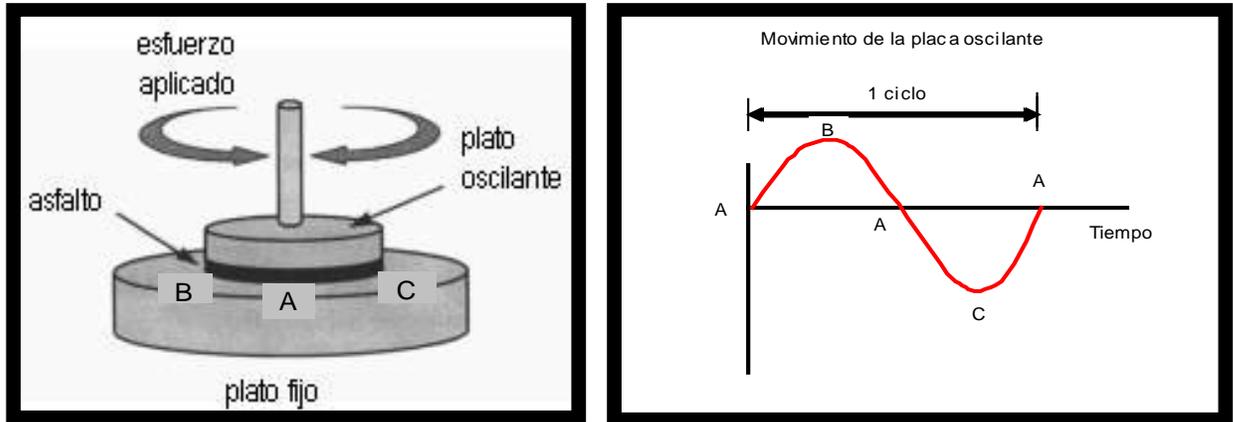
Figura 6. Comportamiento elástico y viscoso del asfalto


Fuente: Métodos de ligante asfálticos Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 94 – 06

Midiendo G^* y δ , el DSR ofrece una información mas completa del comportamiento del asfalto a las temperaturas de servicio del pavimento. Si tenemos dos asfaltos con el mismo G^* pero con diferentes ángulos de fase (δ), el asfalto que tiene mayor δ tiene una menor porción elástica (recuperable) que el asfalto de menor ángulo de fase δ , mientras que el asfalto de menor δ tiene un menor componente viscoso (no recuperable) que el que tiene mayor ángulo de fase. Si la misma carga es aplicada a ambos asfaltos, el asfalto de mayor δ tendrá más deformación no recuperable (permanente) que el segundo. Debido a que el asfalto de menor δ tiene un componente elástico relativamente mayor, se recuperará mucho más del efecto de la carga. Esto indica que G^* no es suficiente para describir el comportamiento del asfalto, ya que se necesita además el valor de δ .

El principio de operación es sencillo: el asfalto es colocado entre un plato fijo y un plato oscilatorio (ver figura 7). El plato oscilatorio se mueve desde el punto A hasta el punto B. Desde B regresa, pasando por A hasta llegar a C, y desde C el plato regresa a A. Este movimiento de A a B a C y de nuevo a A conforma un ciclo.

Figura 7. Reómetro de Corte Dinámico



Fuente: Instituto Chileno del Asfalto – Ichas – Boletín Técnico No. 4 – Sep 2001

La frecuencia de oscilación es función del lapso que dura un ciclo. Un ciclo completo de oscilación en un segundo es un Hertz (Hz). Por ejemplo, si el ciclo de oscilación mostrado en la figura 7 se ha producido en un segundo la frecuencia sería de un ciclo por segundo ó 1 Hz. Si se hubiesen producido dos oscilaciones en un segundo, la frecuencia sería entonces de 2 Hz.

Otra forma de expresar la frecuencia de oscilación es la de la distancia circunferencial recorrida por la placa oscilante. La distancia circunferencial se expresa en radianes y un radian corresponde a unos 57 grados. En este caso, la frecuencia se define en radianes por segundo. Todos los ensayos dinámicos de corte que se han normalizado para asfalto en el Superpave se realizan a una frecuencia de 10 radianes por segundo, lo que es igual a unos 1.59 Hz.

El plato oscilatorio rota en ambos sentidos, a esfuerzo o deformación constante. Esfuerzo constante significa que el plato oscilatorio rota un cierto ángulo hasta lograr un esfuerzo constante. Deformación constante significa que la rotación insume una distancia fija independientemente del esfuerzo requerido. Mientras se genera esta rotación, el esfuerzo o la deformación resultante es monitoreado. La relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante da la información necesaria para calcular G^* y δ .

G^* es la relación entre el máximo esfuerzo cortante ($\tau_{\text{máx}}$) y la máxima deformación por corte ($\gamma_{\text{máx}}$) ó ($\tau_{\text{máx}}/\gamma_{\text{máx}}$). El tiempo de desfase entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante (para el reómetro de esfuerzo constante) o la deformación aplicada y el esfuerzo resultante (para reómetros de deformación constante) es el ángulo de fase δ . Para un material perfectamente elástico, una aplicación de carga coincide con una respuesta inmediata, y el desfase en el tiempo o el ángulo δ es cero. Un material viscoso (como un asfalto caliente) tiene un largo desfase de tiempo entre la aplicación de la carga y la respuesta por lo que el ángulo se acerca a 90° . En el DSR, un material visco-elástico, como el asfalto a temperaturas normales de servicio, muestra una respuesta esfuerzo-deformación entre ambos extremos.

El reómetro de corte dinámico calcula G^* y δ midiendo la respuesta de la deformación de corte del espécimen sometido a un torque. La respuesta de la deformación específica de corte de una muestra de ligante está desfasada un cierto intervalo de tiempo Δt con relación a la tensión aplicada. Este intervalo de tiempo representa un retraso de tiempo en la respuesta de la deformación. El retraso de la fase es normalmente dado en medidas angulares, simplemente multiplicando el retraso de tiempo Δt por la frecuencia angular (ω) para arribar al ángulo de fase (δ).

Del análisis anterior se desprenden algunas consideraciones:

- Para los materiales totalmente elásticos no hay retraso entre la tensión de corte aplicada y la respuesta de la deformación específica de corte, y δ es igual a cero.
- Para los materiales totalmente viscosos, la respuesta de la deformación específica está completamente desfasada de la tensión aplicada y δ es igual a 90° .
- Los materiales viscoelásticos como los ligantes asfálticos tienen un ángulo de fase entre 0° y 90° , dependiendo de la temperatura de ensayo. A altas temperaturas, δ se aproxima a 90° ; a bajas temperaturas, δ se acerca a 0° .
- La especificación de ligantes emplea, como medio para controlar el stiffness del asfalto, tanto la relación $G^*/\text{sen } \delta$ a altas temperaturas ($> 46^\circ\text{C}$) como $G^* \times \text{sen } \delta$ a temperaturas intermedias (entre 7 y 34°C).

Existen dos tipos comunes de reómetros oscilatorios de cizalla: de tensión constante y de deformación constante:

Los reómetros a tensión constante trabajan aplicando un par fijo para mover la placa oscilante del punto A al punto B (figura 7). Dependiendo de la consistencia del betún, variará la magnitud del par necesario para mover la placa. Los asfaltos de mayor rigidez necesitarán más par. En el sistema Superpave los ensayos sobre asfaltos se llevan a cabo en el modo de tensión constante.

Los reómetros a deformación constante trabajan moviendo la placa del punto A al punto B y midiendo el par necesario.

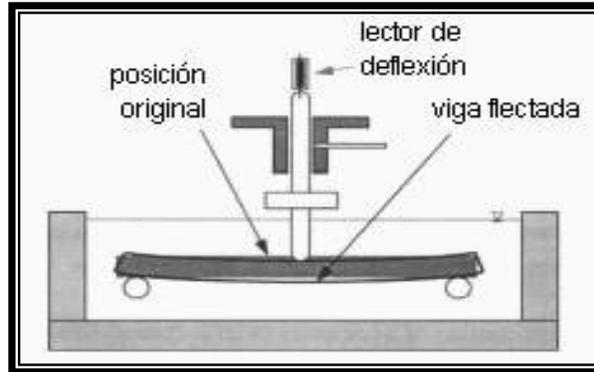
La diferencia entre los dos reómetros es que los de tensión constante mantienen el par fijo mientras que puede variar ligeramente entre ciclos la distancia que se mueve la placa. En los de deformación constante la distancia que se mueve la placa es fija y el par puede variar. En materiales viscosos como los asfaltos, el movimiento de la placa no es produce en el mismo momento que se aplica el par. Aunque los ensayos en el Superpave se definen en el modo de tensión constante, también pueden utilizarse los de deformación constante.

- *Reómetro de Viga a Flexión.* Debido a la alta rigidez que presentan los ligantes asfálticos a baja temperatura, la mayoría de los reómetros de corte directo con platos paralelos no puede ser usada para medir las propiedades de aquellos en forma confiable. Por lo tanto, SHRP desarrolló un nuevo ensayo que puede medir con precisión la rigidez y la velocidad de deformación a temperaturas representativas de las más bajas en pavimentos (ver figura 8).

El reómetro de viga a flexión (BBR) mide la rigidez (stiffness) del asfalto a muy bajas temperaturas. El ensayo se vale de la teoría de vigas para medir la rigidez de una pequeña viga de asfalto simplemente apoyada, bajo carga de creep. Se aplica una carga de creep para simular los esfuerzos que gradualmente se producen en un pavimento al bajar la temperatura. Se evalúan dos parámetros: la rigidez a la fluencia, que es un indicador de cómo el asfalto resiste una carga constante, y el valor “ m ”, que mide la variación de la rigidez del asfalto al aplicar las cargas (ver figura 9).

Durante el ensayo se aplica una carga constante a una viga de asfalto durante cuatro minutos y se registra su deflexión en el centro de la viga. A los 60 seg de carga se mide la rigidez del asfalto (S_{60}) y la tasa a la cual la rigidez disminuye (valor “ m ”).

Figura 8. Reómetro de Viga a flexión



Fuente: Instituto Chileno del Asfalto – Ichas – Boletín Técnico No. 4 – Sep 2001

Para obtener la rigidez a la fluencia del asfalto en este ensayo se utiliza la siguiente fórmula:

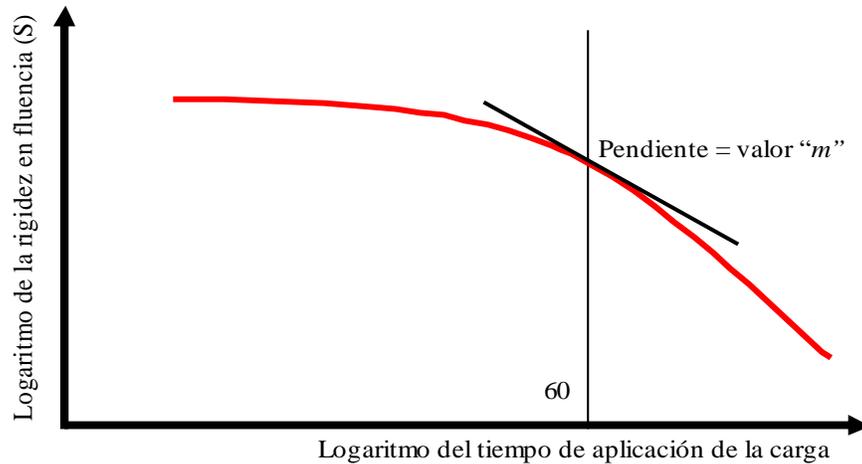
$$S(t) = \frac{PL^3}{4bh^3\delta(t)} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

- $S(t)$: rigidez a la fluencia para $t = 60$ segundos
- P : carga constante aplicada, 100 gr. (980 mN)
- L : distancia entre los apoyos de la viga, 102 mm
- b : ancho de la viga, 12.5 mm
- h : altura de la viga, 6.5 mm
- $\delta(t)$: deflexión para $t = 60$ segundos.

El valor “ m ” es la pendiente de la curva del logaritmo de la rigidez en función del logaritmo del tiempo, en cualquier momento t . Las especificaciones Superpave requieren que el valor “ m ” medido a 60 segundos sea mayor o igual que 0.300.

Figura 9. Logaritmo del tiempo de aplicación de la carga



Fuente: Métodos de ligantes Asfálticos Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 94 – 06

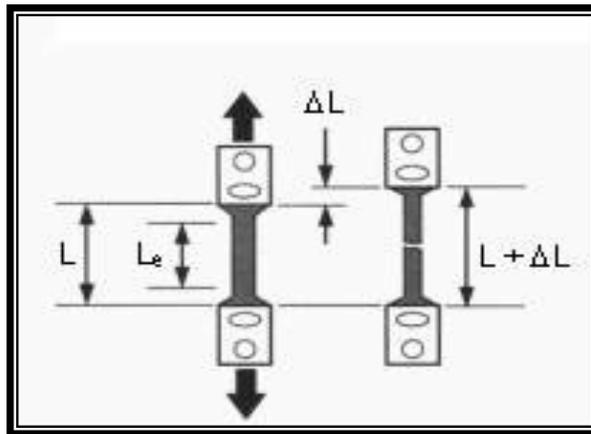
- Ensayo de Tracción Directa. Los materiales que sufren un considerable alargamiento antes de fallar (incluyendo asfaltos) son considerados dúctiles. Los que se rompen con poca deformación se denominan frágiles. Muchos estudios de comportamiento de asfaltos a baja temperatura demostraron que hay una clara relación entre la rigidez de los ligantes asfálticos y la magnitud de alargamiento que sufren antes de fallar. Generalmente, los asfaltos más rígidos son más frágiles y los menos rígidos más dúctiles. Estos resultados fueron confirmados por los investigadores del programa SHRP empleando los nuevos equipos BBR.

Desafortunadamente, la rigidez en fluencia, tal como se mide por el BBR, no es suficiente para caracterizar por completo la capacidad de algunos ligantes para alargarse hasta la rotura. Por ejemplo algunos asfaltos presentan altas rigideces en fluencia pero pueden alargarse más hasta la rotura que otros asfaltos. En consecuencia, los investigadores de SHRP tuvieron que elaborar un sistema para incluir a estos ligantes. A estos ligantes se les permitiría tener una alta resistencia a la deformación si muestran un comportamiento razonablemente dúctil a baja temperatura.

El ensayo de tracción directa mide la máxima deformación por tracción de un ligante asfáltico a baja temperatura. El ensayo se ejecuta a temperaturas

relativamente bajas, entre 0 °C y -36 °C, rango de temperaturas para el cual el asfalto se comporta en forma frágil. Además, el ensayo se efectúa en ligantes que han sido envejecidos en el horno rotatorio de película delgada y en la cámara de envejecimiento a presión. Consecuentemente, el ensayo mide las características de comportamiento de los ligantes como si estos hubieran sido expuestos a los procesos de mezclado en caliente y de envejecimiento en servicio. Una pequeña muestra (ver Figura 10) se tracciona a velocidad constante.

Figura 10. Ensayo de tracción directa

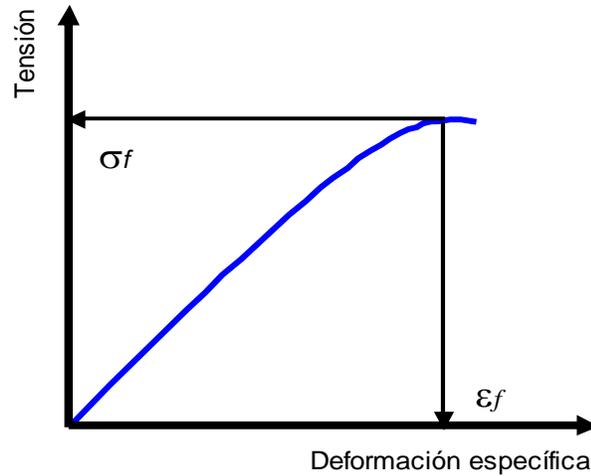


Fuente: Instituto Chileno del Asfalto – Ichas – Boletín Técnico No. 4 – Sep 2001

La deformación específica (ϵ_f) de la muestra en el momento de la falla es el cambio en la longitud (ΔL) dividido por la longitud efectiva. En el ensayo de tracción directa, la falla es determinada por la tensión en el momento de máximo valor de la carga (figura 11) y no necesariamente por la carga cuando el espécimen falla. El esfuerzo de falla (σ) es la carga de rotura dividida por la sección transversal original de la muestra (36 mm²). La especificación de ligantes de Superpave exige una deformación específica mínima en la falla del uno por ciento (ver figura 12).

El comportamiento tensión – deformación específica de los ligantes asfálticos depende principalmente de la temperatura como se ilustra en la Figura 12. Un asfalto ensayado a varias temperaturas, en el equipo de tracción directa se evidenciaría los tres tipos de comportamiento de falla por tracción: frágil, frágil – dúctil, dúctil.

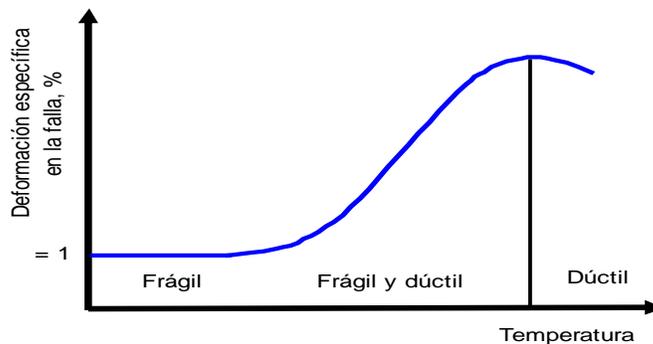
Figura 11. Tensión y deformación específica en la falla para un asfalto



Fuente: de ligantes Asfálticos Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 94 – 06

Comportamiento frágil significa que el material toma carga muy rápidamente y se deforma muy poco antes de la rotura. En el caso de un asfalto dúctil es posible que el material ni siquiera rompa en el ensayo de tracción directa, alargándose más allá del recorrido del marco de carga. Por esta razón, la deformación específica de falla se define por el punto en el cual la muestra deja de tomar carga, lo que corresponde a la deformación específica para la carga máxima.

Figura 12. Efecto de la temperatura en la deformación específica en la falla, para un asfalto



Fuente: de ligantes Asfálticos Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 94 – 06

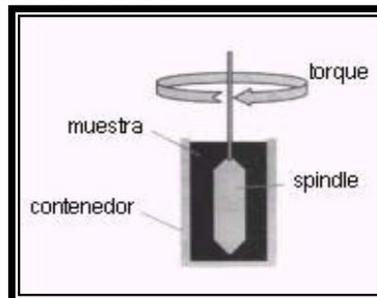
- Viscosímetro Rotatorio. En el nuevo sistema debe asegurarse que el ligante especificado pueda ser manipulado y bombeado en la refinería, terminales y plantas de mezclado en caliente.

La viscosidad rotacional se utiliza para evaluar la manejabilidad del asfalto a altas temperaturas. Se usa un viscosímetro cilíndrico coaxial rotacional, como el aparato Brookfield, antes que un viscosímetro capilar. Corresponde a la norma ASTM D 4402, “Viscosity Determination of Unfilled Asphalts Using the Brookfield Thermosel Apparatus”.

Se mide la viscosidad del ligante asfáltico a alta temperatura con el objetivo de asegurar que el asfalto es suficientemente fluido para las operaciones de bombeo y mezcla. Por lo tanto la viscosidad se mide sobre el asfalto sin envejecer y no debe de acuerdo con la especificación Superpave para ligantes, superar los 3 Pa.s para la temperatura de 135 °C. Se mide mediante un cilindro concéntrico que se introduce en la muestra asfáltica y se hace girar. El equipo mide un torque necesario para producir un giro de 20 rpm y determina automáticamente la viscosidad del asfalto. Se puede decir que el Viscosímetro rotacional reemplaza a los capilares y que mide las propiedades del asfalto en su estado líquido (Newtoniano).

A diferencia de los viscosímetros de tubos capilares, los equipos rotacionales tienen mayores espacios entre los componentes y por tanto pueden aplicarse a una gran variedad de asfaltos modificados y no modificados. Este equipo también puede utilizarse para obtener diagramas viscosidad-temperatura que sirven para estimar las temperaturas de mezcla y compactación a utilizar en la dosificación de las mezclas asfálticas.

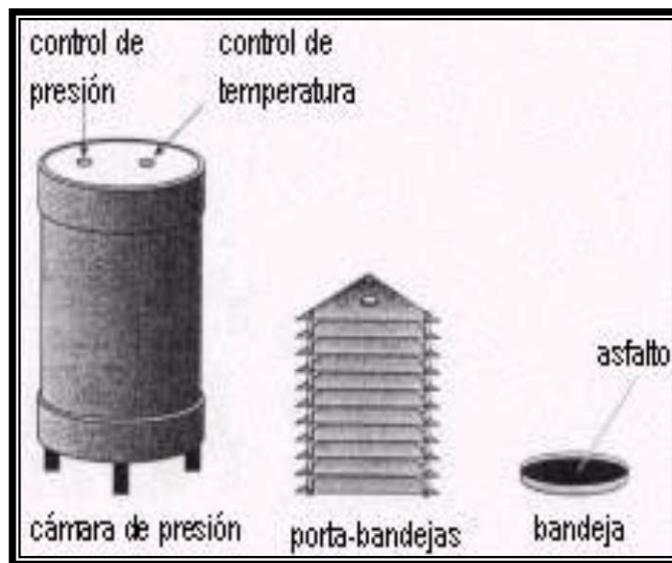
Figura 13 Viscosímetro rotacional



Fuente: Instituto Chileno del Asfalto – Ichas – Boletín Técnico No. 4 – Sep 2001

- Vasija de envejecimiento a Presión (PAV). Antes de la aparición de Superpave no se consideraba en otras especificaciones el envejecimiento del ligante asfáltico producido a largo plazo en las condiciones de servicio. El equipo utilizado, emplea presión y temperatura para reducir el tiempo de ensayo, de tal forma que pueda simularse un envejecimiento a muy largo plazo en solo 20 horas. Se miden las propiedades físicas, para determinar si el ligante se mantendrá en unas condiciones adecuadas después de varios años de servicio. El ensayo se realiza a temperaturas distintas, dependiendo de las condiciones climáticas en la zona de servicio.

Figura 14 Vasija de envejecimiento a presión



Fuente: Instituto Chileno del Asfalto – Ichas – Boletín Técnico No. 4 – Sep 2001

- Especificaciones Superpave para Ligantes Asfálticos. Se debe destacar la filosofía del Sistema de especificaciones de los ligantes asfálticos propuesto por Superpave. Clasifica los asfaltos en grupos, PG temperatura máxima de la mezcla y temperatura mínima de la mezcla, deja constante los estándares y varía la temperatura a la que se debe medir una determinada propiedad. Busca de esta manera que el ligante seleccionado tenga un PG tal que garantice un trabajo aceptable para todo el intervalo de temperaturas en que va a trabajar la mezcla en un proyecto durante su vida en servicio.

Las especificaciones Superpave de los ligantes se presentan en la tabla 3.

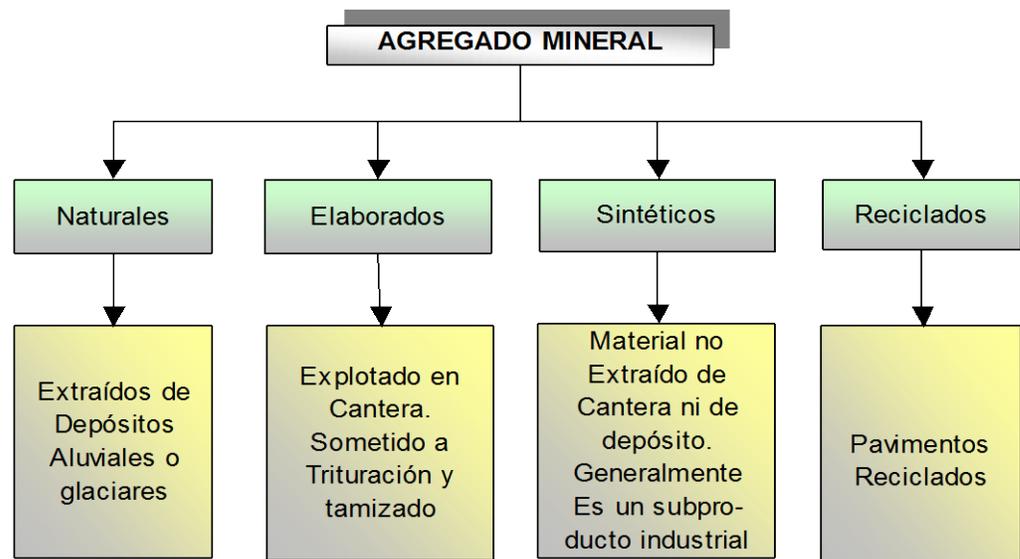
Tabla 3. Especificaciones Superpave para ligantes asfálticos

Tipo de asfalto	PG 52							PG 58					PG 64					PG 70			
	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-46	-16	-22	-28	-34	-40	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28
Temperatura máxima en el firme, media de 7 días, °C	< 52							< 58					< 64					< 70			
Temperatura mínima de proyecto de firme, °C	> -10	> -16	> -22	> -28	> -34	> -40	> -46	> -16	> -22	> -28	> -34	> -40	> -16	> -22	> -28	> -34	> -40	> -10	> -16	> -22	> -28
Ensayos sobre el ligante original																					
Punto de inflamación, T-48: Mínimo °C	230																				
Viscosidad (ASTM D 4402) Máximo, 3 Pa.s (3000 cP) Tempertura de ensayo, °C	135																				
Ensayo de cizalla dinámica, TP5: G*/senδ a 10 rad/s, Mínimo 1,00 Kpa Temperatura de ensayo, °C	52							58					64					70			
Ensayo sobre el residuo del RTFOT (T-240) o del TFO (T-179)																					
Pérdida de masa máxima, %	1,00																				
Ensayo de cizalla dinámica, TP5: G*/senδ a 10 rad/s, Mínimo 2,20 Kpa Temperatura de ensayo, °C	52							58					64					70			
Ensayo sobre el residuo de envejecimiento tras PAV (PPI)																					
Temperatura de envejecimiento, PAV, °C	90							100					100					100 (110)			
Ensayo de cizalla dinámica, TP5: G*/senδ, Máximo, 5000 Kpa a 10 rad/s, Temperatura de ensayo, °C	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	28	25	22	19	16	34	31	28	25
Endurecimiento físico	Informe																				
Módulo de rigidez (60 s), TP1: S, Máximo 300 Mpa m, Mínimo 0,300 Temperatura de ensayo, °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18
Tracción directa, TP3: (1 mm/min) Alargamiento a rotura, Mínimo 1% Temperatura de ensayo, °C	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18

Fuente: Instituto Chileno del Asfalto – Ichas – Boletín Técnico No. 4 – Sep 2001

Los agregados minerales utilizados para elaborar mezclas asfálticas pueden obtenerse de diversas fuentes tal y como lo muestra el siguiente esquema.

Figura 15. Fuentes de obtención del agregado mineral



Tradicionalmente los agregados minerales han sido de origen pétreo, en los últimos años algunos residuos sólidos son usados como agregados o bien incorporados en los pavimentos asfálticos para resolver un problema ambiental. Neumáticos, Escoria y Vidrio son de los más conocidos residuos con los que se han rellenado pavimentos asfálticos. En algunos casos, los residuos pueden realmente aportar una mejora en ciertas características del desempeño de las mezclas asfálticas. En otros casos, se ha considerado suficiente resolver el problema de la disposición de los residuos sólidos sin esperar una mejora en la performance de la mezcla asfáltica. No obstante, es deseable que el comportamiento de la mezcla asfáltica no se sacrifique en aras de la simple eliminación de los residuos sólidos.

1.1.3.1 Características del agregado mineral. La cantidad de agregado mineral en las mezclas de concreto asfáltico es generalmente 92 a 96% por peso y 75 a 85% por volumen. En estructuras de pavimentos flexibles la resistencia aportada por los concretos asfálticos constituye tan solo un porcentaje de la capacidad estructural, dado que se cuenta con la contribución del resto de capas. Sin embargo, el concreto asfáltico durante el periodo de diseño debe poseer la habilidad de resistir la acción del tráfico de un modo satisfactorio.

Una gran parte de esta habilidad es atribuible al componente “agregado” de la mezcla de pavimentación de concreto asfáltico compactada.

Las características que debe poseer un agregado que se va a utilizar en una mezcla asfáltica son:

- **Dureza.** Un agregado debe ser duro para resistir la compresión y desgaste abrasivo durante la manufactura y mezclado, colocación y compactación de las mezclas para pavimentación de concreto asfáltico. Un agregado para pavimento deberá resistir el desgaste debido al tráfico. Sin embargo, este desgaste deberá ser lento tanto así que la superficie sea siempre rugosa y no llegue a ser pulida.

- **Sanidad.** Un agregado no deberá deteriorarse o desintegrarse bajo la acción del clima.

- **Forma de la partícula.** La forma de la partícula afecta la trabajabilidad de la mezcla de pavimento así como el esfuerzo de compactación necesario para obtener la densidad requerida. La forma de la partícula también tiene un efecto en la resistencia de la mezcla de pavimento. Partículas irregulares o angulares tales como piedra triturada, tienden a entrelazarse cuando se compacta y resiste más al desplazamiento. La mejor trabazón es obtenida con partículas angulosas y la menor con partículas redondeadas. Las mezclas tienen mayor resistencia a la compactación con un mayor grado de agregado fracturado. Así, un agregado altamente fracturado requiere gran esfuerzo de compactación para obtener la densidad del pavimento especificada.

Por lo tanto la trabajabilidad de mezclas de pavimento que tienen un número alto de partículas fracturadas es reducida, pero se traduce en un mejor pavimento si la falta de trabajabilidad y resistencia a la compactación son superadas. Se alcanzan esqueletos minerales con elevados ángulos de fricción interna.

- **Contenido del llenante o polvo.** El agregado usado en mezclas para pavimento debe tener suficiente mineral llenante o polvo para ayudar a dar a las mezclas una buena estabilidad y prevenir el desmoronamiento en el borde. Sin embargo, un exceso en el polvo mineral puede causar desmoronamiento y exudación de un pavimento cuando no es controlado. En general cuando se utilizan gradaciones tradicionales, la cantidad de polvo mineral es excesivo cuando excede altamente el contenido del asfalto. Esto quiere decir que 5% de polvo mineral es bueno cuando el contenido de asfalto es 5.3%, pero excesivo cuando es 6.3%. De otro lado, un contenido de polvo mineral de 7.5% no es excesivo si puede tener cerca de un 7% de cemento asfáltico en la mezcla. El espesor de la película de asfalto en mezclas está sumamente influenciada por la cantidad de polvo

mineral en la gradación. Así, si el espesor de la película de asfalto que está cubriendo las partículas es más alto, más tiempo el pavimento durará. Un espesor de película mayor tomará más tiempo para oxidar y así endurece menos, el resultado es un pavimento que permanecerá flexible más tiempo. Un buen espesor de película adecuado está entre 8 a 8.5 micrones. El espesor de película se debe controlar teniendo en cuenta que por durabilidad del asfalto conviene altos, pero por deformabilidad de la mezcla deben ser bajos.

1.1.3.2 Ensayos a los Agregados Minerales

◆ *Evaluación Tradicional de los Agregados*

- *Tenacidad.* La tenacidad es el porcentaje de pérdida de material en una mezcla de agregados durante el ensayo de abrasión los Ángeles. La norma es AASHTO T 96, “Resistencia a la abrasión del agregado grueso de pequeño tamaño mediante el uso de la máquina de los Angeles”. Este ensayo estima la resistencia del agregado grueso a la abrasión y degradación mecánica durante el manipuleo, construcción y servicio. Se realiza sometiendo al agregado grueso, usualmente mayor de 2.36 mm, a impacto y triturado por medio de esferas de acero. El resultado del ensayo es el porcentaje de pérdida, esto es, el porcentaje en peso del material grueso degradado durante el ensayo como el resultado de la acción mecánica. Los valores típicos de pérdida máximos están aproximadamente entre 35 y 45 %.
- *Durabilidad.* Es el porcentaje de pérdida del material en una mezcla de agregados durante el ensayo de durabilidad de los áridos sometidos al ataque con sulfato de sodio o sulfato de magnesio (Sodium or magnesium sulfate soundness test). La norma es la AASHTO T 104, “Soundness of aggregate by use of sodium or magnesium sulfate”. Este ensayo estima la resistencia del agregado al deterioro por la acción de los agentes climáticos durante la vida útil del pavimento. Puede aplicarse tanto a agregados gruesos como finos. El ensayo se realiza exponiendo a una muestra de agregado a ciclos alternativos –de baños de inmersión en una solución saturada de sulfato de sodio o magnesio y secado en horno. Una inmersión y un secado se consideran un ciclo de durabilidad. Durante la fase del secado, las sales precipitan en los vacíos permeables del agregado. En la reinmersión las sales se rehidratan y ejercen fuerzas de expansión interna que simulan las fuerzas de expansión del agua congelada. El resultado del ensayo es el porcentaje total de pérdida sobre varios tamices para un número requerido de ciclos. Los valores máximos de pérdida son aproximadamente de 10 a 20 % para cinco (5) ciclos.

- *Materiales deletéreos.* Los materiales deletéreos son definidos como el porcentaje en peso de contaminantes como esquistos, madera, mica, y carbón mezclados con los agregados. La norma es la AASHTO T 112. Puede aplicarse tanto a agregados finos como a gruesos. El ensayo se realiza tamizando el agregado, por vía húmeda, sobre tamices prescritos. El porcentaje en peso del material perdido como resultado del tamizado húmedo se informa como el porcentaje de la masa de arcilla y partículas friables. Hay evidentemente, un amplio rango de máximos porcentajes permisibles de arcilla y partículas friable. Dependiendo de la composición exacta del contaminante, el rango va de valores tan pequeños como 0.2% a tan altos como el 10%.

Además de las propiedades citadas se deben considerar características como forma del agregado, peso específico, gradación y absorción, las cuales pueden afectar las propiedades de la mezcla asfáltica.

- *Forma del Agregado.* La forma de las partículas tiene gran importancia en las propiedades de la mezcla asfáltica. Una mezcla asfáltica con agregado triturado ya sea fino o grueso aportará mayor resistencia a esta y tendrá un mayor VAM, vacíos entre agregados minerales, que la misma mezcla con un menor porcentaje de caras fracturadas.
- *Peso Específico.* Es muy importante conocer el peso específico de los agregados que se van a usar para el diseño de la mezcla, ya que va a tener gran incidencia en el cálculo del porcentaje de absorción de asfalto y el espesor de la capa de asfalto que recubre las partículas, entre otras.
- *Gradación.* Para el diseño de una mezcla asfáltica en caliente se requiere que la granulometría cumpla con las especificaciones de la norma que se esté utilizando. La granulometría del tamaño pasa 200 tiene un efecto importante en las propiedades volumétricas de la mezcla, a mayor contenido de llenante mayor va a ser el porcentaje de asfalto requerido, debido a su mayor área superficial.
- *Absorción.* La cantidad absorbida de ligante asfáltica dentro del agregado, depende de la viscosidad del asfalto, la temperatura del agregado dentro de la mezcla, la

porosidad del agregado, y el tiempo transcurrido para que se produzca la absorción, así, la cantidad de cemento asfáltico absorbido es menor durante el proceso de elaboración en el laboratorio que en el de planta, por esta razón en el método Superpave, se deja la muestra un determinado tiempo, tratando de simular este efecto.

➤ **Evaluación Superpave.** Dentro del Sistema Superpave se especifican dos tipos de propiedades de los agregados: las propiedades consideradas de origen y propiedades de consenso.

- Propiedades de Origen. Las propiedades de origen son las que se suelen utilizar para calificar los agregados de origen local. Los investigadores SHRP creyeron que alcanzar estas propiedades era importante, pero no especificaron valores críticos por ser estos muy específicos del origen. Las propiedades de origen son:
 - Tenacidad.
 - Durabilidad.
 - Alterabilidad, y materiales perjudiciales.

- Propiedades de Consenso Superpave. Los agregados juegan un papel fundamental en el comportamiento de las mezclas bituminosas. Aunque en el programa SHRP no se desarrollaron nuevos métodos de ensayo, si se adecuaron los existentes para adaptarlos al sistema Superpave.

Las propiedades de consenso de los agregados son aquellas que los investigadores SHRP creyeron críticas para conseguir mezclas bituminosas de buen comportamiento. Deben alcanzar valores que varían con la intensidad del tráfico y con la posición de la capa en el pavimento. Las intensidades de tráfico más elevadas y las mezclas bituminosas para capas mas superficiales necesitan cumplir unas prescripciones más estrictas en las propiedades de consenso como son:

- Angularidad del agregado grueso.
- Angularidad del agregado fino.

- Partículas largas y aplanadas.
- Contenido en arcillas (equivalente arena).

❖ *Angularidad del Agregado Grueso.* Esta propiedad asegura un alto grado de fricción interna del agregado y resistencia al ahuellamiento. Se define como el porcentaje en peso del agregado mayor de 4.75 mm con una o mas caras fracturadas. (Método No 621 del Departamento de Transporte del Estado de Pennsylvania "Determining the Percentage of Crushed Fragments in Gravel").

Usualmente deben contarse las partículas manualmente para determinar las caras fracturadas. Una cara fracturada se define como alguna superficie fracturada que ocupa más del 25% del área del contorno de la partícula del agregado visible en esa orientación.

Tabla 4. Requerimientos Superpave para la Angularidad del Agregado grueso

Tránsito, en 10 ⁶ ESALs	Profundidad desde la sup, <100mm	Profundidad desde la sup, >100mm
<0.3	55/-	-/-
<1	65/-	-/-
<3	75/-	50/-
<10	85/80	60/-
<30	95/90	80/75
<100	100/100	95/90
≥100	100/100	100/100

Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas Asfálticas Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 95 – 003

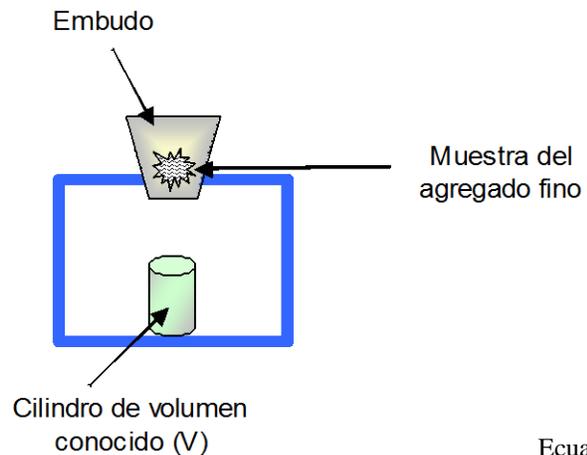
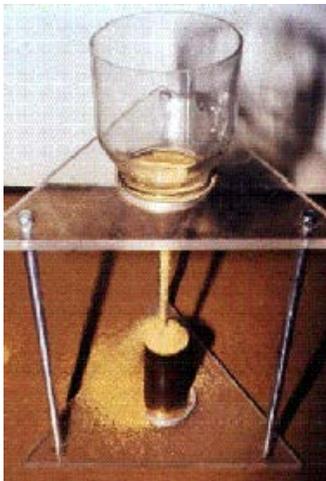
❖ *Angularidad del Agregado Fino.* Esta propiedad asegura un alto grado de la fricción interna del agregado fino y alta resistencia al ahuellamiento. Se define como el porcentaje de vacíos de aire presente en los agregados, menores de 2.36mm, levemente compactados. Contenido de vacíos mayores significan más caras fracturadas.(AASHTO TP 33, Test Method for Uncompacted Vois

Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading) (Method A).

Un procedimiento de ensayo promulgado por la National Aggregates Association se usa para medir esta propiedad. En el ensayo, una muestra de agregados finos es vertida, a través de un embudo standard, en un pequeño cilindro calibrado.

Determinando el peso del agregado fino (W) que llena el cilindro de volumen conocido (V), el contenido de vacíos puede calcularse como la diferencia entre el volumen del cilindro y el volumen del agregado fino en el cilindro. La gravedad específica bruta del agregado fino (G_{sb}) se emplea para calcular el volumen del agregado fino.

Figura 16. Ensayo para la determinación de la angularidad del agregado fino



Ecuación 2

Donde:
$$V_v = \frac{W}{G_{sb}}$$

W : Peso de la arena seca

Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas Asfálticas Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 95 – 003 e Ingeniero Mauricio Salgado Torres, Universidad Javeriana.

Tabla 5 Requerimientos Superpave para la angularidad del agregado fino

Tránsito, en 10 ⁶ ESALs	Profundidad desde la sup, <100mm	Profundidad desde la sup, >100mm
<0.3	-	-
<1	40	-
<3	40	40
<10	45	40
<30	45	40
<100	45	45
≥100	45	45

Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas Asfálticas Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 95 – 003

Los valores especificados son los porcentajes de vacíos para los agregados finos levemente compactados.

- ❖ *Partículas Alargadas y planas.* El concepto es el porcentaje en peso del agregado grueso de las partículas que se clasifiquen como largas o planas según las que se estén evaluando. Se define como largas las partículas cuya relación longitud-ancho supere un valor (Superpave establece 5). Como plana aquellas partículas cuya relación espesor-ancho sea menor que un valor determinado (Superpave establece 0.2). Las partículas alargadas son indeseables porque tienden a quebrarse durante la construcción y bajo tránsito. El procedimiento es la Norma ASTM D 4791, “Partículas alargadas y chatas en agregados gruesos” y se aplica a agregados gruesos mayores de 4.75mm.

Se miden dos valores: el porcentaje de partículas planas y el porcentaje de partículas alargadas. En la tabla 6 se muestran los valores especificados para las partículas planas y alargadas en el sistema Superpave.

Tabla 6 Requerimientos Superpave para las partículas planas y alargadas

Tránsito, en 10 ⁶ ESAL _s	Porcentaje
<0.3	-
<1	-
<3	10
<10	10
<30	10
<100	10
≥100	10

Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas Asfálticas Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 95 – 003

- ❖ **Contenido de Arcilla o prueba de Equivalente de Arena.** El contenido de arcilla es el porcentaje de material arcilloso presente en la fracción de agregado menor de 4.75mm (norma AASHTO T 176, “Finos plásticos en agregados graduados y suelos usando el ensayo del equivalente de arena”).

En este ensayo, una muestra de agregado fino se vierte en un cilindro graduado que contiene una solución floculante; el cilindro se agita para separar los finos de arcilla presentes en el agregado. La solución floculante fuerza al material arcilloso a quedar en suspensión por encima del agregado granular. Después de un periodo que permite la sedimentación, se mide la altura de arcilla suspendida y la altura de la arena sedimentada. El valor del equivalente de arena se calcula como el cociente entre la altura de la arena y la lectura de la altura de la arcilla, expresada en porcentaje.

Tabla 7. Requerimientos Superpave para el contenido de arcilla (E.A.)

Tránsito, en 10 ⁶ ESAL _s	Porcentaje
<0.3	40
<1	40

Tránsito, en 10 ⁶ ESAL _s	Porcentaje
<3	40
<10	45
<30	45
<100	50
≥100	50

Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas Asfálticas Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 95 – 003

Con el propósito de comparar las especificaciones vigentes en Colombia, INVIAS (artículo 400), y las especificaciones propuestas por Superpave se presenta la tabla 8.

Tabla 8 Especificaciones del Instituto Nacional de Vías (Evaluación tradicional) Vs Superpave para los Agregados

CARACTERÍSTICA	ESPECIFICACIÓN			
	SUPERPAVE	MARSHALL – I.N.V Artículo 400		
		AGREGADO GRUESO	AGREGADO FINO	GRADACIÓN COMBINADA
Angularidad del Agregado fino	*45% mín			
Angularidad del Agregado grueso	*95/90%	75% mín E-227		
Partículas alargadas y planas	*10% max	35% máx E-230		
Equivalente de arena	*45% mín			50% mín E-133
Desgaste en la máquina de los angeles	*35% max	30% máx E-219		

Fuente: Especificaciones de construcción del Instituto Nacional de Vías, 1998.

Notas:

- Especificación Superpave para un nivel de tránsito entre 10-30 millones de ejes equivalentes y una profundidad desde la superficie menor 100 mm.

- Se debe tener en cuenta que la definición de partículas largas y planas no coincide en los dos sistemas de especificación (Superpave e Invias).

1.1.4 Mezcla asfáltica como material vial

1.1.4.1 Introducción. Los pavimentos de concreto asfáltico (pavimentos flexibles) pueden durar desde unos pocos meses a muchos años. Para alcanzar una prolongada vida de servicio, un buen número de factores deberán ser considerados, unos inherentes a la estructura general del pavimento y otros relacionados con la calidad del concreto asfáltico, de los últimos se tienen: calidad del agregado, calidad del asfalto, contenido de asfalto (espesor de película) y procesos de fabricación, colocación y compactación. La duración común en la vida para un pavimento de concreto asfáltico es de 10 a 15 años. Para diseñar pavimentos con una vida de servicio de 15 años o más, se debe colocar mucha atención en estos factores y prever obras de mantenimiento que mantengan las condiciones mínimas requeridas para un buen funcionamiento de un concreto asfáltico. Es necesario también que cualquier base de construcción sea de buena calidad y siga las prácticas ingenieriles de forma aceptable.

Los requerimientos de tránsitos actuales y la necesidad de realizar estructuras de pavimentos duraderos que garanticen la rentabilidad de las inversiones en carreteras orientan la tecnología de pavimentos hacia los pavimentos de calidad superior.

Un pavimento superior de concreto asfáltico tiene una adecuada resistencia y otras propiedades esenciales que debe conservar en toda su vida de servicio. La superficie de un pavimento de concreto asfáltico expuesto al tráfico debe resistir el desgaste, debe ser resistente al deslizamiento, al ahuellamiento, a la fatiga y al mismo tiempo presentar una superficie uniforme. El rendimiento satisfactorio de una mezcla depende de varias propiedades tales como: características físicas y químicas de los materiales constitutivos, propiedades volumétricas de la mezcla, espesor de película de asfalto que recubre a las partículas de agregado, de las propiedades físicas y mecánicas que alcancen como: estabilidad, durabilidad, flexibilidad, resistencia a la fatiga, impermeabilidad, trabajabilidad, y resistencia a la agresividad del tránsito y del clima.

Para que una mezcla alcance la calidad superior se deben controlar las siguientes propiedades de la mezcla asfáltica:

1.1.4.2 Propiedades de la Mezcla Asfáltica

✦ **Estabilidad.** La estabilidad de una mezcla asfáltica es su resistencia a la deformación por cargas impuestas. Pavimentos inestables son marcados por ahuellamientos y pérdidas de ligante. La estabilidad depende de la fricción interna y cohesión de la mezcla. La fricción interna depende de la forma y textura de la superficie de las partículas, gradación del agregado y cantidad de cemento asfáltico en la mezcla. La cohesión es esa fuerza de ligazón inherente al ligante. El cemento asfáltico sirve para mantener los contactos desarrolladas entre las partículas de los agregados.

✦ **Durabilidad.** En una mezcla asfáltica es la habilidad para resistir la desintegración por acción del clima y tráfico. La acción del clima causa cambios tales como: oxidación y volatilización en el ligante. Los cambios en el agregado son debido a la acción del agua, incluyendo el congelamiento y descongelamiento. La durabilidad generalmente aumenta cuando se tienen contenidos altos de asfalto (espesor de película altos), gradaciones densas de agregados y bien compactados, mezclas de pavimento impermeables. Un espesor alto de película de asfalto recubriendo las partículas de agregados significa un incremento en la resistencia al envejecimiento debido a la oxidación del asfalto. Una buena compactación de una mezcla también mejora la resistencia a la acción del clima debido a que reducciones en el contenido de vacíos de aire en el pavimento hasta el recomendado en el diseño garantizan impermeabilidad al aire y al agua, agentes oxidantes del asfalto. El uso de agregados duros en la mezcla garantiza buena durabilidad para resistir la acción abrasiva del tráfico. Agregado sano en la mezcla da como resultado resistencia al congelamiento y descongelamiento y además la durabilidad del pavimento.

✦ **Resistencia a la fatiga.** La resistencia a la fatiga de mezclas asfálticas es la fuerza máxima que puede resistir un pavimento sometido a cargas repetitivas impuesto por el tráfico; el paso de estas cargas generan esfuerzos de tensión en la parte inferior de la carpeta asfáltica, si estos esfuerzos son mayores de los que puede resistir la carpeta, la falla se reflejara en la parte superior, un ejemplo de este tipo de falla es la llamada piel de cocodrilo.

Como regla general, los grandes ensayos a la resistencia a la fatiga indican que las mezclas de gradación densa y alto espesor de película de asfalto, tienen mayor resistencia a la fatiga que mezclas de gradación abierta. Las mezclas que contienen alto grado de agregado fracturado teniendo superficies rugosas serán más resistentes a la fatiga que las mezclas con partículas de agregado redondeadas o lisas.

✦ **Impermeabilidad.** Es la resistencia de un pavimento asfáltico al paso del aire y agua dentro o a través del pavimento. Entre menos vacíos de aire existan en el pavimento y

mayor espesor de película se tenga, más impermeable es el pavimento. Como resultado se tendrá una mayor vida de servicio.

➤ **Trabajabilidad.** Es la facilidad con la cual las mezclas pueden ser colocadas y compactadas. Particularmente está afectada por la forma y textura superficial de las partículas y de la gradación de los agregados. La trabajabilidad puede ser un problema que debe ser cuidadosamente manejado durante la construcción. Sin embargo, cuando esas mezclas son encontradas y las dificultades son superadas resultan pavimentos superiores.

➤ **Gradación del agregado.** Este aspecto es extremadamente importante porque afecta apreciablemente el producto final. Mezclas de gradación densa en general proporcionan al pavimento mayor estabilidad, más resistencia al ahuellamiento, y resistencia al fisuramiento por fatiga. Pero las gradaciones que se acerquen a las de máxima densidad no tienen la cantidad de vacíos entre agregados adecuada para garantizar la durabilidad de las mezclas.

Se debe tener en cuenta que las gradaciones de máxima densidad no garantizan un esqueleto que proporcione a la mezcla las mejores cualidades en lo que ha resistencia y durabilidad respecta. Vale la pena destacar que la gradación es una variable de tanta importancia en el resultado de la mezcla, que SHRP en su propuesta para el diseño de mezclas contempló como primera actividad la selección de la gradación.

➤ **Espesor de la película de asfalto en las partículas de agregado.** El asfalto de una mezcla durará tanto como mayor sea el espesor de la película. La cantidad de asfalto debe ser determinada cuidadosamente en el laboratorio. El contenido óptimo de asfalto está basado en algunos criterios como: %VMA, absorción del asfalto por la partícula de agregado y el porcentaje de vacíos de aire deseados requeridos por la especificación. Generalmente una gradación de agregado fino requiere más asfalto, mientras una gradación con agregado grueso requiere menos cemento asfáltico. Sin embargo, es el espesor de la película de asfalto envolviendo los agregados que determina la resistencia a la oxidación. Si la mezcla de pavimento asfáltico con el menor contenido de asfalto óptimo no tiene un espesor de película de asfalto, tendrá menos resistencia a la oxidación que la mezcla que tiene un menor contenido pero un buen espesor de película. Para cualquier mezcla asfáltica de gradación densa el espesor de la película asfáltica debería ser entre 8 a 8.5 micrones.

➤ **Resistencia a la compactación.** La trabajabilidad de la mezcla asfáltica se ve afectada por varios factores como son: gradación del agregado, %de ligante, mecanismo de compactación empleado y temperatura de la mezcla. Cualquier mezcla asfáltica que por su gradación requiera esfuerzo de compactación substancial para alcanzar la densidad deseada también requiere un esfuerzo considerable para sufrir deformación, por tal razón son mezclas menos susceptibles al ahuellamiento.

1.1.4.3 Comportamiento de una mezcla asfáltica en Servicio

El comportamiento de una mezcla se ve afectado por factores asociados al diseño de la mezcla, a la fabricación y al proceso constructivo.

➤ **Efecto del diseño de la mezcla.** El propósito de un diseño de una mezcla es producir un diseño satisfactorio basado en los materiales que son procesados para el proyecto. Un buen diseño ejecutado toma en consideración tanto los factores discutidos arriba como los económicos. Sin embargo, cuando la consideración solamente es una larga vida de servicio, entonces el diseño debe ignorar el costo tanto como sea posible.

➤ **Efectos del control de calidad.** Donde el control de calidad en el proyecto es bueno, el pavimento probablemente será bueno. Por otro lado, donde el control de calidad es pobre o no existe, el pavimento rápidamente reflejará esta debilidad al presentar daños prematuros. El control de calidad vincula numerosos aspectos para chequear: calidad de los materiales, control de gradación, control en la fabricación, control en el extendido y compactación. Un pavimento que se desempeña satisfactoriamente por un tiempo largo consiste de una mezcla con trituración alta, partículas fracturadas de agregado, generalmente de gradación densa y de buena calidad, contenido óptimo de asfalto suficiente para dar un adecuado espesor de película alrededor de las partículas, buen control de calidad y buena compactación de la mezcla. Cuando todos estos factores son tomados en consideración y puestos en práctica, resulta un pavimento de larga duración. Esto quiere decir que la fatiga, reflexión de grietas, el ahuellamiento y el desmoronamiento serán significativamente reducidos. El pavimento también mostrará menos desgaste en las huellas y menos envejecimiento (oxidación) en el tiempo. Aún cuando una mezcla habiendo sido diseñada con todos los factores arriba mencionados, la mezcla puede aún producir un mal pavimento si el control de calidad en el proyecto es malo.

1.1.4.4 Porqué diseñar mezclas asfálticas para pavimento?

El diseño de una mezcla asfáltica busca seleccionar los materiales (agregado, asfalto, llenante y aditivos), la granulometría, el porcentaje de asfalto, las temperaturas de mezcla y compactación y las condiciones volumétricas de la mezcla, de tal forma que se cumplan las especificaciones escogidas para el proyecto. La mezcla obtenida debe tener las siguientes propiedades:

- a. Asfalto suficiente para asegurar un pavimento durable.
- b. Suficiente estabilidad en la mezcla para satisfacer las demandas del tráfico sin distorsión o desplazamiento.

- c. Vacíos suficientes en la mezcla total compactada que permita una ligera expansión del asfalto debido a los incrementos de temperatura, sin lavado, exudación y pérdida de estabilidad.
- d. Un contenido máximo de aire para limitar la permeabilidad de aire nocivo y humedad dentro de la mezcla y las capas inferiores.
- e. Suficiente trabajabilidad para permitir una colocación y compactación eficientes de la mezcla sin segregación y sin sacrificar estabilidad y rendimiento o desempeño.
- f. Tener suficiente agregado con textura y dureza para proveer buena resistencia al deslizamiento en condiciones ambientales adversas.
- g. Producir un nivel aceptable de ruido entre la llanta y la superficie de rodadura.
- h. Proveer una superficie de aceptable calidad para controlar la resistencia al deslizamiento y el ruido

Por último, el comportamiento de un pavimento está relacionado con la durabilidad, impermeabilidad, resistencia, estabilidad, rigidez, flexibilidad, resistencia a la fatiga y trabajabilidad. La meta de un diseño de mezcla es seleccionar un único contenido óptimo de asfalto que alcanzará un balance apropiado entre todas las propiedades deseadas.

1.1.4.5 Métodos de diseño de mezclas asfálticas

- ***Método aproximado para estimar anticipadamente el contenido óptimo de asfalto.***
Una aproximación al contenido óptimo de asfalto puede ser estimada con anticipación en forma preliminar, usando alguna de las siguientes alternativas: experiencia, fórmulas computacionales, o realizando la equivalencia en la centrífuga con keroseno y el ensayo de baño en aceite en el procedimiento Hveem.

Otro método rápido para llegar a un punto de partida de ensayo es usar la relación llenante (filler)-asfalto (rango normal de 0.6 a 1.2); el contenido de diseño de asfalto anticipado (porcentaje por peso total de la mezcla) es entonces estimado aproximadamente como el equivalente a el porcentaje de agregado en el final de la gradación pasante del tamiz No 200 (75 μ m). La ecuación 3 es un ejemplo de una fórmula computacional:

$$P = (0.035 * a) + (0.045 * b) + (K * c) + F \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde:

- P*: Contenido aproximado de asfalto en la mezcla. Porcentaje en peso de la mezcla total.
- a*: Porcentaje (expresado como número entero) de agregado mineral retenido en el tamiz 2.36 mm.
- b*: Porcentaje de agregado mineral pasante del tamiz 2.36 mm y retenido en el tamiz N° 200 (75 μm).
- c*: Porcentaje de agregado mineral pasante del tamiz N° 200 (75 μm).
- K*: Factor que depende del porcentaje de material pasante del tamiz N° 200 (75 μm).

% pasa N° 200	K
11 – 15	0.15
6 – 10	0.18
Menos del 5	0.20

F: Factor que oscila entre 0 – 2 %, basado en la absorción de los agregados pesados o livianos. En ausencia de algún dato $F= 0.7$ es sugerido.

La selección de la gradación del agregado, el grado y cantidad de asfalto puede ser lograda por dos métodos generales: un planteamiento general de “receta” o un enfoque de diseño ingenieril.

♦ **Planteamiento general de “receta”**. Como su nombre lo indica, el enfoque de “receta” para seleccionar los tipos y proporciones de los materiales que contiene una mezcla asfáltica es un procedimiento de “libro de cocina”. Basado completamente en la experiencia, no en principios ingenieriles. Aunque no es técnicamente un método de diseño, permanece como un método para proporcionar los materiales en una mezcla, particularmente donde ha sido probada y ensayada durante muchos años.

En este método, el tipo y gradación del agregado, el grado del asfalto, la proporción del asfalto y agregado y el método de construcción (Ej: mezclado, colocación y compactación) son descritos todos en especificaciones estándar. Así, el procedimiento involucra la consulta de un conjunto de especificaciones para producir una mezcla, la cual, para la mayor parte, ha sido mostrado históricamente que provee un desempeño aceptable.

Sin embargo, como un método está sujeto a varias limitaciones. Las condiciones a las cuales la mezcla en servicio está expuesta (Ej: tráfico, clima, etc) podrían no ser las mismas que aquellas cuando las especificaciones fueron desarrolladas. Adicionalmente, materiales innovadores (Ej: asfaltos modificados con polímeros, asfaltos reciclados, mezclas modificadas con fibras, etc) en pavimentos de mezclas asfálticas, una especificación por receta podría no ser satisfactoria para tales materiales. Por otra parte, el rendimiento de la mezcla no solo depende de su composición sino también de su elaboración durante la producción, la cual es difícil especificar. Rechazar por cumplimiento es relativamente simple pero valorar la seriedad o implicaciones prácticas para incumplimientos menores o secundarios requiere de mucha experiencia y juicio.

Las especificaciones de receta corrientes, no toman en cuenta totalmente las propiedades ingenieriles requeridas de la mezcla, las cuales son fuertemente dependientes de la composición volumétrica. Estas especificaciones están basadas en la curva de gradación de los agregados y desde tales curvas no se pueden tomar en cuenta las propiedades de los agregados y el conjunto de características, excepto en la manera más general, no hay mucha confiabilidad, particularmente cuando diferentes tipos de agregados son usados en la mezcla. Por ejemplo, diferencias significativas en el espesor de la película de asfalto y distribución de vacíos puede ocurrir en mezclas que usan la misma gradación (por masa) pero diferentes tipos de agregados que tienen relativamente pequeñas diferencias en la gravedad específica. La trabajabilidad y rigidez de la mezcla son también influenciadas por la gradación del agregado, textura y forma de la partícula, factores que no pueden estar solo correspondiendo por curvas de gradación.

Son procedimientos que resultaron prácticos cuando no se contaba con herramientas de laboratorio que permitieron caracterizar los materiales y predecir el comportamiento de la mezcla con alto nivel de confiabilidad.

♦ **Planteamiento de diseño ingenieril.** Los objetivos de un diseño de mezcla pueden ser alcanzados para asegurar a la mezcla una cantidad apropiada de asfalto que cubra adecuadamente todas las partículas de agregados y provea una buena trabajabilidad, cuando la mezcla es compactada adquiere una adecuada rigidez, resistencia a la deformación y unas relaciones volumétricas convenientes.

Muchos procedimientos de diseño empíricos y semi-empíricos han sido ideados, los cuales primero pretenden evaluar varias propiedades de las mezclas asfálticas y luego la determinación del contenido de asfalto con base en el resultado de estas evaluaciones. Algunos de los más ampliamente conocidos procedimiento de diseño son:

- Marshall
- Hveem

- SHRP – Superpave
- LCPC
- CROW
- Texas
- EXXON
- Hubber – Field
- Métodos de la Universidad de Nottingham

Sin discutir el método de diseño de mezcla y procedimiento de ensayo adoptado, hay consenso para analizar las propiedades volumétricas de la mezcla asfáltica en su estado compactado.

El objetivo del análisis volumétrico (en cualquier procedimiento de diseño de mezcla) es ayudar al diseñador a determinar entre otros factores, la eficiente utilización del asfalto en la mezcla, el grado y eficiencia de la compactación y la cantidad de vacíos de aire presentes en la mezcla. Estos y otros parámetros volumétricos tienen influencia directa en la rigidez, estabilidad y durabilidad de la mezcla.

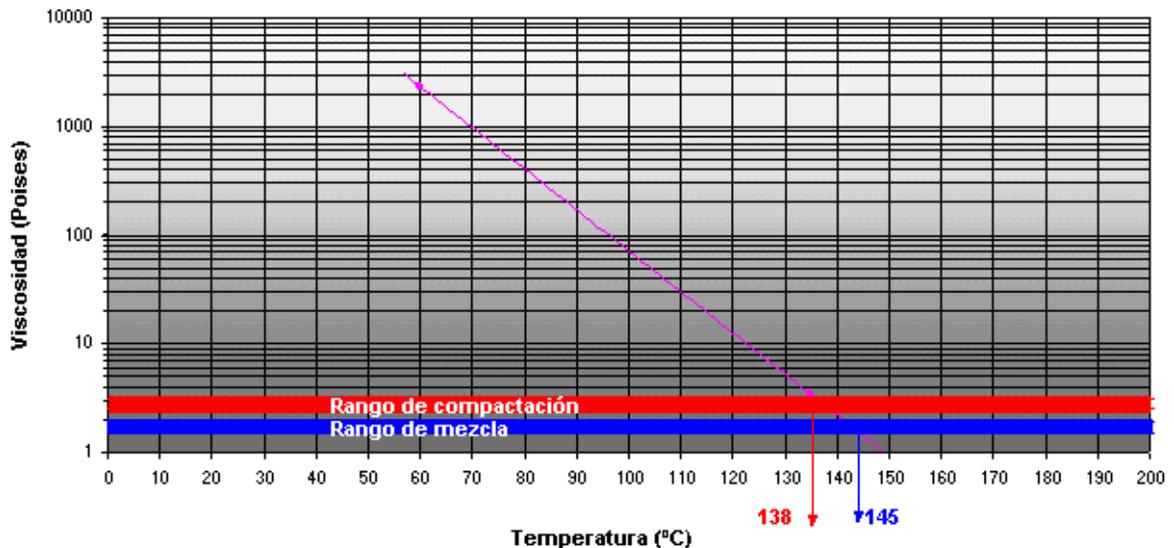
- *Método Marshall.* Es el procedimiento más usado para el diseño de mezclas asfálticas en el mundo. Fue desarrollado por Bruce Marshall cuando era empleado del Mississippi State Highway Department. El U.S Army Corp of Engineers depuró y adicionó ciertos aspectos a las propuestas de Marshall al punto de que el ensayo fue normalizado como ASTM D 1559, “Resistencia a la fluencia plástica de mezclas bituminosas usando el aparato Marshall”. Este método es un experimento de laboratorio dirigido al diseño de una adecuada mezcla asfáltica por medio del análisis de su estabilidad / fluencia y densidad / vacíos.

Una de las virtudes del método Marshall es la importancia que asigna a las propiedades densidad / vacíos del material asfáltico. Este análisis garantiza que las importantes proporciones volumétricas de los componentes de la mezcla estén dentro de rangos adecuados para asegurar una mezcla asfáltica durable. Otra ventaja importante es que el equipo requerido no es caro y es portable, prestándose a operaciones de control de calidad a distancia.

Sin embargo, muchos ingenieros creen que el método de compactación de laboratorio por impacto usado en el método Marshall no simula la densificación adicional de la mezcla que ocurre bajo tránsito en un pavimento real. Más aún, el parámetro de resistencia usado en este método, la estabilidad Marshall, no estima en forma adecuada la resistencia al corte de la mezcla asfáltica. Estas dos situaciones pueden resultar en mezclas asfálticas propensas al ahuellamiento y a la exudación.

Este Método utiliza probetas cilíndricas normalizadas de 2.5” (64mm) de altura y 4” (102mm) de diámetro, las cuales se preparan de acuerdo a la especificaciones del I.N.V. E-748, siguiendo un estricto control de calentamiento, mezclado y compactación, estableciendo una temperatura de mezclado y compactación siendo necesario desarrollar un gráfico de viscosidad vs temperatura, determinando la viscosidad a dos temperaturas, generalmente a 135 °C y 165 °C , el rango deseado de viscosidad para mezclado está entre 1.5 y 1.9 Poises y para compactación está entre 2.5 y 3.1 Poises, seleccionando así las temperaturas adecuadas para mezclado y compactación.

Figura 17. Gráfico Viscosidad vs Temperatura para hallar las temperaturas de mezclado y compactación de las mezclas asfálticas



Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas Asfálticas Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 95 – 003

Las dos características principales del ensayo son un análisis de Densidad – Vacíos y una prueba de Estabilidad – Flujo.

La estabilidad es la máxima resistencia en la prueba Marshall de una briqueta de 2.5” a la carga que la muestra normal soporta a 60° C, mientras que el flujo es la deformación total que se produce en la muestra, desde la carga cero hasta la carga máxima.

Para determinar el contenido óptimo de asfalto se fabrican probetas con distintos porcentajes de asfalto, incrementando el contenido de asfalto cada 0.5%

preparándose tres probetas por cada contenido de asfalto y por cada combinación de agregados, generalmente se emplean para el diseño cinco porcentajes diferentes de cemento asfáltico. A la mezcla suelta se le mide el peso específico de sólidos.

En este método, cada muestra compactada se somete a los siguientes ensayos:

- a. Determinación del peso específico “bulk”
 - b. Ensayo de estabilidad y flujo
 - c. Análisis de densidad y vacíos
- a. Determinación del peso específico “bulk”. El peso específico bulk de una probeta compactada es la relación entre su peso en el aire y su volumen total. Como la textura superficial de las probetas es abierta y permeable, su volumen se determinó por la diferencia entre su peso en el aire y su peso en el agua estando parafinada y el peso específico “bulk” se hallará con la formula:

$$G_b = \frac{W_a}{W_{ap} - W_{wp} - \left(\frac{W_{ap} - W_a}{G_p} \right)} \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

- W_a : Peso en el aire de la probeta sin parafinar.
 W_{ap} : Peso en el aire de la probeta parafinada.
 W_{wp} : Peso en el agua de la probeta parafinada.
 G_p : Peso específico de la parafina

- b. Ensayo de estabilidad y flujo. En el ensayo de Estabilidad – Flujo, una vez preparada la muestra se la somete a carga en el aparato Marshall a una velocidad de 2 pulgadas/minuto hasta que ocurra la falla. El punto de falla se define mediante la máxima lectura obtenida en el dial de carga. El número de libras correspondiente a esta lectura se anota como estabilidad Marshall.

Mientras se está aplicando carga, se mantiene el medidor de flujo firmemente en posición vertical sobre la barra – guía y se retira cuando ocurra la carga máxima. La lectura en el dial en este instante se denomina flujo y se acostumbra a expresar en centésimas de pulgada.

c Análisis de densidad y vacíos. Una vez terminados los ensayos de estabilidad y flujo, debe realizarse un análisis de la densidad y vacíos para cada serie de muestras en la forma siguiente:

- Se promedian los pesos específicos “bulk” de todas las probetas elaboradas con el mismo porcentaje de asfalto, descartando las que se alejen demasiado del promedio.
- Se calcula el peso específico promedio del agregado total, mediante la expresión:

$$G_{\text{agregado}} = \frac{100}{\left(\frac{P_1}{G_1}\right) + \left(\frac{P_2}{G_2}\right) + \left(\frac{P_3}{G_3}\right) + \dots} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

P_1, P_2, P_3 : Porcentajes en peso de cada una de las fracciones de material que intervienen en el total del agregado.

G_1, G_2, G_3 : Pesos específicos de los materiales a los que corresponden las fracciones anteriormente mencionada. Deberá emplearse el aparente para el llenante mineral y el bulk para las fracciones de agregado grueso.

- Se mide el G_{mm} , peso específico máximo medido, para cada porcentaje de asfalto. Es el peso específico de la fase sólida únicamente, excluyendo los vacíos con aire en la mezcla. Cuando se mide el G_{mm} se tiene la condición real, existe asfalto absorbido, o sea parte de los poros permeables de las partículas de agregado se llenan de asfalto. Se mide con la mezcla disgregada.
- Se calcula el peso específico máximo teórico de la muestra para cada porcentaje de asfalto, el cual corresponde al que teóricamente se obtendría si fuera posible comprimir la muestra hasta obtener una masa de asfalto y agregados carente de vacíos con aire. Este se calcula considerando que no hay asfalto absorbido o sea los poros permeables de las partículas de agregado permanecen sin asfalto.

Este valor se calcula así:

$$G_{mt} = \frac{100}{\left(\frac{\% \text{ agregados}}{G_{agregado}} \right) + \left(\frac{\% \text{ cemento asfáltico}}{G_{asfalto}} \right)} \quad \text{Ecuación 6}$$

- Se calcula el porcentaje de absorción de asfalto por peso del agregado seco, para cada porcentaje de cemento asfáltico utilizando la siguiente formula:

$$A_a = \left(\frac{G_{mm} - G_{mt}}{G_{mm} \times G_{mt} \times \% \text{ Agregados}} \right) \times 10000 \quad \text{Ecuación 7}$$

- Se determina el porcentaje en volumen que ocupa el agregado con respecto al volumen total de la probeta.

$$V_{agregado} = \frac{\% \text{ agregados} \times G_b}{G_{agregado}} \quad \text{Ecuación 8}$$

- Se calcula el porcentaje de vacíos con aire con respecto al volumen total de la probeta

$$V_v = \left(1 - \frac{G_b}{G_m} \right) \times 100 \quad \text{Ecuación 9}$$

- Se calcula el volumen de asfalto efectivo como porcentaje del volumen total de la probeta.

$$V_{ae} = 100 - (V_{agregado} + V_v) \quad \text{Ecuación 10}$$

- Se determina el porcentaje de vacíos entre los agregados minerales en la mezcla compactada, independientemente a que estén llenos de asfalto o de aire.

$$V_{am} = 100 - V_{agregado} \quad \text{Ecuación 11}$$

- Se calcula el porcentaje de los vacíos que están llenos de asfalto.

$$VFA = \frac{\% VAM - \% V_v}{\% VAM} \quad \text{Ecuación 12}$$

- Se determina el contenido de asfalto efectivo con respecto al peso de la mezcla.

$$A_e = \% \text{ cemento asfáltico añadido} - \frac{(A_a \times \% \text{ agregado})}{100} \quad \text{Ecuación 13}$$

Se dibujan los gráficos que establezcan las siguientes relaciones:

Densidad	Vs	% de Cemento asfáltico
Estabilidad	Vs	
Flujo	Vs	
% Vacíos con aire en la mezcla total	Vs	
% Vacíos en los agregados minerales	Vs	
% VFA	Vs	

Con base en las curvas dibujadas, el contenido óptimo del asfalto se calcula determinando el contenido de asfalto para el cual el contenido de vacíos es del 4% o el promedio de la especificación de % V_v , luego se evalúan todas las propiedades calculadas y medidas para este contenido de asfalto, y compararlas con los criterios de diseño del Instituto del Asfalto para el diseño Marshall o del INVIAS, si se cumplen todos los criterios, este es el contenido de diseño de asfalto. Si no se cumplen todos los criterios, será necesario hacer algunas modificaciones en el % de asfalto de tal forma que se ajusten todas las propiedades a las especificaciones. Si no es posible se debe volver a diseñar la mezcla modificando total o parcialmente los materiales constitutivos.

Tabla No 9. Criterios del Instituto del Asfalto para el diseño Marshall

Criterios para mezcla del Método Marshall	Transito Liviano Carpeta y Base		Transito Mediano Carpeta y Base		Transito pesado Carpeta y Base	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Compactación, numero de golpes en cada cara de la probeta	35		50		75	
Estabilidad (N) (lb)	3336 (750)	---	5338 (1200)	---	8006 (1800)	---

Criterios para mezcla del Método Marshall	Transito Liviano Carpeta y Base		Transito Mediano Carpeta y Base		Transito pesado Carpeta y Base	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
Flujo, 0.25 mm (0.01) pulgadas	8	18	8	16	8	14
Porcentaje de Vacíos	3	5	3	5	3	5
Porcentaje de Vacíos en el Agregado Mineral (VMA)	Ver Tabla 10.					
Porcentaje de vacíos llenos de Asfalto (VFA)	70	80	65	78	65	75

Fuente: Instituto del Asfalto.

Tabla No. 10. Porcentaje mínimo de VAM

Tamaño Máximo en mm Porcentaje		Para un VAM mínimo (%)		
		3.0	4.0	5.0
(mm)	(in)	Vacíos de diseño (%)		
1.18	No. 16	21.5	22.5	23.5
2.36	No. 8	19.0	20.0	21.0
4.75	No. 4	16.0	17.0	18.0
9.5	3/8	14.0	15.0	16.0
12.5	1/2	13.0	14.0	15.0
19.0	3/4	12.0	13.0	14.0
25.0	1.0	11.0	12.0	13.0
37.5	1.5	10.0	11.0	12.0
50.0	2.0	9.5	10.5	11.5
63.0	2.5	9.0	10.0	11.0

Fuente: Instituto del Asfalto

Tabla No 11. Criterios del Instituto Nacional de Vías para el diseño Marshall

CARACTERISTICAS		TRANSITO DE DISEÑO (N) Ejes equivalentes de 80 kN		
Criterio	Unidad	>5 x 10 ⁶	5x10 ⁵ -5x10 ⁶	<5 x 10 ⁵
Compactación	Golpes/cara	75	75	75
Estabilidad mínima	Kg	900	750	600
Flujo	mm	2-3.5	2-4	2-4
Vacíos con aire:				
Capa de rodadura	%	4-6	3-5	3-5
Base asfáltica	%	4-8	4-8	4-8

Vacíos mínimos en agregados minerales:				
Gradación MDC-0	%	14	14	14
Gradación MDC-1	%	14	14	14
Gradación MDC-2	%	15	15	15
Gradación MDC-3	%	16	16	16
Vacíos llenos de asfalto	%	65-75	65-78	65-80

Fuente: Instituto Nacional de Vías

Algunos comentarios sobre las curvas Marshall. Para examinar algunas propiedades de las curvas del ensayo Marshall, cierta información puede ser obtenida sensibilizando el contenido asfáltico en la mezcla.

Las propiedades de las curvas siguen un patrón razonablemente consistente para gradaciones densas en pavimentos de mezclas bituminosas. Las tendencias generalmente vistas son:

- El valor de la estabilidad se incrementa con el incremento del contenido de asfalto hasta un máximo después del cual la estabilidad decrece.
- El valor del flujo consistentemente se incrementa con el incremento del contenido de asfalto.
- La curva por peso unitario del total de la mezcla sigue la tendencia similar a la curva de estabilidad, excepto que el peso unitario máximo normalmente (pero no siempre) ocurre ligeramente en un contenido más alto de asfalto que la estabilidad máxima.
- El porcentaje de vacíos de aire regularmente decrece con el incremento del contenido asfáltico, finalmente cercano al mínimo contenido de vacíos.
- Los vacíos en el agregado mineral, VMA, están definidos por el espacio intergranular de vacíos que se encuentran entre las partículas de agregado de la mezcla de pavimentación compactada, incluyendo los vacíos de aire y el contenido efectivo de asfalto, y se expresan como un porcentaje del volumen total de la mezcla. Siguen una tendencia inversa a la densidad.
- Los vacíos llenos de asfalto, VFA, son el porcentaje de vacíos intergranulares entre las partículas del agregado (VMA) que se encuentran llenos de asfalto. El VMA abarca asfalto y aire, y por lo tanto, el VFA se calcula al restar los vacíos de aire del VMA, y luego dividiendo por el

VMA, y expresando el valor final como un porcentaje. A mayor % de asfalto mayor % VFA

- Método Hveem. Fue desarrollado por Francis Hveem cuando pertenecía como ingeniero al Department of Transportation of California. Está normatizado en la ASTM 1560, “Resistencia a la deformación y cohesión de mezclas bituminosas por medio del aparato de Hveem” y ASTM 1561, “Preparación de muestras de ensayo de mezclas bituminosas por medio del compactador de California Kneading”. Hoy en día no es comúnmente utilizado.
 - *Descripción del Método.* Antes de la preparación de las probetas se debe asegurar que los materiales cumplan con las exigencias especificadas en el proyecto.

Para el diseño de mezclas por medio del método Hveem, se define como agregado grueso aquél retenido en el tamiz de 4.75 mm (No. 4) y el agregado fino como la porción que pasa dicho tamiz.

Los pasos a seguir para el diseño son:

1. Ensayo de equivalente centrífugo de Kerosene (ECK)
2. Preparación de probetas usando el compactador – amasador.
3. Ensayo con el estabilómetro.
4. Ensayo de hinchamiento.
5. Análisis de densidad y vacíos.

En el método Hveem se usan probetas normalizadas de 101.6mm (4”) de diámetro y 63.5mm (2 1/2”) de altura. El equivalente Centrífugo de Kerosene (ECK) es un ensayo que se realiza sobre el agregado, para estimar el contenido de asfalto en la mezcla. En el estabilómetro se emplea una celda especial del tipo utilizado para el ensayo triaxial para medir la resistencia al desplazamiento lateral de la mezcla compactada bajo cargas verticales. El ensayo de hinchamiento mide la resistencia de la mezcla a la acción del agua.

El método tiene dos ventajas:

- El método de compactación de laboratorio por amasado es, para muchos ingenieros, una mejor simulación de las

características de densificación de la mezcla asfáltica de un pavimento.

- El parámetro de resistencia, la estabilidad Hveem, es una medida directa de la componente de fricción interna de la resistencia al corte.

La desventaja principal de este método es que el equipo de ensayo, en particular el compactador por amasado y el estabilómetro Hveem, es más caro que el equipo Marshall y no es muy portable. Además, algunas propiedades volumétricas relacionadas con la durabilidad de la mezcla no son rutinariamente determinadas en el método. Algunos ingenieros creen que el método de selección del contenido del asfalto es demasiado subjetivo y podría resultar en una mezcla asfáltica poco durable con muy poco asfalto.

- Método giratorio de Texas. Este procedimiento conserva los elementos de diseño volumétrico del Marshall y la determinación de la estabilidad del método Hveem. Se diferencia de los otros métodos por el método de compactación de laboratorio, el compactador giratorio de Texas, el cual es para algunos ingenieros un medio adecuado para simular la densificación del tránsito. Si bien el método de diseño con el compactador giratorio de Texas elimina alguna de las desventajas de los métodos Marshall y Hveem, hay quienes creen que las características de operación del compactador necesitan ser refinadas para adecuarse a una amplia variedad de aplicaciones de diseño.
- Método Superpave. En 1987, el SHRP (Strategic Highway Research Program) comenzó el desarrollo de un Nuevo sistema de especificación para materiales asfálticos. El producto final es un sistema conocido como SUPERPAVE (Superior Performing Asphalt Pavement). Este sistema además de ser una potente herramienta computacional que ayuda en la selección de materiales asfálticos y diseño de la mezcla, representa un sistema más avanzado de especificación de los materiales componentes, diseño de mezclas asfálticas y su análisis y la predicción de la performance de los pavimentos, incluyendo equipos de ensayo, métodos de ensayo y criterios.

El método Superpave además de incluir un procedimiento más profundo para seleccionar los materiales con base en la condiciones del proyecto, de utilizar un mecanismo de compactación más representativo, inicia el diseño seleccionando la granulometría del agregado. Tanto la selección de la granulometría como el

porcentaje de asfalto se hace utilizando un paquete de especificaciones mucho más completa que la de los otros métodos; incluye especificaciones volumétricas, de relación filler/porcentaje de asfalto efectivo, de susceptibilidad al agua y de requerimientos mecánico o de comportamiento para los niveles II y III.

En este método se presentan tres niveles de diseño de mezcla, incluyendo el diseño volumétrico en cada uno de estos niveles.

Nivel 1: se presentan especificaciones volumétricas y controles de diseño volumétrico.

Nivel 2: parte del diseño volumétrico y se realizan ensayos basados en el comportamiento mecánico de las mezclas, esto permite la optimización del diseño de la mezcla para que resista la deformación permanente, agrietamiento por fatiga y fisuración por bajas temperaturas.

Nivel 3: los ensayos del nivel 3 proveen una predicción más confiable del comportamiento del pavimento. Los alcances y los ensayos requeridos para los tres niveles se presentan en la tabla 12.

Tabla 12. Niveles de diseño de mezclas Superpave

Transito, ESALs	Niveles de diseño	Requerimientos de ensayo
ESALs < 10 ⁶	1	Diseño Volumétrico
10 ⁶ < ESALs < 10 ⁷	2	Diseño Volumétrico + Ensayos de predicción de la performance
ESALs > 10 ⁷	3	Diseño Volumétrico + aumento de los ensayos de predicción de la performance
En todos los casos, la susceptibilidad a la humedad debe ser evaluada usando la norma AASTHO T 283		

Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas Asfálticas Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 95 – 003

o **Diseño de Mezclas Superpave Nivel 1**

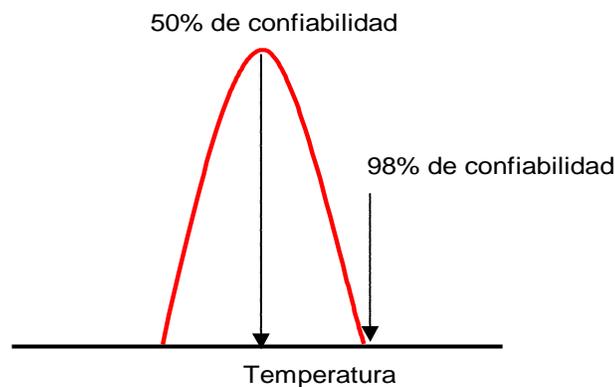
- a. *Selección de los Materiales.* Como se presentó en la parte de materiales constitutivos de las mezclas, Superpave incluyó un paquete de especificaciones para los agregados y el asfalto que a su vez están ligadas con las condiciones de trabajo del pavimento, tránsito y clima.

✚ **Selección del asfalto.** Para la selección del grado del asfalto requerido para el proyecto debe analizarse en primer término las temperaturas de la zona del proyecto y en segundo término las condiciones del tránsito. (Velocidad e Intensidad).

➤ **Determinación del clima.** Los ligantes se seleccionan principalmente en función del clima, donde se debe contar con una base de datos meteorológicos de estaciones, lo cual permite seleccionar los grados de ligante para un clima específico para un proyecto dado. Para cada año del que se disponen datos, se determina el periodo de los 7 días más cálidos y se calcula el promedio de la temperatura del aire para esos 7 días consecutivos. Para todos los años registrados se calcula un valor medio y la desviación estándar. Además se identifican los días más fríos de cada año, se calcula el valor medio y la desviación standard de las temperaturas.

➤ **Confiabilidad.** La confiabilidad es el porcentaje de probabilidad, de que para un año dado, la temperatura real no excederá la temperatura de diseño. Se deberá calcular la desviación estándar para la temperatura máxima durante siete días seguidos. La temperatura a utilizar será la que de una confiabilidad del 98% ($T^{\circ} + 2$ veces la desviación estándar).

Figura 18. Determinación de las temperaturas de diseño de acuerdo con la confiabilidad



Con los datos de la temperatura del aire, se calcula la temperatura de diseño del pavimento a 20mm por debajo de la superficie. Se utilizan las correlaciones, entre Temperatura del aire y temperatura de la mezcla a 20mm de la superficie, encontradas en Canadá, USA y España; para el caso de la baja temperatura se puede considerar igual que la temperatura de la superficie o definirla utilizando la formula como la encontrada por SHRP de Canadá.

Correlaciones encontradas por SHRP Canadá.

$$\text{Donde: } T_{20mm} = \left[(T_{aire} - 0.00618 \times lat^2 + (0.2289 \times lat) + 42.2) \times (0.9545) \right] - 17.78 \quad \text{Ecuación 14}$$

T_{20mm} : temperatura del pavimento a una profundidad de 20 mm, en °C.

lat : latitud del proyecto en grados.

$$T_{min} = (0.859 \times T_{aire}) + 1.7 \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde:

T_{min} : temperatura mínima de diseño de Pavimento, en °C

- **Características del tránsito de Proyecto.** Se debe conocer el número acumulado de ejes estándar de 8.2 T que se esperan durante el periodo de diseño del proyecto y la velocidad media de circulación.
- **Selección del grado del Ligante.** La selección del grado del ligante teniendo únicamente la temperatura se hace bajo la premisa de que el asfalto solo estará sometido a cargas rápidas, velocidades mayores de 90 Km/hora; lo más conveniente es aumentar el grado del asfalto requerido, con base en la velocidad de circulación en el proyecto y el número de ejes de 8.2 ton que se esperan. Las características del tránsito únicamente afectaran la temperatura alta del grado del asfalto.

El grado de performance (PG) de un ligante es por ejemplo PG 64-22. El primer número (64) es normalmente llamado “grado de alta temperatura”. Esto significa que el ligante poseería propiedades

físicas adecuadas al menos hasta los 64 °C (alta temperatura correspondiente al clima en el que el ligante estará en servicio).

El segundo número (-22) es llamado frecuentemente “grado de baja temperatura” y significa que el ligante poseería propiedades físicas adecuadas hasta al menos los -22 °C.

✚ Selección del Agregado Mineral. De acuerdo con las especificaciones Superpave las propiedades del agregado juega un papel importante en la deformación permanente de las mezclas, donde se identifican dos categorías de propiedades de los agregados: propiedades de consenso y propiedades de origen.

Además se desarrollo una nueva forma de especificación de la granulometría del agregado llamada estructura del agregado de diseño. En este método Superpave modifica la carta donde se presenta la granulometría y que ha venido siendo utilizada, en este método se utiliza el exponencial 0.45 para definir una granulometría permitida; las ordenadas de la carta son los porcentajes que pasan un tamiz determinado o un porcentaje de partículas menores a un tamaño dado, las abscisas, en escala aritmética, representan las aberturas de los tamices en mm, elevados a la potencia 0.45.

Es importante destacar de esta carta la granulometría de máxima densidad, la cual representa la graduación para el cual las partículas del agregado se acomodan entre sí conformando el arreglo volumétrico mas compacto posible y que los puntos de control de la especificación se alejan en los mayores tamaños de la granulometría de máxima densidad.

La zona restringida está definida en los reportes SHRP A-407 y A-408 como una zona situada sobre la línea de máxima densidad extendida desde los tamices de tamaño 300µm al 2.36mm a través de los cuales es indeseable que pase la gradación.

Para las gradaciones de tamaño máximo nominal 25 mm y 37.5 mm la zona restringida se extiende hasta el tamiz 4.75 mm.

Las razones para la inclusión de la zona restringida está expuesta en el reporte SHRP A-410, en el cual se dice que tiene dos propósitos:

1. Se limita a la inclusión de grandes cantidades de arena natural que causa quiebres o jorobas en la curva de gradación en el rango de los 600mm; y
2. Las gradaciones que caen sobre la línea de máxima densidad tendrán un inadecuado contenido de vacíos en el agregado mineral (VAM).

“El diseñador de mezclas asfálticas deberá desarrollar gradaciones que pasen por debajo mejor que por encima de la zona restringida. Esto producirá una gradación gruesa y maximiza el desarrollo de una estructura de agregado fuerte.”

Sin embargo algunas controversias importantes se han desarrollado alrededor de las especificaciones de las gradaciones Superpave, en particular la zona restringida, por la simple razón que algunas mezclas de gradación densa que se introducen en la zona restringida, han desarrollado una buena performance, antes que surgiera SHRP, lo cual es antagónico a las razones que sustenta Superpave para explicar la razón de la existencia de la zona restringida. Este aspecto genera un mayor interés para realizar investigaciones tendientes a aclarar lo expuesto anteriormente.

Para la selección de la granulometría, Superpave utiliza normalmente 3 mezclas de prueba con gradaciones diferentes, pero cada una de ellas dentro de los puntos de control y zona restringida para el tamaño máximo nominal correspondiente. A las tres mezclas de prueba se les debe realizar el análisis volumétrico y se debe escoger la que cumpla satisfactoriamente las especificaciones.

- b. *Compactación de las mezclas de prueba.* En el método Superpave el método de compactación es clave para el diseño de la mezcla. El Compactador Giratorio Superpave fue diseñado para compactar muestras a una densidad similar a la que se obtiene en el campo. La mezcla se compacta por medio de la aplicación de una presión vertical y una acción giratoria simultanea. La presión vertical es de 600 Kpa y un ángulo de giro de 1.25°, la muestra es girada a 30 rpm, determinando el número de giros basados en el tráfico para la vía. Los tres parámetros que se evalúan con el compactador giratorio es el $N_{inicial}$, el $N_{diseño}$ y el N_{max} .

Las mezclas de prueba se evalúan mediante la compactación de especímenes y la determinación de las propiedades volumétricas de cada una de ellas. Se compactan 2 especímenes por cada mezcla de prueba, el contenido de ligante asfáltico de prueba se determina para cada mezcla calculando el peso específico efectivo de la mezcla y empleando algunos cálculos que se

muestran en detalle en el capítulo 2; después de seleccionar la estructura de agregado de diseño se compactan especímenes con diferentes contenidos de ligante asfáltico. Las propiedades de la mezcla se evalúan para determinar el contenido de ligante asfáltico óptimo. El contenido de asfalto seleccionado es aquel que permita fabricar mezclas que cumplan con los requerimientos de $\%V_v$, $\%VMA$, $\%VFA$, relación de polvo para los giros de diseño y el $\% G_{mm}$ exigidos para los giros iniciales ($< 89\%$) y máximos ($< 98\%$).

Tabla No 13 Requerimientos Superpave para el VAM

Máximo Tamaño Nominal del Agregado (mm)	Mínimo % de VAM
9.5	15
12.5	14
19	13
25	12
37.5	11

Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas Asfálticas Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 95 – 003

Tabla No 14 Requerimientos Superpave para el VFA

Tránsito, en ESALs	VFA de Diseño, en %
$< 3 \cdot 10^5$	70-80
$< 1 \cdot 10^6$	65-78
$< 3 \cdot 10^6$	65-78
$< 1 \cdot 10^7$	65-75
$< 3 \cdot 10^7$	65-75
$< 1 \cdot 10^8$	65-75
$< 3 \cdot 10^8$	65-75

Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas Asfálticas Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 95 – 003

- c. *Evaluación de la sensibilidad a la humedad.* El paso final en el nivel 1 del proceso de diseño de mezclas es la evaluación de la sensibilidad a la humedad de la mezcla de diseño. Este paso se ejecuta aplicando la norma AASHTO T 283 a la mezcla de agregados de diseño con el contenido de ligante asfáltico de diseño. Se compactan seis especímenes con el 7% de vacíos con aire. Las probetas se separan en dos subgrupos, tres probetas serán el subgrupo de control y las otras tres el subgrupo Acondicionado. El subgrupo de control se deja curar al aire, mientras que el subgrupo

acondicionado se somete a una saturación por vacío, a un ciclo de congelamiento opcional, seguido por 24 horas de deshielo a 60 °C. Todos los especímenes son ensayados para determinar su resistencia a la tracción indirecta.

La sensibilidad a la humedad es el cociente entre la resistencia a tracción del grupo saturado y sometido a inmersión y la resistencia a tracción del grupo de control o curado al aire. El valor mínimo para la relación de resistencias de tracción es de 80%.

1.2. COMPACTACIÓN DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

Los materiales más densos o más compactos pueden soportar mejor cargas más pesadas sin experimentar grandes deformaciones ni consumir importante reserva de la vida en fatiga. Las capas asfálticas deben estar bien compactadas o se deformarán cuando tengan que sostener las pesadas cargas de los ejes de los vehículos con la condición adicional de durabilidad, mezclas bien compactadas son menos permeables y por lo tanto menos susceptibles al envejecimiento.

Es fundamental en el desempeño de una mezcla la actividad de compactación. Si no se alcanzan las recomendaciones de densidad la mezcla resultante tendrá características mecánicas más deficientes a las asumidas en la etapa de diseño y mayor susceptibilidad al envejecimiento. La deficiencia en los procesos de compactación es una de las principales causas de daños prematuros en los pavimentos asfálticos.

Es importante recordar que la compactación es el proceso menos costoso para prolongar la vida útil de una vía. En términos de pesos por tonelada de mezcla o por metro cúbico de suelo, cuesta muy poco aumentar la densidad de las capas de la estructura del pavimento durante el proceso de construcción. Pero se puede ahorrar mucho dinero en costos futuros de mantenimiento o reparación de vías obteniendo la densidad o compactación adecuada.

1.2.1 Compactación en campo de mezclas asfálticas. La compactación prolonga de varias maneras la vida útil de un pavimento asfáltico, aumenta la resistencia a la fatiga, disminuye la permeabilidad de la mezcla, por lo tanto la oxidación del cemento asfáltico y aumenta la estabilidad de la mezcla permitiendo que el pavimento pueda resistir mayor tráfico de vehículos durante un período de tiempo más largo. Es efectiva la compactación cuando los agregados de una mezcla son forzados a vincularse estrechamente entre sí, con el consecuente aumento de la fricción interna de la mezcla.

La compactación reduce los vacíos de un material asfáltico. El exceso de contenido de aire en un pavimento puede causar el deterioro prematuro de la estructura. Los vacíos dejan entrar el aire y agua en la capa, además tenemos que el aire es un oxidante causa del envejecimiento prematuro del pavimento. Toda vez que los cementos asfálticos estén en contacto con el aire durante un tiempo, los elementos más volátiles se evaporan, dejando un pavimento quebradizo y propicio para el desarrollo de fisuras y obstrucciones.

La impermeabilidad es la resistencia que opone un pavimento al paso del aire y del agua. El material bituminoso, cuando se compacta adecuadamente, es lo suficientemente denso para impedir la formación de poros, los que se conectan entre sí por intersticios dentro de la masa del pavimento y los que dejarían entrar el agua que lo penetraría hasta la subbase.

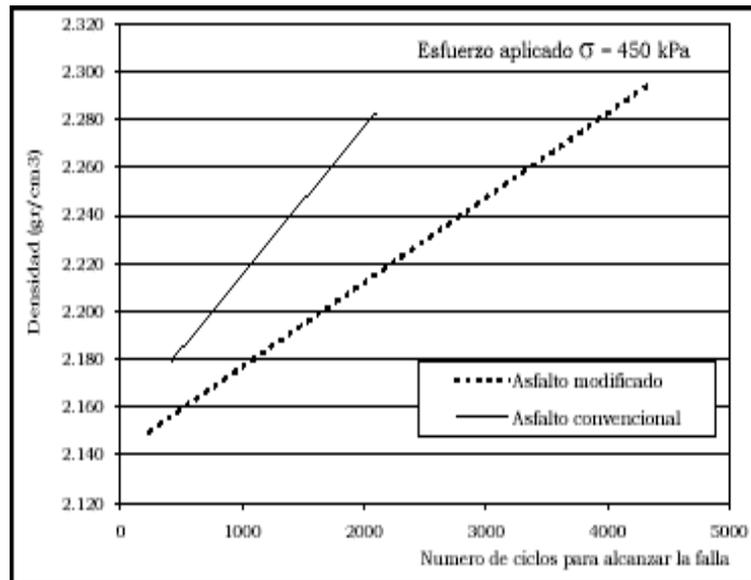
Es importante destacar, el efecto de la compactación en el módulo dinámico. La incidencia del grado de compactación en el valor del módulo dinámico de la mezcla ha sido estudiada y se tiene fórmulas como la encontrada en la universidad del Cauca:

$$\% E_{din} = 7.083 * \% compactación - 608.33$$

$\% E_{din}$ respecto al desarrollado con grado de compactación =100%.

También incide en la resistencia a la fatiga. En la figura 19 podemos observar el comportamiento a fatiga de una mezcla asfáltica con respecto a su densidad, en donde se evidencia que a mayor densidad mejor es su comportamiento a fatiga.

Figura 19. Comportamiento a la fatiga de una mezcla asfáltica a causa de variaciones en su densidad.



Fuente: Guía Metodológico para el diseño de obras de Rehabilitación de Pavimentos asfálticos de Carreteras

Existen numerosos factores que intervienen en la obtención de una buena compactación de una mezcla asfáltica, los cuales se pueden agrupar en las siguientes categorías: fórmula de la mezcla, temperatura de la mezcla, temperatura ambiente y espesor de la capa.

1.2.1.1 Fórmula de la mezcla. Los tipos de mezclas asfálticas se basan en las cantidades relativas de las partículas de agregados gruesos, de agregados finos y de polvo mineral. En la práctica, podemos distinguir de forma general dos tipos de mezclas:

➤ **Mezclas ásperas.** Son mezclas con agregados más grandes, de 19 mm (3/4”) y siguientes. Como presentan menor cantidad de llenante mineral, tienen menor cantidad de cemento asfáltico para actuar como aglomerante. En la práctica, las mezclas ásperas se pueden compactar usando grandes fuerzas de compactación. Esto sucede porque dichas mezclas se colocan por lo general en capas más gruesas y tienen menos tendencia a desplazarse cuando se someten a grandes esfuerzos de compactación. Generalmente, estos tipos de mezcla las pueden manejar los compactadores vibratorios en la gama alta de la amplitud.

➤ **Mezclas blandas.** Son mezclas con agregados más pequeños, de 13 mm (1/2”) o menos, que contienen más cemento asfáltico como aglomerante. Se colocan por lo general en capas delgadas de 50 mm (2”) o menos y en las cuales se requiere menos esfuerzo de compactación, se deben usar compactadores vibratorios en baja amplitud o en la modalidad estática. Por lo regular se recomiendan los compactadores estáticos de ruedas de acero o los compactadores neumáticos.

Es importante tener en cuenta que la condición de los agregados también afecta la compactación. La fricción entre las partículas de los agregados crea estabilidad en una capa compactada. La cantidad de fricción interna entre las partículas se determina principalmente por la forma de los agregados (Ver figura 20). Los agregados redondos (como los materiales de aluvión) son suaves y tienen menos fricción interna, también se deslizan unos sobre otros con bastante facilidad. Por lo tanto, cuando se compacte una mezcla que contenga agregados redondos y lisos, se necesita menos energía de compactación. Una mezcla con agregados ásperos y de lados angulosos (roca triturada) tiene mayor fricción interna. Se necesitan compactadores más grandes y más energía para vencer la resistencia natural de estos materiales.

1.2.1.2 Temperatura de la mezcla. De la única manera que se puede producir compactación es cuando el aglomerante asfáltico es lo suficientemente fluido para actuar como lubricante y es a la vez lo suficientemente fuerte para aguantar un compactador. Una

vez que se enfría, el aglomerante asfáltico actúa como un adhesivo (gana viscosidad) y es inútil ejercer más fuerza de compactación.

Figura 20. Forma de las partículas de agregados



Fuente: Manual de compactación de la casa Caterpillar

La temperatura óptima para la compactación está supeditada a factores como: la densidad del asfalto, consistencia y susceptibilidad térmica. Con la mayoría de las mezclas, la compactación debe empezar con la temperatura más alta posible porque se puede obtener densidad con menos pasadas del compactador que con temperaturas más bajas.

Es importante controlar la temperatura de la mezcla a la hora de la compactación, si está muy caliente, se formará un abultamiento enfrente del tambor. Por lo general se puede aumentar la densidad compactando siempre que la temperatura a 13 mm (1/2") por debajo de la superficie del pavimento no sea menor a 84 °C (185 °F).

También es primordial conocer la temperatura de la capa que se encuentra debajo de la regla emparejadora de la terminadora o finisher para determinar la distancia que se debe mantener entre esta y el compactador. Las capas que se enfrían rápidamente requieren menos tiempo para alcanzar la densidad y debe fijarse una distancia cercana entre la terminadora y el compactador. Puede ser posible que se requiera la utilización de un equipo adicional de compactación para obtener el grado de densidad deseado antes de que la capa se enfríe demasiado.

➤ **Temperatura ambiente.** Si todos los otros factores son iguales, basta un aumento de la temperatura ambiente o del aire para disminuir la rapidez de enfriamiento de las mezclas asfálticas. Este aumento de temperatura le brinda más tiempo a los compactadores para alcanzar los niveles de densidad deseados en la mezcla.

Mientras más fuerte el viento, la mezcla se enfría con mayor rapidez. La velocidad del viento se convierte en factor decisivo cuando se compacta en climas fríos, lo que no sucede en clima caliente. Un viento fuerte puede producir una costra sobre la superficie de la mezcla y crear un “efecto puente” que impediría la penetración uniforme de las fuerzas de compactación a través de la mezcla. Los tambores deben romper esta costra antes de comenzar el proceso de compactación.

Otro factor de enfriamiento es la temperatura de la superficie de la base sobre la cual se coloca el material bituminoso. Las temperaturas de la base son más altas en los días soleados que en los nublados. Una temperatura más alta de la base reduce el índice de enfriamiento de los materiales bituminosos y deja más tiempo para lograr la densidad.

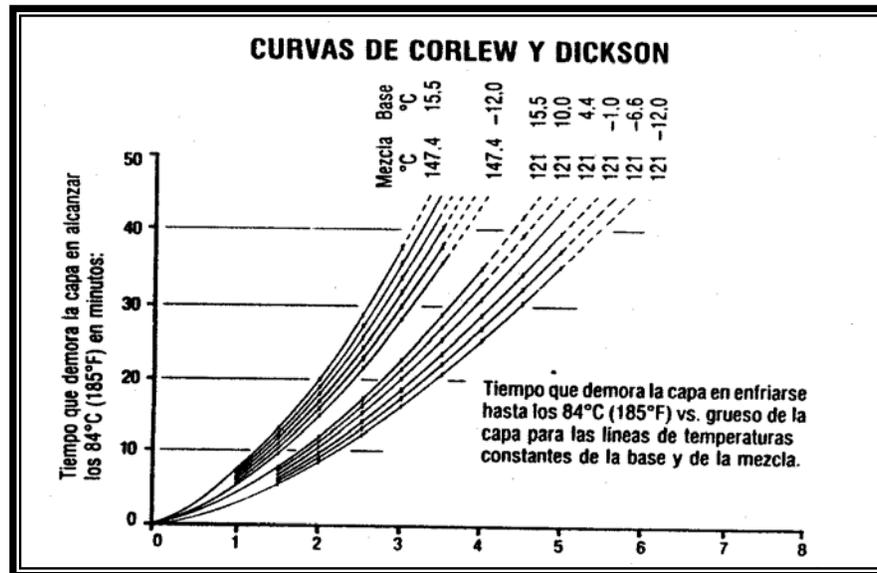
Cuando se presente una condición de enfriamiento rápido se hace necesario compensarla con algunas de las actividades siguientes: aumentar la temperatura de la mezcla, aislar la mezcla para impedir la pérdida de calor durante el transporte, aumentar el espesor de la capa o compactar la mezcla más pronto de lo previsto.

1.2.1.3 Espesor de la capa. Es por lo general más fácil lograr la densidad requerida en capas más gruesas de material suelto de mezcla asfáltica ya que retienen por más tiempo el calor y ofrecen mayor tiempo de compactación. Es complicado obtener en tiempo frío la densidad adecuada de las capas delgadas de menos de 50 mm (2”), debido al enfriamiento rápido de los materiales.

Las curvas de Corlew y Dickson demuestran la pérdida de calor en una capa asfáltica bajo ciertas condiciones predeterminadas (ver Figura 21). Estas presuponen una velocidad del viento constante de 10 nudos (aproximadamente 12 millas por hora) y que la temperatura del aire sea igual que la de la base. Las curvas proporcionan información sobre el tiempo disponible para la compactación hasta que la temperatura de la capa medida entre los 6 y 13 mm (1/4” a 1/2”) de la superficie se enfríe a 84 °C (185 °F).

Para usar las curvas se deben conocer las siguientes variables: el espesor que tendrá la capa ya compactada, la temperatura de la base, del aire y la temperatura de la mezcla tendida inicialmente. Por ejemplo, si una capa que al compactarse tenga 64 mm (2 1/2”) de espesor se va a colocar sobre una superficie con temperatura de 15.5 °C (60 °F) y si la temperatura de la mezcla tendida es de 147.4 °C (300 °F), demorará cerca de 28 minutos en enfriarse hasta los 84 °C (185 °F).

Figura 21. Curvas de Corlew y Dickson



Fuente: Manual de compactación de la casa Caterpillar

1.2.1.4 Equipo de compactación. Hay cuatro tipos básicos de compactadores que se usan para lograr la densidad indicada de los materiales bituminosos y son:

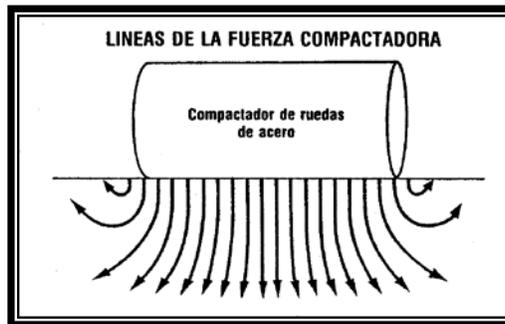
- Compactadores estáticos de ruedas de acero
- Compactadores de neumáticos
- Compactadores vibratorios
- Compactadores combinados

➤ **Compactadores estáticos de ruedas de acero.** Este tipo de compactador inicialmente era el que estaba incluido en la norma para compactar mezclas asfálticas. Sin embargo, las cargas del tránsito han aumentado continuamente en los últimos años, han probado que el compactador de ruedas de acero no puede proveer la densidad adecuada, estas máquinas no tienen la capacidad de compactar bien capas de más de 50 a 75 mm (2” a 3”) de espesor; además, no buscan los puntos bajos debido al efecto “de puente” que ejercen sobre el material.

Actualmente, este tipo de compactadores se emplean principalmente para terminar de compactar las mezclas después que la compactación vibratoria ha logrado la densidad buscada. Su efecto aplanador alisa y elimina las marcas producidas previamente por los tambores. El terminado de compactación con una máquina de ruedas de acero se debe hacer

mientras la capa está todavía lo suficientemente caliente para permitir un ligero movimiento de partículas para borrar las irregularidades.

Figura 22. Compactador de rueda de acero



Fuente: Manual de compactación de la casa Caterpillar

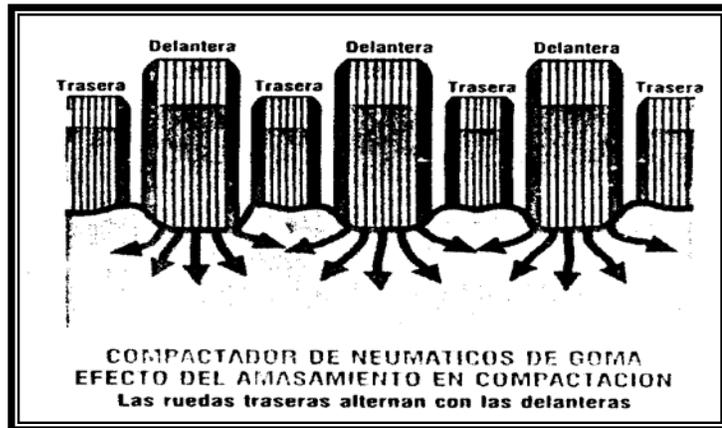
Debajo de un compactador de ruedas de estáticas de acero, las líneas de fuerza tienden a tomar la forma de “U” a medida que encuentran resistencia en la capa de base y la presión confinada de la mezcla. En los lados exteriores del compactador, las líneas de fuerza se mueven otra vez hacia la superficie de la capa, se pueden empujar parte de los materiales hacia arriba y formar un abultamiento cerca del extremo de la rueda compactadora. Si esto ocurre, las pasadas sucesivas deben superponerse de 76 mm a 101 mm (3” a 4”) para lograr un terminado de acabado liso.

Las únicas variables que puede controlar el operador en este tipo de compactadores son la velocidad de compactación y la ubicación del compactador en relación con el pavimento. Es posible cambiar el lastre, lo que no es frecuente y no se debe hacer después que se haya establecido la pauta de compactación en la franja de prueba.

➤ **Compactadores neumáticos.** Se usan en la compactación inicial, en la intermedia y para acondicionar las superficies asfálticas terminadas mediante la acción amasadora de los neumáticos de goma. La máquina para compactación de terminado no aumenta notablemente la densidad sobre el nivel alcanzado por la de ruedas de acero o de compactación vibratoria, pero asegura un marcado aumento en la permeabilidad de la superficie (Ver Figura 23).

Los neumáticos proporcionan una acción amasadora y ejercen diferentes presiones de contacto con el suelo. Estas características ayudan al compactador a manipular las capas que están por debajo y entre las varias ruedas de una manera localizada.

Figura 23 Compactadores Neumáticos de Goma



Fuente: Manual de compactación de la casa Caterpillar

El resultado es un terminado estable y más apretado. Es muy importante la presión de inflado en el rendimiento del compactador de neumáticos de goma (Ver Figura 24), mientras más alta la presión de los neumáticos, es más pequeña el área de contacto con el suelo y es mayor la fuerza de compactación transmitida a la capa. La presión de inflado de los neumáticos se mantiene alta al hacer la compactación inicial o la intermedia.

Figura 24 Efecto de presiones variables de los Neumáticos en la fuerza de Compactación



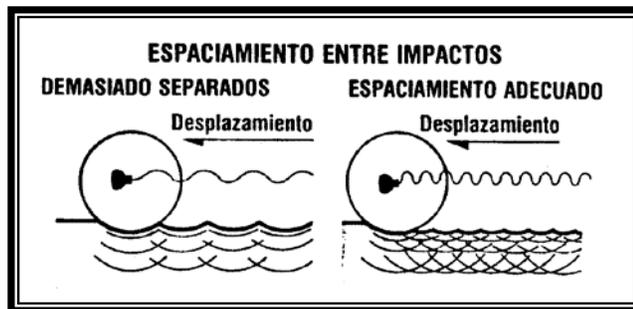
Fuente: Manual de compactación de la casa Caterpillar

Cuando se reduce la presión de inflado de los neumáticos, el fondo de los neumáticos se aplana y se reduce la presión de contacto con el suelo. Por lo tanto, el esfuerzo de compactación es menor, pero la acción amasadora se acentúa. Las presiones más bajas de los neumáticos se usan para la compactación de terminado.

El uso de un sistema de rociado de agua es otro factor importante al compactar con este tipo de maquinaria. Cuando se comienza el proceso de compactación, los neumáticos de goma están fríos y el asfalto se pega a menos que se riegue con agua o con un agente humedecedor. A medida que el compactador trabaja, los neumáticos se calientan y el asfalto no se pega más y el sistema de rociado se puede cerrar. La experiencia y el ensayo guían al operador en el uso de un sistema de rociado.

➤ **Compactadores vibratorios.** Se pueden utilizar en todas las fases de la compactación asfáltica: inicial, intermedia y terminado. Los compactadores vibratorios más modernos tienen amplitud variable. Al compactar la franja de prueba, se debe determinar el ajuste de la amplitud que produce densidad con el menor número de pasadas.

Figura 25. Espaciamiento entre impactos en la compactación



Fuente: Manual de compactación de la casa Caterpillar

➤ **Compactadores de combinación.** Utilizan un tambor vibratorio más tres o cuatro neumáticos ubicados en la parte delantera o trasera de la máquina. Al combinarlos, se intenta aunar las técnicas de compactación de los compactadores de tambores vibratorios y los de neumáticos de goma. El uso de compactadores combinados reduce las necesidades de equipo en los trabajos con especificaciones de métodos en que se detallan tanto los compactadores vibratorios como de neumáticos, o donde no exista un control riguroso de especificaciones. Sin embargo, parece que una sola máquina sencilla "combinada" no es tan eficaz como dos compactadores separados.

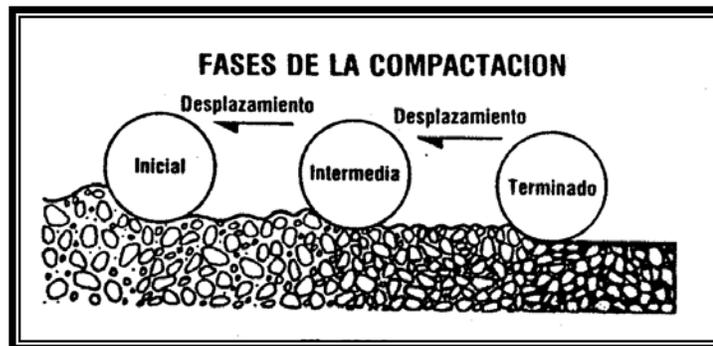
1.2.1.5 Categorías de compactación.

❖ **Compactación inicial.** Este es el primer paso en el proceso de compactación y debe producir la mayor parte de la densidad especificada para la capa. Se ejecuta usualmente con compactadores vibratorios. Esta etapa se debe iniciar a la temperatura más alta posible. Según la fórmula de trabajo de la mezcla y el ancho de la franja, la temperatura puede ser hasta 150 °C (300 °F).

❖ **Compactación intermedia.** Generalmente se usa el mismo equipo utilizado en la etapa inicial. En este caso, los compactadores vibratorios pueden tener un ajuste de amplitud más bajo que el elegido para la pasada inicial. Esta fase intermedia es el paso final para alcanzar la densidad especificada y el paso inicial en el terminado de la superficie.

❖ **Compactación de terminado.** En esta fase se mejora el terminado de la superficie y se debe hacer mientras la mezcla esté todavía lo suficientemente caliente para permitir la remoción de las marcas que dejan los tambores. Anteriormente los compactadores de rueda de acero y los neumáticos eran el equipo preferido para esta fase. Hoy, también se usan compactadores vibratorios operados en la modalidad estática

Figura 26. Fases de la compactación



Fuente: Manual de compactación de la casa Caterpillar

1.2.1.6 Compactación de Laboratorio

❖ **Compactación estática.** Este procedimiento involucra la colocación de mezcla asfáltica en un molde de forma y tamaño deseado y comprimida bajo la aplicación gradual de una carga estática. Para garantizar la homogeneidad, generalmente la mezcla es "chuzada" antes de la compactación y el molde es hecho "libremente flotante" para utilizar

un sistema de doble émbolo. El método de ensayo ASTM D-1074 define este procedimiento de ensayo.

La ventaja primaria de este método, comparado con los métodos de compactación por amasado, giratorio y de rueda (Rolling Wheel), es su simplicidad. La mayor desventaja es que la orientación de las partículas de los agregados es diferente a aquella obtenida en el campo y por ello, las condiciones in situ no son muy bien simuladas.

✦ **Compactación por impacto.** En esta metodología, la mezcla es compactada en un molde por aplicaciones repetidas de carga por impacto, usando un martillo de peso especificado y una caída libre a una altura determinada. El número de golpes es seleccionado para reproducir las densidades in situ alcanzadas bajo compactación de rodillo y tráfico. El método Marshall (ASTM D-1559-82) emplea este procedimiento.

La ventaja de la compactación por impacto es que la energía alta puede ser aplicada de formas simple y a un bajo costo, la unidad de operación de mano es portable, así; es conveniente para fabricar probetas tanto en el campo como en el laboratorio.

La desventaja principal es que la transferencia de esa energía alta por impacto puede causar una ruptura entre la película de asfalto y las partículas de agregado, haciendo que ocurra un cambio en las propiedades estructurales (por ejemplo: la resistencia a la deformación permanente) diferente a las de las mezclas compactadas in situ y/o excesiva fisuración y degradación del agregado. También, es incierto que el procedimiento de impacto pueda ser usado para fabricar probetas cuyos similares en el pavimento asfáltico en campo después de esto han sido sometidas a efectos de compactación por tráfico de llantas en un período de años (ARE, 1986). Otra desventaja potencial es la dificultad en la preparación de probetas uniformes y homogéneas de tamaños y formas que no sean cilindros pequeños. No existen datos o información sobre este punto.

✦ **Compactación por amasado.** El compactador por amasado fue desarrollado conjuntamente por la División de Carreteras de California (California Division Of Highways) y la Universidad de California, Berkeley, bajo el auspicio del Instituto Triaxial.

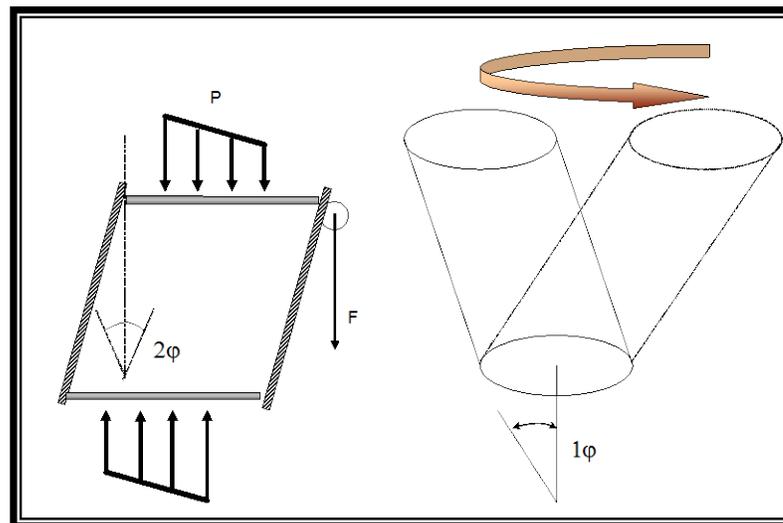
La compactación es alcanzada por cargas repetidas a través de un pisón, considerablemente más pequeño que la probeta que está siendo compactada. Durante cada aplicación del pisón, la carga es gradualmente incrementada, mantenida en un intervalo corto de tiempo y luego liberada. Cada carga siguiente es aplicada a una porción "nueva" de la superficie expuesta. Este patrón de cargas induce deformaciones y orientación de las partículas similar a aquellas que se presentan in situ. La compactación por amasado es empleada en la

preparación de probetas (vigas) para ensayos a la fatiga (ASTM D-3202) y en especímenes para ensayos con el estabilómetro (CALTRANS 366).

Existe una variedad de compactadores por amasado en tamaño, desde unidades de operación pequeñas a través de modelos hidráulicos portables hasta los modelos mecánicos-hidráulicos con capacidad de compactar probetas (vigas) arriba de 30 in x in en longitud también como probetas cilíndricas con diámetros superiores a 6 in y alturas de 12 in. Algunos estudios de correlación que han sido realizados indican que las probetas fabricadas en el laboratorio tienen las propiedades físicas y mecánicas equivalentes a los núcleos de campo (ARE Inc; 1986).

◆ **Compactación giratoria.** El concreto asfáltico es compactado como probeta cilíndrica por un movimiento de giro de un molde de compactación mientras la presión es mantenida en cada cara de la probeta por medio de unas placas de acero con caras paralelas (ver figura 27).

Figura 27. Esquema de la compactación giratoria



Fuente: Manual de compactación de la casa Caterpillar

La principal desventaja del compactador giratorio es la imposibilidad de fabricar probetas de ensayo de formas distintas a la cilíndrica. El estudio NCHRP/AAMAS (Von Quintus y otros; 1988) concluyó que la compactación giratoria produce probetas representativas de los materiales compactados in situ. Esta conclusión está basada en una comparación de varias rigideces y deformaciones medidos en núcleos tomados inmediatamente después de

la construcción con los mismos parámetros obtenidos en probetas preparadas en el laboratorio con los mismos pesos unitarios de los núcleos obtenidos en campo.

De acuerdo al análisis AAMAS, los compactadores por amasado y el rolling wheel simularon adecuadamente la compactación de campo. La clasificación específica de los equipos de compactación en términos de sus habilidades para simular las propiedades ingenieriles de los núcleos de campo es como sigue:

- a) Compactador giratorio de corte.
- b) Compactador por amasado de California y el simulador de la rueda móvil de acero.
- c) Compactador por amasado / vibratorio de Arizona.
- d) Martillo Marshall.

Compactador Rolling Whell (rueda rodante): este tipo de compactador puede simular muy bien las condiciones de compactación de campo (Von Quintus et al; 1988; Bonnot, 1986; y Van Dijk, 1975). La principal ventaja de esta técnica es que la orientación de las partículas de agregado y la de la mezcla pueden ser muy cercanas a las que corresponden en el campo. Esto puede ser llevado a cabo compactando la mezcla en un área grande usando un rodillo que puede dar presiones de compactación similares a las que ocurren en el campo y luego extraer los núcleos requeridos. La desventaja del método es que el procedimiento requiere un equipo especializado.

De forma alternativa, otros métodos de compactación a pequeña escala usan un cilindro metálico (Brown y Cooper, 1984; Von Quintus et al, 1988) o llanta neumática (Bonnot, 1986). Como ejemplo, se tiene el procedimiento desarrollado por el Laboratorio Central de Puentes y Carreteras (LCPC) de Francia, el cual utiliza una pequeña rueda de camión para compactar una muestra en forma de losa, de 50 x 18 cm y un espesor de 10 cm.

- *Compactación giratoria Superpave*. Por tratarse de la compactación utilizada en este estudio, se hace una exposición mas detallada de este procedimiento. En la selección de un método de compactación de laboratorio, los investigadores de SHRP se plantearon varias metas. La más importante fue diseñar un equipo que pudiera compactar en forma realista los especímenes de mezcla a la densidad alcanzada bajo las condiciones de clima y carga del pavimento. Se necesitaba un dispositivo capaz de compactar mezclas con grandes agregados; además, se deseaba que brindara una medida de la compactabilidad de modo de poder identificar el comportamiento de una potencial mezcla blanda y otros similares problemas de compactación. Debido a lo anterior, un nuevo compactador fue desarrollado: el Compactador Giratorio Superpave (SGC).

La base de este compactador fue el compactador giratorio de Texas modificado para aplicar los principios de compactación del compactador francés. El dispositivo de Texas cumplió los objetivos de densificación realista de los especímenes y era razonablemente portable. Los moldes de 6" de diámetro (finalmente de 150 mm en el SGC) pudieron acomodar mezclas con agregados de un tamaño máximo de hasta 50 mm (37.5 nominal). Los investigadores SHRP modificaron el dispositivo de Texas reduciendo el ángulo y la velocidad de giro y adicionando un registro en tiempo real de la altura.

- Equipo de ensayo. El SGC es un dispositivo mecánico que comprende los siguientes sistemas componentes:
 - Un pórtico de reacción, una base rotatoria y un motor.
 - Un sistema de carga, un pistón de carga y un medidor de presión.
 - Un sistema de medida y registro de la altura.
 - Un molde y plato de base.

La figura 28 nos muestra el compactador giratorio que posee la Universidad del Cauca.

Figura 28. Compactador giratorio



Fuente: Página de internet <http://www.troxlerlabs.com/4140bspan.pdf>

El pórtico de reacción provee una estructura no flexible contra la cual el pistón de carga empuja cuando se compactan los especímenes. La base del SGC rota y está fijada al pórtico de carga; soporta al molde durante la compactación. Cojinetes reactivos son usados para posicionar el molde a un ángulo de 1.25° (ángulo de compactación del SGC). El motor eléctrico acciona la base rotatoria a una velocidad constante de 30 revoluciones por minuto.

Un sistema mecánico o hidráulico aplica cargas al pistón de carga, el cual somete al espécimen a una presión de compactación de 600 kpa. El diámetro del pistón de carga coincide nominalmente con el diámetro interno del molde (de 150 mm). Un medidor de presión con una señal digital mide la presión durante la compactación. A medida que el espécimen se densifica durante la compactación, el medidor de presión indica al sistema de carga que debe ajustar la posición del pistón de carga de modo que la presión de compactación sea constante durante todo el proceso.

La medición de la altura del espécimen es una importante función del SGC. Conociendo el peso del material contenido en el molde, el diámetro del molde y la altura del espécimen puede estimarse la gravedad específica del espécimen en todo momento durante el proceso de compactación. La gravedad específica del espécimen es calculada dividiendo el peso por el volumen del mismo. El volumen del espécimen se calcula como el volumen de un cilindro de superficie lateral lisa con un diámetro de 150 mm y la altura medida. El registro de la altura se efectúa continuamente, midiendo la posición del pistón antes y durante el ensayo. El cambio vertical en la posición del pistón acompaña al cambio de altura en el espécimen. La señal de altura del espécimen es procesada a través de una conexión de puerto serial vinculada a una computadora personal, una impresora u otro dispositivo que registre la medición de la altura (e indirectamente la densidad) durante el proceso de compactación.

El SGC usa un molde con un diámetro interno de 150 mm y una altura nominal de 250 mm. Un plato de base se ajusta en el fondo del molde para lograr el confinamiento durante la compactación.

- *Preparación del espécimen.* Para la compactación de los especímenes se requiere mezclar y compactar los materiales bajo condiciones de equiviscosidad correspondientes a 0.170 Pa.s y 0.280 Pa.s, respectivamente.

El mezclado se efectúa mediante una mezcladora mecánica. Tras el mezclado, el material es sometido a 4 horas de envejecimiento a corto plazo en un horno de corriente forzada, manteniendo una temperatura de 135°C . Durante el envejecimiento a corto plazo, la mezcla suelta debe desparramarse en un espesor tal

que resulte de 21 a 22 Kg por metro cúbico y debe ser revuelto cada hora para asegurar un envejecimiento uniforme. Los moldes de compactación y los platos de base también deben colocarse en el horno a 135 °C por lo menos entre 30 y 45 minutos antes de su uso.

Si sólo se hace la determinación volumétrica, con aproximadamente 4500 g de agregado se podrá elaborar un espécimen de 150 mm de diámetro por aproximadamente 115 mm de altura. En este caso, el espécimen se ensaya sin cortar.

Alternativamente, para ensayos de performance se emplean aproximadamente 5500 g de agregado, elaborando un espécimen de 150 mm de diámetro y 135 mm de altura. En este caso, los especímenes serán cortados a 50 mm de altura antes de someterse a los ensayos de SST o IDT.

Por lo menos una muestra suelta deberá reservarse para obtener la gravedad específica teórica máxima usando la norma AASHTO T 209. Para ejecutar la norma AASHTO T 283, los especímenes son elaborados con una altura de 95 mm, lo cual requiere aproximadamente 3500 gramos de agregado.

- Visión global del procedimiento. Tras el envejecimiento a corto plazo, la mezcla suelta está lista para ser compactada. La presión vertical deberá ser de 600 kPa (+- 18 kPa). Con el contador fijamos el número de giros. Tres niveles de giro son de interés:
 - El número de giros de diseño ($N_{diseño}$)
 - El número inicial de giros ($N_{inicial}$)
 - El número máximo de giros ($N_{máximo}$).

Los especímenes de ensayo son compactados usando el $N_{máximo}$ de giros. Las relaciones entre el $N_{diseño}$, el $N_{máximo}$ y el $N_{inicial}$ son:

$$\text{Log}_{10} N_{máximo} = 1.10 * \text{Log}_{10} N_{diseño} \quad \text{Ecuación 16}$$

$$\text{Log}_{10} N_{inicial} = 0.45 * \text{Log}_{10} N_{diseño} \quad \text{Ecuación 17}$$

El número de giros de diseño ($N_{diseño}$) tiene un rango de 68 a 172 y es función del clima en el cual la mezcla se extenderá y el nivel de tránsito. La temperatura promedio del aire para diseño es provista por el software del Superpave y representa

el promedio de los 7 días sucesivos de máxima temperatura del aire para las condiciones de proyecto. El rango de valores para $N_{diseño}$, $N_{máximo}$ y $N_{inicial}$ se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 15. Esfuerzos del compactador giratorio Superpave

ESALs de diseño (en millones)	Promedio de la máxima temperatura del aire para el proyecto											
	< 39 °C			39 – 40 °C			41 – 42 °C			43 – 44 °C		
	N_{ini}	N_{dis}	N_{max}	N_{ini}	N_{dis}	N_{max}	N_{ini}	N_{dis}	N_{max}	N_{ini}	N_{dis}	N_{max}
< 0.3	7	68	104	7	74	114	7	78	121	7	82	127
0.3 – 1	7	76	117	7	83	129	7	88	138	8	93	146
1 – 3	7	86	134	8	95	150	8	100	158	8	105	167
3 – 10	8	96	152	8	106	169	8	113	181	9	119	192
10 – 30	8	109	174	9	121	195	9	128	208	9	135	220
30 – 100	9	126	204	9	139	228	9	146	240	10	153	253
> 100	9	142	233	10	158	262	10	165	275	10	172	288

Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas Asfálticas Superpave – Publicación No. FHWA – SA – 95 – 003

El compactador se detiene automáticamente al alcanzarse el $N_{máximo}$. Luego de que la presión y el ángulo vuelven a cero, el molde conteniendo el espécimen compactado es extraído. Después de un adecuado período de enfriamiento, el espécimen es desmoldado.

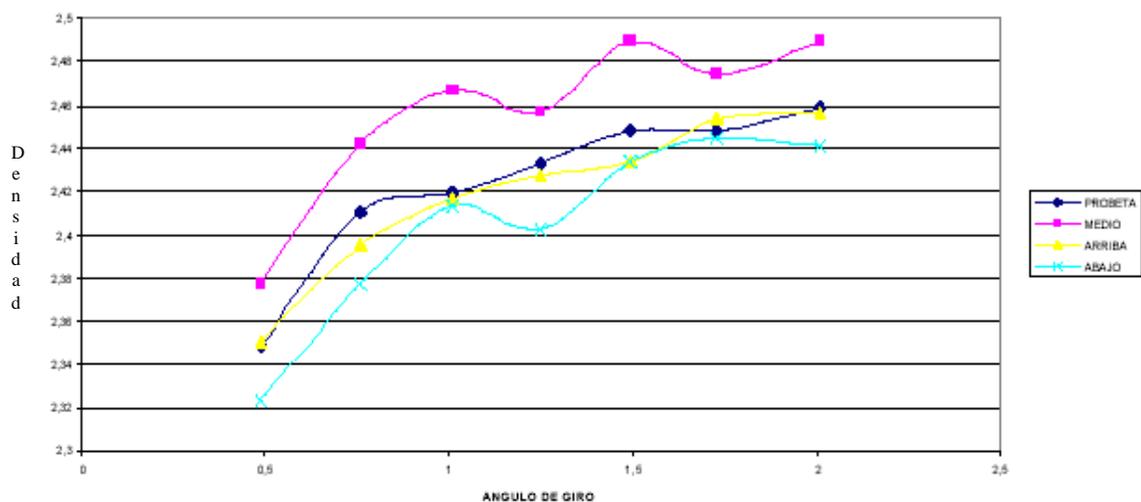
El N_{ini} , N_{dis} y el N_{max} , son los giros requeridos para producir la densidad en la mezcla que es equivalente a la densidad esperada en el campo. En el proceso de diseño de la mezcla se selecciona un contenido de asfalto, a fin de proveer un 4% de vacíos de aire cuando la mezcla es compactada a N_{dis} . $N_{inicial}$ es una medida de compactabilidad de la muestra. Las mezclas que se compactan rápidamente se cree que serán blandas durante la construcción y podrían ser inestables cuando son sometidas al tránsito. Las mezclas que contienen 4% de vacíos de aire en $N_{diseño}$ deberían tener al menos 11% (o un máximo de 89% del máximo de la densidad (G_{mm})) en $N_{inicial}$. N_{max} es el número de giros requeridos para producir en el laboratorio una densidad que desde ningún punto de vista debería ser excedida en el campo.

- Uniformidad de la compactación giratoria. De acuerdo con el trabajo de grado realizado por los Ingenieros Carlos Augusto Ordoñez y Juan Carlos García en la Universidad del Cauca, y dirigido por el ingeniero Eugenio Chavarro, se encontró que

la densidad de la probeta al ser compactada en forma giratoria no presenta uniformidad (ver figura 29). Para ello, en el desarrollo de la investigación, las probetas se dividieron en tres partes iguales arrojando las siguientes observaciones:

- El tercio medio es el que presenta mayor densificación, seguido de la parte superior y finalmente la parte inferior.
- La densidad general de la probeta se acerca más en su tendencia a la densidad hallada en el tercio superior de la misma; además, es menor a la obtenida en el tercio central.
- La conclusión final del informe nos dice que “la explicación para que el tercio central se densifique más es debido a la distribución de esfuerzos como función de la profundidad, ya que al centro llegan esfuerzos de la presión ejercida arriba y la presión ejercida abajo”.

Figura 29. Variación de las densidades de los tercios en cada ángulo de giro



Fuente: Memorias simposio de pavimentos 2003, Universidad del Cauca. Trabajo de grado de los Ingenieros Carlos Augusto Ordoñez y Juan Carlos García

1.3 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE MEZCLAS ASFÁLTICAS

Los métodos racionales de diseño de pavimentos parten de una modelación de su estructura, la cual queda definida por el conocimiento de sus espesores y de las características elástico dinámicas de cada una de las capas componentes de la estructura.

La caracterización de los materiales se efectúa mediante la determinación del módulo dinámico, la relación de Poisson y la ley de fatiga. El comportamiento dinámico se estudia sobre probetas confeccionadas en laboratorio o extraídas de capas existentes de la estructura. Podemos considerar dentro de estos materiales: mezclas asfálticas, suelos finos y granulares, materiales estabilizados, etc.

En una estructura de pavimento diseñada para ciertas condiciones de carga, necesitamos conocer los valores de las sollicitaciones críticas que controlan las fallas asociadas a la fisuración por fatiga o a deformaciones permanentes, para lo cual además de los espesores determinados es indispensable conocer los valores de los módulos o relaciones esfuerzo-deformación de los materiales constituyentes de las diferentes capas que conforman la estructura.

La mecánica de los pavimentos permite el cálculo de esfuerzos y deformaciones en puntos importantes de la estructura que están íntimamente ligados con los fenómenos que originan las fallas comunes de los pavimentos flexibles, como lo son la fisuración y el ahuellamiento. Estos valores obtenidos deben compararse con las sollicitaciones admisibles que se obtienen de las llamadas leyes de fatiga o leyes de comportamiento en suelos y materiales granulares.

La aplicación de la caracterización de materiales comprende:

- La correcta predicción del comportamiento en servicio de los materiales constituyentes de las diferentes capas.
- La definición de los parámetros de entrada en los métodos modernos de diseño de pavimentos y análisis de estructuras por computación.

Los pasos involucrados en el análisis a una mezcla asfáltica compactada y los métodos de ensayos de la BS (British Standard), AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) o ASTM (American Society for Testing and Materials) usados en cada paso son los siguientes:

1.3.1 Evaluación física y Evaluación Volumétrica de la mezcla asfáltica

- Medir las gravedades específicas bulk del agregado grueso (AASHTO T 85 o ASTM C 127) y el agregado fino (AASHTO T 84 o ASTM C 128); también BS 812, Pt. 2:1995).
- Medir la gravedad específica del asfalto (AASHTO T 228 o ASTM D 70) y del mineral llenante (Filler) (AASHTO T 100 o ASTM D 854 o BS 812, Pt. 2: 1995).
- Calcular la gravedad específica bulk de la combinación de agregados en la mezcla de pavimento.
- Medir la máxima gravedad específica de la mezcla suelta (ASTM D 2041, BS DD 228:1996).
- Medir la gravedad específica bulk de la mezcla compactada (ASTM D 1188 o ASTM D 2726 o BS 598, Pt.104:1989).
- Calcular la gravedad específica efectiva del agregado.
- Calcular la máxima gravedad específica de la mezcla a otros contenidos de asfalto.
- Calcular la absorción de asfalto de los agregados.
- Calcular el contenido de asfalto efectivo de la mezcla.
- Calcular el porcentaje de vacíos en el agregado mineral en la mezcla compactada.
- Calcular el porcentaje de vacíos de aire en la mezcla compactada.
- Calcular el porcentaje de vacíos de aire llenos con asfalto.

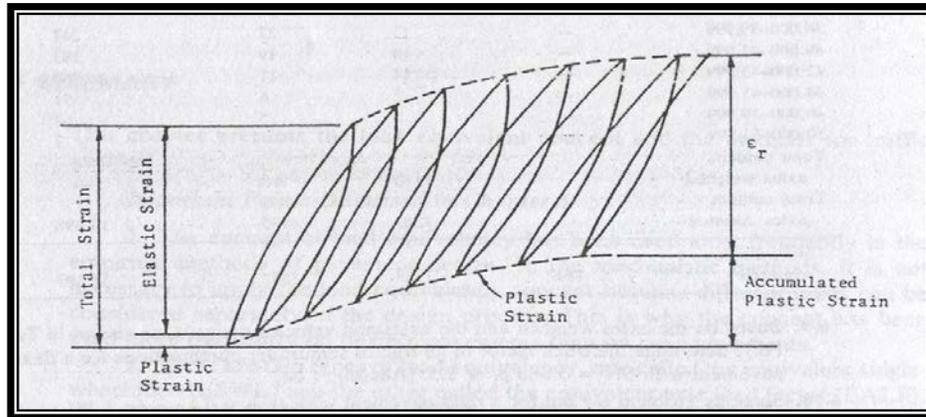
1.3.2 Evaluación mecánica

1.3.2.1 Modulo resiliente. El módulo resiliente es el módulo elástico bajo sollicitación dinámica a ser usado con la teoría elástica. Es bien conocido que la mayoría de materiales para pavimentos no son elásticos y la experiencia muestra que existe alguna deformación permanente después de cada aplicación de carga. Sin embargo, si la carga es pequeña comparada con la resistencia del material y es repetida muchas veces, la deformación bajo

cada repetición de carga es casi completamente recuperable y proporcional a la carga y puede ser considerada como elástica.

La figura 30 muestra la deformación de un espécimen bajo un ensayo de carga repetida. En el estado inicial de aplicaciones de carga existe una deformación permanente considerable, indicada como la deformación plástica. Como el número de repeticiones incrementa, la deformación plástica debido a cada repetición de carga disminuye.

Figura 30. Deformaciones bajo cargas repetidas



Fuente: Diseño y análisis de pavimentos (Huang, Yang H)

El módulo elástico basado en la deformación recuperable bajo cargas repetidas es llamado Módulo Resiliente (M_R), definido como:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde:

σ_d : Esfuerzo desviador, siendo el esfuerzo axial en exceso de la presión confinada en un ensayo de compresión triaxial.

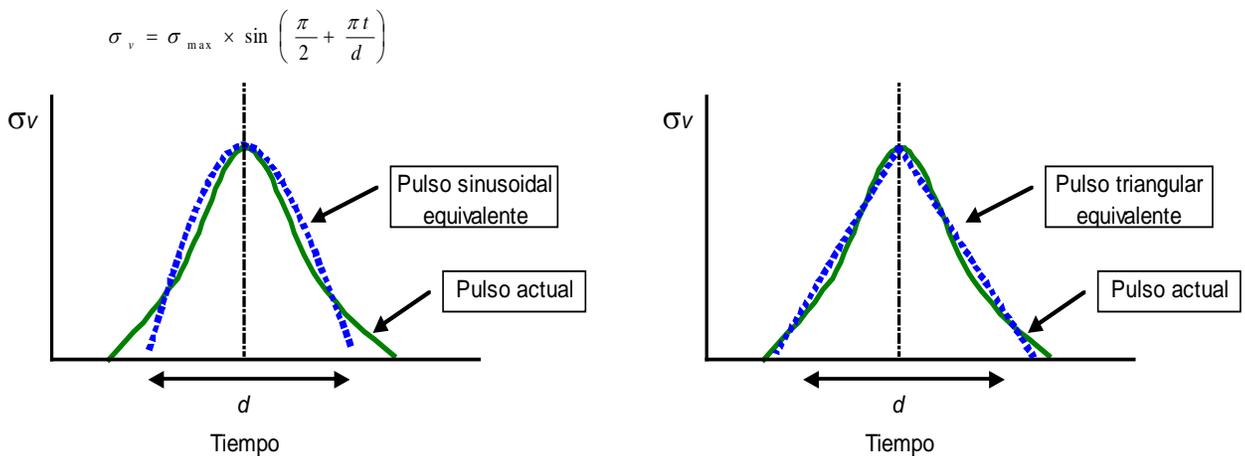
ϵ_r : Deformación elástica.

Debido a que la carga aplicada es usualmente pequeña, el ensayo de módulo resiliente es un ensayo no destructivo y la misma muestra puede ser usada para muchos ensayos bajo diferentes cargas y condiciones ambientales. La forma de carga aplicada y su incidencia son aspectos ampliamente estudiados.

Forma de la onda de carga. El tipo y duración de la carga usada en el ensayo de carga repetida debería simular lo que actualmente está ocurriendo en el campo. Cuando una carga de rueda está a una distancia considerable de un punto dado en el pavimento, el esfuerzo en ese punto es cero. Cuando la carga está directamente sobre el punto dado, el esfuerzo en ese punto es máximo. Es por consiguiente razonable asumir el pulso de esfuerzo como una carga sinusoidal o triangular, la duración de la cual depende de la velocidad del vehículo y la profundidad del punto bajo la superficie del pavimento.

Barksdale (1971) investigó los pulsos de esfuerzo vertical en diferentes puntos de los pavimentos flexibles. El pulso de esfuerzo puede ser aproximado por una función sinusoidal o triangular, como lo muestra la figura 31. Después de considerar los efectos inercial y viscosos basados en los pulsos de esfuerzo vertical medidos en el ensayo vial AASTHO, el tiempo del pulso puede ser relacionado con la velocidad del vehículo y profundidad, como se muestra en la figura 32.

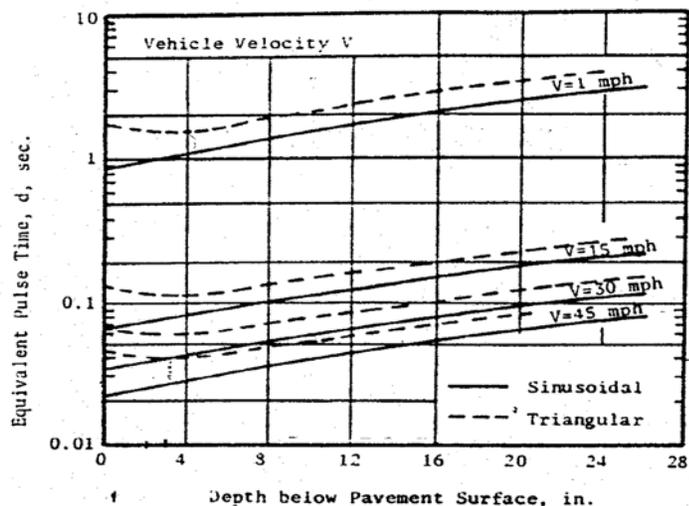
Figura 31. Pulso sinusoidal y triangular equivalentes



Fuente: Diseño y análisis de pavimentos (Huang, Yang H)

Brown (1973) obtuvo un tiempo de carga para una capa asfáltica como una función de la velocidad del vehículo y espesor de la capa. El tiempo de carga está basado en el tiempo de pulso promedio para esfuerzos en la dirección vertical y horizontal a varias profundidades en la capa asfáltica. Para los mismos espesores de capa, sus tiempos de carga son ligeramente tan pequeños como los obtenidos por Barksdale.

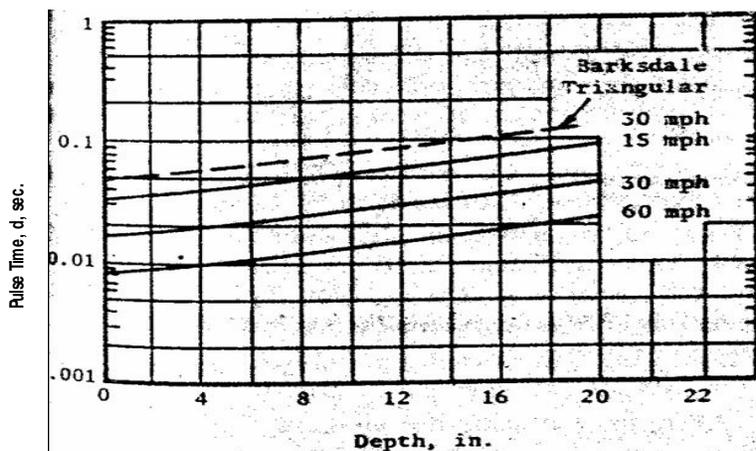
Figura 32. Tiempo del pulso del esfuerzo vertical bajo una carga sinusoidal o triangular



Fuente: Diseño y análisis de pavimentos (Huang, Yang H)

McLean (1974) determinó el tiempo de carga para un pulso vertical equivalente a una onda cuadrada como lo muestra la figura 33, en la cual los resultados de Barksdale para una carga triangular de 30 mph (48 Km/h) está superpuesta para comparación. Se puede ver que el tiempo de pulso basado en la onda triangular, lo cual es esperado.

Figura 33. Tiempo del pulso bajo una onda de forma cuadrada



Fuente: Diseño y análisis de pavimentos (Huang, Yang H)

Se puede ver que el tiempo del pulso basado en la carga de onda cuadrada de McLean es aproximadamente la mitad del tiempo obtenido en la carga de onda de Barksdale

(sinusoidal). Nótese que un tiempo de pulso sinusoidal de 0.028 sg a 0.064 sg para una velocidad de vehículo de 40 mph (64 Km/h) es mucho más pequeño que 0.1 sg basado en la ecuación:

$$L_{(t)} = q * Sen^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\pi^4}{d}\right) \quad \text{Ecuación 19}$$

Donde:

d : duración de la carga

Los tiempos de pulso sinusoidales indicados en la tabla 16 están basados en:

$$L_{(t)} = q * Sen\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\pi^4}{d}\right) \quad \text{Ecuación 20}$$

Como lo muestra la figura 31.

Tabla 16. Tiempos del pulso del esfuerzo vertical a varias profundidades

Tiempos del pulso del esfuerzo vertical para materiales a varias profundidades			
Material	Superficie bituminosa	Base granular	Subbase granular
Profundidad (in)	3	10	20
Onda sinusoidal	0.028 s	0.041 s	0.064 s
Onda cuadrada	0.014 s	0.020 s	0.031 s

Fuente: Diseño y análisis de pavimentos (Huang, Yang H)

El uso de $L_{(t)} = q * Sen^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\pi^4}{d}\right)$ en KENLAYER da como resultado una curva inversa con un tiempo de pulso más largo, lo cual se comprueba más cercanamente con el pulso de esfuerzo actual en pavimentos.

Cuando la teoría elástica es empleada para analizar pavimentos, la duración de carga para determinar el módulo resiliente bajo cargas repetidas puede ser seleccionada usando las figuras 32y 33 como guía, dependiendo si la carga es de onda sinusoidal o cuadrada.

En vista que la velocidad del vehículo varía en gran proporción y la profundidad del material podría no ser conocida durante la etapa de diseño, es recomendado que una carga sinusoidal con una duración de 0.1 sg y un período de reposo de 0.9 sg sea usado.

La duración de carga tiene un efecto muy pequeño en el módulo resiliente de materiales granulares, algún efecto en los suelos finos dependiendo del contenido de humedad y un efecto considerable en materiales asfálticos. El efecto del período de reposo no es conocido, pero se presume insignificante su incidencia en el valor del módulo resiliente.

1.3.2.2 Módulos dinámicos de mezclas asfálticas. El módulo dinámico establece una relación funcional que vincula las tensiones aplicadas y las deformaciones resultantes para cada condición particular de temperatura y tiempo o frecuencia de aplicación de las cargas.

$$E_{din}(t, T) = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde:

- σ : tensión aplicada.
- ε : deformación resultante.
- t, T : tiempo y temperatura de aplicación de la carga

Se llama módulo dinámico o módulo de rigidez y es función de los siguientes parámetros:

- Características y concentración volumétrica de los áridos y del ligante.
- Grado de densificación adoptado en el proyecto.
- Temperatura de la capa asfáltica.
- Acción de las cargas del tránsito en cuanto a intensidad, frecuencia y velocidad media de circulación.

La utilización del módulo de rigidez está asociada al diseño, análisis y evaluación de los pavimentos flexibles mediante la aplicación de la teoría elástica multicapa. Permite evaluar el comportamiento de las mezclas asfálticas tanto en el régimen elástico (bajas temperaturas y cortos tiempos de aplicación de carga), como en el régimen viscoelástico (alta temperatura y largos tiempos de aplicación de las cargas).

- **Módulo dinámico complejo.** La diferencia entre el ensayo de módulo resiliente y el módulo complejo para mezclas asfálticas es que en el ensayo de módulo dinámico complejo las primeras cargas usadas son de cualquier forma de onda con un período de reposo dado, mientras las últimas aplicadas son cargas sinusoidales o semisinusoidales, sin período de reposo. El módulo complejo es uno de los muchos métodos para describir la relación esfuerzo-deformación de materiales visco-elásticos. El módulo es una cantidad

compleja, en la cual la parte real representa la rigidez elástica y la imaginaria caracteriza la humedad interna de los materiales. El valor absoluto del módulo complejo es comúnmente referido como el módulo dinámico.

El ensayo de módulo complejo es usualmente llevado a cabo en especímenes cilíndricos sometidos a una carga de compresión semisinusoidal (Papazian 1962). El mismo equipo utilizado para el módulo resiliente puede ser usado para el ensayo de módulo complejo.

El ensayo de módulo dinámico es especificado por ASTM (1989b) en “D 3497 – 79 – Método de ensayo estándar para módulo dinámico de mezclas asfálticas”. En el método ASTM, un esfuerzo compresivo semisinusoidal es aplicado al espécimen por un mínimo de 30 s y no excede los 45 s a temperaturas de 41, 77 y 104 °F (5, 25 y 40 °C) y unas frecuencias de carga de 1, 4 y 16 Hz para cada temperatura. Las deformaciones axiales son medidas por dos cables de medición de deformaciones en la mitad del espécimen, uno opuesto al otro. La relación entre el esfuerzo axial y la deformación axial recuperable es el módulo dinámico.

Muchos de los ensayos de módulos complejos son hechos para aplicar una carga de compresión semisinusoidal al espécimen. Si el espécimen es verdaderamente visco-elástico, cualquier otro modo de ensayo debería producir los mismos resultados.

Kallas (1970) investigó el módulo complejo de HMA bajo una carga de tensión semisinusoidal y una carga de tensión-compresión de máximo seno. El módulo dinámico y el ángulo de fase en tensión y tensión-compresión fueron comparados con los de compresión. Las siguientes conclusiones fueron hechas para HMA de gradación densa con contenidos de asfalto y vacíos de aire dentro de los rangos normales:

- ✚ Las diferencias en módulo dinámico son generalmente insignificantes o relativamente pequeñas entre los ensayos de tensión, tensión-compresión y compresión para rangos de temperatura de 40 a 70 °F (4 a 21 °C) y frecuencias de carga de 1 a 16 Hz.
- ✚ Diferencias en módulo dinámico son significativas entre los ensayos de tensión o tensión-compresión y el ensayo de compresión a una frecuencia de un (1) Hz y rango de temperatura desde 70 a 100 °F (21 a 38 °C). Bajo esas condiciones, el módulo dinámico a tensión o tensión-compresión en promedio es aproximadamente la mitad o las 2/3 partes del obtenido en compresión.
- ✚ Las diferencias en el ángulo de fase son pronunciadas entre tensión y compresión y son menos pronunciadas entre tensión-compresión y compresión.

- ✚ El ángulo de fase es muy grande en tensión, más pequeño en compresión e intermedio en tensión-compresión. En promedio, el ángulo de fase en tensión excede al de compresión aproximadamente en un 50% y el ángulo de fase en tensión-compresión excede al de compresión aproximadamente en un 25%.

Las conclusiones anotadas pueden indicar que si el diseño está basado en la teoría elástica con módulo dinámico dado para una HMA, alguno de los tres modos de ensayo puede ser usado. Sin embargo, si el diseño está basado en la teoría visco-elástica con el módulo dinámico y ángulo de fase como variables de diseño, un modo de ensayo consistente con las condiciones actuales de carga debería ser usado. Este probablemente será un ensayo a tensión-compresión, sugerido por Witzak y Root (1974):

El módulo dinámico también puede ser determinado por un ensayo de flexión. Un aparato de dos puntos a flexión fue desarrollado por la Shell para determinar el módulo de las mezclas asfálticas (Bonnaure et al.1977). En este ensayo un espécimen trapezoidal es sometido a una carga sinusoidal en su parte libre. Una gráfica de carga-deformación en su parte libre es obtenida y el módulo de rigidez de la muestra puede ser calculado.

Otra forma de calcular el módulo de rigidez es medir la deformación en la superficie a la mitad de la longitud de la viga con una deformación máxima dada. Debido al uso de cargas sinusoidales, el módulo de rigidez obtenido de los nomogramas de la Shell, es actualmente el módulo dinámico. Este ensayo puede ser usado también para determinar el ángulo de fase. Con el módulo de rigidez y el ángulo de fase, el módulo complejo puede ser obtenido.

- ***Descripción general del ensayo para determinar el módulo dinámico***
 - ***Objetivo del ensayo.*** El objetivo del ensayo es determinar las relaciones entre las tensiones dinámicas y las deformaciones resultantes para distintas condiciones de temperatura y frecuencia de aplicación de las cargas.
 - ***Desarrollo del ensayo.*** La técnica experimental utilizada consiste en aplicar sobre una probeta cilíndrica dos fuerzas distribuidas a lo largo de sus generatrices, teniendo estas sollicitaciones aplicadas un carácter dinámico, bajo condiciones establecidas de magnitud, tiempo de aplicación de las cargas (frecuencia) y temperatura. Se mide la respuesta resultante recuperable de la deformación y con base en los registros de fuerza y esfuerzo se calcula el módulo dinámico.

Figura 34. Equipo para ensayo de módulo dinámico



Fuente: Página de internet <http://www.troxlerlabs.com/4140bspan.pdf>

- Probetas para el ensayo de módulo dinámico

Las probetas utilizadas son del tipo Marshall de 100 mm de diámetro y 63 mm de altura aproximadamente, conservando una relación aproximada entre el diámetro y la altura de 2 a 1.

Tabla 17. Dimensiones de las probetas para ensayo de módulo dinámico de acuerdo al tamaño máximo del agregado

Tamaño máximo agregado	Diámetro	Altura
1" (25 mm)	4" (101 mm)	2 ½" (63.5 mm)
1 ½" (37.5 mm)	6" (152 mm)	3" (76 mm)

Figura 35. Probetas para ensayo



de módulo dinámico

Fuente: Página de internet <http://www.troxlerlabs.com/4140bspan.pdf>

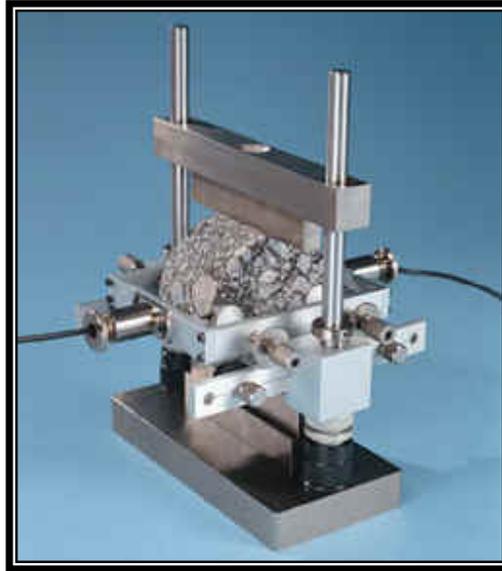
- Condiciones del ensayo para determinar el módulo dinámico

El ensayo se realiza normalmente para las siguientes condiciones:

- Temperatura:** la evaluación del módulo dinámico se efectúa a tres temperaturas: 5, 20 o 25 y 40 °C.
 - Frecuencia de aplicación de las cargas:** las frecuencias normalmente empleadas para cada temperatura seleccionada son: 0.5, 1, 2 y 2.5 Hertz. La duración de la carga es una de las variables más importante, razón por la cual la norma aconseja que la duración se mantenga en algún tiempo mínimo que pueda registrarse recomendándose un tiempo de duración de carga de 0.1 a 0.4 segundos.
- Curva maestra. A la gráfica que permite presentar la variación del módulo dinámico en función de la temperatura para una frecuencia de referencia dada se le da el nombre de “Curva Maestra”. Su construcción es posible gracias al efecto recíproco que tiene la temperatura y la frecuencia de sollicitación en el valor del módulo dinámico de las mezclas asfálticas.

Dicho efecto recíproco se refiere a que un incremento de la temperatura es equivalente a una disminución de frecuencia y viceversa. Normalmente la frecuencia de referencia es la de 10 Hertz que corresponde a las sollicitaciones normales de las estructuras viales cuando son sollicitadas por camiones pesados que circulan a una velocidad de 60 kph, con tiempos de aplicación de cargas del orden de 0.02 segundos.

Figura 36. Dispositivo para montaje de las probetas para ensayo de módulo dinámico



Fuente: Página de internet <http://www.troxlerlabs.com/4140bspan.pdf>

Para llevar los diferentes valores de módulos dinámicos a la frecuencia de referencia (10 Hertz), se pueden utilizar dos métodos:

- El primer método se basa en la fórmula general que relaciona la información de frecuencias y temperaturas de ensayo y de referencia, sin contemplar aspectos particulares de la mezcla asfáltica.
- El segundo método se basa en la utilización del ábaco de Van Der Poel, teniendo en cuenta las características del asfalto envejecido de la mezcla.

1.3.2.3 Métodos de Predicción de la Rigidez del asfalto y de las mezclas asfálticas. La determinación del módulo dinámico de mezclas asfálticas por ensayos de laboratorio no solamente requiere de tiempo sino también de equipos sofisticados. Es deseable que el módulo pueda ser predecido por nomogramas y fórmulas basadas en las propiedades del asfalto y el volumen de concentración del agregado. Si los datos de los ensayos no están disponibles, los nomogramas de Shell (Bonnaure et al, 1977) o las fórmulas del Instituto del Asfalto (AI, 1982) pueden ser usadas para determinar los módulos sin ejecutar los ensayos respectivos.

La rigidez de un cemento asfáltico puede determinarse utilizando algunos de los siguientes métodos: métodos directos e indirectos.

- **Métodos indirectos:** basados en ensayos rutinarios realizados al cemento asfáltico, tales como penetración y punto de ablandamiento, entre otros. Van Der Poel en una serie de investigaciones encontró que la rigidez de la mezcla depende directamente

de la rigidez del cemento asfáltico contenido en ella y de la concentración del volumen del agregado.

Basado en los resultados de su investigación desarrolló el nomograma de la figura 37 que nos permite determinar la rigidez del cemento asfáltico a una determinada temperatura y un tiempo de aplicación de carga, conociendo el punto de ablandamiento y el índice de penetración del cemento asfáltico.

- Determinación de la rigidez del asfalto. La misma investigación demostró que la rigidez del asfalto es función de dos tipos de parámetros: del cemento asfáltico y de las condiciones de servicio de la mezcla.

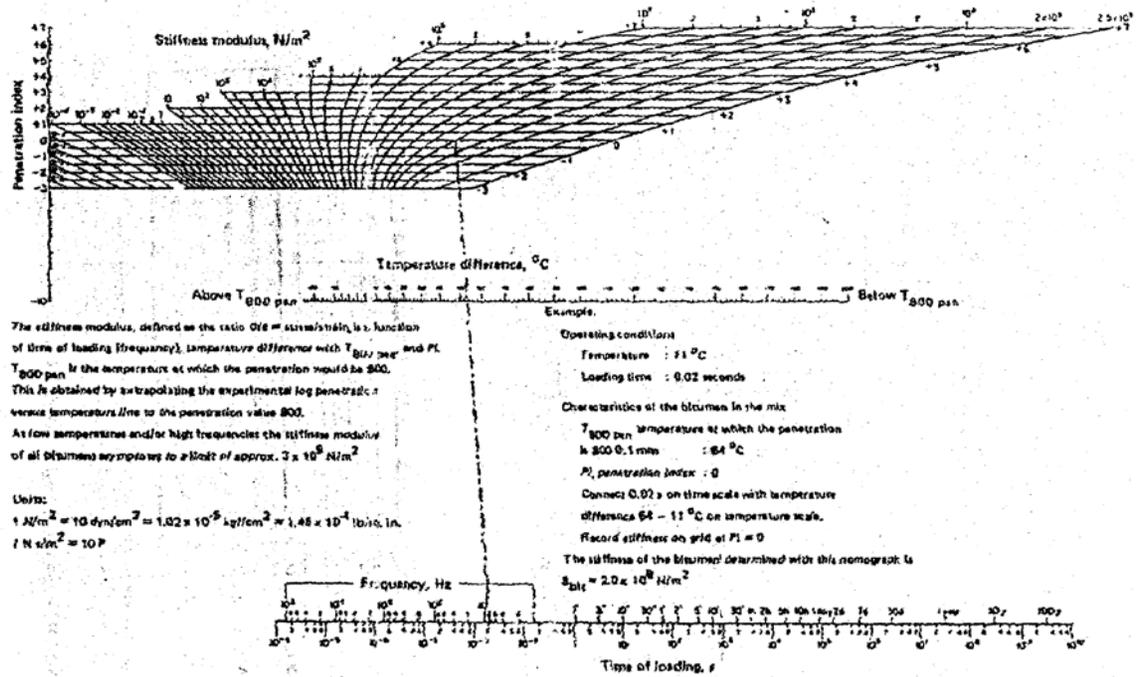
Dentro de los parámetros del cemento asfáltico tenemos los siguientes conceptos que son importantes al momento de evaluar la rigidez del mismo:

- **T800:** temperatura a la cual la penetración del asfalto recuperado es de 800 décimas de milímetro.
- **Índice de penetración:** es un índice desarrollado por Pfeiffer y Van Doornal que sirve para medir el efecto de la temperatura sobre la consistencia de los asfaltos. Este índice es una medida de la susceptibilidad térmica de los asfaltos y está relacionado con su carácter reológico, naturaleza coloidal y envejecimiento. El rango de variación fijado para este parámetro por las especificaciones está entre -1.5 y $+0.5$.

Así mismo, las condiciones de servicio que intervienen en la determinación de la rigidez del cemento asfáltico son:

- **Temperatura de servicio:** corresponde a la temperatura de trabajo de la mezcla.
- **Tiempo de aplicación de las cargas:** se ha adoptado 0.02 segundos que equivale a una frecuencia de 8 Hertz para velocidades de operación de los camiones del orden de 48 a 68 kph.

Figura 37. Abaco de Van Der Poel



Fuente: Diseño y análisis de pavimentos (Huang, Yang H)

Las características del asfalto son expresadas como un índice de penetración, PI definido por:

$$PI = \frac{20 - 500A}{1 + 50A} \quad \text{Ecuación 22}$$

En la cual A es la susceptibilidad a la temperatura y es la pendiente de la línea recta dibujada entre el logaritmo de la penetración y la temperatura ó:

$$A = \frac{\log(\text{pen a } T_1) - \log(\text{pen a } T_2)}{T_1 - T_2} \quad \text{Ecuación 23}$$

Donde T_1 y T_2 son dos temperaturas a las cuales las penetraciones fueron medidas.

Cuando la penetración del asfalto recuperado a dos temperaturas diferentes es conocida, el índice de penetración puede ser determinado por las ecuaciones 23 y 24.

Una temperatura conveniente para usar es la temperatura en el punto de ablandamiento de anillo y bola como está especificado por AASHTO (1989) en "T 53-84 Punto de ablandamiento del asfalto y alquitrán en Etilen-Glicol (anillo y bola)". Esta es una

temperatura de referencia en la cual todos los asfaltos tienen la misma viscosidad o penetración de aproximadamente 800. Reemplazando T_2 en la ecuación 24 por T_{800} y Penetración a T_2 por 800 se tiene:

$$A = \frac{\log(\text{pen a } T_1) - \log(800)}{T - T_{800}} \quad \text{Ecuación 24}$$

La temperatura a ser usada es la temperatura normalizada, la cual es la diferencia entre la temperatura de ensayo y la temperatura cuando la penetración es 800, o $T_{\text{anillo y bola}}$.

El módulo de rigidez del asfalto puede ser determinado por un ensayo de creep con un tiempo de carga t o un ensayo dinámico bajo una carga sinusoidal con una frecuencia f . Fue encontrado por Van der Poel (1954) que el módulo de rigidez es obtenido cuando t es relacionado con f por:

$$t = \frac{1}{2\pi f} \quad \text{Ecuación 25}$$

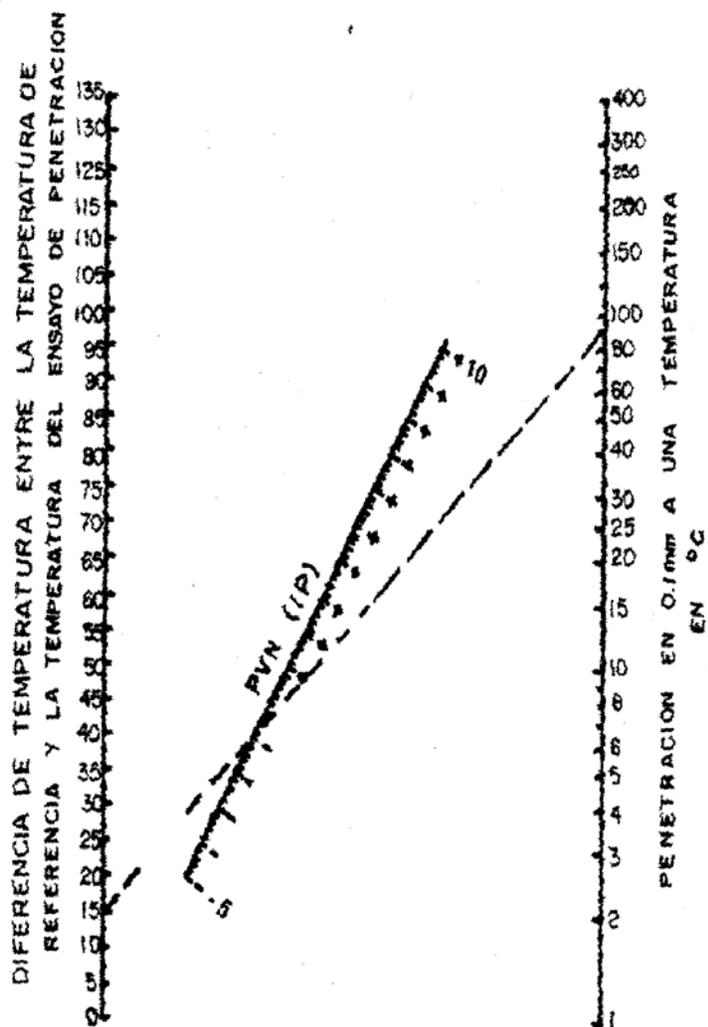
Donde:

- f : frecuencia de sollicitación de las cargas en hertz.
- t : tiempo de aplicación de las cargas en segundos.

McLeod, modificó el método de Heukelom para determinar la rigidez del cemento asfáltico. La principal diferencia está en la utilización del PVN (número de penetración-viscosidad) en lugar del índice de penetración. Las figuras 38 y 39 son usadas para obtener la rigidez del cemento asfáltico utilizando la penetración a 25 °C y la viscosidad a 135 °C.

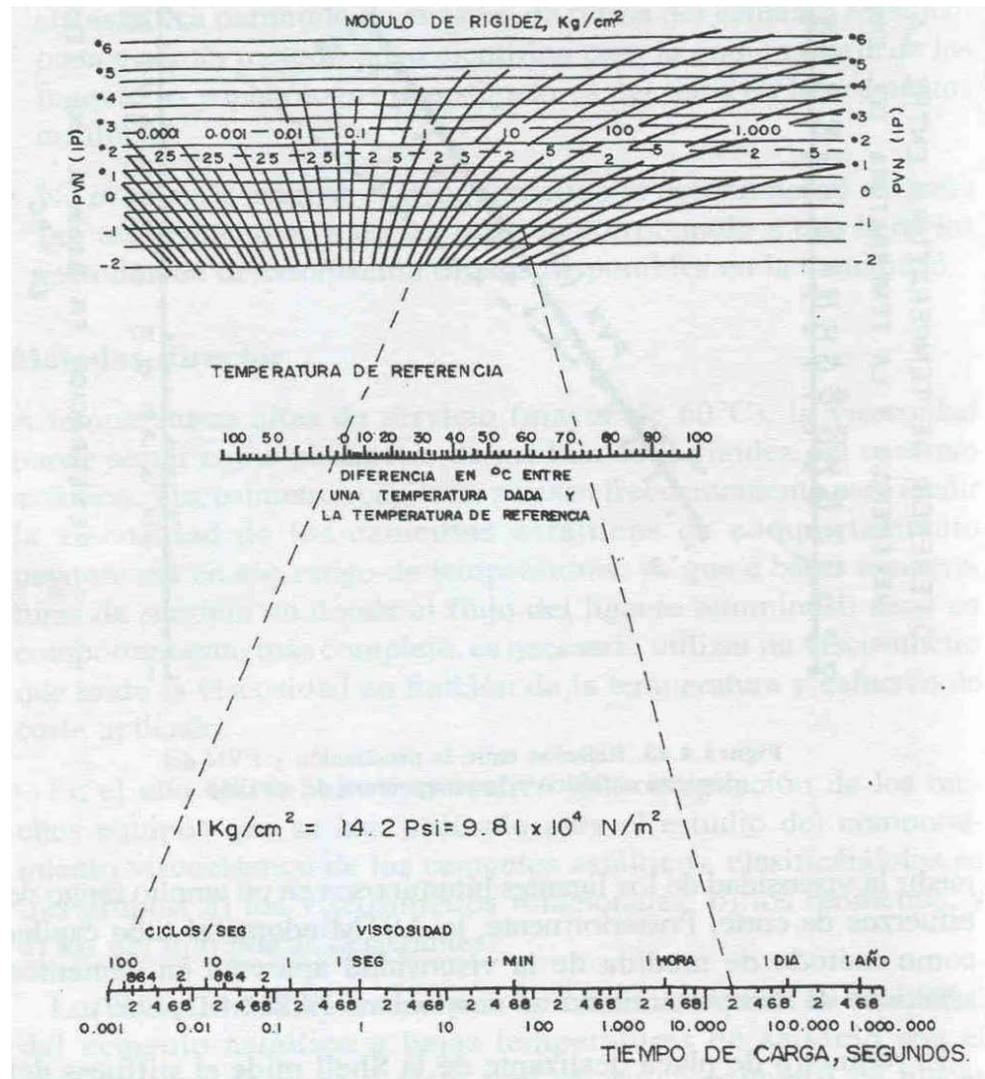
- **Métodos directos:** este tipo de métodos incluyen una variedad de equipos que han venido siendo utilizados desde épocas atrás, tales como los viscosímetros rotacionales, los reómetros y los equipos del tipo placas deslizantes.

Figura 38. Relación entre la penetración y PVN del cemento asfáltico y la temperatura de servicio



Fuente: Tecnología del cemento asfáltico (Ing. Hugo León Arenas). Editorial FAID, segunda edición de Mayo de 2000.

Figura 39. Nomograma de Mc Leod para determinar el módulo de rigidez del cemento asfáltico



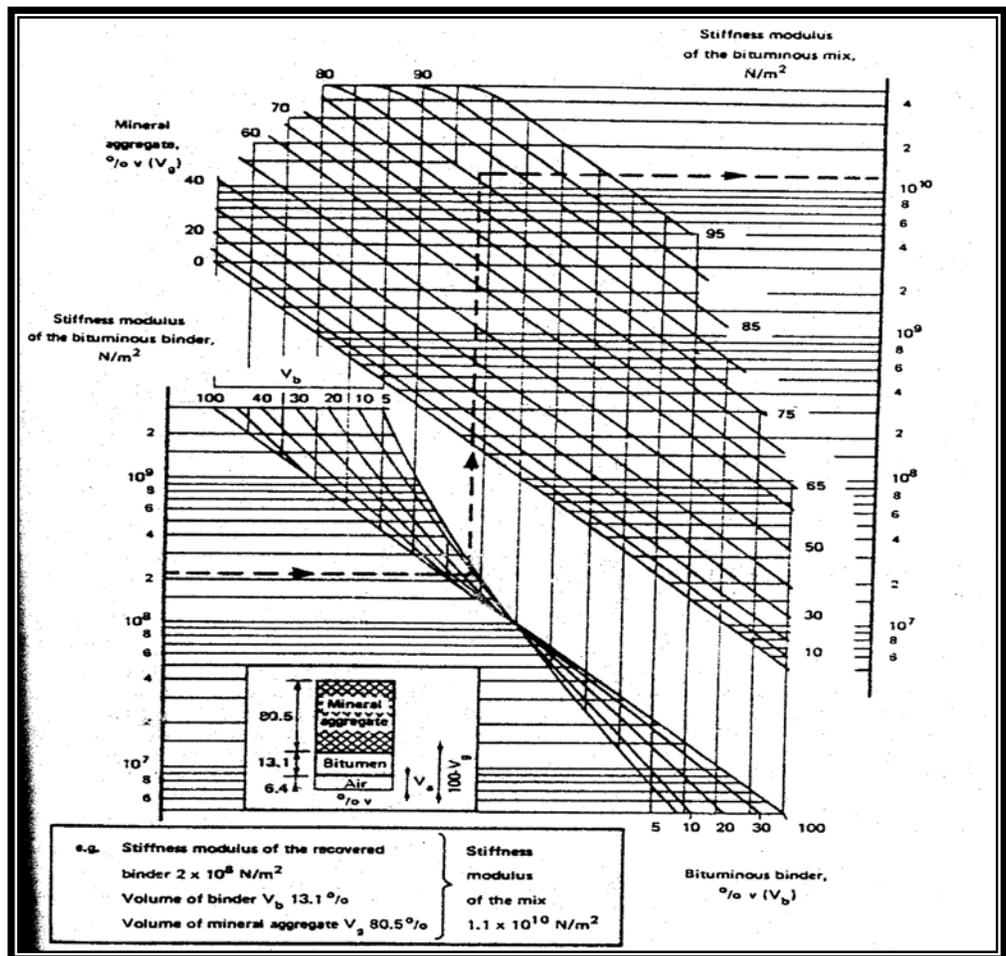
Fuente: Tecnología del cemento asfáltico (Ing. Hugo León Arenas). Editorial FAID, segunda edición de Mayo de 2000.

- **Determinación de la rigidez de la mezcla.** La rigidez de la mezcla se puede calcular a partir de nomogramas y formulas. Algunos de estos métodos son el la SHELL y el Instituto del Asfalto.
- **Método de la SHELL.** Este método es función de:
 - Rigidez del asfalto.
 - Porcentaje en volumen del agregado mineral en la mezcla.
 - Porcentaje en volumen del asfalto de la mezcla.

La calificación volumétrica de la mezcla se realiza mediante la utilización de unas fórmulas que contemplan los pesos específicos de los diferentes componentes de la mezcla y de la mezcla compactada. La figura 40 muestra el nomograma para determinar el módulo de rigidez de mezclas asfálticas (Bonnaure et al; 1977)

El porcentaje de volumen del agregado, asfalto y aire pueden ser calculados por medio del porcentaje en peso del asfalto, las gravedades específicas del asfalto y agregado y la gravedad específica bulk de la mezcla. Esta última puede ser determinada por el método de desplazamiento de agua, como se especifica en AASHTO (1989) "T 116-83 Gravedad específica bulk de mezclas asfálticas compactadas".

Figura 40. Nomograma para determinar la rigidez de la mezcla asfáltica



Fuente: Diseño y análisis de pavimentos (Huang, Yang H)

♦ **Fórmula de Bonnaure.** Bonnaure et al. (1977) también desarrollaron las siguientes ecuaciones para predecir el módulo de rigidez de la mezcla S_m , basado en V_g , V_b y el módulo de rigidez del asfalto S_b :

$$\beta_1 = 10.82 - \frac{1.342 \times (100 - V_g)}{V_g + V_b} \quad \text{Ecuación 26}$$

$$\beta_2 = 8.0 + (0.00568 \times V_g) + (0.0002135 \times V_g^2) \quad \text{Ecuación 27}$$

$$\beta_3 = 0.6 \times \text{Log} \left(\frac{[1.37 \times V_g^2] - 1}{[1.33 \times V_b] - 1} \right) \quad \text{Ecuación 28}$$

$$\beta_4 = 0.7582 \times (\beta_1 - \beta_2) \quad \text{Ecuación 29}$$

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

$$\text{Log } S_m = \frac{\beta_4 + \beta_3}{2} \times (\text{Log } S_b - 8) + \frac{\beta_4 - \beta_3}{2} |\text{Log } S_b - 8| + \beta_2 \quad \text{Ecuación 30}$$

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

$$\text{Log } S_m = \beta_2 + \beta_4 + 2.0959 \times (\beta_1 - \beta_2 - \beta_4) \times (\text{Log } S_b - 9) \quad \text{Ecuación 31}$$

Las ecuaciones 30 y 31 están basadas en las unidades del Sistema Internacional (SI) con S_m y S_b en N/m^2 . Si S_m y S_b están en psi, las ecuaciones pueden ser usadas:

♦ Para $750 \text{ psi} < S_b < 145.000 \text{ psi}$

$$\text{Log } S_m = \frac{\beta_4 + \beta_3}{2} \times (\text{Log } S_b - 4.1612) + \frac{\beta_4 - \beta_3}{2} |\text{Log } S_b - 4.1612| + \beta_2 - 3.8383 \quad \text{Ecuación 32}$$

• Para $145.000 \text{ psi} < S_b < 435.000 \text{ psi}$

$$\text{Log } S_m = \beta_2 + \beta_4 + 2.0959 \times (\beta_1 - \beta_2 - \beta_4) \times (\text{Log } S_b - 5.1612) - 3.8388 \quad \text{Ecuación 33}$$

De acuerdo a la Shell Internacional (1978), la exactitud del nomograma, revisado por un gran número de medidas de diferentes mezclas asfálticas, es un factor de 1.5 a 2, lo cual es suficiente para diseños prácticos. Por ello, el uso de las ecuaciones 26 a la 31 para estimar los módulos en un método computarizado de diseño puede ser considerado aceptable.

➤ **Método del Instituto del Asfalto.** En desarrollo del programa de computador DAMA para el Instituto del Asfalto, Hwang y Witzack (1979) aplicaron las siguientes fórmulas de regresión para determinar los módulos dinámicos de mezclas asfálticas en caliente, $|E^*|$:

$$|E^*| = 100.000 \times 10^{\beta_1} \quad \text{Ecuación 34}$$

$$\beta_1 = \beta_3 + (0.000005 \times \beta_2) - (0.00189 \times \beta_2 \times f^{-1.1}) \quad \text{Ecuación 35}$$

$$\beta_2 = \beta_4^{0.5} \times T^{\beta_5} \quad \text{Ecuación 36}$$

$$\beta_3 = 0.553833 + 0.28829 \times (P_{200} \times f^{-0.1703}) - (0.03476 \times V_a) + (0.070377 \times \lambda) + (0.931757 \times f^{-0.02774}) \quad \text{Ecuación 37}$$

$$\beta_4 = (0.483 \times V_b) \quad \text{Ecuación 38}$$

$$\beta_5 = 1.3 + (0.49825 \times \text{Log } f) \quad \text{Ecuación 39}$$

En las cuales:

β_1 y β_2 son constantes temporales, f es la frecuencia de carga en Hertz, T es la temperatura en grados Fahrenheit (°F), P_{200} es el porcentaje en peso del agregado pasante del tamiz N° 200, V_v es el volumen de vacíos de aire en %, λ es la viscosidad del asfalto a 70 °F en 10^6 Poise, y V_b es el volumen de asfalto en %. Si los datos de viscosidad no son suficientes para estimar λ a 70 °F, la siguiente ecuación puede ser usada:

$$\lambda = 29.508,2 \times (P_{77^\circ F})^{-2.1939} \quad \text{Ecuación 40}$$

En la cual P_{77} °F es la penetración a 77 °F (25 °C). Se puede ver que los factores considerados por el Instituto del Asfalto son en su mayoría los mismos que los utilizados por la SHELL con las siguientes excepciones:

1. El porcentaje de finos pasante por el tamiz N° 200 es considerado por el Instituto del Asfalto pero no por la SHELL.
2. La viscosidad o penetración del asfalto considerado por la Shell es determinado para el asfalto recuperado o el asfalto presente actualmente en la mezcla, mientras que para el Instituto del Asfalto es el asfalto original.
3. La temperatura y la viscosidad del asfalto son considerados por el Instituto del Asfalto, mientras que la temperatura normalizada, que es la temperatura por encima o debajo del $T_{R\&B}$ y el índice de penetración, el cual indica la susceptibilidad térmica del asfalto, son usados por Shell.

Nota: se puede ver que el módulo dinámico crece con el incremento en el contenido de finos. Sin embargo, este cambio es sumamente pequeño comparado con otros factores tales como la temperatura, viscosidad, frecuencia y el volumen de concentración de asfalto y agregado.

1.3.2.4 Fatiga en las mezclas asfálticas

Generalmente se acepta que en la mayor parte de las situaciones, el tráfico genera un daño por fatiga del material que se inicia en la parte inferior de la capa asfáltica y se propaga hacia la superficie. En el modelo tradicional de fatiga las fisuras se originan en la fibra inferior de la mezcla asfáltica (zona donde la tensión de tracción es mayor) y se propaga verticalmente hacia la superficie del pavimento.

Fatiga es el proceso de acumulación de daño y eventual falla debido a una carga repetida que origina niveles de esfuerzo bajos respecto a la resistencia última del material. Se denomina **ley de fatiga** a la relación existente entre los niveles de tensión con el número de ciclos necesarios para llevar la mezcla asfáltica hasta la falla, considerando fijas el resto de las variables.

Ensayos de laboratorio han verificado que la relación entre la deformación ϵ , (deformación producida por la sollicitación) y la duración o vida a la fatiga del material representada por el número de veces que soporta (N_f) la sollicitación antes de romperse por fatiga. ϵ y N_f están ligadas por las expresiones (basadas en la Ley de Miner):

$$N_f = K_1 \times (\varepsilon)^{K_2} \quad N = K \times \sigma^a \quad N = M \times \varepsilon^b \quad \text{Ecuación 41}$$

Donde N_f representa el número de ciclos de carga hasta la fatiga del material al nivel de deformación ε , que es la deformación unitaria de tracción (en microdeformaciones $\mu\text{m/m}$) y K_1 y K_2 constantes que describen el comportamiento a fatiga del material.

$K, M, a, b:$	Constantes
$N:$	Número de ciclos que produce la falla
$\sigma:$	Tensión aplicada
$\varepsilon:$	Deformación que involucra la falla después de N ciclos

Estas relaciones pueden obtenerse por diferentes métodos como:

- Experiencia en tramos en servicio.
- Ensayos de laboratorio o
- Métodos de predicción basados en las características de la mezcla.

Numerosos estudios se han realizado para establecer qué parámetros de la mezcla intervienen de manera significativa en la determinación de los valores de K_1 y K_2 y se ha comprobado que principalmente están afectados por:

- El módulo de la mezcla
- El contenido de asfalto
- La viscosidad del asfalto (medida por el índice de penetración, IP)
- La granulometría y la naturaleza de los áridos.
- El contenido de aire (huecos en la mezcla).
- La temperatura del pavimento.

Es importante mencionar que las curvas obtenidas en laboratorio deben ajustarse para utilizarse en el diseño, con el fin de considerar las diferencias existentes entre las condiciones de laboratorio y las condiciones reales. Este ajuste consiste en determinar factores que contemplan:

- Períodos de interrupción de las cargas.
- Formas de las cargas.
- Grados de propagación y sellado de las fisuras.
- Distribución lateral de las cargas en la calzada.

La acumulación de daño de fatiga D en cada punto a lo largo de la carretera debido al paso de los vehículos se estima mediante la aplicación de la Ley de Miner de acumulación lineal del daño.

$$D = \sum_{i=1}^j \frac{N_i^2}{N_f^2} \quad \text{Ecuación 42}$$

Donde:

$N(i)$ es el número de ciclos al nivel de deformación ϵ_i , $N_f(i)$ es el número de ciclos que produce rotura para el nivel de deformación ϵ_i y j es el número de niveles diferentes de deformación.

◆ **Planteamientos para analizar y diseñar pavimentos para controlar falla por fatiga de la carpeta asfáltica.** En general, hay dos planteamientos para afrontar los análisis y diseños de pavimentos cuando se quiere controlar la falla por fatiga de las carpetas asfálticas:

1. Planteamiento convencional: el cual está basado en el análisis sobre los esfuerzos nominales actuantes sobre la capa de mezcla asfáltica analizada. Específicamente esfuerzo y deformación de tracción en la base de la carpeta.
2. Planteamiento de mecanismos de fractura: el cual específicamente trata el crecimiento de las grietas usando los métodos de fractura mecánicos (Dowling, 1993).

Se ha visto, en los últimos años, que el continuo daño mecánico de las carpetas asfálticas (Kim, Lee y Little, 1977) ha generado un interés creciente en el análisis y evaluación de mezclas asfálticas y pavimentos. Cada planteamiento ofrece ventajas y desventajas con respecto al tipo de mecanismo de falla que puede ser considerado.

- Planteamiento convencional de fatiga. Varios modelos de fatiga han sido desarrollados usando ecuaciones convencionales basadas en la deformación. Monismith et al. (1981) propuso uno de los primeros modelos a la fatiga:

$$N_f = c \times \left(\frac{1}{\epsilon_1} \right)^d \quad \text{Ecuación 43}$$

Donde:

- N_f : Número de ciclos hasta la falla.
- ϵ_1 : Deformación de tensión aplicada
- c y d : Coeficientes determinados de los ensayos de laboratorio a la fatiga de viga con deformación controlada.

Una ecuación mejorada usada por varias organizaciones (Monismith, Epps y Finn, 1985) incluye la rigidez de la mezcla y un factor que responde al contenido de asfalto y grado de compactación:

$$N_f = k \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^a \times \left(\frac{1}{S_{mix}} \right)^b \quad \text{Ecuación 44}$$

Donde:

S_{mix} : Rigidez de la mezcla

k : Factor relacionado con la mezcla que corresponde a la influencia del contenido de asfalto y grado de compactación

a y b : Coeficientes determinados de ensayos de la fatiga de viga a 25 °C.

La falla está definida como el punto en el cual S_{mix} es la mitad de la rigidez inicial.

La siguiente ecuación fue propuesta como resultado de un trabajo realizado en el programa SHRP (Sousa, 1996)

$$N_f = S_f \times 2.738 \times 10^5 \times e^{0.077 \times V_{fb}} \times \varepsilon_0^{-3.624} \times S_0^{-2.720} \quad \text{Ecuación 45}$$

Donde:

S_f : Factor de ajuste de las condiciones de laboratorio a las de campo.

e : Base del logaritmo natural

V_{fb} : Volumen de vacíos llenos con asfalto y

S_0 : Pérdida de rigidez

Además de los modelos dependientes de la deformación descritos anteriormente, algunas investigaciones han usado también modelos dependientes de la energía para predecir el comportamiento a la fatiga de mezclas asfálticas. La energía acumulada disipada contra el número de ciclos a falla podría ser caracterizada así (Chomton y Valayer, 1972); Van Dijk, 1975; Van Dijk y Visser, 1977; Pronj y Hopman, 1990; Tayebali, Rowe y Sousa, 1992):

$$WN_f = A \times (N_f)^z \quad \text{Ecuación 46}$$

Donde:

WN_f : es la energía de deformación disipada acumulada a la falla (j/m³)

N_f : es el número de ciclos de carga a la falla

a y z : son coeficientes de mezcla inferidos experimentalmente.

Trabajos recientes conducidos por Tseng y Lytton (1990) y Harvey y Tsai (1996) demostraron que las ecuaciones predictivas son muy complejas debido a que el comportamiento a la fractura de mezclas asfálticas es complejo y no hubo una regla simple que garantizara resultados exactos para todas las condiciones.

- Planteamiento general de fracturas mecánicas.

La ciencia de mecánica de fracturas, publicada en los años 20 por Griffith, describe la propagación de fisuras a través de los materiales. La figura 41 es un gráfico Log-Log de da/dN vs ΔK , la cual ilustra el comportamiento típico del crecimiento de fisuras por fatiga en metales. La curva sigmoideal presenta tres regiones distintas: en la región I, da/dN se aproxima a cero en el umbral ΔK_{th} ; en la región II, el crecimiento de las fisuras se desvía en una tendencia lineal en los niveles alto y bajo de ΔK ; en la región III, la proporción de crecimiento de las fisuras tanto $K_{máx}$ se aproxima a K_{crit} , punto de fractura del material (Anderson, 1993).

Paris y Erdogan (1963) descubrieron la ley de relación para el crecimiento de las fisuras en la región II, la cual es conocida comúnmente como la “Ley Paris”:

$$\frac{da}{dN} = A \times (\Delta K)^n \quad \text{Ecuación 47}$$

Donde:

da/dN : Proporción de crecimiento de las fisuras (mm/ciclo).

ΔK : Rango del factor de intensidad de esfuerzo (Mpa-mm^{0.45}) durante la condición de repetición de la carga.

A y n : Parámetros de la mezcla determinados por datos de laboratorio.

Algunos investigadores han desarrollado algunas ecuaciones que modelan todo o parte de la relación sigmoideal da/dN vs ΔK . Por ejemplo, Forman (1967) propuso la siguiente ecuación para la región II y III:

$$\frac{da}{dN} = \frac{C\Delta K^{m-1}}{\frac{K_{crit}}{K_{max}} - 1} \quad \text{Ecuación 48}$$

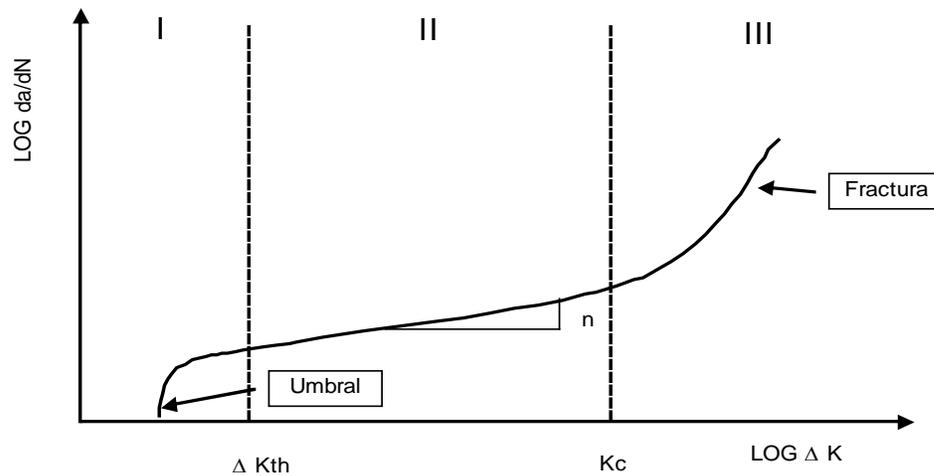
Donde:

c y m : Constantes del material.

K_{max} : Esfuerzo máximo.

K_{crit} : Dureza a la fractura del material.

Figura 41. Típico crecimiento de fisuras por fatiga en metales



Fuente: Universidad de la Florida (Dr Reynaldo Roque)

En 1966, Weertman desarrolló una ecuación semiempírica alterna para las regiones II y III:

Ecuación 49

Klesnil y Lukas (1972) modificaron la Ley Paris para el umbral:

$$\frac{da}{dN} = C \times (\Delta K_m - \Delta K_{th}^m) \quad \text{Ecuación 50}$$

Donde el umbral (ΔK_{th}) es un parámetro medido experimentalmente.

En 1988, Mc Evily desarrolló otra ecuación que ajusta la curva de crecimiento, la cual está basada en un modelo físico simple:

$$\frac{da}{dN} = C \times (\Delta K - \Delta K_{th})^2 \times \left(1 + \frac{\Delta K}{K_{crit} - K_{max}} \right) \quad \text{Ecuación 51}$$

Jacobs et al (1996) analizó el proceso de crecimiento de la fisuras en una mezcla de concreto asfáltico usando principios de mecánica de fracturas. En su investigación, especímenes de 50 mm x 50 mm x 150 mm, fueron sometidos a ensayos de tensión-compresión bajo condiciones de carga repetida. Los parámetros de crecimiento de fisuras, A y n fueron determinados para analizar las medidas de desplazamiento de fisuras abiertas (COD). De acuerdo a los resultados de la investigación, se concluyó:

1. Las desviaciones teóricas de Schapery para A y n para materiales viscoelásticos parece ser válida.
2. El exponente en la Ley París puede ser estimado a partir de la pendiente de la curva.
3. La constante A en la Ley París puede ser estimada a partir de la combinación del esfuerzo máximo de tensión, la energía de fractura y la rigidez de la mezcla.

➤ **Factores que afectan la respuesta a la fatiga.** Dentro de los cuales podemos contemplar:

- Métodos de fabricación de las probetas.
 - Consideraciones del modo de carga.
 - La influencia de las variables de la mezcla en la performance a la fatiga.
 - La influencia en las variables de carga y medio ambiente en la respuesta a la fatiga.
-
- **Métodos de fabricación de las probetas.** El objetivo primario de la fabricación o compactación de probetas es producir ensayos "realistas", esto es, que sean razonablemente duplicados de la correspondiente mezcla de pavimento en el sitio en el mejor de los aspectos como su composición, densidad y propiedades ingenieriles. El efecto del método de ensayo es expuesto más adelante.

Como se expuso en la parte de compactación de mezclas en el laboratorio los métodos utilizados para fabricar probetas son:

- ♣ Estática.
- ♣ Por impacto.
- ♣ Por amasado.
- ♣ Giratoria.
- ♣ Rolling - Wheel (Rueda rodante).

➤ **Modo de carga.** En los ensayos de laboratorio, la respuesta a la fatiga ha sido vista en función del modo de carga, esto es, que el método por el cual los esfuerzos y deformaciones son permitidos varían durante la carga repetida. Los límites para las condiciones de carga para el modo de esfuerzo controlado, donde la amplitud de carga o esfuerzo es mantenida constante. Dependiendo de la temperatura y por ende de la rigidez de la mezcla, los resultados de estos ensayos pueden ser muy diferentes. Varias investigaciones se han hecho para determinar cual modo de carga simula mejor las condiciones actuales del pavimento (Monismith y Deacon, 1969; y Monismith et al, 1977).

➤ **Variables de la mezcla.** Así, desde el punto de vista del diseño de la mezcla, debe ser incorporada la mayor cantidad de asfalto como sea posible. Existe un límite superior de contenido de asfalto por requerimientos de estabilidad, sin embargo, este límite superior debe ser un camino para incrementar la resistencia a la fatiga.

Además, una “adecuada compactación” se requiere para mejorar la resistencia a la fatiga, esto es, que la mezcla debe ser compactada a la densidad de diseño durante el período de construcción (por ejemplo, el contenido de vacíos de aire en la mezcla compactada debe ser del orden del 4%).

Un resumen de la influencia de las variables en la respuesta a la fatiga es mostrada en la tabla 18. Los resultados mostrados han sido obtenidos de algunas investigaciones reportadas en un buen número de referencias, como por ejemplo: Pell, 1972 y 1973; Monismith et al, 1971 y 1981; Bazin et al, 1967; Freeme et al, 1973; Kirk, 1967; y Epps et al, 1972.

En general, para las mezclas de gradación continua, los dos principales factores que afectan la respuesta a la fatiga son el contenido de asfalto y el contenido de vacíos de aire; el tipo de agregado parece tener una menor influencia.

Tabla 18. Influencia de algunas variables en la respuesta a la fatiga de una mezcla asfáltica

Factor	Cambio en el factor	Efecto del cambio en el factor sobre		
		La rigidez	La vida a la fatiga en modo de ensayo de	
			esfuerzo controlado	Deformación controlada
Viscosidad del asfalto (Rigidez)	Aumento	Aumenta	Aumenta	Disminuye
Contenido de asfalto	Aumento	Aumenta	Aumenta	Aumenta
Gradación del agregado	Abierta a densa	Aumenta	Aumenta	Disminuye
Contenido de vacíos de aire	Disminución	Aumenta	Aumenta	Aumenta
Temperatura	Disminución	Aumenta	Aumenta	Disminuye

Fuente: Reporte resumen de la respuesta a la fatiga de mezclas asfálticas (Strategic Highway Research Program), SHRP –A/IR – 90 - 011

➤ **Variables de carga y medio ambiente.** Las variables de carga y medio ambiente tienen implicaciones directas e indirectas.

Las directas incluyen la forma y duración del pulso de carga usado en el laboratorio y la temperatura. La figura 42 y la tabla 19 muestran los patrones de carga generalmente usados en el laboratorio. La relación entre el tiempo de carga y el espesor de las capas bituminosas para varias velocidades de vehículos ha sido estudiada y se ha concluido que un tiempo de carga en el rango de 0.04 a 0.1 sg es apropiado para ensayos a la fatiga.

En pavimentos de tráfico pesado, un incremento en la rigidez de la mezcla aumenta la vida a la fatiga, mientras otras variables permanezcan constantes. Epps (1969) comparó la performance a la fatiga de probetas obtenidas en pavimentos sometidos a cargas de tráfico actuales (en el momento) con probetas de laboratorio de similar composición.

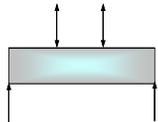
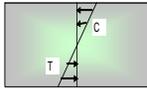
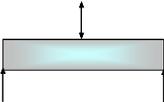
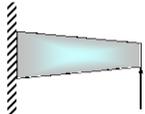
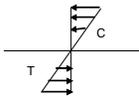
Sin embargo, debe señalarse que la rigidización del asfalto debido al envejecimiento podría reducir su habilidad para resistir el fisuramiento (por incremento de fragilidad) en temperaturas frías.

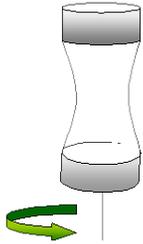
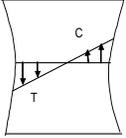
La densificación de una mezcla de pavimento por el tráfico en servicio también afecta su respuesta a la fatiga. Raithby y Ramshan (1972) encontraron, por ejemplo, que la compactación por tráfico de un tramo en un ensayo incrementó la vida a la fatiga para un nivel de esfuerzos dado, por un factor de 3 e incrementó la rigidez dinámica en un 60%. El efecto en la vida a la fatiga se debe al incremento en la rigidez y a la disminución en los vacíos de aire.

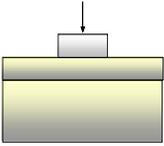
➤ **Métodos de ensayo a la fatiga.** Se mencionan los principales métodos y una descripción de los mismos:

- 1) **Flexión simple:** con una relación directa entre la vida a la fatiga y el esfuerzo/deformación desarrollado por vigas sometidas a pulsaciones o cargas sinusoidales con una configuración de punto central o al tercio, vigas rotatorias en cantilever y vigas trapezoidales en cantilever a carga sinusoidal.
- 2) **Flexión soportada:** con relación directa entre la vida a la fatiga y el esfuerzo/deformación desarrollado por vigas cargadas o placas que están soportadas de varias maneras para simular directamente los modos in-situ de carga y algunas veces simular un estado de esfuerzos más representativo.
- 3) **Axial directa:** con una relación directa entre la vida a la fatiga y el esfuerzo/deformación desarrollado por pulsaciones aplicadas a cargas sinusoidales, uniaxialmente, con o sin inversión (cambio total) de esfuerzos.
- 4) **Triaxial:** con una relación directa entre la vida a la fatiga y esfuerzo/deformación desarrollado en probetas similares al ensayo de axial directo pero con confinamiento.
- 5) **Ensayos de fractura:** y el uso de principios de mecánica de fracturas para predecir la vida a la fatiga.
- 6) **Wheel –Tracking test:** incluye arreglos en laboratorio y a escala natural, con una relación directa entre la cantidad de fisuras, el número de aplicaciones de carga y la medida y/o registro del esfuerzo/deformación. Para ensayos a gran escala, algunas configuraciones de pistas lineales y circulares han sido usados.
- 7) **Diametral:** con una relación directa entre la vida a la fatiga y el esfuerzo/deformación desarrollado por cargas de pulsaciones aplicadas a especímenes cilíndricos en la dirección diametral.

Tabla 19. Resumen de las características de los ensayos a la fatiga

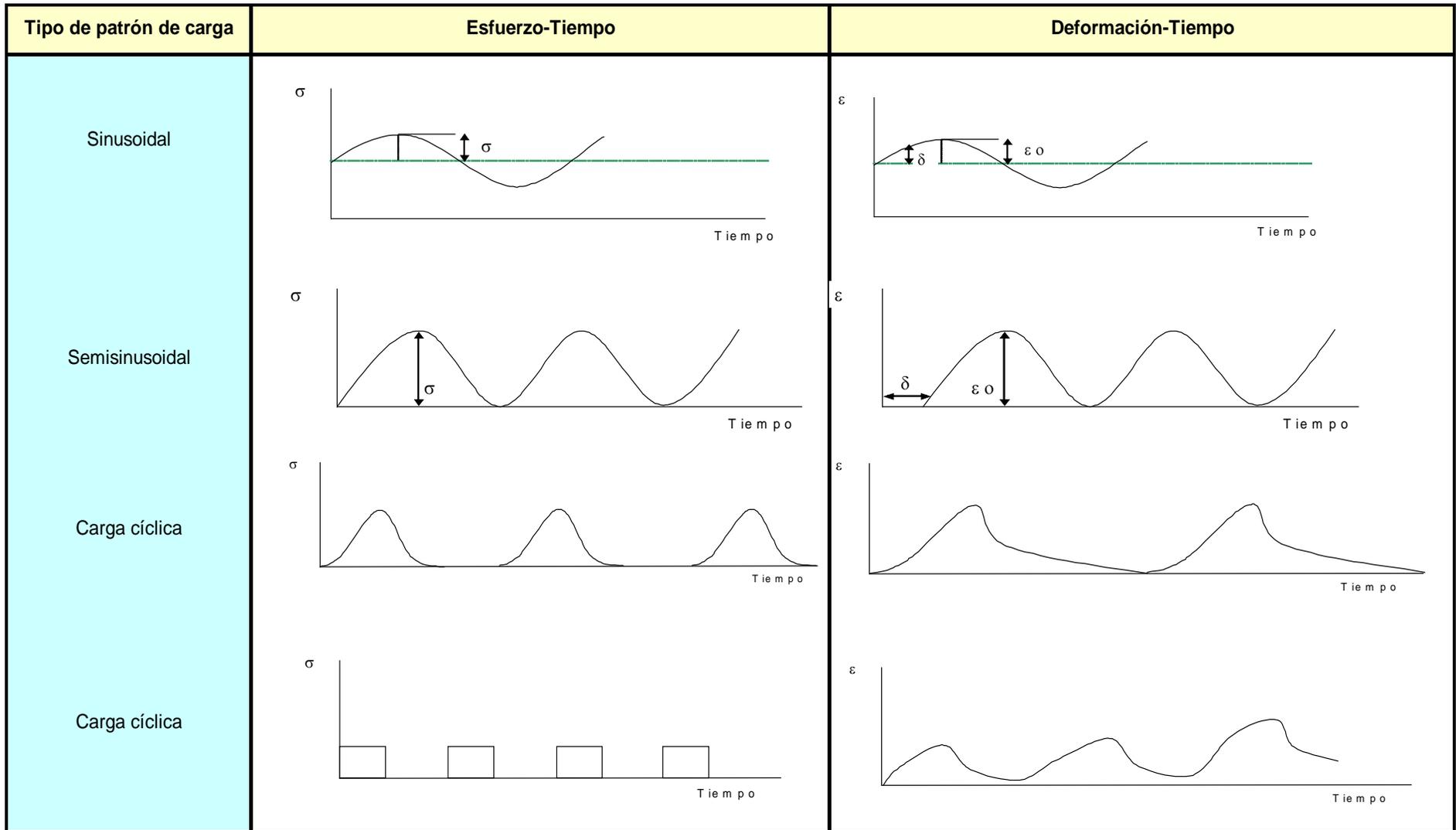
Ensayo	Configuración de la carga	Distribución de esfuerzos	Forma de la onda de carga	Frecuencia de la carga cps	Deformación permitida	Estado de esfuerzos	La falla ocurre en una zona de momento de flexión uniforme o esfuerzo de tensión?
Flexión tercer punto			Carga semisinusoidal con reposo 1.9	1-1.67	No	Uniaxial	Si
Flexión punto central		El mismo de arriba	Sinusoidal, rectangular, triangular con reposo 1:100 máx	1:100	No	Uniaxial	No
Viga en voladizo (cantilever)			Sinusoidal (Bonnot), sinusoidal, triangular con reposo 1:100 (Van Dijk) Máx	25 (Bonnot) 1:100 (Van Dijk)	No	Uniaxial	No

Ensayo	Configuración de la carga	Distribución de esfuerzos	Forma de la onda de carga	Frecuencia de la carga cps	Deformación permitida	Estado de esfuerzos	La falla ocurre en una zona de momento de flexión uniforme o esfuerzo de tensión?
Viga en voladizo rotatoria				16.67	No	Uniaxial	Si
Axial				8.33-25.0	No	Auniaxial	Si
Diametral				1.0	Si	Biaxial	No

Ensayo	Configuración de la carga	Distribución de esfuerzos	Forma de la onda de carga	Frecuencia de la carga cps	Deformación permitida	Estado de esfuerzos	La falla ocurre en una zona de momento de flexión uniforme o esfuerzo de tensión?
Flexión soportada (viga)			Semisinusoidal	0.75	No	Uniaxial	No

Fuente: Reporte resumen de la respuesta a la fatiga de mezclas asfálticas (Strategic Highway Research Program), SHRP –A/IR – 90 - 011

Figura 42. Tipos de patrones de carga



Fuente: Reporte resumen de la respuesta a la fatiga de mezclas asfálticas (Strategic Highway Research Program), SHRP –A/IR – 90 - 011

El ensayo de fatiga diametral es un ensayo de tensión indirecta conducido por una carga repetitiva en una probeta cilíndrica con una carga compresiva, la cual actúa paralela y a lo largo del plano diametral vertical. El ensayo es simple de hacer y es considerado por algunos como un método efectivo para caracterizar materiales en términos de las propiedades fundamentales. Un gran número de investigadores han utilizado este método para la evaluación de materiales y análisis de pavimentos (Kennedy et al; 1983 y 1968; Scholz; Hicks et al; 1989; Khosla y Omer; 1985; Schmidt; 1971; etc).

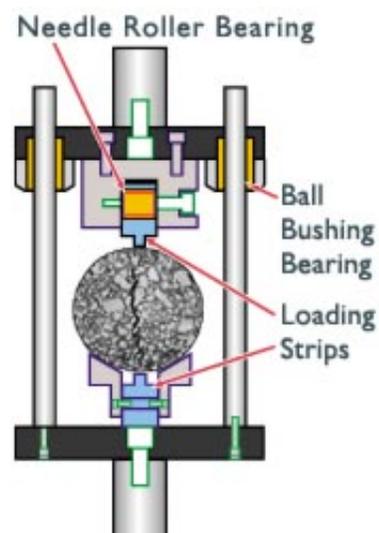
- Equipos y procedimientos

- **Procedimientos de ensayo.** Dos tipos de carga controlada pueden ser aplicadas: esfuerzo constante y deformación constante.

En el ensayo de esfuerzo constante, el esfuerzo permanece constante pero la deformación aumenta con el número de repeticiones. En el ensayo de deformación constante, la deformación permanece igual y la carga o esfuerzo disminuye con el número de repeticiones.

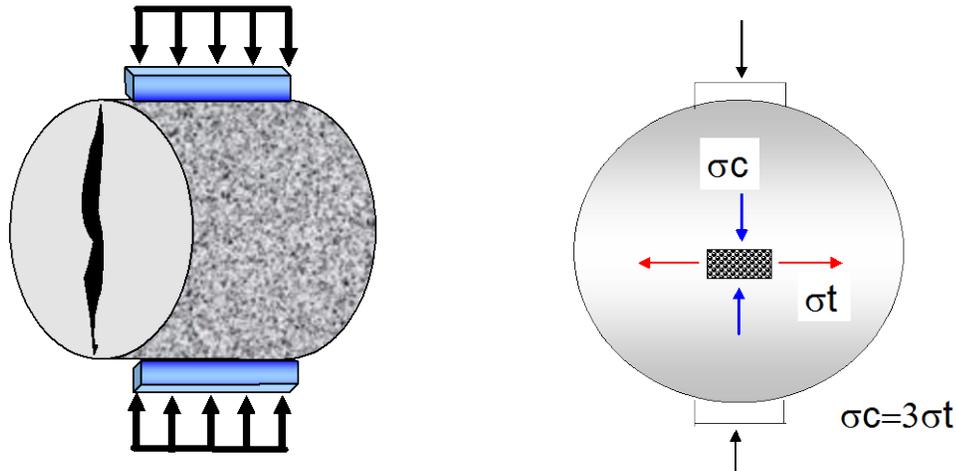
La configuración de la carga, ilustrada en la figura 43, es relativamente simple y las cargas pueden ser aplicadas con diversos dispositivos y sistemas neumáticos. Usualmente un pulso de carga semisinusoidal es empleado.

Figura 43. Configuración de la carga para ensayo de tracción indirecta



Fuente: Página de internet <http://www.troxlerlabs.com/4140bspan.pdf>

Figura 44. Falla en ensayo diametral



Fuente: Reporte resumen de la respuesta a la fatiga de mezclas asfálticas (Strategic Highway Research Program), SHRP -A/IR - 90 - 011

◆ **Simplificaciones para determinar la fatiga en mezclas asfálticas**

- **Nomogramas y ecuaciones para encontrar las leyes de fatiga.** El ensayo a la fatiga es una prueba destructiva y consume mucho más tiempo que la no destructiva en el ensayo de módulo resiliente. Para obtener las ecuaciones de la tabla 20 fueron necesarios ensayar más de dos docenas de especímenes. Existe la necesidad para estimar las propiedades de la fatiga por simples nomogramas y ecuaciones sin realizar los ensayos a la fatiga.

Una variedad de procedimientos simplificados han sido adoptados, incluyendo los desarrollados por los investigadores de Nottingham (Brown et al; 1982), Shell (Shell, 1978) y el Instituto del Asfalto (The Asphalt Institute, 1981).

- **Nottingham.** Los investigadores de Nottingham han desarrollado una relación general entre el esfuerzo a tensión, el número de repeticiones de carga a la falla, el contenido de asfalto (basado en volumen) y el punto de ablandamiento de anillo y bola del asfalto en la mezcla, así:

$$\text{Log } \epsilon_t = \frac{14.39 \times \text{Log } V_b + 24.2 \times \text{Log } T_{RB} - 40.7 - \text{Log } N}{5.13 \times \text{Log } V_b + 8.63 \times \text{Log } T_{RB} - 15.8} \quad \text{Ecuación 54}$$

Donde:

- ϵ_r : Esfuerzo de tensión permisible.
- N : Número de aplicaciones de carga hasta la falla.
- V_B : Volumen de ligante asfáltico, porcentaje.
- T_{RB} : Temperatura del punto de ablandamiento de anillo y bola.

- **Ecuaciones de la Shell.** Basados en 146 líneas de fatiga que cubre un amplio rango de mezclas, asfaltos y condiciones de ensayo, Shell (Bonnaure et al. 1980) desarrolló ecuaciones separadas para ensayos de esfuerzo constante y deformación constante.

Tabla 20. Ecuaciones Shell para obtener la ley de fatiga de materiales bituminosos

ECUACIONES SHELL		
Esfuerzo constante	Sm en (N/m ²)	$\epsilon_r = [(36.43 \times PI) - (1.82 \times PI \times V_b) + (9.71 \times V_b) - 24.04] \times 10^{-6} \times \left(\frac{S_m}{5 \times 10^9}\right)^{-0.28} \times \left(\frac{N_f}{10^6}\right)^{-0.2}$
	Sm en Psi	$N_f = [(0.0252 \times PI) - (0.00126 \times PI \times V_b) + (0.00673 \times V_b) - 0.0167]^5 \times \epsilon_r^{-5} \times S_m^{-1.4}$
Deformación constante	Sm en (N/m ²)	$\epsilon_r = [(36.43 \times PI) - (1.82 \times PI \times V_b) + (9.71 \times V_b) - 24.04] \times 10^{-6} \times \left(\frac{S_m}{5 \times 10^{10}}\right)^{-0.36} \times \left(\frac{N_f}{10^6}\right)^{-0.2}$
	Sm en Psi	$N_f = [(0.017 \times PI) - (0.0085 \times PI \times V_b) + (0.0454 \times V_b) - 0.112]^5 \times \epsilon_r^{-5} \times S_m^{-1.8}$

Fuente: Diseño y análisis de pavimentos (Huang, Yang H)

En donde:

- ϵ_l : Deformación de tensión.
- PI : Índice de penetración
- V_b : Porcentaje de volumen asfáltico en la mezcla
- S_m : Módulo de rigidez de la mezcla en N/m²

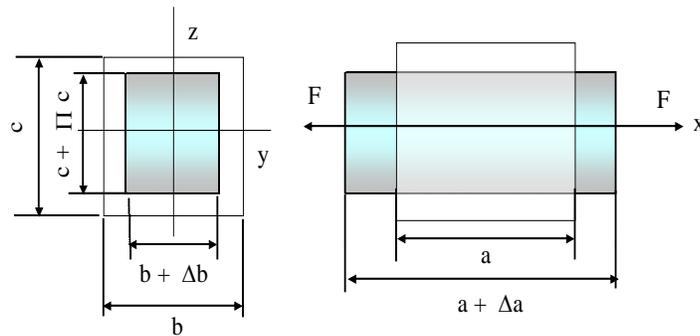
En todas estas relaciones, la propiedad del asfalto está reflejada en la temperatura del punto de ablandamiento de anillo y bola o la rigidez del asfalto. Sin embargo, estas relaciones son meramente aproximaciones.

1.3.2.5 **Relación de Poisson.** Es un coeficiente que se determina relacionando las deformaciones verticales y horizontales, o sea las deformaciones resultantes en las dos direcciones al someter las probetas al ensayo de tracción indirecta.

Consideremos el prisma rectangular de la figura 45 y supongamos que ejercemos la tracción en el sentido del eje longitudinal que tomaremos como eje X. Las deformaciones unitarias en las direcciones de los ejes Y, Z son:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta_c}{c} \quad \varepsilon_y = \frac{\Delta_b}{b} \quad \varepsilon_y = \varepsilon_z = \frac{\Delta_b}{b} = \frac{\Delta_c}{c} \quad \text{Ecuación 52}$$

Figura 45. Concepto relación de Poisson



Fuente: Elasticidad (L. Ortiz Berrocal), tercera edición

Pero por tratarse de un material isótropo estos acortamientos laterales son iguales:

Poisson, basándose en la teoría molecular, demostró que dentro de la zona elástica de cada material la relación entre el acortamiento lateral unitario y el alargamiento axial unitario es constante. Esta constante se denomina "Coeficiente de Poisson" y se designa con la letra μ

Por experimentos efectuados se sabe que además de la deformación de los materiales en la dirección del esfuerzo normal aplicado, se puede observar otra propiedad notable en todos los materiales sólidos, a saber, que perpendicularmente al esfuerzo aplicado, ocurre cierta expansión o contracción lateral (transversal). Este fenómeno se ilustra en la figura 45, donde las deformaciones se han exagerado. Para mayor claridad, esto se puede expresar así: si se somete a un cuerpo sólido a una tensión axial, se contrae lateralmente, por otra parte, si se le comprime, el material se ensancha lateralmente. Con esto en mente, se determina con facilidad las direcciones de las deformaciones laterales, según el sentido del esfuerzo normal que se aplique.

La ley de Hooke generalizada para un material isotrópico (material con las mismas propiedades en todas las direcciones) implica tres constantes elásticas: E , ν y G . Sin embargo, para un material isotrópico existe una relación entre ellas, de manera que hay solamente dos constantes elásticas. La ecuación que las relaciona es:

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad \text{Ecuación 53}$$

Donde:

- E : Constante llamada Módulo de elasticidad o módulo elástico o módulo de Young.
- G : Módulo de elasticidad al corte o módulo de rigidez.
- ν : Relación de Poisson

Por los experimentos se sabe que el valor de ν fluctúa para materiales diferentes en un intervalo relativamente estrecho. Por lo general está en la vecindad de 0.25 a 0.35. En casos extremos se tienen valores tan bajos como 0.1 (en algunos concretos) y tan altos como 0.5 (en el caucho). Este último valor es el máximo posible para materiales isotrópicos. Normalmente lo alcanzan los materiales durante el flujo plástico y significa la constancia del volumen.

- Utilización de la relación de Poisson en mezclas asfálticas. El valor de este coeficiente es utilizado para el cálculo de la distribución de tensiones y deformaciones en las estructuras de pavimentos y para la caracterización de los materiales. El valor de este parámetro no incide significativamente en la determinación de los esfuerzos y deformaciones, en comparación con otras variables, razón por la cual a nivel internacional se han establecido unos valores típicos para los diferentes materiales viales:

Tabla 21. Coeficientes de Poisson para varios materiales

MATERIAL	COEFICIENTE DE POISSON
Concreto asfáltico	0.35
Base granular o subbase	0.40
Suelo calcáreo - arena asfalto	0.35
Subrasante	0.45
Arcilla densa	0.33
Arcilla normal	0.42
Suelo cal / cemento	0.35
Hormigón cemento portland	0.12

Fuente: Apuntes del curso diseño de pavimentos (Carlos Benavides y Eugenio Chavarro)

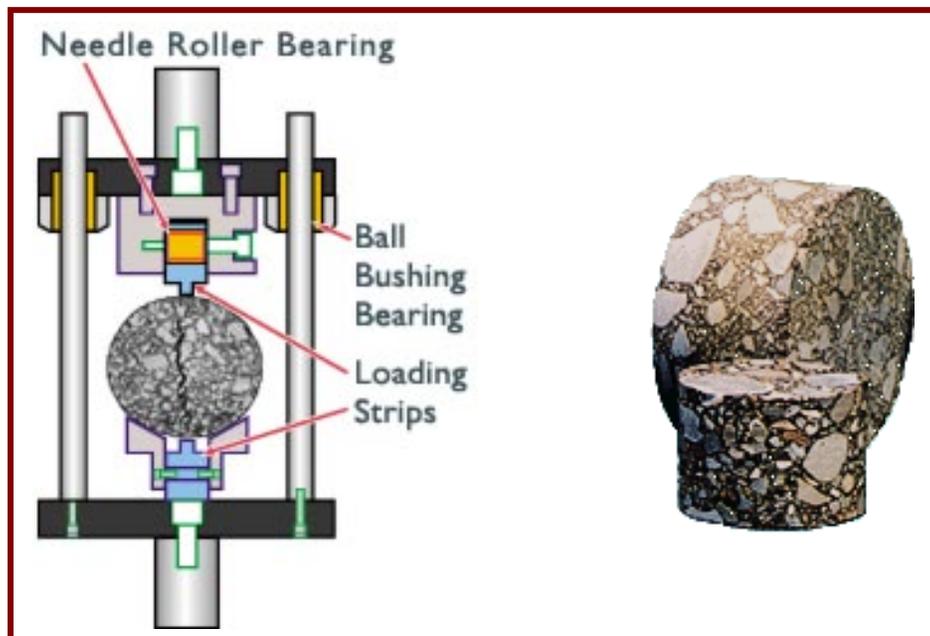
- Equipo para determinar la relación de Poisson en mezclas asfálticas. El equipo utilizado puede ser el mismo que se usa para determinar los módulos dinámicos y leyes de fatiga, es decir, el correspondiente al ensayo de tracción indirecta por compresión diametral, en

el cual se aplican sobre una probeta cilíndrica tipo Marshall, una carga de compresión distribuida a lo largo de dos generatrices opuestas diametralmente y se realizan los registros de las deformaciones en el sentido de aplicación de las cargas y en el sentido perpendicular, con las cuales se calcula la relación de Poisson para unas determinadas condiciones de frecuencia y temperatura.

Granulometria	% Astafo	Establiobed (Lbs)	Flujo (1/100)
G2	6,0	2130	12,0
G2T	6,3	2345	11,0
G4	6,1	2247	11,0
G4T	6,1	3068	12,7

CAPITULO 2

TRABAJO PRACTICO



2. RESULTADOS DE LA COMPARACIÓN DE LAS MEZLAS DISEÑADAS POR EL METODO MARSHALL Y LAS DISEÑADAS POR EL METODO SUPERPAVE

Dado los objetivos del trabajo las mezclas analizadas en este estudio se diseñaron por los métodos volumétricos Superpave y Marshall.

2.1. DISEÑO DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS SUPERPAVE. DISEÑO VOLUMETRICO DE LA MEZCLA

2.1.1 Introducción. Teniendo en cuenta que este método no es utilizado en nuestro país, se presenta con alto nivel de detalle para que además de mostrar los resultados se constituya en ejemplos aplicados a las condiciones particulares de materiales colombianos y a un proyecto real del país tanto en tránsito como en condiciones climáticas.

2.1.2 Selección de Materiales

2.1.2.1 Definición de las Condiciones de Tránsito y Clima del Proyecto. Para efectos de diseño, el número de ESALs (ejes equivalentes de carga de 8.2 ton) estará comprendido en la categoría de tránsito de 10 a 30 millones, lo que representa un tráfico de nivel alto y corresponde a una vía de primer orden en nuestro país como lo es la vía Panamericana Cali-Popayán o la autopista Medellín-Bogotá.

➤ **Selección de la temperatura del aire.** Las condiciones de temperatura del medio ambiente se determinan a partir de los datos de las estaciones meteorológicas establecidas por el IDEAM en todo el territorio colombiano.

El procesamiento de la información de la estación del IDEAM ubicada en la zona del proyecto permite al usuario seleccionar los grados de ligante para un clima específico y para un proyecto dado y escoger los requerimientos de compactación para el diseño de la mezcla. En Colombia por su ubicación predominan las temperaturas medias y altas durante todo el año, el intervalo de temperaturas de trabajo es pequeño respecto al de los países donde se presentan las cuatro estaciones. Se optó por escoger dos sitios extremos, el más caliente y el más frío y así seleccionar un grado de asfalto que sea aplicable a todo el país.

El registro de los datos obtenidos en las estaciones meteorológicas del IDEAM analizadas se encuentran en el archivo del programa PG (Anexo A).

Con ayuda del software elaborado en la Universidad del Cauca por el Ingeniero Efraín de Jesús Solano F, se calculan los valores correspondientes a los siete días de máxima temperatura del aire durante los años para los cuales se tienen disponibles los datos y el valor correspondiente a la temperatura mínima media del aire.

Después de “corrido” el programa, los valores de temperatura obtenidos para una confiabilidad dada son los siguientes:

Tabla 22. Estación con datos climáticos más fríos en Colombia

Estación (Nº)	Confiabilidad (%)	Temperatura del aire promedio de los 7 días consecutivos (°C)	
		Máxima	Mínima
2615515	98	4.1	-7.8
Estación	95	3.5	-6.6
Letras	90	3.0	-5.6
(Caldas)	50	1.3	-2.0

Tabla 23. Estación con datos climáticos más calientes en Colombia

Estación (Nº)	Confiabilidad (%)	Temperatura del aire promedio de los 7 días consecutivos (°C)	
		Máxima	Mínima
2803503	98	39.6	23.2
Estación	95	39.2	24.1
Aeropuerto	90	38.9	24.9
Valledupar	50	37.6	27.7

a. Confiabilidad. De los cuadros anteriores se puede observar claramente que el rango que representa una situación más crítica es la evaluada con el 98% de confiabilidad. Bajo esta condición, el análisis de la máxima y mínima temperatura del aire presenta las siguientes características:

Máxima temperatura del aire: 39.6 °C
 Mínima temperatura del aire: -7.8 °C
 Confiabilidad: 98 %

Datos asumidos para la selección del grado del asfalto, que como se anotó anteriormente abarcan todas las temperaturas de las diferentes zonas climáticas del país. Con estos datos se analizará si el asfalto de Barrancabermeja tiene el grado Superpave para ser utilizado en todo el país sin aditivos.

b. Conversión a temperatura del pavimento. Con el mismo programa de computador y de acuerdo a las fórmulas preestablecidas en la investigación SHRP se calculan las temperaturas altas y bajas del pavimento, así:

❖ Para la máxima temperatura se hará uso de la siguiente fórmula:

$$T_{20mm} = (T_{aire} - (0.00618 \times Lat^2) + (0.2289 \times lat) + 42.2) \times (0.9545) - 17.78 \quad \text{Ecuación 55}$$

T_{20mm} : Temperatura del pavimento a una profundidad de 20 mm, en °C

T_{aire} : Promedio de la temperatura del aire para el mas caluroso periodo de 7 días, en °C.

Lat : Latitud del proyecto, en grados.

Obteniéndose para una temperatura promedia del aire de 39.6 °C y una latitud igual a 10° 52' 14" latitud norte, una temperatura máxima del pavimento a 20 mm de profundidad de 62°C

❖ Para la determinación de la baja temperatura de diseño del pavimento adoptaremos la misma baja temperatura del aire, método recomendado por los investigadores de SHRP del Canadá. Es decir se asumirá -7.8 °C como temperatura mínima del pavimento.

De acuerdo a la fórmula propuesta por la investigación SHRP la temperatura más baja se calcularía así:

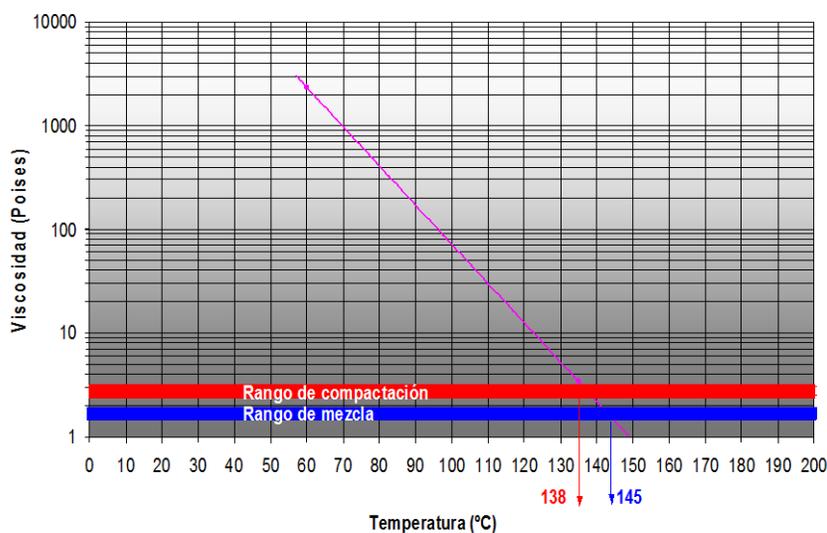
$$T_{min} = (0.859 \times T_{aire}) + 1.7 \quad \text{Ecuación 56}$$

Lo cual nos daría una temperatura de -5°C mayor que la obtenida por el criterio de SHRP Canadá.

Como se observa en el cuadro anterior el asfalto de Barrancabermeja tiene el grado adecuado para Colombia siempre y cuando la selección se haga únicamente por temperatura. Es muy importante resaltar que si se tiene un proyecto en zona caliente con velocidades de tránsito bajas el grado del asfalto de Barrancabermeja sería insuficiente, ya que tocaría aumentar el grado a 70, por recomendación Superpave para el caso de pavimentos sometidos a cargas estáticas como un parqueadero de un puerto, un pavimento cerca a una estación de peaje entre otros.

Caracterización del Ligante Asfáltico. Se realizaron diferentes ensayos para obtener algunas características físicas del ligante que se utiliza en el diseño. Con base en las viscosidades obtenidas y con ayuda de la gráfica “Carta de viscosidad” evaluamos las temperaturas de mezclado y de compactación a ser utilizadas en la fabricación de los especímenes en el laboratorio

Figura 46. Temperatura de mezclado y compactación



El gráfico nos arroja como resultado los siguientes valores:

- Temperatura de mezclado: 145 °C
- Temperatura de compactación: 138 °C

Tabla 24 . Características SHRP del Cemento Asfáltico de Barrancabermeja

Grado de Comportamiento	PG - 64	Valores que no Cumplen
Temperatura de diseño máxima en el pavimento, promedio 7 días, en °C	< 64°C	
Temperatura de diseño mínima en el pavimento, °C	> -22°C	
ASFALTO ORIGINAL		
Punto de inflamación mínima, °C	320	
Viscosidad ASTM D 4402: Máx: 3Pa.s, Temperatura de ensayo, 135 °C	0.346	
Ensayo de corte dinámico TP5: G*/Sen δ , mínimo, 1,00 kPa Temperatura de ensayo @ 10 rad/s, °C	@ 64°C	@ 70°C
	1.34	0.66
ENSAYO SOBRE EL RESIDUO DEL RTOF (T 240)		
Pérdida de masa, máxima, %	0.405	
Ensayo de Corte dinámico TP5: G*/Sen δ , mínimo, 2.20kPa, Temperatura de ensayo @ 10 rad/s, °C	@ 64°C	@70°C
	2.65	1.23
ENSAYO SOBRE EL RESIDUO DE ENVEJECIMIENTO A PRESION		
Temperatura de envejecimiento, °C	100	
Ensayo de Corte dinámico TP5: G*/Sen δ , Máx, 5000 kPa, Temperatura de ensayo @ 10 rad/s, °C	@ 19°C	@ 16°C
	4327	6192
BBR	@ -12 °C	@ -18°C
Rigidez @ 60s, S= 300 Mpa max, m = 0.30 m/n	S= 152.7	S=409
AASTHO TP1	m = 0.39	m = 0.37
CLASIFICACION	PG - 64 -22	

Fuente: Tecnología del cemento asfáltico (Ing. Hugo León Arenas). Editorial FAID, segunda edición de Mayo de 2000.

Tabla 25. Caracterización tradicional del asfalto de Barrancabermeja

Ensayo	Resultado (Promedio)
ASFALTO ORIGINAL	
Peso específico	1.012 gr/cc
Penetración a 10°C	12 $\frac{1}{10}$ mm
Penetración a 25°C	68 $\frac{1}{10}$ mm
Punto de ablandamiento	49.2 °C
ASFALTO ENVEJECIDO	
Penetración a 25°C	32 $\frac{1}{10}$ mm
Punto de ablandamiento	56.6 °C

2.1.2.3 Selección y Caracterización del Agregado. El agregado seleccionado es el utilizado por Agremezclas para fabricar la mezcla asfáltica que de forma predominante se utiliza en los departamentos del Cauca y Valle.

El agregado se caracteriza con base en los criterios Superpave y los resultados se compararon con las especificaciones del INVIAS y SUPERPAVE, se destaca que el agregado no cumplió con el requisito de angularidad de la arena, Superpave, por lo que se adoptó por evaluar también las mezclas con otra arena que cumpliera con todos los requerimientos.

2.1.2.4 Selección de la estructura granulométrica del agregado de diseño. Una vez se seleccionen los materiales el método Superpave incluye como primera actividad de diseño la selección de la estructura granulométrica del agregado que se va a utilizar en la mezcla.

Para seleccionar la estructura del agregado de diseño, se determinan las granulometrías de las mezclas de prueba por medio de tanteos, teniendo en cuenta la especificación y características granulométricas de los materiales disponibles que nos brindarán los porcentajes pasantes de cada tamaño de partícula y finalmente la curva granulométrica deseada. En este caso, no se realizan combinaciones matemáticas de las granulometrías individuales de cada tamaño de agregado, puesto que el material utilizado ya se encuentra mezclado y corresponde a una combinación de agregados que cumplen una norma específica del Instituto Nacional de Vías (INVIAS) como lo es la MDC-2.

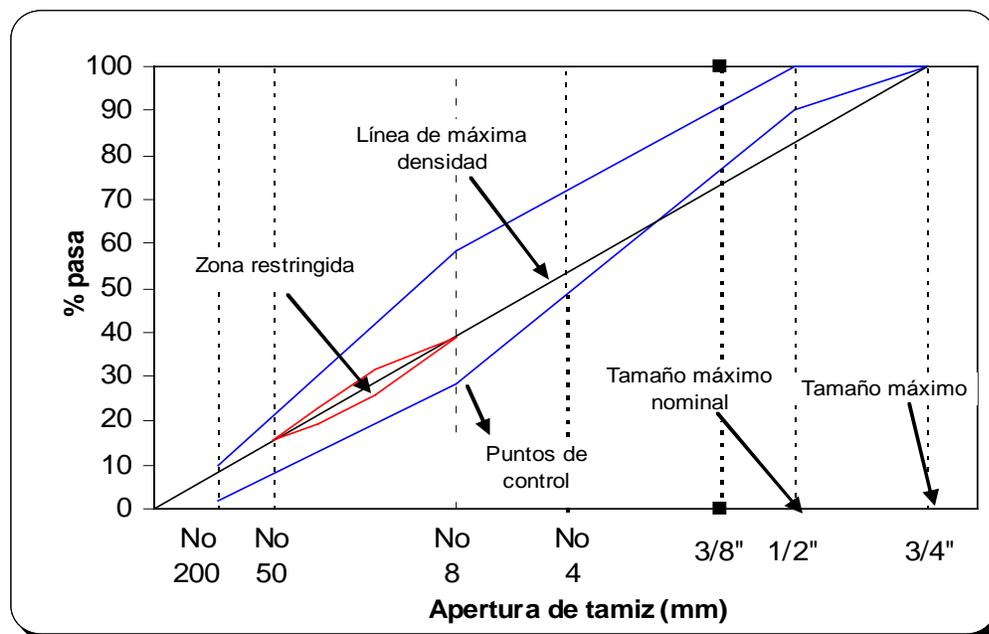
Superpave emplea la serie standard de tamices de ASTM y las siguientes definiciones con respecto al tamaño del agregado:

Tamaño Máximo Nominal: un tamaño de tamiz mayor que el primer tamiz que retiene mas del 10%.

Tamaño Máximo: un tamaño de tamiz mayor que el tamaño máximo nominal.

Como el tamaño máximo del material es 19mm, la especificación Superpave a utilizar será la correspondiente a la de un tamaño máximo nominal de 12.5 mm.

Figura 47. Especificación Superpave para un tamaño Máximo Nominal de 12.5 mm



Fuente: Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de Superpave, Publicación No FHWA-SA-95-003

Estos tanteos simplemente nos permite “acomodar” la curva granulométrica a conveniencia nuestra, ubicándola en cualquier lugar dentro de la banda de control estipulada por Superpave. De acuerdo con lo anterior, se han escogido cinco granulometrías de prueba a evaluar, las cuales presentan las características expuestas en la tabla 26.

Tabla 26. Descripción de las curvas granulométricas de prueba

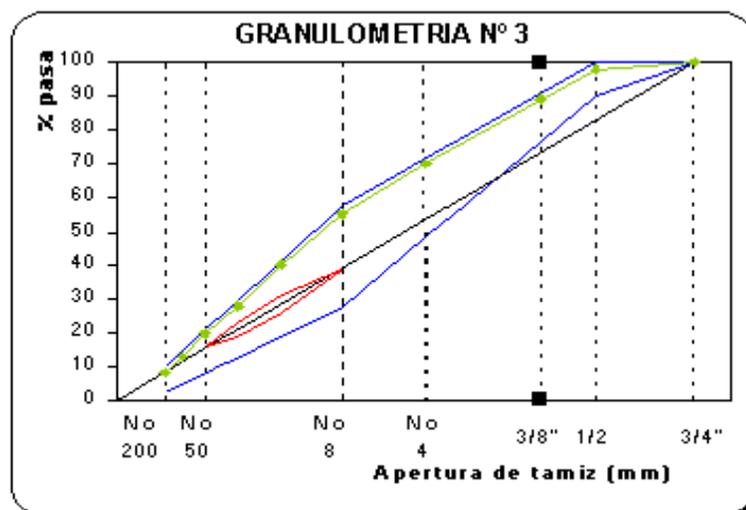
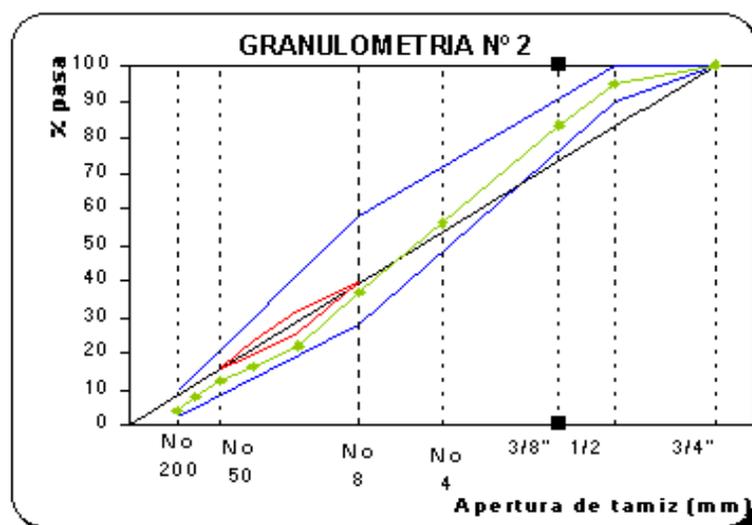
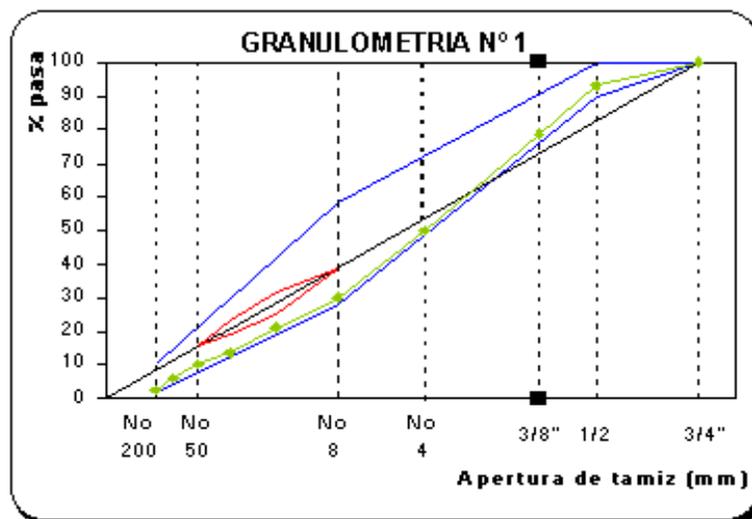
Granulometría No.	Característica
1	Cuya trayectoria pasa por debajo de la zona de restricción, ceñida a la banda de control inferior.
2	Curva que también pasa por debajo de la zona de restricción; sin embargo se encuentra más cerca de la misma y de la línea de máxima densidad, además un poco más alejada de la banda de control inferior.
3	Ubicada por encima de la zona de restricción, ceñida al límite de control superior.
4	Ligeramente por encima de la zona de restricción y corresponde a la granulometría llamada MDC-2 establecida en las normas del Instituto Nacional de Vías.
5	Curva que atraviesa la zona de restricción. y cumple con la granulometría MDC-2

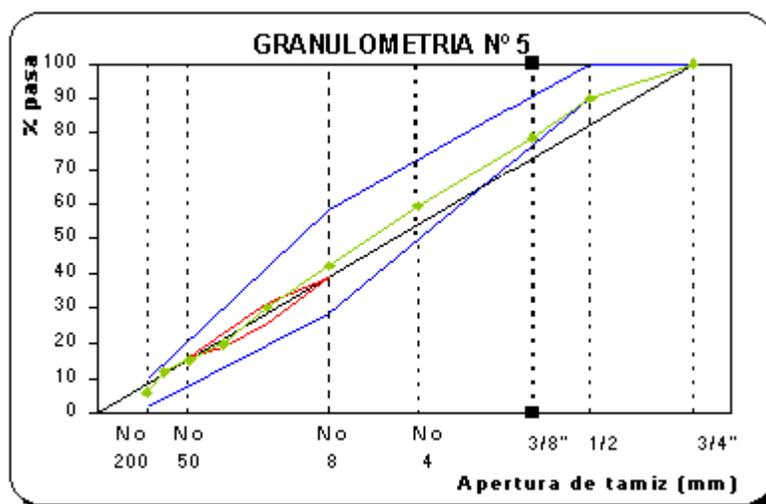
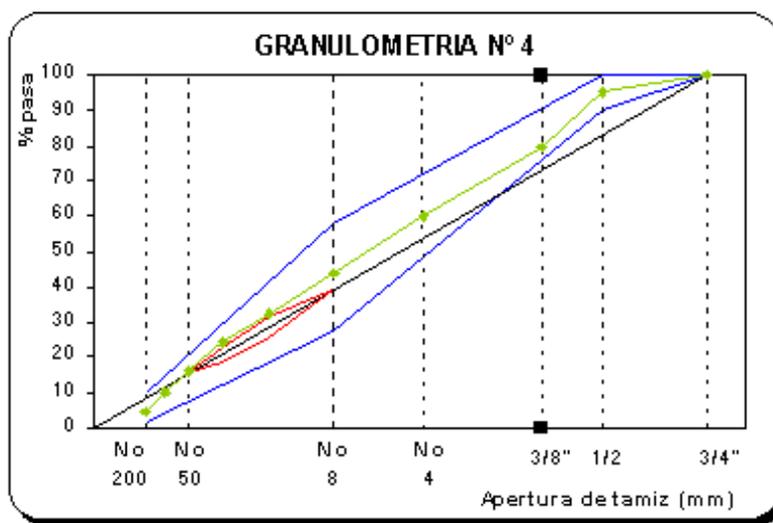
Estas granulometrías de prueba se muestran en la tabla 27. y en las figuras 42 a la 46; así como sus respectivos valores de material pasante para cada tamaño.

Tabla 27. Granulometrías de Prueba

Tamiz No	Abertura (mm)	Exponente (0,45)	CURVAS GRANULOMETRICAS				
			Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5
3/4"	19	3,76	100	100	100	100	100
1/2"	12,5	3,12	93	95	98	95	90
3/8"	9,5	2,75	79	83	89	80	79
4	4,75	2,02	50	56	70	60	59,5
8	2,36	1,47	30	37	55	44	42
16	1,18	1,08	21	22	40	32,5	30
30	0,6	0,79	14	16	28	24	20
50	0,3	0,58	10	12	20	16,5	15
100	0,15	0,43	6	8	13	10	12
200	0,075	0,31	3	4	8	5	6

Figuras 48, 49, 50, 51 y 52. Curvas granulométricas de prueba con la norma Superpave.





Posteriormente se hace una determinación de las propiedades del agregado ajustado a las diferentes granulometrías consideradas. Los valores estimados se indican en la tabla 28 la cual muestra diversas columnas donde se especifica la propiedad requerida del material, el criterio exigido por la normatividad (en este caso la de Superpave) y los valores obtenidos en el laboratorio para cada combinación de material.

De igual manera, se establecen algunas fórmulas que son requeridas para el cálculo de las diferentes gravedades específicas del material (ecuaciones 57 y 58).

Tabla 28. Propiedades del agregado ajustadas a las diferentes granulometrías

Propiedad	Criterio	Granulometría				
		Nº 1	Nº 2	Nº 3	Nº 4	Nº 5
Angularidad agregado fino	45% mín	31.7	30.4	31.2	32.0	31.7
Partículas alargadas y planas	10% máx	5/11	11/10	10/10	10/4	3/10
Equivalente arena	45 mín	72	70	52	58	59
Desgaste en la máquina de los Angeles		34.3	34.3	34.3	28.6	28.6
Caras fracturadas	Una cara	83.4	83.2	82.5	82.9	84.2
	Dos caras	76.7	76.5	76.1	76.4	77.2
G_{sb}	-	2.671	2.690	2.685	2.680	2.704
G_{sa}	-	2.767	2.767	2.750	2.796	2.773

$$G_{sb} = \frac{\text{Peso seco}}{V_{bruto}} \quad \text{Ecuación 57}$$

G_{sb} : gravedad específica bruta del agregado

V_{bruto} : volumen de las partículas incluyendo el volumen de poros permeables al agua.

$$G_{sa} = \frac{\text{Peso seco}}{V_{aparente}} \quad \text{Ecuación 58}$$

G_{sa} : gravedad específica aparente del agregado

$V_{aparente}$: volumen de las partículas sin incluir el volumen de poros de la superficie.

➤ **Cálculo del porcentaje de Asfalto para realizar las mezclas en la etapa de Selección de la Granulometría.** El siguiente paso es evaluar las mezclas de prueba mediante la compactación de especímenes y la determinación de las propiedades volumétricas de cada una de ellas, para elaborar las mezclas se debe determinar el porcentaje de asfalto a utilizar. Los pasos a seguir son:

a. *Estimativo del contenido de ligante asfáltico de prueba:* se determina para cada mezcla de prueba estimando inicialmente el peso específico efectivo (G_{se}), así:

Ecuación 59

$$G_{se} = \frac{\text{Peso seco}}{V_{efectivo}} \quad \text{Ecuación 60}$$

G_{se} : gravedad específica del agregado

$V_{efectivo}$: volumen de las partículas más volumen de poros permeables al agua no llenos de asfalto.

f : factor que depende del grado de absorción de asfalto por parte de las partículas de agregado. Para agregados poco absorbentes $f = 0.8$; agregados absorbentes pueden requerir valores cercanos a 0.6 o 0.5.

$$G_{se} = G_{sb} + 0.8 \times (G_{sa} - G_{sb}) \quad \text{Ecuación 61}$$

Debido a que este factor (G_{se}) puede ser ajustado, se ha decidido hacerlo para acercarnos mucho más a la condición real de absorción de los materiales utilizados. Para esto, se hace un cálculo inicial del asfalto de prueba con factor igual a 0.8 y con los valores obtenidos se determina la “Gravedad específica teórica máxima (G_{mm})” o el valor “RICE” como comúnmente se conoce. Una vez determinado el G_{mm} de la mezcla se hace la determinación del G_{se} del agregado para las diferentes granulometrías consideradas y por lo tanto también se determina el factor de absorción. El análisis es el siguiente:

Tabla 29. Cálculo del G_{se} considerando un factor de 0.8

Granulometría No	Gsb	Gsa	Gsa-Gsb	Gse
1	2,671	2,767	0,096	2,748
2	2,690	2,767	0,077	2,752
3	2,685	2,750	0,065	2,737
4	2,680	2,768	0,088	2,750
5	2,704	2,773	0,069	2,759

b. Cálculo del volumen absorbido de ligante (V_{ba}), cm^3/cm^3 de la mezcla. Es estimado con la ecuación 62.

Ecuación 62

Donde:

V_{ba} : es el volumen de ligante absorbido. Cm^3/Cm^3 de mezcla.

P_b : es el porcentaje de ligante (0.04)

P_s : es el porcentaje de agregado (0.96).

G_b : Gravedad específica del ligante (1.012)

V_a : es el volumen de vacíos de aire (se fija un valor de $0.04 \text{ Cm}^3/\text{Cm}^3$)

Tabla 30. Volumen absorbido de ligante (V_{ba}) considerando un factor de 0.8

Granulometría No	Ps	Va	Pb	Gb	Gse	Gsb	Vba
1	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,748	2,671	0,0236
2	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,752	2,690	0,0189
3	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,737	2,685	0,0159
4	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,750	2,680	0,0214
5	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,759	2,704	0,0166

c. Cálculo del ligante efectivo (V_{be}), cm^3/cm^3 de mezcla. Se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$V_{be} = 0.081 - (0.02931 \times [Ln(S_n)]) \quad \text{Ecuación 63}$$

Donde:

S_n : es el tamaño del tamiz máximo nominal de la mezcla de agregados (en pulgadas).

S_n : 0.5 para todas las granulometrías consideradas.

d. Cálculo del peso de los agregados en gramos.

$$W_s = \frac{[P_s \times (1 - V_a)]}{\left(\left(\frac{P_b}{G_b} \right) + \left(\frac{P_s}{G_{se}} \right) \right)} \quad \text{Ecuación 64}$$

Tabla 31. Datos requeridos para el cálculo de porcentaje de asfalto en la mezcla

Granulometría No	Ps	Va	Pb	Gb	Gse	Ws
1	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,748	2,248
2	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,752	2,251
3	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,737	2,241
4	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,750	2,250
5	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,759	2,256

e. Cálculo del contenido de prueba inicial del ligante asfáltico.

Ecuación 65

Donde:

P_{bi} : es el porcentaje de ligante (en peso de la mezcla).

W_s : es el peso del agregado en gramos.

Con estos valores de porcentaje de asfalto inicial de prueba, se procede a elaborar las mezclas para determinar la Gravedad específica teórica máxima (G_{mm}) y así obtener los nuevos valores reales de la Gravedad específica efectiva (G_{se}) para finalmente concluir en el factor de absorción real del material a utilizar.

Despejando el valor de G_{se} de la ecuación 66 se obtienen los nuevos datos para cada mezcla de prueba. Posteriormente se utilizan estos valores en la ecuación 61 donde previamente se ha despejado el factor de absorción.

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{P_{bi}}{G_b} + \frac{(100 - P_{bi})}{G_{se}}} \quad \text{Ecuación 66}$$

Donde:

G_{mm} = Gravedad específica máxima teórica de la mezcla

Tabla 32. Cálculo del factor de absorción real del material de trabajo

% asf	G _b	G _{mm}	G _{se}	Factor
5,3	1,012	2,509	2,735	0,67
5,1	1,012	2,510	2,727	0,48
5,0	1,012	2,524	2,739	0,84
5,4	1,012	2,513	2,745	0,61
5,0	1,012	2,534	2,752	0,69
Promedio				0,66

Como se pudo observar mediante la determinación en el laboratorio del G_{mm} de la mezcla, se puede inferir el G_{se} , gravedad específica efectiva del agregado para cada gradación, sin embargo; se optó por encontrar el factor promedio para el agregado y repetir completamente el procedimiento recomendado por Superpave.

➤ **Recálculo del Porcentaje de Asfalto de Prueba y Elaboración de briquetas.** Nuevamente volvemos a recalcular el porcentaje de prueba del asfalto para cada mezcla de agregado con el factor de 0.66 obtenido del cálculo anterior. Este paso es en la práctica la actividad inicial en la etapa de elaboración de mezclas para la selección de la estructura de granulométrica.

1. *Estimación del contenido de ligante asfáltico:* se determina para cada mezcla de prueba estimando el peso específico efectivo (G_{se}), así:

Ecuación 67

El análisis realizado para este recálculo se muestra en la tabla 33.

Tabla 33. Cálculo de G_{se} para un factor de absorción de 0.66

Granulometría No	G _b	G _{sa}	G _{sa} -G _b	G _{se}
1	2,671	2,767	0,096	2,734
2	2,690	2,767	0,077	2,741
3	2,685	2,750	0,065	2,728
4	2,680	2,787	0,107	2,751
5	2,704	2,773	0,069	2,750

2. *Cálculo del volumen absorbido de ligante (V_{ba}):* es estimado con:

Ecuación 68

Donde:

V_{ba} : es el volumen de ligante absorbido. Cm^3/Cm^3 de mezcla.

P_b : es el porcentaje de ligante (0.04)

P_s : es el porcentaje de agregado (0.96).

G_b : Gravedad específica del ligante (1.012)

V_a : es el volumen de vacíos de aire (se fija un valor de $0.04 \text{ Cm}^3/\text{Cm}^3$)

Tabla 34. Cálculo del volumen de ligante absorbido V_{ba}

Granulometría No	P_s	V_a	P_b	G_b	G_{se}	G_{sb}	V_{ba}
1	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,734	2,671	0,0194
2	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,741	2,690	0,0155
3	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,728	2,685	0,0131
4	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,751	2,680	0,0216
5	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,750	2,704	0,0138

3. *Cálculo del ligante efectivo (V_{be}):* se determina a partir de la ecuación 69.

$$V_{be} = 0.081 - (0.02931 \times [Ln(S_n)]) \quad \text{Ecuación 69}$$

Donde:

S_n : es el tamaño del tamiz máximo nominal de la mezcla de agregados (en pulgadas).

4. *Cálculo del peso de los agregados en gramos.*

$$W_s = \frac{[P_s \times (1 - V_a)]}{\left(\left(\frac{P_b}{G_b} \right) + \left(\frac{P_s}{G_{se}} \right) \right)} \quad \text{Ecuación 70}$$

Tabla 35. Cálculo del peso del agregado para un factor de absorción de 0.66

Granulometría No	Ps	Va	Pb	Gb	Gse	Ws
1	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,734	2,239
2	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,741	2,243
3	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,728	2,234
4	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,751	2,250
5	0,940	0,040	0,060	1,0120	2,750	2,249

5. Cálculo del contenido de prueba inicial del ligante asfáltico

Ecuación 71

Donde:

 P_{bi} : es el porcentaje de ligante (en peso de la mezcla). W_s : es el peso del agregado en gramos.

Tabla 36. Datos del contenido de prueba inicial de ligante asfáltico utilizados para la fabricación y evaluación de las mezclas en la etapa de selección de la granulometría

El paso siguiente es compactar con el SGC (Compactador giratorio) un mínimo de dos especímenes por cada mezcla de prueba. Otros dos especímenes de mezcla son preparados para la determinación de la gravedad específica teórica máxima de la mezcla (G_{mm}). Para los especímenes a compactar se utilizan 4500 gr de agregado y para hallar la gravedad específica teórica unos 2000 gr son suficientes.

Los especímenes se mezclan a la temperatura apropiada hallada en la carta de viscosidad (145 °C). Luego son sometidos a un período de cuatro horas de envejecimiento en un horno a la temperatura de mezclado. Posteriormente, se someten a otro período más corto de envejecimiento (aproximadamente 30 minutos) a la temperatura de compactación.

Finalmente, los especímenes de mezcla se compactan o se dejan enfriar en el caso para determinar la gravedad específica teórica máxima (G_{mm}).

Para determinar el número de giros requeridos para la compactación de los especímenes, evaluamos la alta temperatura del aire hallada por el software y el nivel de tránsito que se ha decidido soportará la estructura del pavimento donde se colocará la capa de material asfáltico. De acuerdo a la tabla 15 los valores obtenidos son:

$$N_{inicial} = 9 \text{ giros}$$

$$N_{diseño} = 121 \text{ giros}$$

$$N_{máximo} = 195 \text{ giros}$$

Durante la compactación, la altura del espécimen es continuamente monitoreada. Conociendo el peso de la mezcla, el diámetro del molde fijo de 150 mm y la medida de altura para cualquier giro, la gravedad específica del espécimen puede ser estimada (G_{mb} estimado) para cualquier número de giros durante la compactación.

Después de la compactación, el espécimen se desmolda y se deja enfriar. Luego, se determina la gravedad específica bruta (G_{mb}) del espécimen compactado. También se determina la gravedad específica teórica máxima (G_{mm}) de la mezcla.

Se evalúa el factor de corrección haciendo la relación entre el G_{mb} (medido) y el G_{mb} (estimado) para el $N_{máximo}$. Este factor corregirá todas las gravedades específicas brutas de la mezcla compactada.

Un resumen de los resultados de la compactación de los especímenes se muestran en las tablas 37,38,39,40 y 41 a las cuales se les anexa su figura (53, 54, 55, 56 y 57) correspondiente al proceso de densificación de la muestra.

Tabla 37. Datos de la densificación para la granulometría N° 1 con el 5.2% de contenido de asfalto

Número de giros	Especimen 1				Especimen 2				% Gmm Promedio
	Ht (mm)	Gmb (estimada)	Gmb (corregida)	Gmm (%)	Ht (mm)	Gmb (estimada)	Gmb (corregida)	Gmm (%)	
5	127,70	2,078	2,131	84,2	128,30	2,080	2,129	84,1	84,19
9	124,80	2,127	2,181	86,2	125,20	2,131	2,182	86,2	86,21
10	124,30	2,135	2,189	86,5	124,70	2,140	2,190	86,6	86,56
15	122,30	2,170	2,225	88,0	122,70	2,175	2,226	88,0	87,97
20	120,90	2,195	2,251	89,0	121,30	2,200	2,252	89,0	88,99
30	118,90	2,232	2,289	90,5	119,30	2,236	2,289	90,5	90,48
40	117,60	2,257	2,314	91,5	118,00	2,261	2,315	91,5	91,48
50	116,60	2,276	2,334	92,3	117,00	2,280	2,334	92,3	92,26
60	115,90	2,290	2,348	92,8	116,30	2,294	2,348	92,8	92,82
80	114,80	2,312	2,371	93,7	115,10	2,318	2,373	93,8	93,75
100	114,00	2,328	2,387	94,4	114,30	2,334	2,390	94,5	94,40
121	113,30	2,342	2,402	94,9	113,70	2,347	2,402	94,9	94,95
150	112,60	2,357	2,417	95,5	113,00	2,361	2,417	95,5	95,53
175	112,20	2,365	2,426	95,9	112,60	2,370	2,426	95,9	95,87
195	111,90	2,372	2,432	96,1	112,30	2,376	2,432	96,1	96,13

Figura 53. Curva de densificación para la granulometría 1

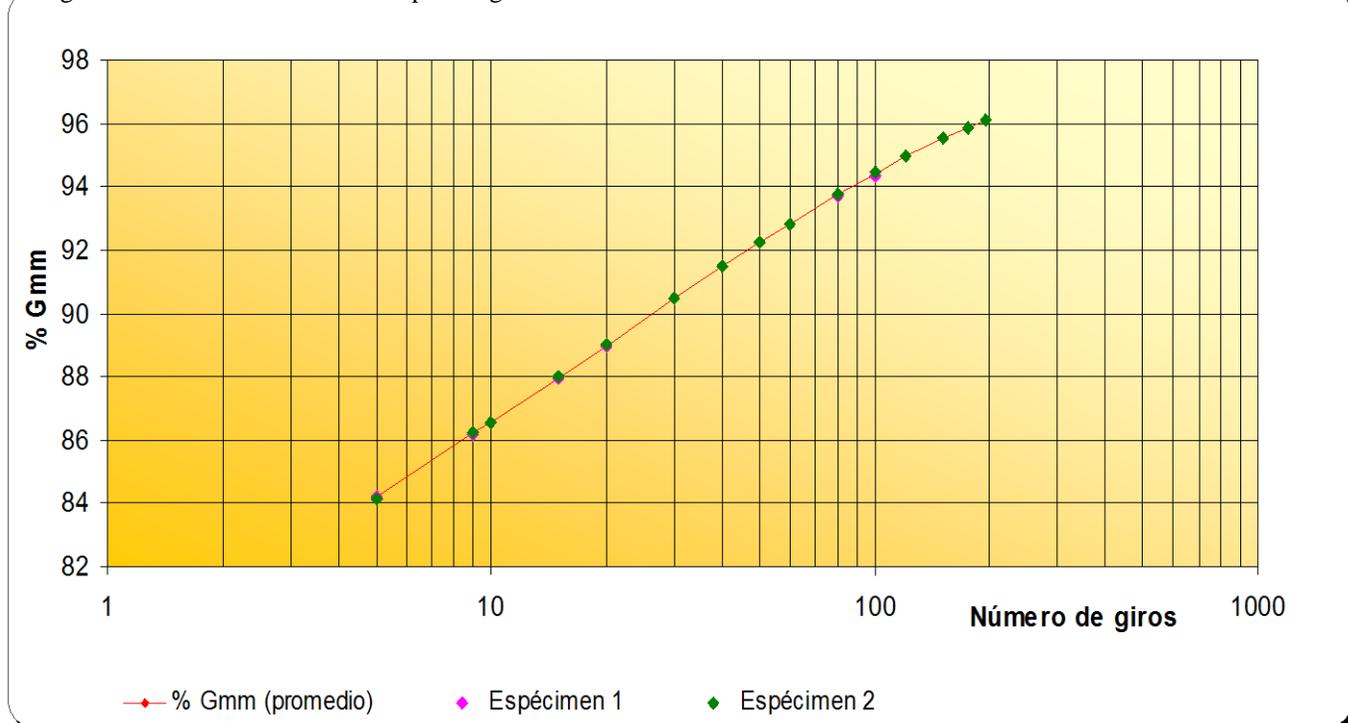


Tabla 38. Datos de la densificación para la granulometría N° 2 con el 5.0% de contenido de asfalto

Número de giros	Especimen 1				Especimen 2				% Gmm Promedio
	Ht (mm)	Gmb (estimada)	Gmb (corregida)	Gmm (%)	Ht (mm)	Gmb (estimada)	Gmb (corregida)	Gmm (%)	
5	126,90	2,099	2,140	84,2	126,80	2,102	2,146	84,4	84,34
9	124,10	2,146	2,189	86,1	124,00	2,149	2,194	86,4	86,24
10	123,60	2,155	2,198	86,5	123,50	2,158	2,203	86,7	86,59
15	121,70	2,189	2,232	87,8	121,70	2,190	2,236	88,0	87,91
20	120,30	2,214	2,258	88,9	120,40	2,214	2,260	88,9	88,90
30	118,50	2,248	2,292	90,2	118,60	2,247	2,294	90,3	90,25
40	117,30	2,271	2,316	91,1	117,30	2,272	2,320	91,3	91,21
50	116,40	2,288	2,333	91,8	116,50	2,288	2,335	91,9	91,87
60	115,70	2,302	2,348	92,4	115,70	2,304	2,352	92,5	92,47
80	114,70	2,322	2,368	93,2	114,70	2,324	2,372	93,4	93,27
100	113,90	2,339	2,385	93,8	113,90	2,340	2,389	94,0	93,93
121	113,30	2,351	2,397	94,3	113,30	2,352	2,401	94,5	94,43
150	112,60	2,366	2,412	94,9	112,70	2,365	2,414	95,0	94,97
175	112,20	2,374	2,421	95,3	112,20	2,375	2,425	95,4	95,35
195	111,90	2,380	2,427	95,5	112,00	2,380	2,429	95,6	95,57

Figura 54. Curva de densificación para la granulometría 2

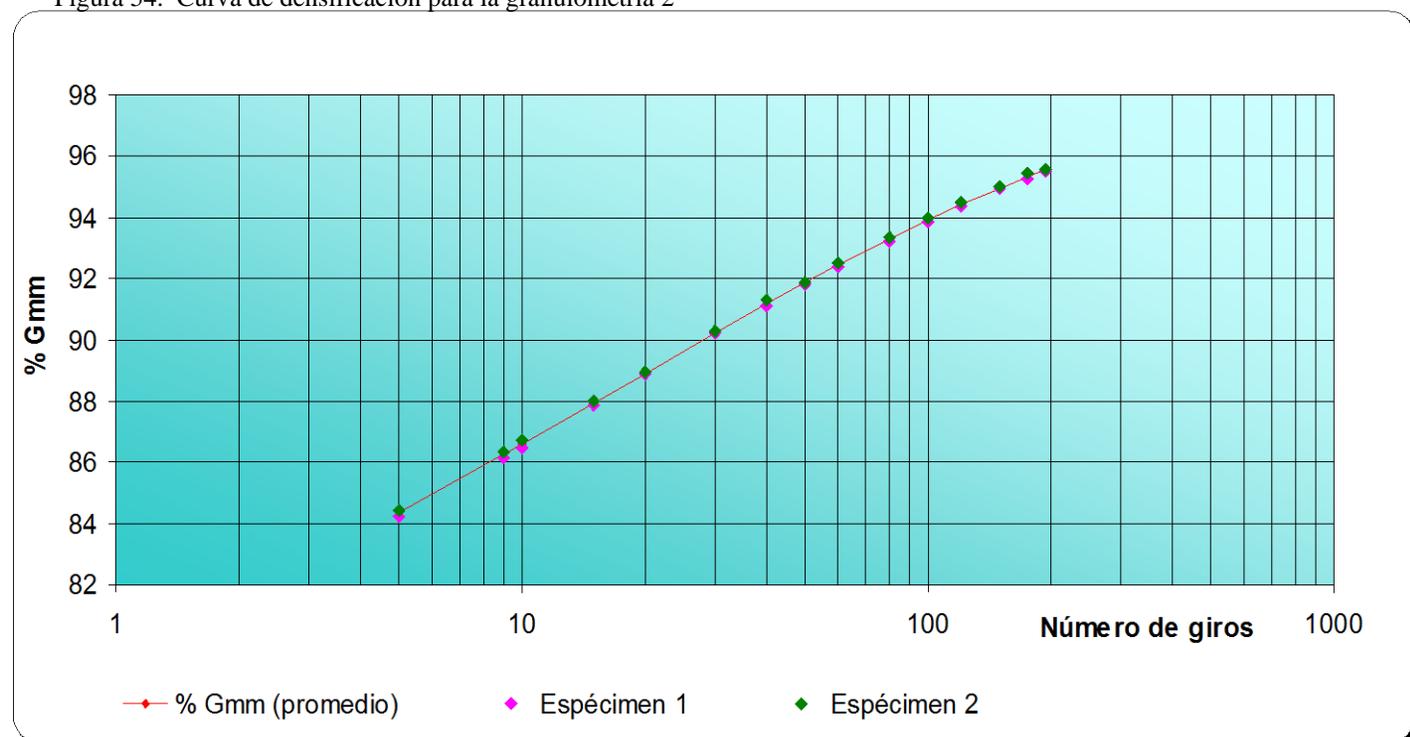


Tabla 39. Datos de la densificación para la granulometría N° 3 con el 4.9% de contenido de asfalto

Número de giros	Especimen 1				Especimen 2				% Gmm Promedio
	Ht (mm)	Gmb (estimada)	Gmb (corregida)	Gmm (%)	Ht (mm)	Gmb (estimada)	Gmb (corregida)	Gmm (%)	
5	124,30	2,141	2,176	85,5	123,60	2,158	2,176	85,5	85,50
9	122,10	2,179	2,215	87,0	121,50	2,195	2,213	87,0	87,01
10	121,60	2,188	2,224	87,4	121,00	2,204	2,222	87,3	87,36
15	120,10	2,215	2,252	88,5	119,50	2,232	2,250	88,4	88,46
20	119,10	2,234	2,271	89,2	118,50	2,251	2,269	89,2	89,20
30	117,70	2,261	2,298	90,3	117,10	2,278	2,296	90,2	90,27
40	116,70	2,280	2,318	91,1	116,20	2,295	2,314	90,9	91,00
50	116,10	2,292	2,330	91,5	115,50	2,309	2,328	91,5	91,51
60	115,50	2,304	2,342	92,0	115,00	2,319	2,338	91,9	91,95
80	114,70	2,320	2,358	92,7	114,20	2,335	2,355	92,5	92,59
100	114,20	2,330	2,368	93,1	113,60	2,348	2,367	93,0	93,04
121	113,70	2,340	2,379	93,5	113,20	2,356	2,376	93,3	93,41
150	113,20	2,351	2,389	93,9	112,70	2,366	2,386	93,8	93,82
175	112,90	2,357	2,396	94,1	112,40	2,373	2,393	94,0	94,07
195	112,70	2,361	2,400	94,3	112,10	2,379	2,399	94,3	94,28

Figura 55. Curva de densificación para la granulometría 3

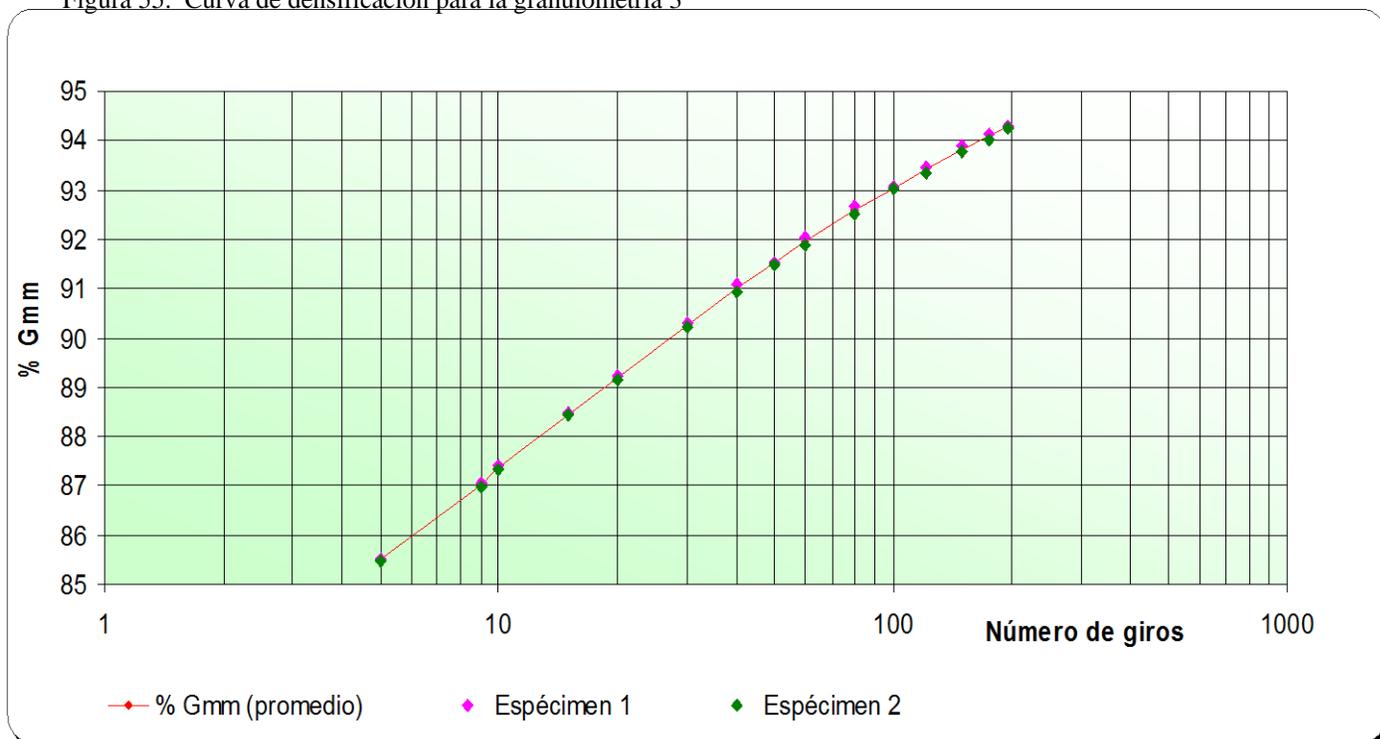


Tabla 40. Datos de la densificación para la granulometría N° 4 con el 5.2% de contenido de asfalto

Número de giros	Especimen 1				Especimen 2				% Gmm Promedio
	Ht (mm)	Gmb (estimada)	Gmb (corregida)	Gmm (%)	Ht (mm)	Gmb (estimada)	Gmb (corregida)	Gmm (%)	
5	122,80	2,167	2,197	86,5	123,10	2,176	2,208	86,9	86,70
9	120,50	2,208	2,239	88,1	120,90	2,215	2,248	88,5	88,32
10	120,10	2,216	2,246	88,4	120,40	2,224	2,257	88,9	88,65
15	118,60	2,244	2,275	89,6	118,90	2,252	2,285	90,0	89,77
20	117,50	2,265	2,296	90,4	117,90	2,272	2,305	90,7	90,57
30	116,10	2,292	2,324	91,5	116,50	2,299	2,333	91,8	91,66
40	115,10	2,312	2,344	92,3	115,50	2,319	2,353	92,6	92,45
50	114,40	2,326	2,358	92,8	114,80	2,333	2,367	93,2	93,02
60	113,90	2,336	2,368	93,2	114,30	2,343	2,377	93,6	93,42
80	113,10	2,353	2,385	93,9	113,40	2,362	2,396	94,3	94,13
100	112,50	2,365	2,398	94,4	112,90	2,372	2,407	94,8	94,58
121	112,00	2,376	2,409	94,8	112,40	2,383	2,418	95,2	95,01
150	111,50	2,387	2,419	95,3	111,90	2,393	2,428	95,6	95,43
175	111,10	2,395	2,428	95,6	111,50	2,402	2,437	96,0	95,77
195	110,90	2,400	2,433	95,8	111,30	2,406	2,442	96,1	95,95

Figura 56. Curva de densificación para la granulometría 4

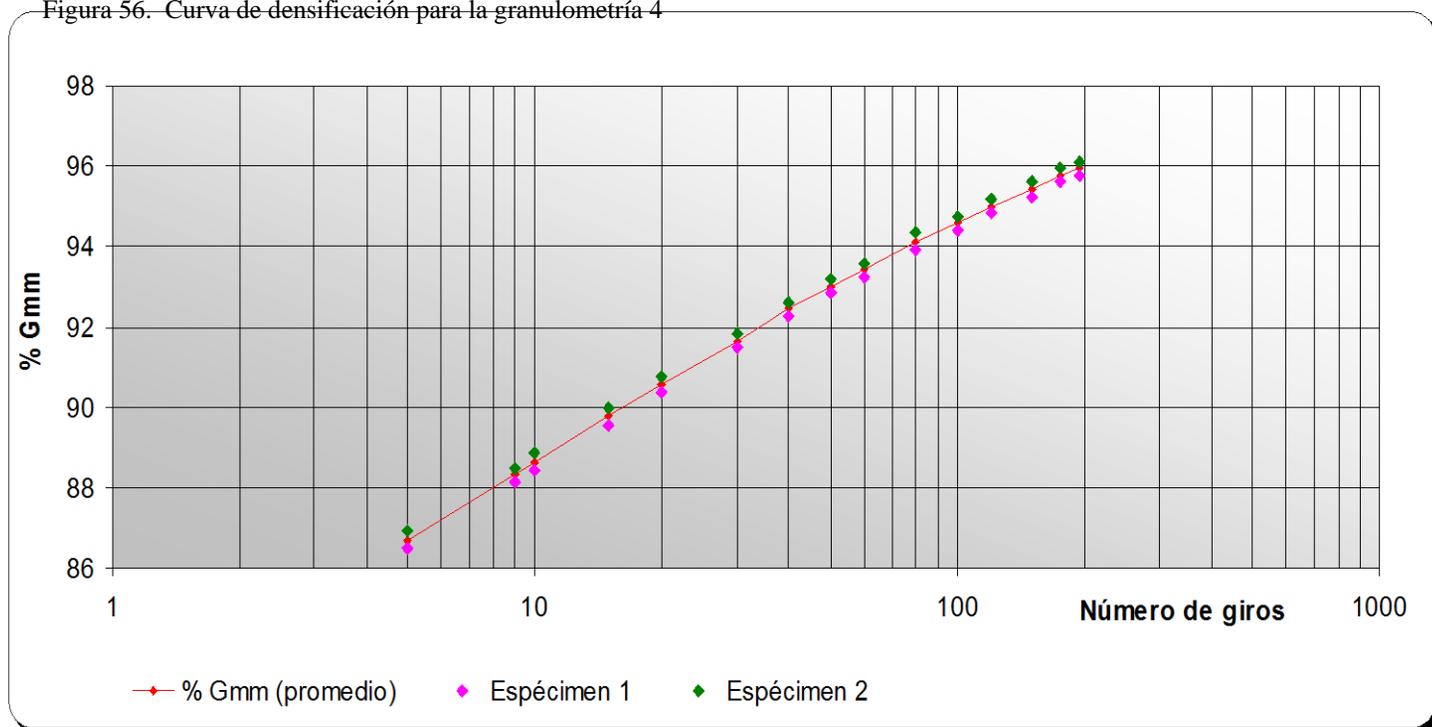
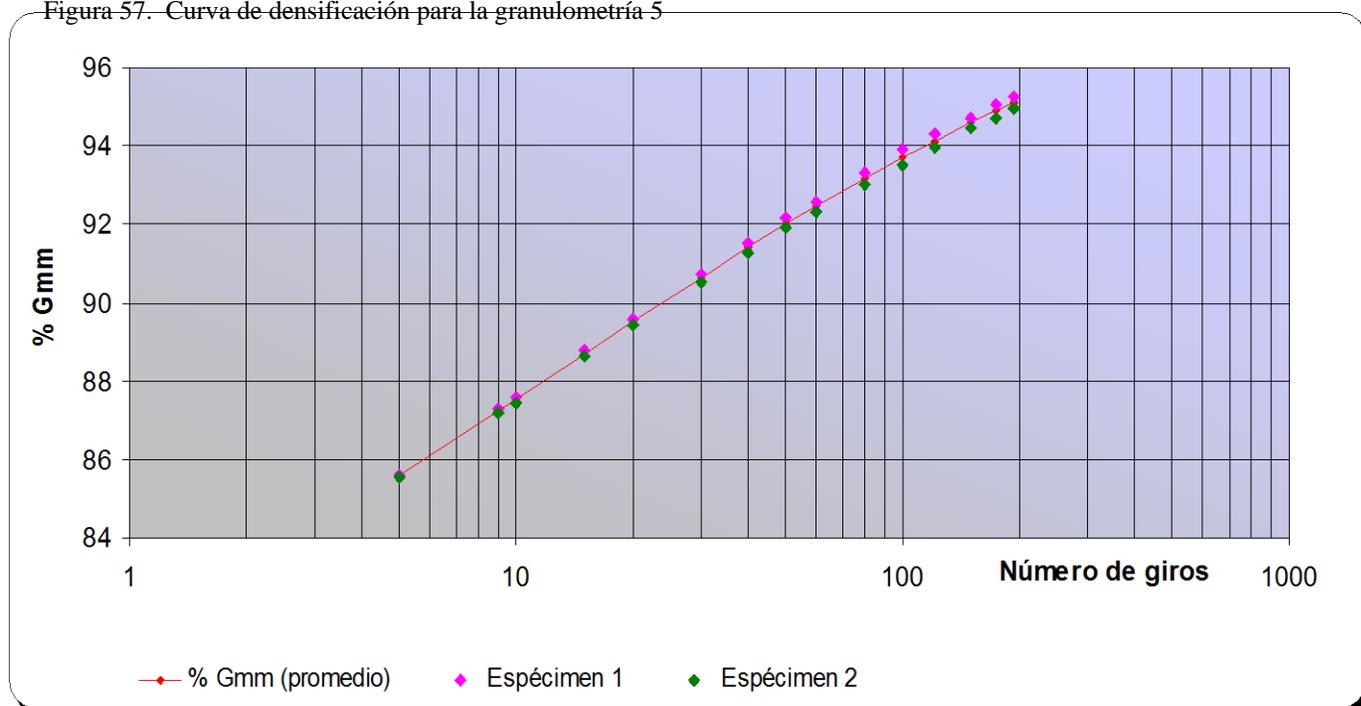


Tabla 41. Datos de la densificación para la granulometría N° 5 con el 4.9% de contenido de asfalto

Número de giros	Especimen 1				Especimen 2				% Gmm Promedio
	Ht (mm)	Gmb (estimada)	Gmb (corregida)	Gmm (%)	Ht (mm)	Gmb (estimada)	Gmb (corregida)	Gmm (%)	
5	123,50	2,154	2,189	85,6	124,30	2,136	2,187	85,5	85,58
9	121,10	2,197	2,232	87,3	122,00	2,176	2,229	87,2	87,23
10	120,70	2,204	2,240	87,6	121,60	2,184	2,236	87,4	87,52
15	119,10	2,234	2,270	88,8	120,00	2,213	2,266	88,6	88,69
20	118,00	2,255	2,291	89,6	118,90	2,233	2,287	89,4	89,51
30	116,50	2,284	2,320	90,7	117,50	2,260	2,314	90,5	90,62
40	115,50	2,303	2,340	91,5	116,50	2,279	2,334	91,3	91,40
50	114,70	2,320	2,357	92,2	115,70	2,295	2,350	91,9	92,04
60	114,20	2,330	2,367	92,6	115,20	2,305	2,360	92,3	92,44
80	113,30	2,348	2,386	93,3	114,30	2,323	2,379	93,0	93,17
100	112,60	2,363	2,401	93,9	113,70	2,335	2,391	93,5	93,71
121	112,10	2,373	2,411	94,3	113,20	2,346	2,402	93,9	94,12
150	111,60	2,384	2,422	94,7	112,60	2,358	2,415	94,4	94,58
175	111,20	2,393	2,431	95,1	112,30	2,364	2,421	94,7	94,88
195	111,00	2,397	2,435	95,2	112,00	2,371	2,428	94,9	95,09

Figura 57. Curva de densificación para la granulometría 5



2.1.3 Cálculo de las propiedades volumétricas de la mezcla estimada para @ $N_{diseño}$ y selección de la granulometría.

1. Se determina el G_{mm} @ para los giros inicial, de diseño y máximo recomendados para las condiciones de clima y tránsito del Proyecto. $N_{inicial}$ (8 giros), $N_{diseño}$ (121 giros) y $N_{máximo}$ (195 giros); el promedio de % G_{mm} para cada granulometría de prueba. Estos valores se obtienen de las tablas 37 a la 41

Tabla 42. Valores de % de G_{mm} @ para $N_{inicial}$, $N_{diseño}$, $N_{máximo}$

Granulometría	% G_{mm} @		
	$N_{inicial}$	$N_{diseño}$	$N_{máximo}$
1	86.21	94.95	96.13
2	86.24	94.43	95.57
3	87.01	93.41	94.28
4	88.32	95.01	95.95
5	87.23	94.12	95.09

2. Se calculan para $N_{diseño}$, el porcentaje de vacíos de aire (V_v) y vacíos del agregado mineral (VAM), de la siguiente manera:

Tabla 43. Cálculo del porcentaje de vacíos de aire para $N_{diseño}$

Fórmula	Gran	Operación
% Vacíos de aire = $100 - \% G_{mm} @ N_{diseño}$	1	% Vacíos de aire = $100 - 94.95 = 5.05$
	2	% Vacíos de aire = $100 - 94.43 = 5.57$
	3	% Vacíos de aire = $100 - 93.41 = 6.59$
	4	% Vacíos de aire = $100 - 95.01 = 4.99$
	5	% Vacíos de aire = $100 - 94.12 = 5.88$

Tabla 44. Cálculo de los vacíos de agregado mineral (VAM) para $N_{diseño}$

Fórmula	Gran	Operación
$\% VAM_{inicial} = 100 - \left(\frac{\% G_{mm} @ N_{diseño} \times G_{mm} \times P_s}{G_{sb}} \right)$	1	$\% VAM_{inicial} = 100 - \left(\frac{94.95 \times 2.530 \times 0.948}{2.671} \right) = 14.74$
	2	$\% VAM_{inicial} = 100 - \left(\frac{94.43 \times 2.541 \times 0.95}{2.690} \right) = 15.26$
	3	$\% VAM_{inicial} = 100 - \left(\frac{93.41 \times 2.545 \times 0.951}{2.685} \right) = 15.80$
	4	$\% VAM_{inicial} = 100 - \left(\frac{95.01 \times 2.540 \times 0.948}{2.680} \right) = 14.64$
	5	$\% VAM_{inicial} = 100 - \left(\frac{94.12 \times 2.557 \times 0.951}{2.704} \right) = 15.36$

3. El método contempla un manejo analítico cuando ninguna de las mezclas analizadas alcanza en V_v de cuatro para los giros de diseño ($@$ diseño). Con base en los resultados de este análisis se selecciona la granulometría.

Como en ninguna mezcla se alcanza el Valor de $\%V_v$ exigido para el $N_{diseño}$, en este paso se calcula, para cada mezcla de prueba, el contenido de ligante asfáltico P_b estimado para alcanzar un 4% de vacíos de aire para el $N_{diseño}$.

Tabla 45. Cálculo del contenido de ligante estimado (P_b)

Fórmula	Gran	Operación
$Pb_{estimado} = Pbi - [0.4 \times (4 - Va)]$	1	$Pb_{estimado} = 5.20 - [0.4 \times (4 - 5.05)] = 5.62$
	2	$Pb_{estimado} = 5.00 - [0.4 \times (4 - 5.57)] = 5.63$
	3	$Pb_{estimado} = 4.90 - [0.4 \times (4 - 6.59)] = 6.94$
	4	$Pb_{estimado} = 5.20 - [0.4 \times (4 - 4.99)] = 5.60$
	5	$Pb_{estimado} = 5.20 - [0.4 \times (4 - 5.05)] = 5.88$

4. Se procede a calcular las propiedades volumétricas (VAM y VFA) y los % de G_{mm} para $N_{inicial}$ y $N_{máximo}$ de la mezcla para el contenido de asfalto estimado P_{bi} , con el fin de encontrar los parámetros volumétricos que deben ser compactados con la especificación.

Tabla 46. Cálculo de los vacíos del agregado mineral (VAM) para P_b estimado

Fórmula	Gran.	Operación
$\% VAM_{estimado} = \% VAM_{inicial} + [C \times (4 - Va)]$	1	$\% VAM_{estimado} = 14.74 + [0.2 \times (4 - 5.05)] = 14.53$
	2	$\% VAM_{estimado} = 15.26 + [0.2 \times (4 - 5.57)] = 14.95$
	3	$\% VAM_{estimado} = 15.80 + [0.2 \times (4 - 6.59)] = 15.28$
	4	$\% VAM_{estimado} = 14.64 + [0.2 \times (4 - 4.99)] = 14.44$
	5	$\% VAM_{estimado} = 15.36 + [0.2 \times (4 - 5.88)] = 14.98$

Tabla 47. Cálculo de los vacíos llenos con asfalto para P_b estimado

Fórmula	Gran	Operación
$\% VFA_{estimado} = 100\% \times \left(\frac{\% VAM_{estimado} - 4}{\% VAM_{estimado}} \right)$	1	$\% VFA_{estimado} = 100\% \times \left(\frac{14.53 - 4}{14.53} \right) = 72.47$
	2	$\% VFA_{estimado} = 100\% \times \left(\frac{14.95 - 4}{14.95} \right) = 73.24$
	3	$\% VFA_{estimado} = 100\% \times \left(\frac{15.28 - 4}{15.28} \right) = 73.82$
	4	$\% VFA_{estimado} = 100\% \times \left(\frac{14.44 - 4}{14.44} \right) = 72.29$
	5	$\% VFA_{estimado} = 100\% \times \left(\frac{14.98 - 4}{14.98} \right) = 73.30$

Tabla 48. Cálculo del % de $G_{mestimado}$ para P_b estimado

Fórmula	Gran	Operación
$\% G_{mestimado} @ N_{inicial} = \% G_{mprueba} @ N_{inicial} - (4 - Va)$	1	$\% G_{mestimado} @ N_{inicial} = 86.21 - (4 - 5.05) = 87.26$
	2	$\% G_{mestimado} @ N_{inicial} = 86.24 - (4 - 5.57) = 87.81$
	3	$\% G_{mestimado} @ N_{inicial} = 87.01 - (4 - 6.59) = 89.60$
	4	$\% G_{mestimado} @ N_{inicial} = 88.32 - (4 - 4.99) = 89.31$
	5	$\% G_{mestimado} @ N_{inicial} = 87.23 - (4 - 5.88) = 89.11$

Tabla 49. Cálculo del % $G_{mmestimado}$ @ $N_{máximo}$

Fórmula	Gran	Operación
$\% G_{mmestimado} @ N_{máximo} = \% G_{mmprueba} @ N_{máximo} - (4 - Va)$	1	$\% G_{mmestimado} @ N_{máximo} = 96.13 - (4 - 5.05) = 97.18$
	2	$\% G_{mmestimado} @ N_{máximo} = 95.57 - (4 - 5.57) = 97.14$
	3	$\% G_{mmestimado} @ N_{máximo} = 94.28 - (4 - 6.59) = 96.87$
	4	$\% G_{mmestimado} @ N_{máximo} = 95.95 - (4 - 4.99) = 96.94$
	5	$\% G_{mmestimado} @ N_{máximo} = 95.09 - (4 - 5.88) = 96.97$

5. Se calcula la proporción de polvo que también aparece como especificación en el método de diseño Superpave, que se define como la relación del porcentaje en peso del material que pasa el tamiz 0.075 mm (N° 200) por vía húmeda y el contenido de ligante efectivo expresado como porcentaje en peso de la mezcla. Por lo tanto, se calcula inicialmente el contenido de ligante efectivo (P_{be}) y posteriormente la proporción de polvo (DP).

Tabla 50. Valores del contenido de ligante efectivo ($P_{beestimado}$)

Fórmula	Gran	Operación
$P_{beestimado} = -(P_s \times G_b) \times \left[\frac{(G_{se} - G_{sb})}{(G_{se} \times G_{sb})} \right] + P_{bestimado}$	1	$P_{beestimado} = -(0.948 \times 1.012) \times \left[\frac{(2.734 - 2.671)}{(2.734 \times 2.671)} \right] + 5.62 = 4.79$
	2	$P_{beestimado} = -(0.95 \times 1.012) \times \left[\frac{(2.741 - 2.690)}{(2.741 \times 2.690)} \right] + 5.63 = 4.97$
	3	$P_{beestimado} = -(0.951 \times 1.012) \times \left[\frac{(2.728 - 2.685)}{(2.728 \times 2.685)} \right] + 5.94 = 5.37$
	4	$P_{beestimado} = -(0.948 \times 1.012) \times \left[\frac{(2.751 - 2.680)}{(2.751 \times 2.680)} \right] + 5.60 = 4.68$
	5	$P_{beestimado} = -(0.951 \times 1.012) \times \left[\frac{(2.750 - 2.704)}{(2.750 \times 2.704)} \right] + 5.65 = 5.06$

Tabla 51. Cálculo de la proporción de polvo (*DP*)

Fórmula	Gran	Operación
$DP = \frac{P_{0.075}}{P_{beestimado}}$	1	$DP = \frac{3}{4.79} = 0.63$
	2	$DP = \frac{4}{4.97} = 0.81$
	3	$DP = \frac{8}{5.37} = 1.49$
	4	$DP = \frac{5}{4.68} = 1.07$
	5	$DP = \frac{6}{5.06} = 1.19$

6. Finalmente las propiedades estimadas se comparan con los criterios establecidos por Superpave para el tránsito de diseño y el tamaño máximo nominal. En la tabla 52 se presenta un resumen de las propiedades volumétricas estimadas con la cual se pueden obtener las conclusiones respectivas.

Tabla 52. Propiedades Volumétricas Estimadas y Especificaciones

Gran.	% de VAM @diseño		% de VAF @diseño	
	Estimado	Criterio	Estimado	Criterio
1	14.53	Mínimo 14	72.47	65%-75%
2	14.95		73.24	
3	15.28		73.82	
4	14.44		72.29	
5	14.98		73.30	

Gran.	% Gmm@Inicial		% Gmm@Nmáx		Proporción de polvo	
	Estimado	Criterio	Estimado	Criterio	Estimado	Criterio
1	87.26	≤ 89%	97.18	≤ 98%	0.63	0.6-1.2%
2	87.81		97.14			
3	89.60		96.87			
4	89.31		96.94			
5	89.11		96.97			

- **Interpretación de los Resultados de la Etapa de Selección de la Granulometría**

a) **% de VAM:** Todas las mezclas de prueba cumplen con el requisito mínimo. El menor valor del porcentaje de vacíos entre el agregado mineral (VAM) lo presenta la granulometría N° 4 (MDC-2 del Invías) con un 14.44 % y el mayor valor corresponde a la granulometría N° 3 con un 15.28% que es la curva que cumple con la especificación Superpave ceñida al límite superior de los puntos de control.

b) **% de VAF:** Igual que en la propiedad anterior, todas las mezclas de prueba cumplen con este criterio. Así mismo, la tendencia hacia el valor mayor y el valor menor de la especificación se dan en las granulometrías N° 4 y 3 respectivamente. Sin embargo como tendencia general, el valor del *VAF* estimado está más cercano al límite superior de la especificación (75%).

c) **% G_{mm} @ $N_{inicial}$:** Solamente las granulometrías N° 1 y 2 cumplen con este criterio y son aquellas que son recomendadas en los estudios realizados por Superpave, donde se muestran con un mejor comportamiento las mezclas que posean una tendencia por debajo de la zona de restricción. El valor más alto corresponde a la granulometría N° 3 (89.60%) y el menor a la granulometría N° 1 (87.26%).

d) **% G_{mm} @ $N_{máximo}$:** Este criterio es aprobado por todas las mezclas de prueba. El valor más alto lo presenta la granulometría N° 1 (97.18%) y el más bajo la granulometría N° 3 (96.87%).

e) **Proporción de polvo:** El rango propuesto para esta característica únicamente no lo cumple la granulometría N° 3. Sin embargo la codificada como N° 5 está en todo el límite superior, situación crítica por lo que conviene descartar también esta granulometría por este criterio. De esta forma las granulometrías N°s 1, 2 y 4 son las que cumplen satisfactoriamente con el rango establecido.

f) Finalmente podemos mencionar que las granulometrías N°s 1 y 2 son las únicas que cumplen con todos los criterios establecidos por Superpave. Pero para efectos de la investigación que se lleva a cabo escogemos la N° 2 por ser la que mejor se acomoda a todos los criterios analizados, anotando que es válido hacer uso también de la granulometría N° 1.

g) Aunque la granulometría identificada como MDC-2 del Invías (N° 4) no cumple con todos los requerimientos Superpave, se seguirá analizando con el fin de efectuar algunas

comparaciones importantes que nos permitan tener una idea general en el comportamiento de la mezcla asfáltica. En resumen, la investigación prosigue con las granulometrías N°s 1 y 4, pasando a la etapa de la obtención de la fórmula de trabajo.

2.1.4 Selección del % de ligante asfáltico. Segunda Etapa de la elaboración de Mezclas en el diseño Volumétrico

2.1.4.1 Introducción. Se han seleccionado dos (2) estructuras de agregado de diseño. De acuerdo a los resultados arrojados en los ensayos de las propiedades de consenso, la arena presente en el agregado mineral no cumple el requerimiento de angularidad de agregado fino, por lo tanto, se ha decidido además de hacer la evaluación del material original (sin cumplir el criterio mencionado) efectuar el reemplazo del agregado comprendido entre los tamices N° 8 al N° 100 por un material proveniente de cantera y triturado, que cumpla a cabalidad con el límite establecido por Superpave. De esta forma, el análisis siguiente estará conformado por cuatro granulometrías a saber: la granulometría 2, la granulometría 2_T que corresponde a la misma granulometría 2 pero con el material entre los tamices mencionados reemplazado por el de cantera triturado, la granulometría 4 y la granulometría 4_T que es la misma 4 pero con el material de cantera triturado. La tabla 53 muestra el resumen de las granulometrías a analizar. En resumen en este trabajo se realizaron cuatro diseños de mezclas.

2.1.4.2 Selección del % de ligante Asfáltico de Diseño. Para obtener el porcentaje de asfalto óptimo para cada granulometría (cuatro), se deben compactar varios especímenes con diferentes contenidos de ligante asfáltico. Se compactan dos especímenes para cada granulometría con cada uno de los porcentajes de asfalto que indica la tabla 53. El cálculo del porcentaje de asfalto estimado se muestra en el anexo B.

Tabla 53. Porcentajes de asfalto de prueba para obtención del contenido óptimo de asfalto

Granulometría N°	% asfalto estimado	% asfalto estimado – 0.5%	% asfalto estimado + 0.5%	% asfalto estimado + 1.0%
2	5.6	5.1	6.1	6.6
2 _T	5.6	5.1	6.1	6.6
4	5.6	5.1	6.1	6.6
4 _T	5.6	5.1	6.1	6.6

Se prepara además un espécimen de mezcla sin compactar con cada porcentaje de asfalto P_b , para determinar la gravedad específica teórica máxima para el contenido estimado de asfalto.

Para el cálculo de las propiedades volumétricas finales se realizó el mismo procedimiento anteriormente descrito. A continuación se presentan en la figura 58 y las tablas 54 y 55 las propiedades volumétricas obtenidas en el proceso Superpave y en la tabla 56 los porcentajes de asfalto óptimos para cada uno de los diseños.

Figura 58. Grafico de las Propiedades Volumétricas

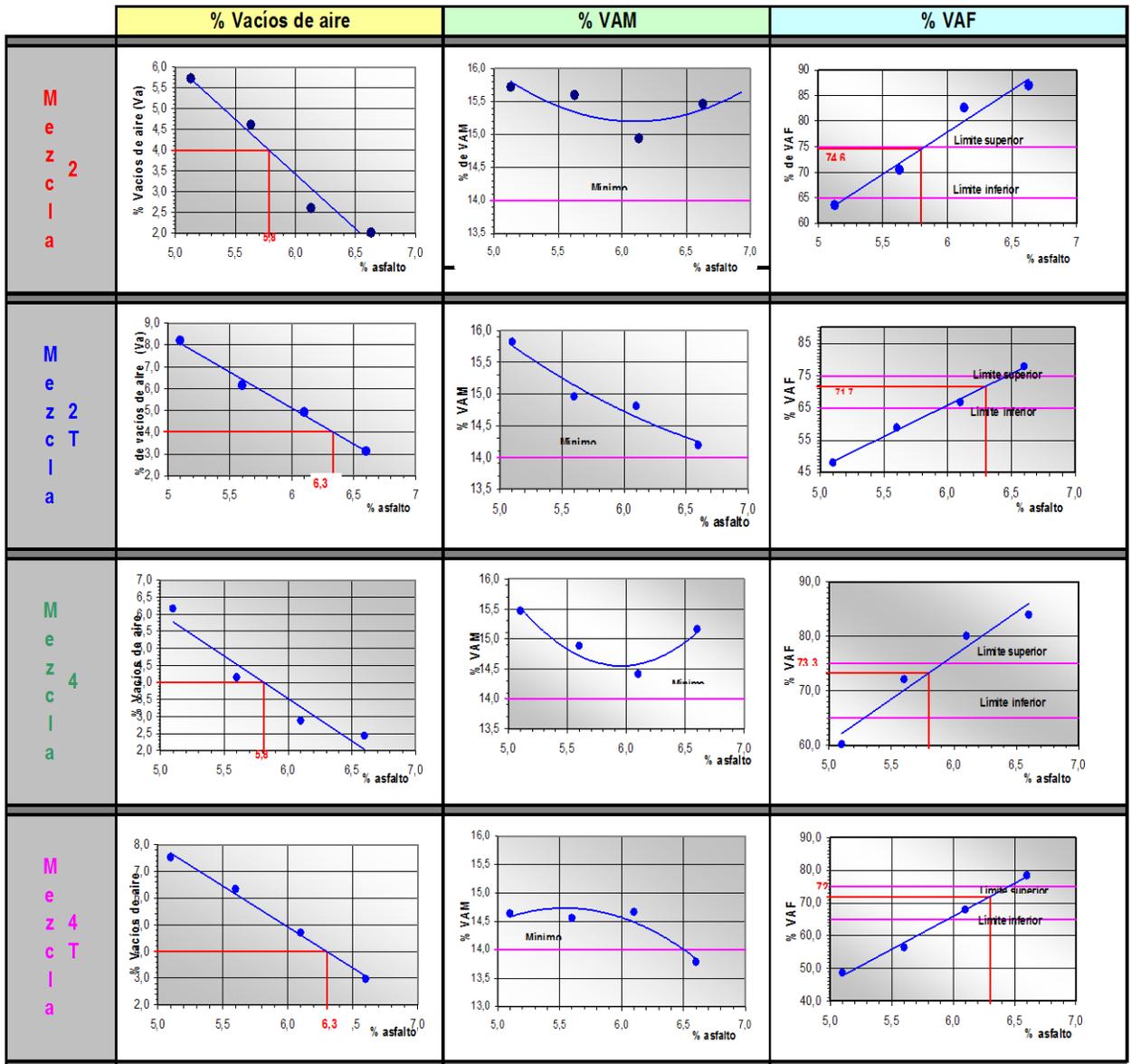


Tabla 54. Propiedades Volumétricas para @ $N_{\text{diseño}}$

Gran.	%Asfalto	V _v	%VAF	%VAM
2	5.8	4.0	74.6	15.30
2T	6.3	4.0	71.7	14.47
4	5.8	4.0	73.3	14.58
4T	6.3	4.0	72.0	14.30
Criterio Superpave	-	4	66 – 75	Min 14

Tabla 55. Proporción de polvo estimado

Gran.	Dp (0.6 – 0.12)
2	0.82
2T	0.91
4	1.09
4T	1.16

Tabla 56. Contenido óptimo de asfalto para cada granulometría

GRANULOMETRIA	% OPTIMO DE ASFALTO
2	5.8
2T	6.3
4	5.8
4T	6.3

2.2 MÉTODO MARSHALL

2.2.1 Procedimiento de Ensayo. Se tomaron las mismas cuatro granulometrías utilizadas en el diseño Superpave. Para cada granulometría se halló un contenido óptimo de asfalto. Para el diseño se tomaron cinco porcentajes de cemento asfáltico comenzando desde 4 o 5% con respecto al peso total de la mezcla, elaborándose los juegos de probetas con incrementos en dicho porcentaje cada 0.5%. La temperatura de mezcla y compactación se determinaron de acuerdo a la viscosidad del asfalto; utilizando como temperatura de mezcla 144 °C y temperatura de compactación 136 °C; la temperatura a la cual se calientan los agregados es de 20 °C mayor que la temperatura de mezcla.

Se dibujan los gráficos que establezcan las siguientes relaciones:

Densidad	Vs	% de Cemento asfáltico
Estabilidad	Vs	% de Cemento asfáltico
Flujo	Vs	% de Cemento asfáltico
% Vacíos con aire en la mezcla total	Vs	% de Cemento asfáltico
% Vacíos en los agregados minerales	Vs	% de Cemento asfáltico
% VFA	Vs	% de Cemento asfáltico

Para la selección del contenido óptimo de asfalto se usa la figura de vacíos con aire, donde se determina el cuatro (4%) por ciento, valor promedio entre 3 – 5 indicado en las especificaciones del Instituto del Asfalto y con este valor se determina el % porcentaje de asfalto. En las demás figuras chequeamos el cumplimiento de los criterios exigidos.

A continuación se presenta un resumen de los resultados obtenidos:

Tabla 57. Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio a la granulometría 2

Granulometría 2					
% Asfalto	Peso Unitario (Lb/ft³)	Vacíos de aire	VAM	Estabilidad	Flujo
4.0	143.24	11.2	18.1	1344	8.0
4.5	143.58	10.1	18.3	1390	6.5
5.0	145.68	8.2	17.5	2009	9.7
5.5	148.50	5.5	16.4	2239	11.7
6.0	148.99	4.1	16.6	2130	12.0
6.5	149.60	2.8	16.4	2013	13.5
7.0	149.59	2.3	17.1	1816	15.0
Especificación. Instituto del Asfalto		3-5	13-15	1800 lb	8-14

Tabla 58. Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio a la granulometría 2T

Granulometría 2T					
% Asfalto	Peso Unitario (Lb/ft ³)	Vacíos de aire	VAM	Estabilidad	Flujo
5.5	144.70	7.5	16.2	2030	10.30
6.0	148.05	4.5	14.7	2257	11.00
6.5	148.63	3.4	14.9	2351	11.50
7.0	147.88	2.5	15.2	2188	12.30
7.5	146.72	3.1	16.9	1778	12.70
Espec. Instituto del Asfalto		3-5	13-15	1800 lb	8-14

Tabla 59. Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio a la granulometría 4

Granulometría 4					
% Asfalto	Peso Unitario (Lb/ft ³)	Vacíos de aire	VAM	Estabilidad	Flujo
5.5	146.42	6.7	17.30	1914	10.50
6.0	147.97	4.8	16.80	2247	10.50
6.5	150.94	2.4	15.60	2465	10.30
7.0	150.64	1.7	16.20	2328	11.00
7.5	150.34	1.1	16.80	2147	13.30
8.0	148.78	1.3	18.20	1592	16.30
Espec. Instituto del Asfalto		3-5	13-15	1800 lb	8-14

Tabla 60. Resumen de los resultados de los ensayos de laboratorio a la granulometría 4T

Granulometría 4T					
% Asfalto	Peso Unitario (Lb/ft ³)	Vacíos de aire	VAM	Estabilidad	Flujo
5.0	146.53	7.3	17.1	2700	9.3
5.5	147.49	5.9	17.0	2849	10.7
6.0	148.52	4.5	16.8	2946	11.7
6.5	149.58	2.6	16.7	2689	13.7
7.0	150.06	1.7	16.9	2443	16.3
7.5	149.74	1.1	17.6	2023	17.0
Espec. Instituto del Asfalto		3-5	13-15	1800 lb	8-14

Figura 59. Análisis de Estabilidad y Flujo

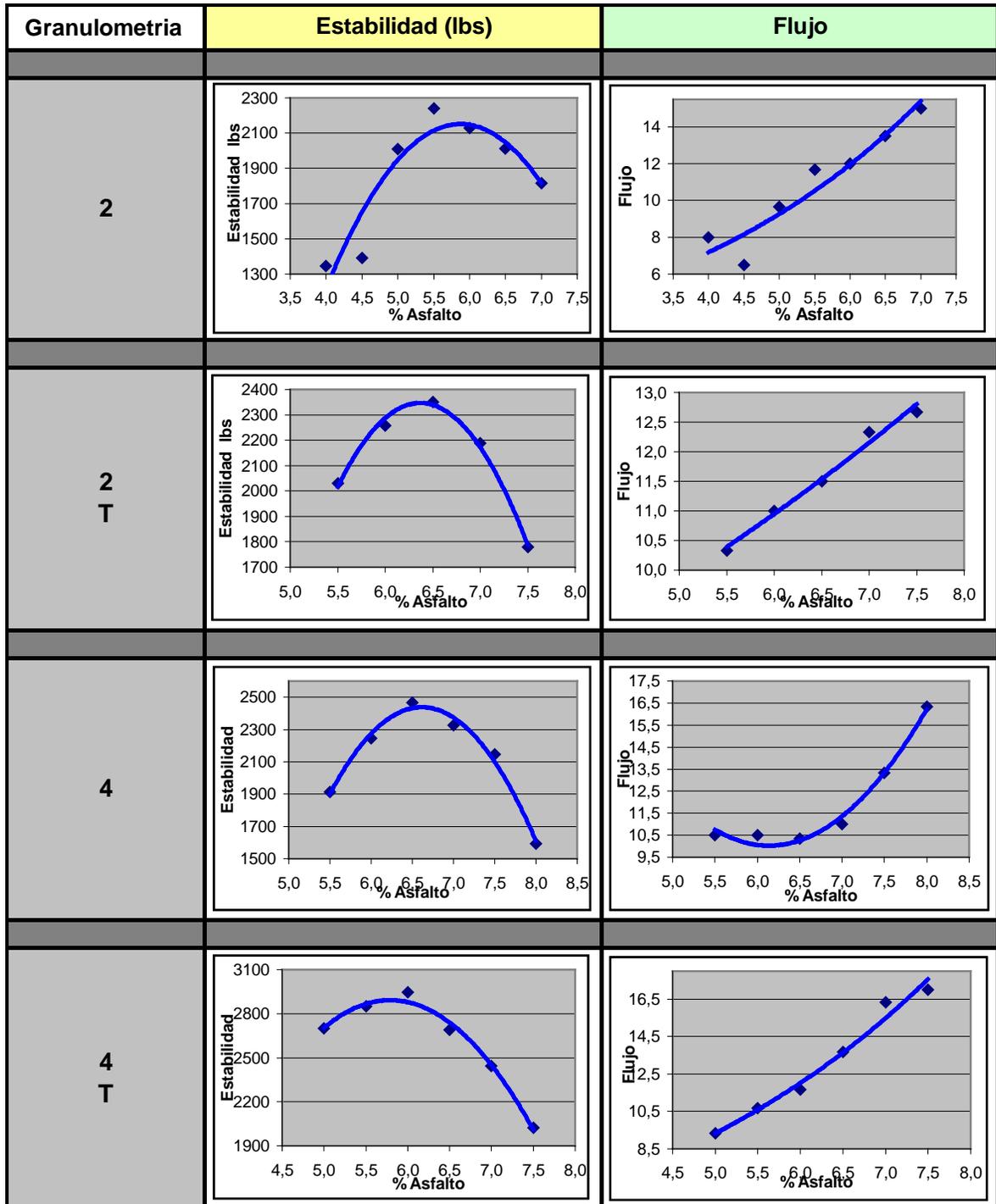


Figura 60. Análisis Volumétrico

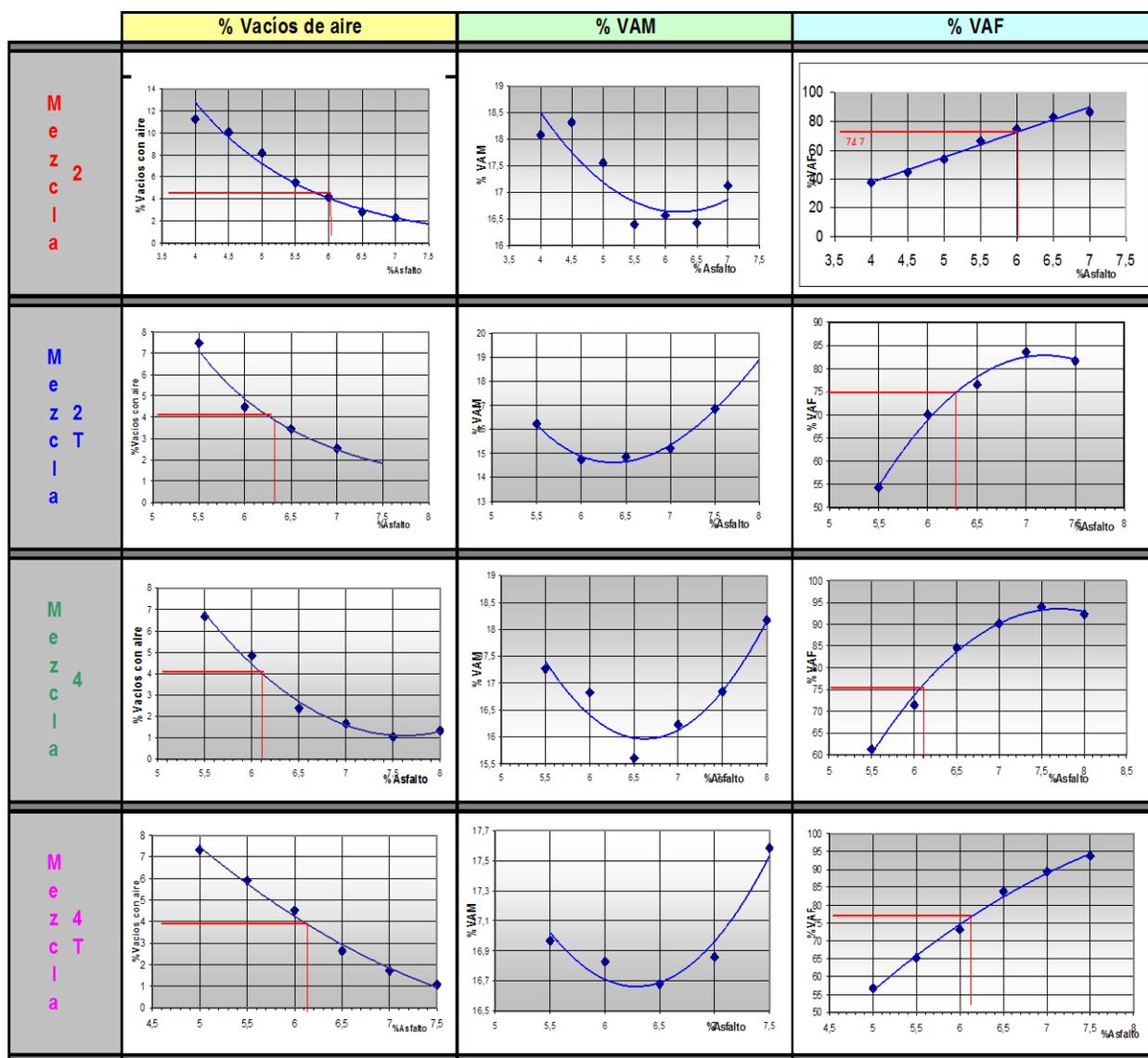


Tabla 61. Contenido óptimo de ligante asfáltico por el método Marshall

GRANULOMETRIA	% OPTIMO DE ASFALTO
2	6.0
2T	6.3
4	6.1
4T	6.1

2.3 MÓDULOS DINÁMICOS

La evaluación de los módulos dinámicos se efectuó por medio del equipo UTM “Universal Testing Machine” que posee la Universidad Nacional de Colombia Seccional Manizales.

En el ensayo utilizado en este trabajo, una fuerza de carga de pulso diametral es aplicada al espécimen y el resultado de la deformación diametral horizontal es medida en un eje de 90 grados a partir de la fuerza aplicada. La deformación en el mismo eje de la fuerza aplicada no es medida, su relación de Poisson debe ser estimada y entrada por el operador como una constante, de no ser así el sistema toma un valor por defecto de 0.35.

El operador del equipo tiene el control de la rata de repetición del pulso, de la carga y del tiempo de subida. Sin embargo, la fuerza aplicada máxima es automáticamente ajustada por el sistema durante cinco órdenes de acondicionamiento de aplicación de carga, así como el operador especifica la máxima deformación horizontal momentánea del espécimen a la que es llevado a cabo en cada pulso.

Las siguientes formulas son usadas en el cálculo del módulo:

$$St = \frac{2F}{\pi \times L \times D}$$

Ecuación 72

$$\epsilon h = \frac{H}{D}$$

Ecuación 73

$$E = \frac{F \times (R + 0.27)}{L \times H}$$

Ecuación 74

Donde:

- St : esfuerzo de tensión (Kpa).
- E : módulo de rigidez (MPa).
- L : longitud del espécimen (mm)
- D : diámetro del espécimen (mm)
- F : máxima fuerza aplicada (carga repetida) (N)
- R : relación de Poisson asumido 0.35.
- H : máxima deformación diametral horizontal transitoria (mm).
- ϵh : máxima deformación horizontal diametral.

Para la determinación de los módulos se ensayaron 3 briquetas para cada método de diseño y para cada granulometría a temperaturas de 20, 25 y 35 °C a una frecuencia de 10Hz.

A continuación se presentan los resultados de la medición de los módulos y los segmentos de curvas maestras para las temperaturas 20, 25 y 35 °C.

Tabla. 62. Valores de módulo dinámico (Mpa) para probetas tipo Marshall

<i>Temperatura</i> (°C)	GRANULOMETRIA N°			
	<i>2</i>	<i>2T</i>	<i>4</i>	<i>4T</i>
20	4921	6378	4261	4442
25	2968	3226	2799	3267
35	897	1023	724	1045

Figura 61. Módulos dinámicos (Mpa) para probetas tipo Marshall

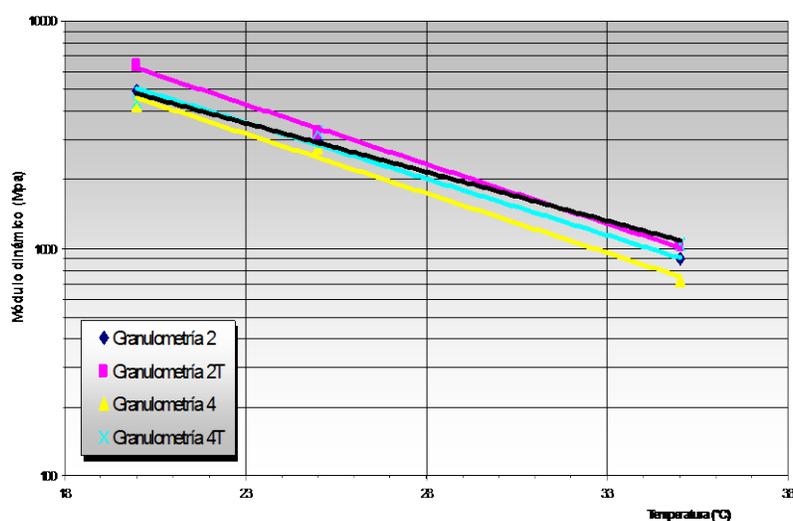
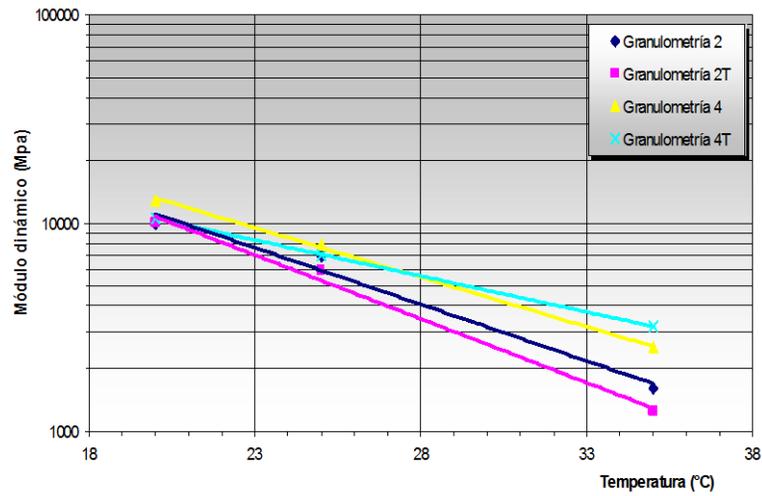


Tabla 63. Valores de módulo dinámico (Mpa) para probetas tipo Superpave

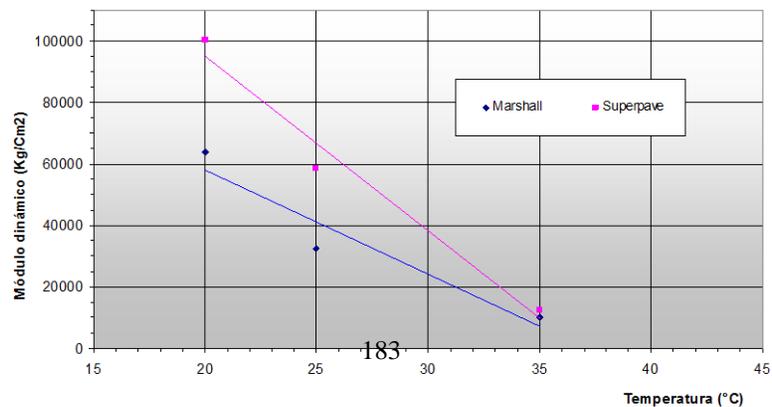
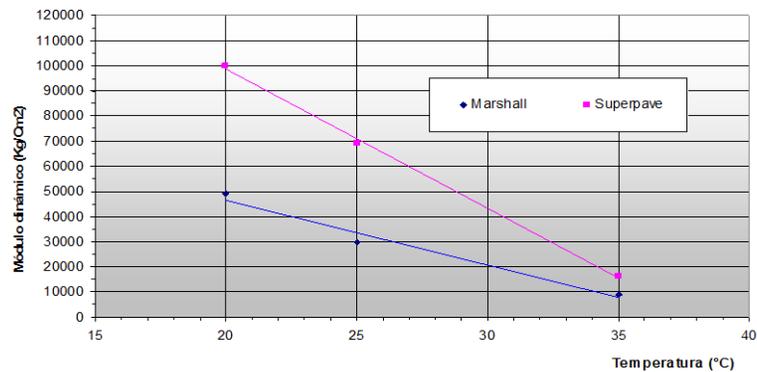
<i>Temperatura</i> (°C)	GRANULOMETRIA N°			
	<i>2</i>	<i>2T</i>	<i>4</i>	<i>4T</i>
20	9989	10008	12881	10596
25	6925	5876	7893	6995
35	1609	1248	2525	3203

Figura 62. Módulos dinámicos (Mpa) para probetas tipo Superpave

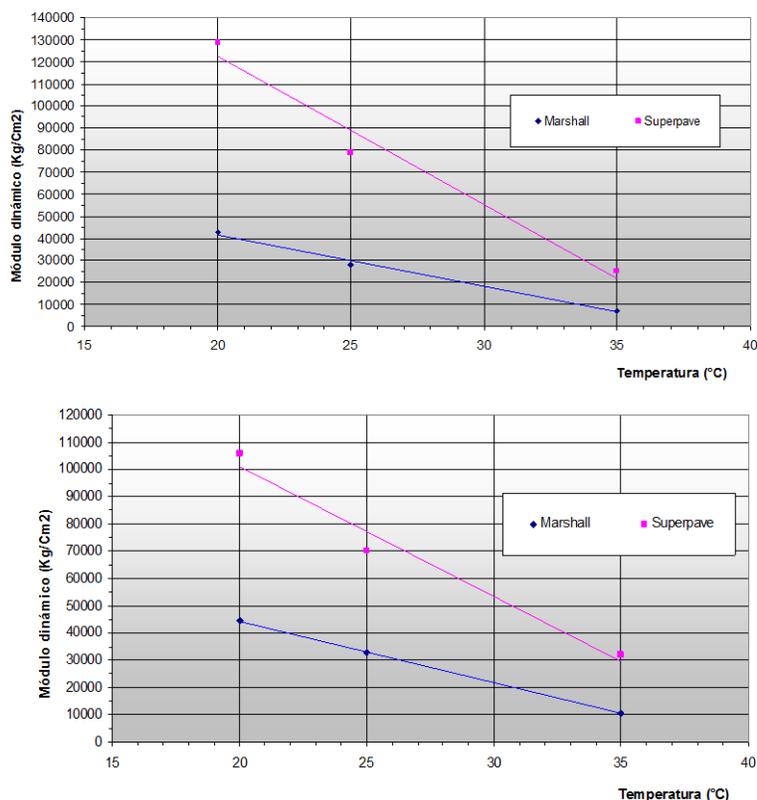


Para visualizar únicamente el efecto del método de diseño en el comportamiento de la mezcla óptima, se separaron los resultados de los segmentos de las curvas maestras por granulometría.

Figuras 63 y 64. Módulos Dinámicos Granulometrías No. 2 y 2T respectivamente



Figuras 65 y 66. Módulos Dinámicos Granulometrías No. 4 y 4T respectivamente



Con el propósito de relacionar las características volumétricas de las mezclas con los módulos se presenta la siguiente tabla:

Tabla 64. Condiciones Volumétricas Vs Modulo a 20°C

Gran	%Asfalto		Vv		%VAM		%VAF		Modulo 20°C (Mpa)	
	Marshall	Superpav	Marshall	Superpav	Marshall	Superpav	Marshall	Superpav	Marshall	Superpav
2	6.0	5.8	4.0	4.0	16.6	15.30	74.7	74.6	4921	9989
2T	6.3	6.3	4.0	4.0	14.62	14.47	75.0	71.7	6378	10008
4	6.1	5.8	4.0	4.0	16.27	14.58	75.9	73.3	4261	12881
4T	6.1	6.3	4.0	4.0	16.70	14.30	76.3	72.0	4442	10596

➤ Los ensayos para la determinación de módulos dinámicos se realizaron a probetas con un contenido de vacíos de 4% para el porcentaje óptimo de cemento asfáltico y se compactaron por el método Marshall y el método Superpave respectivamente; se utilizaron

dos distribuciones granulométricas, dos arenas, arena triturada y arena de río, todo ello basado en las especificaciones Superpave e INVIAS.

➤ Se puede observar en la figura 61 que los resultados de módulos dinámicos obtenidos en las muestras Marshall son similares para todas las granulometrías.

La mezcla diseñada por el método Marshall, en particular la gradación 2T, aquella que cumple con todos los requisitos granulométricos y de calidad Superpave que fue la seleccionada en el diseño Superpave, alcanzó el módulo mas alto a baja temperatura (20°C), pero a temperaturas mayores tuvo comportamiento similar a la 4T. Se destaca que ambas tienen en común la arena triturada.

➤ En la figura 62, los resultados de módulos dinámicos obtenidos en las muestras Superpave son muy similares para todas las granulometrías, encontrándose valores de módulos más altos que los obtenidos para las muestras diseñadas por Marshall, del orden del doble, el aumento significativo del módulo de éstas mezclas se asocia a dos situaciones, estas son: envejecimiento de las mezclas antes de la compactación y la estructuración del esqueleto del agregado dado por la compactación giratoria que queda en evidencia cuando se comparan los % de VAM alcanzados por las mezclas; las diseñadas por el método Superpave tienen valores más bajos para todas las granulometrías.

Tenemos que uno de los factores que más afecta a la mezcla asfáltica es el envejecimiento que sufre durante el proceso de mezclado en planta, compactación, puesta en obra y durante la vida de servicio. Una de las exigencias del método Superpave es someter la muestra a un envejecimiento por cuatro horas a la temperatura de mezclado y una hora opcional a temperatura de compactación antes del proceso de compactación, para simular el envejecimiento durante la construcción. Este paso incluido en el diseño Superpave simula una condición más cercana a la realidad del asfalto y permite que las mezclas obtenidas en el laboratorio sean más representativas de la mezcla que se coloca en el campo, tengan el stiffnes del asfalto después de la fabricación de la mezcla y el asfalto penetre en los poros permeables de las partículas de agregado como sucede en obra, se debe anotar que el comportamiento en servicio de la mezcla depende entre otros factores del grado de endurecimiento que haya alcanzado el asfalto durante la fabricación de la mezcla y del espesor de película de asfalto analizado.

➤ Se debe destacar que el método de diseño Superpave busca obtener mezclas poco o nada susceptibles al ahuellamiento, ésta pretensión conlleva a mezclas con esqueletos minerales con elevados ángulos de fricción interna, situación que se refleja plenamente en el resultado de los módulos dinámicos.

2.4 ANÁLISIS DE RESISTENCIA A LA FATIGA.

Con base en los valores de módulos dinámicos medidos a las diferentes mezclas y las características volumétricas de las mezclas, se calcularon las leyes de fatiga utilizando el método SHELL.

Tabla 65. Leyes de Fatiga Calculadas por la SHELL

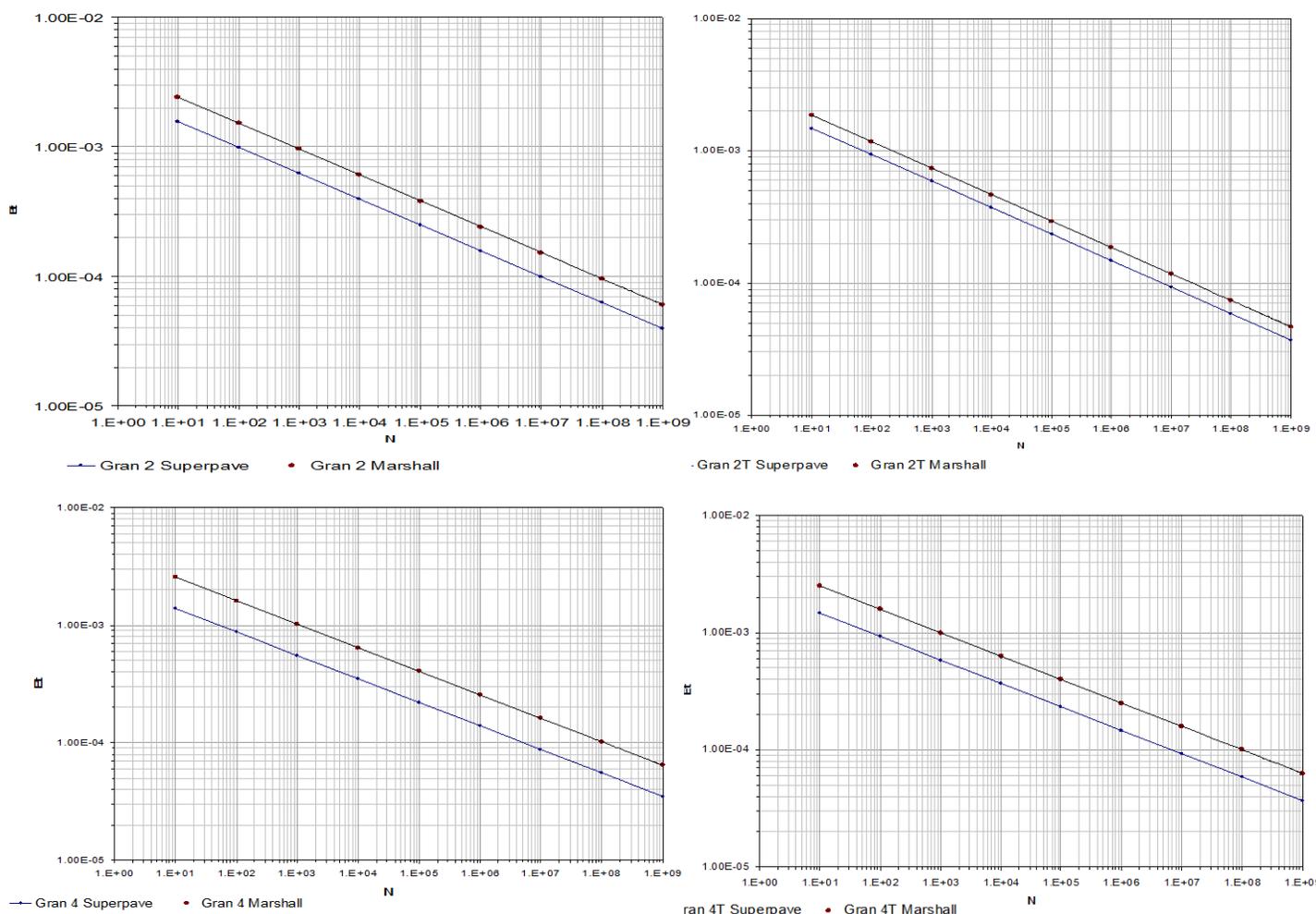
Datos de entrada				
Granul. N°	Vb Superpave	Vb Marshall	Smix	
			Marshall	Superpave
2	10.30	12.44	4.83E+09	9.80E+09
2t	9.60	10.31	6.26E+09	9.82E+09
4	9.90	12.53	4.18E+09	1.26E+10
4t	9.70	12.44	4.36E+09	1.04E+10

Tabla 66. Leyes de Fatiga Marshall y Superpave

Marshall				
N	Et			
	2	2T	4	4T
1.E+01	2.42E-03	1.86E-03	2.56E-03	2.51E-03
1.E+02	1.52E-03	1.17E-03	1.62E-03	1.58E-03
1.E+03	9.62E-04	7.40E-04	1.02E-03	9.98E-04
1.E+04	6.07E-04	4.67E-04	6.43E-04	6.30E-04
1.E+05	3.83E-04	2.95E-04	4.06E-04	3.97E-04
1.E+06	2.42E-04	1.86E-04	2.56E-04	2.51E-04
1.E+07	1.52E-04	1.17E-04	1.62E-04	1.58E-04
1.E+08	9.62E-05	7.40E-05	1.02E-04	9.98E-05
1.E+09	6.07E-05	4.67E-05	6.43E-05	6.30E-05

Superpave				
N	Et			
	2	2T	4	4T
1.E+01	1.58E-03	1.48E-03	1.39E-03	1.47E-03
1.E+02	9.97E-04	9.36E-04	8.79E-04	9.25E-04
1.E+03	6.29E-04	5.90E-04	5.55E-04	5.84E-04
1.E+04	3.97E-04	3.73E-04	3.50E-04	3.68E-04
1.E+05	2.50E-04	2.35E-04	2.21E-04	2.32E-04
1.E+06	1.58E-04	1.48E-04	1.39E-04	1.47E-04
1.E+07	9.97E-05	9.36E-05	8.79E-05	9.25E-05
1.E+08	6.29E-05	5.90E-05	5.55E-05	5.84E-05
1.E+09	3.97E-05	3.73E-05	3.50E-05	3.68E-05

Figura 67, 68, 69 y 70. Leyes de fatiga para probetas Marshall y Superpave de acuerdo con la formulación SHELL



Nota: Se recomienda tener precaución para interpretar estos gráficos, donde no se puede hacer una comparación directa de las leyes de fatiga de las mezclas Marshall y Superpave puesto que son mezclas diferentes.

➤ Teniendo en cuenta que los módulos de las mezclas diseñadas por el método Superpave alcanzaron valores cercanos al doble de los logrados por los Marshall se esperaba que el comportamiento en fatiga de las primeras fuese más frágil y por lo tanto que esta característica se convirtiera en la debilidad de las mezclas diseñadas por el método volumétrico Superpave. Sin embargo, se debe tener en cuenta que el comportamiento de una mezcla bajo cargas dinámicas está afectado tanto por la resistencia a la fatiga como por el módulo dinámico desarrollados a la temperatura de trabajo. En el análisis de los resultados de las leyes de fatiga se debe resaltar lo siguiente:

- En las mezclas con la gradación 2T que cumple completamente con los requisitos Superpave de gradación y de angularidad, el comportamiento es muy similar a la fatiga a las que se elaboraron por el método Marshall, prácticamente exhiben la misma fragilidad, pero se debe destacar que cuando se aplica el mismo esfuerzo a ambas mezclas, la Superpave tendrá menores deformaciones, (módulo mucho mayor) y por lo tanto soportará mayores repeticiones de carga.

Este hecho se puede ilustrar con un ejemplo, utilizando el programa DEPAV donde calculamos las deformaciones de tracción en la base de la carpeta asfáltica, se hace con los módulos obtenidos para las mezclas elaboradas con la granulometría 2T, tanto por el método Marshall como para el método Superpave.

Figura 71. Cálculo de las deformaciones por tracción en la base de la carpeta asfáltica mediante el programa DEPAV

Marshall			Superpave	
CA	E1= 63780 Kg/cm ²		CA	E1= 100080 Kg/cm ²
BG	E2= 6300 Kg/cm ²		BG	E2= 6300 Kg/cm ²
SB	E3= 2100 Kg/cm ²		SB	E3= 2100 Kg/cm ²
SR	E4= 700 Kg/cm ²		SR	E4= 700 Kg/cm ²
$\epsilon_t = 1.13E-04$			$\epsilon_t = 9.45E-05$	

Con estos valores de deformación acudimos a las leyes de fatiga respectivas para la granulometría 2T y obtenemos el número de repeticiones de carga para cada método; así:

Marshall: N= 1.5E+07
 Superpave: N= 2.5E+07

- Las mezclas con la gradación 4 presentan la mayor diferencia en el comportamiento a la fatiga, pero se debe resaltar que es una gradación que no satisface completamente los criterios granulométricos y recomendaciones de calidad Superpave, por ejemplo la arena que se utiliza es de río, por lo tanto no cumple con el criterio de la angularidad dado por Superpave.

2.5 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DIAMETRAL DE LAS MEZCLAS Y ANÁLISIS DEL EFECTO DEL ENVEJECIMIENTO PREVIO A LA COMPACTACIÓN.

El método consiste en imponer una deformación por compresión diametral a una probeta cilíndrica situada horizontalmente entre los platos de una prensa, de forma tal que los esfuerzos aplicados a la probeta estén sobre dos generatrices opuestas. El parámetro a medir es la carga de rotura de la probeta. Definiendo así un parámetro que a pesar de ser estático es capaz de caracterizar la mezcla bituminosa de una forma adecuada para representar los esfuerzos de tracción que se producen en servicio y que a su vez son los responsables de los agrietamientos de las mezclas una vez alcancen su resistencia a la fatiga.

La resistencia a compresión diametral, tracción indirecta, de una probeta, se calcula así:

$$R_t = \frac{2 \times P}{\pi \times h \times d} \quad \text{Ecuación 75}$$

Donde:

- R_t = resistencia a compresión diametral.
- P = carga máxima de rotura.
- π = constante, 3.1416.
- h = altura de la probeta.
- d = diámetro de la probeta

A continuación se presentan los resultados de la prueba de tracción indirecta tanto de las cuatro mezclas diseñadas por Superpave como de las cuatro diseñadas por Marshall.

En las tablas No. 67 y 68 se presentan los resultados de las mezclas obtenidas con los diseños volumétrico Superpave y Marshall.

Tabla 67. Briquetas Marshall con el 4% de vacíos. (mezcla sin envejecer)

Diámetro = 4 in

Gran	Briqueta No	%Optimo Asfalto	H in	Carga Max lbs	Rt lb/in ²	Rt Kg/cm ²	Promedio Kg/cm ²
G2	1*	6.0	2.48	3745.0	240	16.9	17.6
	2*		2.47	3755.7	242	17.0	
	3*		2.49	4258.6	272	19.1	
	4*		2.48	3873.4	249	17.5	
G2T	5*	6.3	2.53	4119.5	259	18.2	17.9
	6*		2.53	4173.0	263	18.5	
	7*		2.51	3659.4	232	16.3	
	8*		2.54	4205.1	263	18.5	
G4	9*	6.1	2.49	3745.0	239	16.8	17.5
	10*		2.45	4183.7	272	19.1	
	11*		2.52	3787.8	239	16.8	
	12*		2.49	3841.3	246	17.3	
G4T	13*	6.1	2.51	4194.4	266	18.7	18.8
	14*		2.54	4483.3	281	19.8	
	15*		2.53	4247.9	267	18.8	
	16*		2.47	3969.7	256	18.0	

Tabla 68. Briquetas Superpave con el 4% de vacíos. (mezcla envejecida)

Diámetro = 4 in

Gran	Briqueta No	%Optimo Asfalto	H in	Carga Max lbs	Rt lb/in ²	Rt Kg/cm ²	Promedio Kg/cm ²
G2	49	5,8	2,68	4900,6	291	20,5	23,0
	51		2,61	5799,4	354	24,9	
	53		2,65	5617,5	337	23,7	
G2T	56	6,3	2,68	5446,3	323	22,7	23,4
	57		2,70	5617,5	331	23,3	
	60		2,67	5745,9	343	24,1	
G4	61	5,8	2,57	5671,0	351	24,7	26,0
	63		2,60	5970,6	365	25,7	
	64		2,63	6473,5	392	27,5	
G4T	68	6,3	2,66	6398,6	383	26,9	26,9
	70		2,65	6655,4	400	28,1	
	73		2,67	6099,0	364	25,6	

- En las tablas anteriores podemos observar que para las muestras elaboradas por el método Superpave se presenta mayores valores de resistencia a la tracción para las muestras envejecidas. El mejor comportamiento lo tiene la granulometría 4 con arena triturada. Se evidencia también en estos resultados que la actividad de envejecimiento de la mezcla antes de la compactación requerida por el método Superpave afecta los resultados de la evaluación mecánica de las mezclas. El envejecimiento contemplado en el Superpave, cuatro horas a temperatura de mezcla en película delgada y una hora opcional a temperatura de compactación, permite que el asfalto además de endurecerse penetre en los poros permeables y mejore la unión entre el ligante y el agregado, situación que favorece el comportamiento a tracción. Es importante resaltar que esta situación representa lo que sucede en obra durante las horas que la mezcla permanece caliente.

Con el propósito de evaluar de forma concreta el efecto de la actividad de envejecimiento de la mezcla antes de la compactación, prevista por el diseño Superpave, se elaboraron briquetas con la fórmula de trabajo obtenida en los diseños Volumétricos Superpave pero sin envejecer, para comparar el diseño mecánico de la mezcla bajo ambas condiciones.

Tabla 69. Briquetas Superpave con el 4% de vacíos. (mezcla sin envejecer)

Diámetro = 4 in

Gran	Briqueta No	% Optimo Asfalto	H in	Carga Max lbs	Rt lb/in ²	Rt Kg/cm ²	Promedio Kg/cm ²
G2	73	5,8	2,61	2867,6	175	12,3	11,2
	77		2,61	2375,4	145	10,2	
	78		2,58	2589,4	160	11,2	
G2T	81	6,3	2,65	2140,0	129	9,0	9,5
	82		2,65	2268,4	136	9,6	
	83		2,66	2375,4	142	10,0	
G4	85	5,8	2,60	3638,0	223	15,7	13,0
	89		2,59	2568,0	158	11,1	
	90		2,59	2867,6	176	12,4	
G4T	91	6,3	2,68	3616,6	215	15,1	12,4
	95		2,67	2707,1	161	11,3	
	96		2,68	2546,6	151	10,6	

Para analizar el efecto del envejecimiento en la absorción del asfalto en los poros permeables de las partículas de agregado de forma objetiva se calculan los espesores de película de asfalto.

Tabla 70. Briquetas Superpave con el 4% de vacíos. (mezcla sin envejecer)

Diámetro = 4 in

Gran	Briqueta No	H in	Carga Ma lbs	Rt lb/in ²	Rt Kg/cm ²	Promedio Kg/cm ²	% Asfalto		Gmm	Gbulk	%Vv	Esp. película de ligante(micras)
							Añadido	efectivo				
G2	73	2,61	2867,6	175	12,3	11,2	5,8	4,97	2,505	2,409	3,8	8,7
	77	2,61	2375,4	145	10,2					2,400	4,2	
	78	2,58	2589,4	160	11,2					2,412	3,7	
G2T	81	2,65	2140,0	129	9,0	9,5	6,3	4,69	2,474	2,365	4,4	8,3
	82	2,65	2268,4	136	9,6					2,385	3,6	
	83	2,66	2375,4	142	10,0					2,385	3,6	
G4	85	2,60	3638,0	223	15,7	13,0	5,8	4,87	2,503	2,410	3,7	6,9
	89	2,59	2568,0	158	11,1					2,411	3,7	
	90	2,59	2867,6	176	12,4					2,415	3,5	
G4T	91	2,68	3616,6	215	15,1	12,4	6,3	4,77	2,476	2,387	3,6	6,8
	95	2,67	2707,1	161	11,3					2,364	4,5	
	96	2,68	2546,6	151	10,6					2,357	4,8	

Tabla 71. Briquetas Superpave con el 4% de vacíos. (mezcla envejecida)

Diámetro = 4 in

Gran	Briqueta No	H in	Carga Max lbs	Rt lb/in ²	Rt Kg/cm ²	Promedio Kg/cm ²	% Asfalto		Gmm	Gbulk	%Vv	Esp. película de ligante (micras)
							Añadido	efectivo				
G2	49	2,68	4900,6	291	20,5	23,0	5,8	4,84	2,513	2,402	4,4	8,5
	51	2,61	5799,4	354	24,9					2,420	3,7	
	53	2,65	5617,5	337	23,7					2,415	3,9	
G2T	56	2,68	5446,3	323	22,7	23,4	6,3	4,41	2,491	2,382	4,4	7,8
	57	2,70	5617,5	331	23,3					2,379	4,5	
	60	2,67	5745,9	343	24,1					2,388	4,1	
G4	61	2,57	5671,0	351	24,7	26,0	5,8	4,6	2,52	2,412	4,3	6,6
	63	2,60	5970,6	365	25,7					2,419	4,0	
	64	2,63	6473,5	392	27,5					2,403	4,6	
G4T	68	2,66	6398,6	383	26,9	26,9	6,3	4,32	2,504	2,388	4,6	6,2
	70	2,65	6655,4	400	28,1					2,387	4,7	
	73	2,67	6099,0	364	25,6					2,385	4,8	

Tabla 72. Briquetas Marshall con el 4% de vacíos. (mezcla sin envejecer)

Diámetro = 4 in

Gran	Briqueta No	H in	Carga Max lbs	Rt lb/in ²	Rt Kg/cm ²	Promedio Kg/cm ²	% Asfalto		Gmm	Esp. película de ligante
							Añadido	efectivo		
G2	1*	2,48	3745,0	240	16,9	17,6	6	5,19	2,496	9,1
	2*	2,47	3755,7	242	17,0					
	3*	2,49	4258,6	272	19,1					
	4*	2,48	3873,4	249	17,5					
G2T	5*	2,53	4119,5	259	18,2	17,9	6,3	4,69	2,474	8,3
	6*	2,53	4173,0	263	18,5					
	7*	2,51	3659,4	232	16,3					
	8*	2,54	4205,1	263	18,5					
G4	9*	2,49	3745,0	239	16,8	17,5	6,1	5,18	2,491	7,4
	10*	2,45	4183,7	272	19,1					
	11*	2,52	3787,8	239	16,8					
	12*	2,49	3841,3	246	17,3					
G4T	13*	2,51	4194,4	266	18,7	18,8	6,1	4,54	2,485	6,5
	14*	2,54	4483,3	281	19,8					
	15*	2,53	4247,9	267	18,8					
	16*	2,47	3969,7	256	18,0					

➤ En las Tablas 70 y 72 se muestra el comportamiento de las muestras Marshall y Superpave (Sin envejecer) ensayadas a tensión indirecta, donde se puede observar que las muestras Marshall presentan mayores valores de resistencia a la tracción Indirecta; esto se puede atribuir a que las mezclas Marshall “realmente” se fabricaron con las formulas optimas de trabajo, porque se siguió en la fabricación el procedimiento sugerido por el método Marshall, mientras las fabricadas por el método Superpave no incluyeron todo el procedimiento indicado por este, que fue utilizado para encontrar el optimo.

➤ Otro aspecto a destacar relacionado con la actividad de envejecimiento previo está relacionado con el G_{mm} de la mezcla y el G_{se} del agregado. El G_{mm} , peso específico máximo de mezcla medido da mayores valores cuando se realiza el envejecimiento previo y por lo tanto mayores valores de G_{se} , valores que representan mejor las condiciones reales de campo, porque la mezcla durante la fabricación, transporte y compactación permanece caliente durante varias horas. Los análisis de vacíos de la mezcla en campo deben realizarse con el G_{mm} real, que obligatoriamente debe ser bajo la condición de envejecimiento antes de la compactación.

➤ En las tablas 70 y 71 se puede observar la incidencia del envejecimiento en los valores del G_{mm} y en los espesores de película de asfalto. Cuando se hace la consideración de envejecimiento previo a la compactación, se alcanzan para los mismos porcentajes de asfalto y granulometría, G_{mm} más altos; %de asfalto efectivo más bajos y por lo tanto espesores de película de asfalto más bajos. Para que las predicciones del comportamiento

en servicio con briquetas de laboratorio sean mas certeras, deben hacerse en condición de envejecimiento previo, tanto para el análisis volumétrico de la mezcla como para el mecánico.

➤ Cuando se diseña por el método Marshall que no contempla el envejecimiento previo se están controlando unos vacíos que no representan exactamente los de campo. En obra si se sigue estrictamente el diseño y se logra la densidad bulk (G_{mb}) de la mezcla, los vacíos con aire son mayores que los considerados en el análisis de laboratorio y el espesor de película es por lo tanto menor, situación que a su vez agravaba la susceptibilidad al envejecimiento de la mezcla.

2.6 ANALISIS DE LA ESTABILIDAD Y FLUJO

En el ensayo de estabilidad y flujo Marshall una vez preparada la muestra se la somete a la carga en el aparato Marshall a una velocidad de 2pulgadas/minuto hasta que ocurra la falla. El punto de falla se define mediante la máxima lectura obtenida en el dial de carga. El número de libras correspondiente a esta lectura referido a una briqueta de 2.5" de alto se anota como estabilidad Marshall. Mientras se está aplicando la carga, se mantiene el medidor de flujo firmemente en posición vertical sobre la barra guía y se retira cuando ocurre la carga máxima. La lectura en el dial en ese instante se denomina flujo y se expresa en centésimas de pulgada.

En las siguientes tablas se presentan los resultados de estabilidad y flujo Marshall de las muestras diseñadas por los métodos Superpave y Marshall.

En este análisis también se contempló el efecto del envejecimiento previo a la compactación de las mezclas. En la siguiente tabla se presentan los resultados de mezclas sin envejecer fabricadas con los óptimos de asfalto de Superpave y compactación giratoria.

Tabla 73. Briquetas Superpave con el 4% de vacíos. (mezcla envejecida)

Diámetro = 4 in

Gran	Briqueta No	%Asf	H in	Estabilidad lbs	Estabilidad C lbs	Promedio lbs	Flujo 1/100"
G2	50	5,8	2,62	4200	3914	3719	18
	52		2,59	3800	3591		19
	54		2,61	3900	3650		18
G2T	55	6,3	2,63	3225	2993	3375	17
	58		2,67	3725	3371		19
	59		2,66	4125	3762		20
G4	62	5,8	2,60	4075	3835	4224	17
	65		2,59	4550	4300		18
	66		2,58	4775	4536		17
G4T	67	6,3	2,66	4350	3967	3836	20
	71		2,67	4225	3824		19
	72		2,65	4050	3718		19

Tabla 74. Briquetas Superpave con el 4% de vacíos. (mezcla sin envejecer)

Diámetro = 4 in

Gran	Briqueta No	%Asf	H in	Estabilidad lbs	Estabilidad C lbs	Promedio	Flujo 1/100"
G2	74	5,8	2,59	2750	2599	2418	15
	75		2,58	2275	2161		13
	76		2,55	2575	2493		15
G2T	79	6,3	2,59	3325	3142	3062	19
	80		2,59	3175	3000		15
	84		2,61	3250	3042		18
G4	86	5,8	2,57	2775	2653	2554	13
	87		2,57	2600	2486		15
	88		2,56	2625	2523		13
G4T	92	6,3	2,65	2725	2502	2433	14
	93		2,65	2675	2456		17
	94		2,65	2550	2341		14

Tabla 75. Briquetas Marshall con el 4% de vacíos. (mezcla sin envejecer)

Granulometría	% Asfalto	Estabilidad (Lbs)	Flujo (1/100")
G2	6,0	2130	12,0
G2T	6,3	2345	11,0
G4	6,1	2247	11,0
G4T	6,1	3068	12,7

Tabla 76. Briquetas elaboradas siguiendo estrictamente los métodos de diseño con el 4% de vacíos

Gran	Flujo		Estabilidad (lbs)		Modulo a 35°C (Mpa)	
	Marshall	Superpave	Marshall	Superpave	Marshall	Superpave
G2	12	18.3	2130	3719	897	1609
G2T	11	18.7	2345	3375	1023	1248
G4	11	17.3	2247	4224	724	2525
G4T	12.7	19.3	3068	3836	1045	3203

Analizando los resultados anteriores podemos observar que los valores de estabilidad dados en las tablas 74 y 75 son similares presentándose valores mayores para las briquetas Superpave en las granulometrías 2, 2T y 4; la granulometría 4T (Superpave) presenta un valor de estabilidad menor esto se le puede atribuir en parte al contenido de cemento asfáltico.

En las tablas 73 y 74 podemos observar que se presenta mayor estabilidad para las briquetas envejecidas.

Al analizar los resultados se encuentra que los valores de estabilidad de las mezclas Superpave son mayores que en las Marshall como el caso de los módulos, pero no existe una relación entre la estabilidad y el módulo. También debe destacarse los altos flujos alcanzados por las mezclas Superpave que a su vez no tienen ninguna concordancia con los valores de los módulos, un alto flujo hace pensar en mezclas deformables con bajos módulos. Estos resultados ponen de manifiesto que los criterios Marshall de Estabilidad y Flujo no son verdaderamente evaluativos del comportamiento de la mezcla. Discusión que se viene dando desde hace varios años.

2.7 ANALISIS DE LA SENSIBILIDAD A LA HUMEDAD

Como el método volumétrico Superpave incluye el análisis de la susceptibilidad al agua, se considera conveniente realizar una comparación del comportamiento frente al agua tanto de las mezclas diseñadas por Superpave como las diseñadas por Marshall. Para el análisis se utilizó la prueba de tracción indirecta conservada norma AASTHO T 283, donde se compactan seis briquetas con el 7% de vacíos. Tres briquetas conforman un subgrupo y son consideradas de control, y el otro sub-grupo de tres es acondicionado sometándolo a una saturación por vacío, y después dejándolo por 24 horas a una temperatura de 60 °C. Todas las briquetas son ensayadas a 25 °C para determinar su resistencia a la tracción indirecta.

La sensibilidad a la humedad es el cociente entre la resistencia a la tracción del subgrupo acondicionado y la resistencia a tracción del subgrupo de control. El valor mínimo para la relación de resistencias de tracción es de 80%.

➤ Acorde con los valores de G_{mm} , G_{se} y el espesor de película, las mezclas diseñadas por el método Superpave alcanzaron valores mayores de resistencia conservada, porque la actividad de envejecimiento permite que el asfalto penetre a los poros permeables de las partículas de agregado, se agarre mejor el asfalto, y por lo tanto el agua encuentra mayor resistencia debido a la adherencia por parte del conjunto Agregado – Asfalto.

➤ El fenómeno de adherencia pétreo – ligante bajo la sollicitación de agua y cargas depende de las características fisicoquímicas de los materiales que intervienen, también como del diseño o dosificación, la cual interviene en dos aspectos relevantes: La cantidad de asfalto que penetra en los poros permeables (entre más penetre, mejor es la unión entre los dos materiales) y el espesor de película de asfalto que recubre las partículas (entre mayor espesor, mas impermeable es la mezcla y menos susceptible al ataque del agua).

Tabla 77. Resistencia residual de las briquetas Marshall y Superpave

Marshall

Gran	Briqueta No	Rr	Promed
G2	19-20	67,3	69,0
	21-24		
	22-23	70,8	
G2T	14-15	70,4	74,0
	17-18		
	13-16	77,6	
G4	7-8	71,0	73,7
	9-12	74,2	
	10-11	73,1	
G4T	1-2	61,9	66,1
	3-4	71,5	
	5-6	64,8	

2.8 RELACIÓN DE POLVO

La proporción de polvo se calcula como el porcentaje en peso del material que pasa el tamiz No.200 (por vía húmeda) por el contenido de ligante asfáltico efectivo (expresado como porcentaje en peso de la mezcla). La proporción de polvo debe estar entre 0.6 y 1.2.

Tabla 78. Relación de filler – Asfalto (proporción de polvo)

Grad	%Asf			%Asf-efectivo		
	Superpave envejecido	Superpave Sin Envejecer	Marshall Sin Envejecer	Superpave envejecido	Superpave Sin Envejecer	Marshall Sin Envejecer
2	5.8	5.8	6.0	4.84	4.97	5.19
2T	6.3	6.3	6.3	4.41	4.69	4.69
4	5.8	5.8	6.1	4.60	4.87	5.18
4T	6.3	6.3	6.1	4.32	4.77	4.54

Grad	Relación de Polvo		
	Superpave envejecido	Superpave Sin Envejecer	Marshall Sin Envejecer
2	0.83	0.80	0.77
2T	0.91	0.85	0.85
4	1.09	1.03	0.97
4T	1.16	1.05	1.10

- La relación de polvo la incluye el diseño volumétrico Superpave, como un control para ahuellamiento (límite inferior) y fragilidad (límite superior). Todas las mezclas cumplen con el requerimiento (0.6 – 1.2) pero se debe recalcar que las mezclas diseñadas por Marshall en obra alcanzan mayores valores de Relación de polvo porque los porcentajes de asfalto efectivo son menores en campo a los considerados en el laboratorio dado que el método Marshall no contempla la actividad de envejecimiento previo.

2.9 EFECTO DEL PORCENTAJE DE LIGANTE ASFÁLTICO SOBRE EL VALOR DE LA GRAVEDAD MÁXIMA TEÓRICA (G_{mm}) Y EL VALOR DE G_{se} .

Tabla 79. Valores de gavedad máxima teórica (G_{mm}) para probetas tipo Marshall.

Muestras Marshall				
% Asfalto	Gravedad Máxima teórica (Rice)			
	Granulometría			
	2	2t	4	4t
4.0	2.586	-	2.583	-
4.5	2.559	2.547	2.541	-
5.0	2.542	2.525	2.538	2.534
5.5	2.518	2.506	2.514	2.512
6.0	2.491	2.484	2.492	2.493
6.5	2.475	2.467	2.478	2.462
7.0	2.453	2.447	2.455	2.447
7.5	-	2.426	2.435	2.423
8.0	-	2.486	2.505	2.479

Tabla 80. Valores de gravedad específica (G_{se}) para probetas tipo Marshall.

Briquetas Marshall				
Gravedad específica (G_{se})				
% asfalto	Granulometría N°			
	2	2T	4	4T
4,0	2,765		2,762	-
4,5	2,758	2,743	2,736	-
5,0	2,762	2,741	2,757	2,752
5,5	2,757	2,742	2,752	2,749
6,0	2,747	2,738	2,749	2,750
6,5	2,752	2,741	2,755	2,734
7,0	2,747	2,739	2,750	2,739
7,5	-	2,736	2,748	2,732
8,0	-	2,740	2,751	2,743

Figura 72. Tendencia de los valores de G_{se} para probetas Marshall

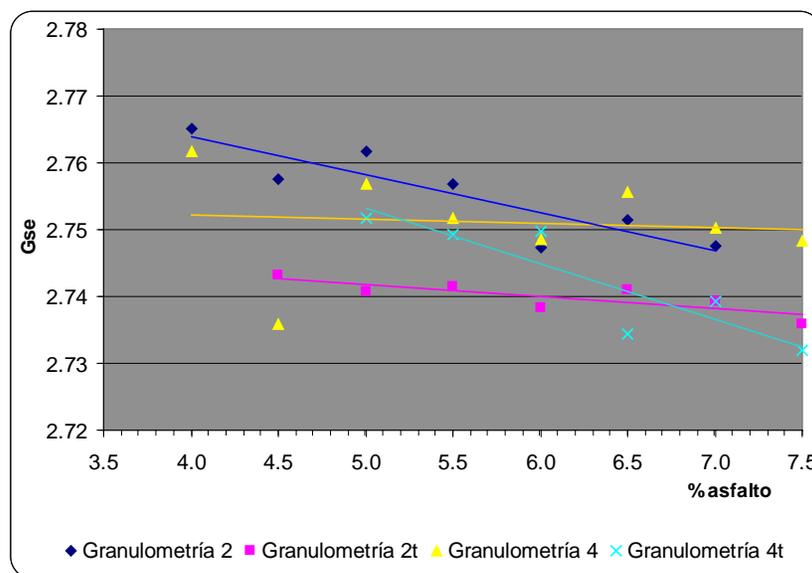


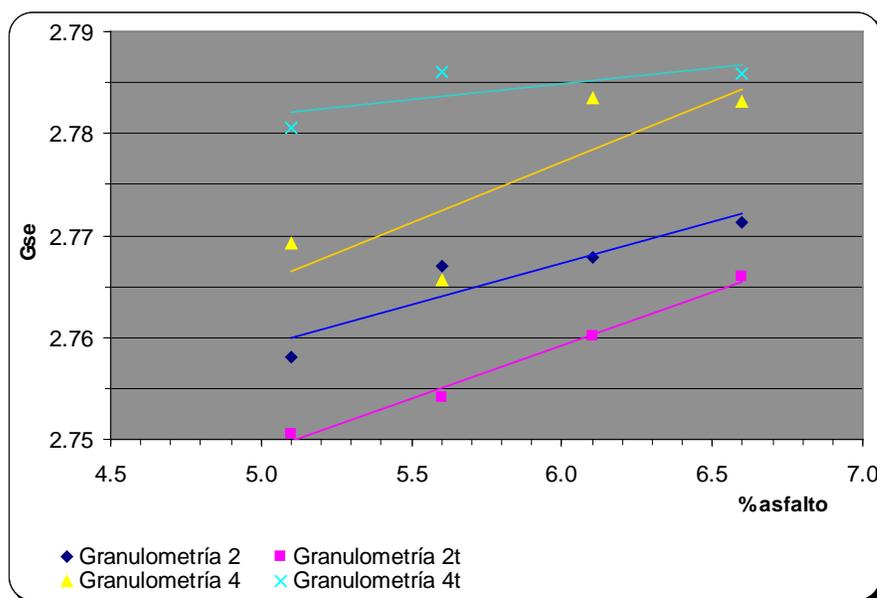
Tabla 81. Valores de gravedad máxima teórica (G_{mm}) para probetas tipo Superpave.

Muestras Superpave				
% Asfalto	Gravedad Máxima teórica (Rice)			
	Granulometría			
	2	2t	4	4t
5.1	2.535	2.529	2.544	2.553
5.6	2.522	2.512	2.521	2.537
6.1	2.503	2.497	2.515	2.503
6.6	2.486	2.482	2.495	2.497

Tabla 82. Valores de gravedad específica (G_{se}) para probetas tipo Superpave.

Briquetas Superpave				
Gravedad específica (G_{se})				
% asfalto	Granulometría NP			
	2	2T	4	4T
5.1	2.758	2.751	2.769	2.781
5.6	2.767	2.754	2.766	2.786
6.1	2.768	2.760	2.784	2.768
6.6	2.771	2.766	2.783	2.786

Figura 73. Tendencia de los valores de G_{se} para probetas Superpave



➤ En las tablas anteriores como es obvio podemos observar que la tendencia de los valores de G_{mm} es similar en las mezclas diseñadas por ambos métodos (a mayor contenido de ligante asfáltico menor es el valor de G_{mm}), presentándose para un mismo contenido de ligante asfáltico los mayores valores para las briquetas diseñadas por Superpave, este hecho es de esperarse debido al envejecimiento previo a la compactación a la que se someten, obteniendo así valores de G_{se} más altos, puesto que el agregado alcanza a absorber más asfalto durante este periodo y los vacíos permeables de las partículas de agregado no llenos con asfalto son más pequeños, el volumen efectivo de las partículas es más bajo; y como es de esperarse la variación del G_{se} es más sensible al porcentaje de asfalto en el superpave que en el caso del Marshall, esta situación se puede observar en las figuras 72 y 73 donde los valores de G_{se} para las fabricadas por el método superpave va aumentando a medida que el contenido de ligante crece. Este análisis reitera lo que se ha venido afirmando respecto a que las mezclas de laboratorio diseñadas por Marshall dan valores de vacíos diferentes a las mezclas fabricadas en el campo con el mismo diseño y con los mismos valores de densidad.

➤ Con estos resultados se confirma que el G_{se} , gravedad efectiva de los agregados, no es una constante del agregado; su valor es afectado por la capacidad de absorción de asfalto en los poros permeables del agregado y ésta a su vez depende de la cantidad de asfalto y del tiempo que dure caliente el ligante. Situación que descarta el uso del parámetro densidad relativa de los agregados en aceite de parafina, prueba propuesta por los españoles y que ha sido incluida en las normas de ensayo de INVIAS. Esta medición pretendía simplificar los ensayos durante la etapa de diseño, bastaba con determinar el G_{se} del agregado con aceite de parafina (líquido que tiene a temperatura ambiente viscosidad de 85 s.s.f, viscosidad del asfalto en el momento del mezclado) y calcular los G_{mm} para los diferentes porcentajes de asfalto tenidos en cuenta en la etapa de diseño.

3. CONCLUSIONES

Con base en los resultados obtenidos y el análisis realizado se presentan las siguientes conclusiones:

- Debido a que en nuestro país no existen estaciones, en el estudio se seleccionó un grado de ligante, $PG_{T_{max}-T_{min}}$, que abarcará todo el intervalo de temperaturas que se alcanzan en el país y se encontró que un asfalto con PG 64-16 era adecuado para ser utilizado en el país siempre y cuando no se tratase de proyectos con cargas casi estáticas, velocidades muy bajas y sitios de parqueo. El asfalto de Barrancabermeja tiene el grado PG 64-22 el cual se comporta satisfactoriamente para las temperaturas de pavimento hasta $64^{\circ}C$ y para $-22^{\circ}C$ siempre y cuando se trate de proyectos diferentes a pavimentos de parqueaderos, de puertos, de zonas de transferencias de carga, de sitios aledaños a peajes entre otros.

En resumen se concluye que el asfalto de Barrancabermeja según criterio Superpave tiene las características adecuadas para la mayoría de los proyectos en Colombia, se exceptúan aquellos ubicados en las zonas mas calientes del país, con tránsitos superiores a 10'000.000 de ejes equivalentes; el grado del asfalto adecuado ya sería el PG 70. Grado que podría alcanzar el asfalto de Barrancabermeja con incorporación de modificadores.

- Se estudiaron mezclas con dos gradaciones, la No.2 que cumple completamente con los requisitos y recomendaciones Superpave y la No.4 que cumple satisfactoriamente con la especificación INVIAS, artículo 450 gradación MDC2, que a su vez satisface los puntos de control pero está ligeramente por encima de la zona de restricción. Aquí, se debe tener en cuenta que Superpave recomienda pasar por debajo de la zona de restricción o sea gradaciones mas gruesas, escasas de arena media. Se puede concluir que la mezcla diseñada por el método volumétrico Superpave con la gradación 2 y 2T tuvo mejor comportamiento porque a pesar de alcanzar módulos y resistencia a la tracción muy semejante a los de la mezcla 4 y 4T, tuvo el mejor desempeño en el análisis de resistencia a la fatiga. Claro está que este tema debe estudiarse en futuras investigaciones en las que se evalúe la susceptibilidad de las mezclas al ahuellamiento.
- Otro aspecto a destacar en este estudio es la exigencia del método Superpave en cuanto a la angularidad que deben cumplir los agregados, en las mezclas diseñadas por el método Marshall el cambio de arena de río a arena triturada condujo a mezclas con mayores módulos. En el caso de las mezclas diseñadas por el método

Superpave este cambio no fue tan significativo ya que los módulos obtenidos son muy similares entre sí. La exigencia sobre la angularidad de la arena está dirigida hacia la reducción de la susceptibilidad al ahuellamiento de la mezcla.

- Para la fabricación de las mezclas en el laboratorio, el método superpave contempla la actividad de envejecimiento previo a la compactación. Según los resultados de este estudio esta etapa resulta fundamental en el diseño de las mezclas por las siguientes razones:
- Tiene en cuenta la transformación que sufre el asfalto durante la fabricación, almacenamiento, transporte, colocación y compactación de la mezcla, tiempo que dura el asfalto caliente colocado en película fina.
 - Durante el tiempo que la mezcla dura caliente, el asfalto conserva su capacidad de mojado y penetra durante este tiempo en los poros permeables de las partículas del agregado.
 - Para gradaciones y porcentajes de asfalto iguales son mayores los valores de los G_{mm} de las mezclas y del G_{se} del agregado, en las mezclas superpave donde se realiza la actividad de envejecimiento con relación a las elaboradas por el método Marshall.
 - Si se realiza durante el diseño de la mezcla la actividad de envejecimiento previo, se está reproduciendo en el laboratorio condiciones que se dan en obra, por lo tanto las mezclas elaboradas en el laboratorio permitieron predecir con mayor certeza las características volumétricas y el comportamiento de la mezcla en el campo.
 - Si no se realiza la actividad de envejecimiento el % de asfalto efectivo en laboratorio es mayor que el de obra, por lo tanto se hace un control impreciso de los vacíos con aire en el laboratorio. En obra los vacíos serán mayores porque un porcentaje mayor de asfalto penetra a los poros permeables de las partículas de agregado. La película de asfalto será entonces más delgada en obra, llevando a construir mezclas altamente susceptibles al envejecimiento.

-
- Si se quiere efectuar una correcta determinación de la relación de polvo se debe realizar el envejecimiento previo para determinar el porcentaje de asfalto efectivo con certeza y por lo tanto realizar un verdadero control de este parámetro.
- Con relación al procedimiento de compactación utilizado por el método Superpave se concluye lo siguiente:
- La compactación giratoria S.G.C logra esqueletos minerales con más puntos de contacto que en la compactación Marshall, esto se evidencia en los valores menores de %VAM de las mezclas Superpave y en los módulos dinámicos que prácticamente doblan a los de las mezclas diseñadas por Marshall.
 - En el método de diseño Superpave se hace énfasis en determinar la temperatura promedio de la región donde se va a hacer el proyecto, así como las condiciones de tráfico a la cual va a estar sometido el pavimento; por lo tanto, a mayor temperatura y mayor número de ejes equivalentes de diseño mayores son los giros requeridos de compactación a que se somete la muestra. Es decir, cada proyecto prevé unas condiciones diferentes de compactación.
 - En la SGC se selecciona para cada proyecto los giros iniciales, de diseño y máximo. Se compacta hasta el máximo pero se hace control volumétrico para los tres @ giros especificados. Los giros comprendidos entre los de diseño y el número máximo permite en laboratorio considerar el efecto de la compactación adicional por tránsito en las características volumétricas de la mezcla.
- La prueba para determinar el G_{mm} de las mezclas es irremplazable para efectuar un confiable análisis de vacíos. Con los resultados de este estudio se concluye que la simplificación que permita la determinación de la densidad relativa de los agregados en aceite de parafina es imprecisa dado que el G_{se} de un agregado depende del porcentaje de asfalto y del tiempo que permanece caliente la mezcla.

CONCLUSIÓN GENERAL DEL ESTUDIO

El método de diseño volumétrico Superpave de acuerdo a su nombre “ MEZCLAS DE COMPORTAMIENTO SUPERIOR “ permite diseñar mezclas con calidad superior a las diseñadas por el método Marshall cuando se utilizan el mismo agregado y el mismo asfalto. Esta afirmación se hace con base en los resultados de módulos, análisis de resistencia a la fatiga, resistencia a la tracción y susceptibilidad al agua. Además de la calidad las mezclas fabricadas en el laboratorio por el método Superpave permite predecir con mayor certeza el comportamiento de la mezcla en servicio.

Se considera que en este momento sería imposible implementar este método de diseño en Colombia porque este exige del compactador giratorio (equipo muy costoso) y por sobre todo contar con un procedimiento de compactación de campo de alta efectividad para lograr los esqueletos minerales que exige el método Superpave. Sin embargo se pueden incluir al método Marshall actividades y controles del Superpave para mejorar las mezclas en nuestro país, estos son:

- Que ECOPETROL comercialice los asfaltos con su respectivo PG, dado que en Colombia existen entidades como Corasfaltos que cuenta con los equipos Superpave para la evaluación del asfalto, para que con base en las condiciones de Proyecto se haga la selección del ligante mas adecuado.
- Incorporar el control de angularidad de la arena.
- Realizar en el diseño Marshall la actividad de envejecimiento previa a la compactación.
- Determinar el G_{mm} de las mezclas, con un porcentaje de asfalto determinado, después del envejecimiento previo.
- Realizar el control de proporción de polvo de acuerdo a Superpave. Aunque INVIAS tiene este control no lo hace con el % de asfalto efectivo real.
- Las briquetas que se fabriquen para evaluar el comportamiento bajo cargas dinámicas también debe hacerse con mezclas con envejecimiento previo a la compactación para que permitan inferir con mayor confianza el desempeño durante la vida en servicio.

- Después de analizar los resultados de este estudio se considera que en Colombia se hace un análisis de vacíos de las mezclas muy impreciso y que esta deficiencia puede ser la causa de los daños prematuros de muchas mezclas de concreto asfáltico. Cuando en obra no se alcanzan los vacíos con aire especificados como consecuencia inmediata se tiene una disminución en los módulos dinámicos y un aumento de la susceptibilidad al envejecimiento.
- Para realizar un buen control de las características volumétricas de la mezcla, estos parámetros se deben determinar a partir del G_{mm} y el G_{mb} de la mezcla colocada en la vía.

4. BIBLIOGRAFIA

ANDERSON, R.M., Bentsen, R. Influence of Voids in the Mineral Aggregate (VMA) on the Mechanical Properties of Coarse and Fine Asphalt Mixtures,

ANDERSON, R., McGennis, R., Tam, W.O., Kennedy, T, Sensitivity of Mixture Performance Properties to Changes in Laboratory Compaction Using the Superpave Gyratory Compactor,

ARENAS Hugo León, Tecnología del cemento asfáltico, Segunda edición, editorial FAID, Cali, 2000.

BENAVIDEZ BARRETO Carlos Alberto y Chavarro Barreto Eugenio, Apuntes del curso diseño de pavimentos, Universidad del Cauca, Popayán, Agosto de 2000.

BYRON E. Ruth, Prediction of fatigue damage in mixtures. Session 1, Summary statement.

C.A. O'Flaherty, A.M. "Highways", the location, design, construction and maintenance of roads pavements, fourth edition, editorial BH, 2002

CARRETERAS, Productos bituminosos en carreteras nuevas tendencias normativas, Revista técnica de la Asociación Española de la carretera, 4ª época – Num 82 – Marzo, Abril de 1996.

E.P popov, Introducción a la mecánica de los sólidos, editorial limusa 1976.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Antecedentes del diseño y análisis de mezclas asfálticas de Superpave. Publication N° FHWA-SA-95-003. February 1995.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Antecedentes de los métodos de ensayo de ligantes asfálticos de Superpave. Publication N° FHWA-SA-94-068. February 1995.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Métodos de ligantes asfálticos Superpave. Publication N° FHWA-SA-94-069. February 1995.

HARMAN Thomas P, 2002 pavement design, Federal Highway Administration.

HUANG, Yang H. Pavement analysis and design, Editorial Prentice-Hall, 1993

ORTIZ BERROCAL Luis, Elasticidad, Tercera edición, editorial McGraw-Hill, españa, 1998

ROMERO, P., Stuart, K., Mogawer, W, Fatigue Response of Asphalt Mixtures Tested by FHWA' ALF,

ROQUE Reynaldo, Implementation of Sep Indirect tension tester to mitigate cracking in asphalt pavements and overlays, Final report, University of Florida, Mayo de 2002.

STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM, Institute of Transportation Studies, Summary Report on Fatigue response of asphalt mixtures, university of California, Berkeley, California, Febrero de 1990

www.ichasfalto.cl/. Página Web del Instituto Chileno del Asfalto.

www.e-asfalto.com/. Página Web de e-asfalto de Buenos Aires, Argentina.