



INTRODUCCIÓN A LOS CEMENTOS Y LIGANTES ASFÁLTICOS: CARACTERIZACIÓN, REOLOGÍA Y PRODUCCIÓN

Luis Guillermo Loría-Salazar, MSc, PhD

José Manuel Cuadrado-Valbuena, MSc, MBA

Rafael Ernesto Villegas-Villegas, M. Eng, PhD Candidate

Elvis Alexander Castillo-Camarena, MSc, PhD

INTRODUCCIÓN A LOS CEMENTOS Y LIGANTES ASFÁLTICOS: CARACTERIZACIÓN, REOLOGÍA Y PRODUCCIÓN

Luis Guillermo Loría-Salazar, MSc, PhD

José Manuel Cuadrado-Valbuena, MSc, MBA

Rafael Ernesto Villegas-Villegas, M. Eng, PhD Candidate

Elvis Alexander Castillo-Camarena, MSc, PhD

PATROCINADORES:



COLABORADORES:



CRÉDITOS:

DISEÑO/FOTO de PORTADA
DISEÑO y DIAGRAMACIÓN
ILUSTRACIONES

M.Sc. LUIS ALONSO
ÁLVAREZ-VILLEGAS

1.INTRODUCCIÓN	Página 21
1.1 Definición del ligante asfáltico.	
1.2 Propiedades generales del cemento asfáltico.	
1.3 Usos comunes del cemento asfáltico.	
1.4 Historia y origen del cemento asfáltico.	
1.5 Historia cronológica del cemento asfáltico	
2. INTRODUCCIÓN A LA REOLOGÍA DEL CEMENTO ASFÁLTICO	Página 29
¿Qué es la reología?	
2.1 Materiales viscoelásticos	
2.1.1 Variación de la viscosidad con la velocidad de cizalla	
2.1.1.1 Material newtoniano	
2.1.1.2 Material plástico de Bingham	
2.1.1.3 Material plástico	
2.1.1.4 Material pseudoplástico	
2.1.1.5 Material dilatante	
2.1.2 Variación de la viscosidad con el tiempo de aplicación del esfuerzo	
2.1.2.1 Material tixotrópico	
2.1.2.2 Material reopéctico	
2.2 Elementos de viscoelasticidad	
2.2.1 Módulo de elasticidad	
2.2.2 Módulo de cortante	
2.2.3 Módulo complejo	
2.2.4 Módulo de almacenamiento	
2.3 Introducción a los modelos viscoelásticos	
2.3.1 La carga	
2.3.2 Elementos constitutivos de los modelos viscoelásticos	
2.4. Deformaciones viscoelásticas	
2.4.1 Aplicación de la carga	
2.4.3 Flujo viscoelástico y relajación en el tiempo	
2.4.4 Retiro de la carga	
2.4.5 Recuperación elástica	
2.4.6 Efecto del componente viscoso en la recuperación	
2.5. Modelo de Maxwell	
2.5.1 Bajo carga constante	
2.5.1.1 Respuesta elástica inicial	
2.5.2 Cesación de la carga	
2.5.2.1 Respuesta elástica de recuperación	
2.5.2.2 Deformación residual viscosa	
2.6. Modelo de Kelvin-Voigt	
2.6.1 Ecuación de la deformación elástica	
2.6.2 Ecuación de la deformación viscosa	
2.6.3 Bajo carga constante. Respuesta inicial	
2.6.4 Cese de la carga	
2.7. Diferencias entre el modelo Maxwell y el de Kelvin-Voigt	
2.7.1 Estructura del modelo	
2.7.2 Comportamiento frente a una carga instantánea	

- 2.7.3 Respuesta a cargas periódicas
- 2.8. Modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt en serie
- 2.8.1 Aplicación de la carga constante
- 2.8.2 Cese de la carga
- 2.9. Introducción al desarrollo de la teoría matemática de la viscoelasticidad lineal
- 2.10. Principio de superposición Boltzmann

3. QUÍMICA DEL CEMENTO ASFÁLTICO

Página 59

- 3.1 Análisis SARA
- 3.1.1 Fracción de saturados
- 3.1.2 Fracción de aromáticos
- 3.1.3 Fracción de resinas
- 3.1.4 Fracción de asfaltenos
- 3.2 Oxidación del cemento asfáltico

4. ESPECIFICACIONES PARA CEMENTOS Y LIGANTES ASFÁLTICOS

Página 75

- 4.1 Especificaciones clásicas
- 4.1.1 Especificación por penetración
- 4.1.2 Especificación por viscosidad
- 4.2 Especificación Superpave por grado de desempeño [Performance Grade (PG)]
- 4.2.1 Nomenclatura de ligantes según el sistema Superpave PG
- 4.2.2 Protocolos de Envejecimiento del Ligante en el Laboratorio
- 4.2.2.1 Horno rotatorio de película delgada (RTFO)
- 4.2.2.2 Dispositivo de Envejecimiento Bajo Presión (PAV)
- 4.2.3.1 G^* , δ
- 4.2.3.2 $S(t)$, $m(t)$
- 4.2.3.3 ϵ_f
- 4.2.4 AASHTO M 320
- 4.2.4.1 Seguridad y trabajabilidad
- 4.2.4.2 Ahuellamiento
- 4.2.4.3 Fractura por fatiga (ligante envejecido en el RTFO y PAV)
- 4.2.4.4 Fractura térmica (ligante envejecido en el RTFO y PAV)
- 4.2.5 Recuperación elástica mediante esfuerzo repetido (MSCR)

5. SELECCIÓN DEL GRADO DE DESEMPEÑO (PG)

Página 101

- 5.1 Método clásico – Transformación de temperaturas aire-pavimento.
- 5.1.2 Ajuste del PG alto por velocidad y tráfico (PG bumping)
- 5.1.3 Selección del PG correspondiente a la temperatura baja (PG bajo)
- 5.2 Método actual – Modelos de daño por ahuellamiento
- 5.2.1 Selección del PG correspondiente a la temperatura alta (PG alto)
- 5.2.1.1 Ajuste del PG alto por velocidad y tráfico (PG bumping).
- 5.2.1.2 Ajuste del PG alto por profundidad de la capa asfáltica.
- 5.3 Ejemplo de selección de PG
- 5.3.1 Pasos para descargar la data climática de temperaturas.
- 5.3.2 Cálculos para la selección del PG

6. RHEO + LA HERRAMIENTA QUE RELACIONA LAS PROPIEDADES REOLÓGICAS Y QUÍMICAS DEL CEMENTO ASFÁLTICO A OXIDACIÓN	Página 125
6.1 Introducción	
6.2 Metodología	
6.2.1 Materiales	
6.2.2 Oxidación de las muestras	
6.2.3 Caracterización del cemento asfáltico	
6.3 Resultados y discusión	
6.3.1 Respuesta viscoelástica del cemento asfáltico oxidado	
6.3.2 Relación entre la química y la temperatura de crossover	
6.4 Relación entre PG y Cruce ("Crossover")	
6.5 La herramienta RHEO+	
7. PARÁMETROS DE GLOVER-ROWE Y EL ENSAYO DE LINEAR AMPLITUDE SWEEP (LAS) DE ASFALTOS MODIFICADOS PARA DETERMINAR LA FATIGA DE LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS	Página 141
7.1 El Parámetro de Glover-Rowe	
7.2 Barrido lineal de frecuencia o el Linear Amplitude Sweep (LAS)	
7.3 Procedimiento de ensayo y parámetros	
7.4 Barrido de frecuencia para determinar propiedades de daño viscoelástico continuo (VECD)	
8. TIPOS DE MODIFICADORES	Página 153
8.1 Clasificación	
8.1.1 Polímeros	
8.1.1.1 SBS	
8.1.1.2 SBR	
8.1.2.1 EVA	
8.1.2.2 Terpolímeros	
8.1.2.3 Caucho granulado (GCR/NFU)	
8.1.3 Bioligantes	
8.1.4 Otros modificadores no bituminosos	
8.1.4.1 Antioxidantes	
8.1.4.2 Mejoradores de adherencia	
8.1.4.3 Agentes endurecedores	
8.2 Formulaciones	
9. PRODUCTOS ESPECIALES A PARTIR DE CEMENTOS ASFÁLTICOS MODIFICADOS	Página 167
9.1 Sellos de grietas	
9.1.1 Prevención de la infiltración de agua	
9.1.2 Ralentizar la propagación de daños estructurales	
9.1.3 La seguridad vial	
9.2 Mastic	
9.3 Emulsiones modificadas	
9.4 Mezcla en frío con asfalto modificado	
9.5 HIMA	

10. TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE CEMENTO Y LIGANTE ASFÁLTICO	Página 175
10.1 Factores de transporte y almacenamiento que afectan la calidad del cemento y el ligante asfáltico.	
10.2 Sistemas de transporte empleados en la actualidad.	
10.2.1 Transporte en frío.	
10.3 Sistemas de calentamiento para el almacenamiento y transporte de cemento y ligante asfáltico.	
10.4 Tanques de almacenamiento.	
10.5 Separación de partículas en tanques.	
11. PROCESOS DE MODIFICACIÓN	Página 189
11.1 Métodos de modificación	
11.1.1 Método de fabricación de asfalto modificado con terpolímeros	
11.1.2 Método de fabricación de asfaltos modificados con SBS	
11.1.3 Método de fabricación de asfaltos modificados con SBR	
11.1.4 Método de fabricación de asfaltos modificados con GCR o NFU	
11.1.5 Método de fabricación de asfaltos modificados mediante concentrados	
11.2 Pruebas de campo	
11.3 Asfaltos modificados prefabricados	
11.4 Molinos de laboratorio	
12. GUÍA DE DISEÑO PARA LA SELECCIÓN Y ELABORACIÓN DE ASFALTOS MODIFICADOS	Página 207
12.1 Evaluación del asfalto base	
12.1.1 Parámetros físicos del cemento asfáltico	
12.1.2 PG continuo o temperatura crítica	
12.1.4 Ángulo de fase	
12.1.5 Componentes viscoso y elástico	
12.1.6 Variabilidad de las fuentes de cementos asfálticos	
12.1.7 Parámetros químicos del asfalto base	
12.2 Selección del polímero	
12.3 Determinación de la dosificación	
12.4 Evaluación PG	
12.5 Análisis de la estabilidad al almacenamiento	
12.6 Evaluación MSCR	

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN DE UN LIBRO

Esta primera edición del libro *Introducción a los cementos y ligantes asfálticos: caracterización, reología y producción* corresponde a un deseo de los autores de brindar a la comunidad técnica un texto innovador, actual, que divulgue tanto conocimiento del estado del arte como experiencias prácticas, aplicadas, de proyectos reales. Precisamente, esta combinación de elementos académicos, teóricos y de aplicación real de dichos saberes le da a este libro un valor muy particular, que es poco común en la literatura técnica del campo vial.

Así, este libro podría llegar a convertirse en una obra de referencia para los profesionales del área vial que, en nuestra realidad contemporánea, corresponden a un área multidisciplinaria, la cual puede incluir ramas tan diversas como las ingenierías civil, industrial, química, de materiales, mecánica, de polímeros; la arquitectura, la topografía; y, sin duda, la química, la matemática y la física puras, entre otras.

También, el libro permite que tanto estudiantes como profesionales de graduación reciente puedan entender desde los conceptos más básicos hasta los elementos más complejos que requiere un profesional de este campo. Esto es, de alguna manera, uno de los objetivos de los autores del libro, el cual busca responder a esa pregunta retórica que muchos nos hemos hecho: ¿qué texto me hubiera servido de base para entender los conceptos del comportamiento y diseño, de ligantes asfálticos? Esta pregunta engloba mucho del espíritu del libro: contribuir a la formación de estudiantes y profesionales jóvenes, mientras se aporta a la actualización de profesionales con experiencia.

El libro está estructurado en el orden de grandes áreas temáticas e inicia con las definiciones básicas de qué es un ligante asfáltico, su composición química, de dónde surgen los asfaltos modificados y cómo se han vuelto necesarios para la industria de la pavimentación. Posteriormente, se hace un repaso profundo de la química del asfalto y de los conceptos y aplicación de la reología, como ciencia fundamental que cualquier profesional en el campo de los materiales para pavimentos debe conocer a fondo. Esto es, el conocimiento fundamental que debe dominar cualquier persona que se dedique a esta área de la ingeniería.

Luego, se analizan a fondo tecnologías que ya no son estado del arte, tanto en sus conceptos básicos como en sus métodos de cálculo; a saber, la tecnología de Pavimentos Asfálticos de Desempeño Superior (Superpave®), el método de clasificación de asfaltos por Grado de Desempeño (PG) y el ensayo de Flujo Repetido por Multi-esfuerzo (MSCR), requerido obligatorio para el análisis de asfaltos modificados. En esa misma línea, se presentan ejemplos con

data real, para el cálculo del PG requerido de un asfalto dependiente de la zona climática y la carga del proyecto, el cálculo de PG de un asfalto por el método tradicional y su complemento, mediante el cálculo del parámetro MSCR.

Posteriormente, se presenta el método llamado Rheo+, para determinar el grado de oxidación de un asfalto, lo cual se aprovecha para introducir al lector en el fenómeno de la oxidación del asfalto y algunas de sus aristas más importantes. El Rheo+ es de los pocos métodos que combinan indicadores funcionales de la química (carboxilos, sulfóxidos, cetonas y otros grupos) con parámetros de reología. Dicho método tiene un buen grupo de publicaciones en “journals” Q1 y Q2, que respaldan su veracidad; además, sus autores obtuvieron el premio Juan Antonio Fernández del Campo a la Innovación Tecnológica en Carreteras, que es el más importante en su ramo en Iberoamérica.

También se analizan los parámetros de oxidación de Glover-Rowe y de Barrido de Amplitud Lineal (LAS), acompañados con sus ejemplos de aplicación respectivos.

Para este momento, se introduce al lector en los tipos de modificadores de asfalto, tanto polímeros como otras sustancias, y se inicia una revisión de otros productos asfálticos, como las emulsiones asfálticas, tanto a nivel de caracterización como de aplicaciones. Esto da pie a un capítulo donde se detallan experiencias prácticas en transporte y almacenamiento de ligantes asfálticos vírgenes y modificados, lo cual es una contribución muy particular de este libro. Esta parte incluye también la descripción de métodos para realizar los procesos de modificación de asfalto con polímeros, problemas que se pueden presentar y posibles soluciones. De aquí, se brinda una guía de los autores para el diseño de asfaltos modificados.

Finalmente, nos gustaría animarle a leer este texto y desentrañar los conocimientos que guarda para usted. Mediante estas líneas, deseamos transmitirle nuestra pasión por los ligantes asfálticos y sus aplicaciones, y estimularle a que navegue cada capítulo con ojos inquisitivos y mente receptiva. Si tiene alguna duda, comentario o incluso debate de lo aquí presentado, los autores nos encontramos en la mayor disposición de atenderle. Sin duda alguna, podemos decirle que usted hallará en estos capítulos un examen minucioso y extenso acerca del asfalto y sus aplicaciones, disertando desde sus cimientos conceptuales hasta sus aplicaciones prácticas.

**Luis Guillermo Loría-Salazar, MSc, PhD**

Es reconocido como uno de los investigadores científicos en el área de pavimentos más importantes en la historia de Latinoamérica y con gran renombre en la comunidad científica mundial del ramo, habiendo trabajado en las escalas de análisis desde la nano hasta la escala real acelerada. Ingeniero Civil de la Universidad de Costa Rica, Master en Ingeniería Civil con énfasis en pavimentos y materiales y Doctor en Ingeniería Civil de la Universidad de Nevada, Reno, Estados Unidos. Cuenta con más de 210 publicaciones científicas

Actualmente es Vicerrector de Investigación en la Universidad Issac Newton. Catedrático en la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica por 20 años. Fue Presidente de la Sociedad Internacional de Pavimentos Asfálticos (ISAP), chairman de la Alianza Internacional de Vehículos de Simulación Pesada de Pavimentos (HVSIA), ha brindado más de 150 conferencias magistrales y ha sido miembro de tres comités científicos del TRB de la Academia Nacional de Ciencias de Estados Unidos (Miembro titular en AFK20, AFD40 y AKM20). Fue miembro del Board of Editors de los dos journals más importantes de pavimentos del mundo en pavimentos, el IJPE y el RMPD.

Co-ganador del Premio Juan Antonio Fernández del Campo a la Innovación Tecnológica en Carreteras en 2018 (el más importante de Iberoamérica en el campo) y Co-ganador de la mejor exposición tipo póster del EATA -Europa- 2019.

ORCID: 0000-0002-2336-9703



**José Manuel Cuadrado-Valbuena, MSc, MBA**

Es Ingeniero Civil, Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia de la Universidad de los Andes y posee un MBA con énfasis en Finanzas. Ha completado diversos cursos a nivel internacional, destacándose entre ellos el Binder Technician Training del Asphalt Institute. Actualmente, se desempeña como Gerente de la Empresa Panamá Asfaltos Modificados S.A. (PAM). Es fundador y presidente del Instituto Panameño del Asfalto (IPA), así como uno de los fundadores del Comité Técnico del Asfalto en la República de Panamá. Con más de 20 años de experiencia en países como Colombia, Nicaragua, El Salvador y Panamá, ha destacado en actividades relacionadas con la producción de concreto, agregados y prefabricados, construcción de carreteras de concreto y asfalto, microsurfacing, slurry, producción de emulsiones y asfaltos modificados. Ha impartido más de 100 conferencias a nivel nacional e internacional, y actualmente es autor de varias investigaciones relacionadas con el asfalto y realiza otras en colaboración con la Universidad Tecnológica de Panamá.

ORCID: 0009-0003-9464-309X



Rafael Ernesto Villegas-Villegas, M. Eng, PhD Candidate

El Ing. Rafael Ernesto Villegas-Villegas ha realizado estudios en ingeniería eléctrica-mecánica. También es graduado de la Maestría en Ingeniería Industrial en el área de Manufactura y Calidad en la Universidad de Costa Rica. Candidato a Doctorado en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica enfocado en diseño de nano-biomateriales a partir de residuos biomásicos como mejoradores de las propiedades reológicas de asfaltos a fatiga. Ha sido Profesor de posgrado e Investigador de la Universidad de Costa Rica en el área de análisis y diseño físico-químico de materiales y pavimentos. Más de veinte años de experiencia en reología y reometría de asfaltos, experiencia en análisis en el área de la mecánica, propiedades termodinámicas, fluidos, química y microscopia de materiales. Ha brindado más de 100 conferencias y es autor de varios artículos científicos.

- Premio Español a la innovación en Carreteras, Juan Antonio Fernández del Campo, Asociación Española de la Carretera, Madrid España.
- Universitario Destacado en Ingeniería e Investigación, Consejo Universitario, Universidad de Costa Rica.
- Trabajo ganador CONIMEIRA-CIEMI en Investigación en Ingeniería, Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos Costa Rica.

Correo electrónico:
rafael.villegas@ucr.ac.cr

ORCID: 0000-0003-0148-3449



Elvis Alexander Castillo-Camarena, MSc, PhD

El Dr. Elvis Alexander Castillo-Camarena es graduado de la Universidad Tecnológica de Panamá con un B.S. en Ingeniería Civil y un MSc. en Ingeniería Estructural. También es graduado de la Universidad de Arkansas, Estados Unidos, con una MSc y PhD en Ingeniería Civil, ambos enfocados en materiales asfálticos, y en donde colaboró en la definición del diseño balanceado de mezclas asfálticas para dicho Estado. Después de su licenciatura y durante sus estudios de maestría en Panamá, el Dr. Castillo-Camarena trabajó como consultor de ingeniería estructural. El Dr. Castillo-Camarena es actualmente Profesor en el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad Tecnológica de Panamá, donde ha continuado enseñando y estudiando soluciones de materiales de transporte para instalaciones viales y aeroportuarias.

Correo electrónico:
elvis.castillo2@utp.ac.pa

ORCID: 0000-0003-3603-0319





LUIS GUILLERMO LORIA S.



Estudios realizados:

Licenciado en Ing Civil
Universidad de Costa Rica

Maestría en Ing Civil (MSc)
Doctor en Ingeniería Civil (PhD)
Universidad de Nevada, Reno

Experiencias laborales previas

Coordinador de Laboratorio de infraestructura Vial,
LanammeUCR.
(2001 - 2005)

Research Asistant / Profesor,
Universidad de Nevada, Reno
(2005 - 2010)

Director General, Programa de Infraestructura del Transporte,
LanammeUCR.
(2009 - 2019)

Profesor de cursos de ingeniería de materiales y diseño
de pavimentos para varias universidades
(2010 - 2024)

Miembro de comités científicos en Transportation Research Board
(TRB). AKM20, AFD40, AFK20
(2012 - 2021)

Miembro fundador de la Academia de Ciencia e Ingeniería
de Pavimentos (APSE)
(2016).

Chairman de la Alianza Internacional de Simuladores
Pesados de Vehículos (HVSIA)
(2015 - 2017)

Experiencia laboral actual:

2019
MAT-TECH INGENIERÍA Y CIENCIA DE MATERIALES,
Socio Fundador y Director General

2019 - 2024
ISAP, Presidente y Vicepresidente de la Sociedad Internacional
de Pavimentos Asfálticos

2023
ICA (Instituto Centroamericano del Asfalto), Fundador y vocal



JOSÉ MANUEL CUADRADO V.



Estudios realizados:

Maestría en Ing Civil (M.cs)
Universidad de los Andes (Colombia)

Master of Business Administration (MBA)
Universidad Centroamericana (Nicaragua)

Binder Technician
Asphalt Institute

Experiencias laborales previas

Gerente General
Ingeniería de Obras de Centroamerica. Nicaragua
(2015 - 2019)

Gerente General
America Material Trading INC. Panamá
(2016 - 2019)

Gerente General
Compañía Especializada de Ingenieros. Nicaragua
(2010 - 2015)

Director Concretos y Agregados
CEMEX, Colombia, El Salvador, Nicaragua
(1997 -2010)

Experiencia laboral actual:

Desde 2023:
SYNTEX
Director General Centroamerica y El Caribe

Desde 2018:
PANAMÁ ASFALTOS MODIFICADOS
Fundador y Gerente General

Desde 2019:
INSTITUTO PANAMEÑO DEL ASFALTO
Fundador y Presidente

Desde 2020:
COMITÉ SECTORIAL DEL ASFALTO
Fundador y Secretario

Desde 2023:
ICA (Instituto Centroamericano del Asfalto)
Fundador y Secretario



RAFAEL ERNESTO VILLEGAS V.



Estudios realizados:

Maestría en Ingeniería Industrial en el área de Manufactura y Calidad en la Universidad de Costa Rica.

Candidato a Doctorado en Ingeniería de la Universidad de Costa Rica enfocado en diseño de nano-biomateriales a partir de residuos biomásicos como mejoradores de las propiedades reológicas de asfaltos a fatiga.

Algunos estudios adicionales:

- Pasantía en Laboratorio Nacional de Nanotecnología (LANOTEC) adscrito a CENAT, dos años.
- Pasantía Polímeros. Instituto de Ciencia y Tecnología de Polímeros Madrid (ICTP).
- Pasantía Ciencia de Materiales Universidad Carlos III Madrid.
- Pasantía en Espectroscopia RAMAN Ulm Alemania.
- Pasantía en Microscopia de fuerza atómica Berlín Alemania.
- Pasantía en Control de calidad de emulsiones Stuttgart Alemania.
- Pasantía en BB Reometer and Direct Tensile Test en el Centro de Super Pave, Nevada U.S.A.
- Pasantía en Reología y Folling Weigh en la Universidad de Nevada en Reno U.S.A.
- Diseño e instalación de Equipos de alta tecnología en laboratorios de investigación. TA Instruments México.
- Mantenimiento e instalación de equipos de análisis térmico. TA Instruments México.
- Mantenimiento e instalación de reómetro dinámico de cortante. TA Instruments México.

Experiencias laborales previas

- Profesor de Maestría Universidad de Costa Rica (2023-2024)
- Profesor Universidad Isaac Newton (2020-2024)
- Control de calidad de materiales Universidad de Costa Rica (1997- 2018)
- Premio Español a la innovación en Carreteras, Juan Antonio Fernández del Campo, Asociación Española de la Carretera, Madrid España (2018).
- Universitario Destacado en Ingeniería e Investigación, Consejo Universitario, Universidad de Costa Rica (2019).
- Trabajo ganador CONIMEIRA-CIEMI en Investigación en Ingeniería, Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos Costa Rica (2020).

Experiencia laboral actual:

- Investigador de la **Universidad de Costa Rica** en el área de análisis y diseño físico-químico de materiales y pavimentos (2014-2024).
- Diseño de biomateriales y nanomateriales para mejoramiento del comportamiento químico y reológico del asfalto a oxidación, Laboratorio Nacional de Nanotecnología (**LANOTEC**) (2022-2024).
- Diseño de biopolímeros para aplicación en la industria **DIPROVID UCR-Universidad de Corea del SUR-LANOTEC** (2023-2024).



ELVIS ALEXANDER CASTILLO C.



Estudios realizados:

Licenciado en Ingeniería Civil
Universidad Tecnológica de Panamá

Maestría en Ingeniería Estructural (MSc)
Universidad Tecnológica de Panamá

Maestría en Ingeniería Civil (MSc)
Doctorado en Ingeniería Civil (PhD)
Universidad de Arkansas, Fayetteville

Experiencias laborales previas

Instructor de Curso de Pregrado,
Universidad de Arkansas, Fayetteville
(2020)

Research and Graduate Assistant,
Universidad de Arkansas, Fayetteville
(2015 -2020)

Diseñador Estructural,
Chang Ingenieros y otros, Panamá
(2010 - 2013)

Experiencia laboral actual:

Desde 2024:
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE PANAMÁ
Coordinador de Investigación, Centro Regional de Veraguas

Desde 2020:
Consultor en Ingeniería de Materiales de Pavimentos

Desde 2013
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE PANAMÁ
Profesor de cursos de Ingeniería de Transportes y Materiales

CAPÍTULO TULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Definición del ligante asfáltico.

El cemento asfáltico es un material derivado del petróleo, está conformado por largas cadenas de hidrocarburos y compuestos inorgánicos. Su comportamiento es viscoso o viscoelástico, dependiendo de la temperatura. A bajas temperaturas, actúa como sólido, pero a medida que la temperatura aumenta, su comportamiento se vuelve líquido (Villegas et al., 2012). Por otro lado, es conocido por su durabilidad, resistencia al agua y capacidad para adherirse a otros materiales cuando se calienta. Existen varias fuentes de ligante asfáltico, pero de forma general estas pueden clasificarse en tres categorías, como se observa en la Tabla 1.

FUENTES PRINCIPALES DE OBTENCIÓN DE CEMENTOS ASFÁLTICOS				
FUENTE	ORIGEN	CARACTERÍSTICAS	EJEMPLO	ILUSTRACIÓN
Asfalto Natural.	Se encuentra en depósitos naturales subterráneos.	Consiste en mezclas de cemento asfáltico, minerales y otros componentes orgánicos.	El Lago Asfáltico de La Brea en Trinidad y Tobago.	
Asfaltita.	También conocida como "cemento asfáltico sólido" o "mastoquita", la asfaltita es una variedad de asfalto natural.	Es más sólida que otros tipos de cemento asfáltico natural y contiene un alto porcentaje de asfaltenos.	Se encuentra en depósitos en lugares como el Lago Guanoco en Venezuela, Colombia y Guyana entre otros.	
Asfalto de Refinería.	Proviene como subproducto del proceso de refinación de petróleo.	Se obtiene de la destilación de residuos pesados de petróleo.	Ampliamente utilizado en la fabricación de mezclas asfálticas.	

Tabla 1. Fuentes principales de obtención de cementos asfálticos.

Generalmente, la mayoría de los ligantes asfálticos utilizados en la construcción de carreteras es un producto obtenido como residuo de la destilación del petróleo, lo que hace que su composición química pueda ser clasificada como compleja y variante entre una fuente y otra. Es extraído por métodos como destilación atmosférica, destilación al vacío o el craqueo (“cracking”) catalítico del petróleo. En consecuencia, los asfaltos son el subproducto de la refinación del crudo, por lo que para las refinerías el objetivo principal es la obtención de los productos más livianos como la gasolina o el diésel y, por tanto, las operaciones relacionadas con su refinación son cada vez más eficientes, por lo cual se producen asfaltos más rígidos, como se muestra en la Figura 1.

1.2 Propiedades generales del cemento asfáltico.

El cemento asfáltico es conocido por su consistencia, adhesividad y sus propiedades viscoelásticas; se ha utilizado para proporcionar soluciones duraderas y eficientes para una variedad de aplicaciones, tal como se muestra en la Figura 2. Su versatilidad le concede impermeabilidad, adherencia y flexibilidad, donde su funcionabilidad trasciende el de ser un simple revestimiento vial. Este material se ha desempeñado desde la pavimentación de carreteras hasta la protección de estructuras contra los elementos ambientales, posicionándolo como un material fundamental en la infraestructura, tanto vial como civil.

TORRE DE DESTILACIÓN FRACCIONADA

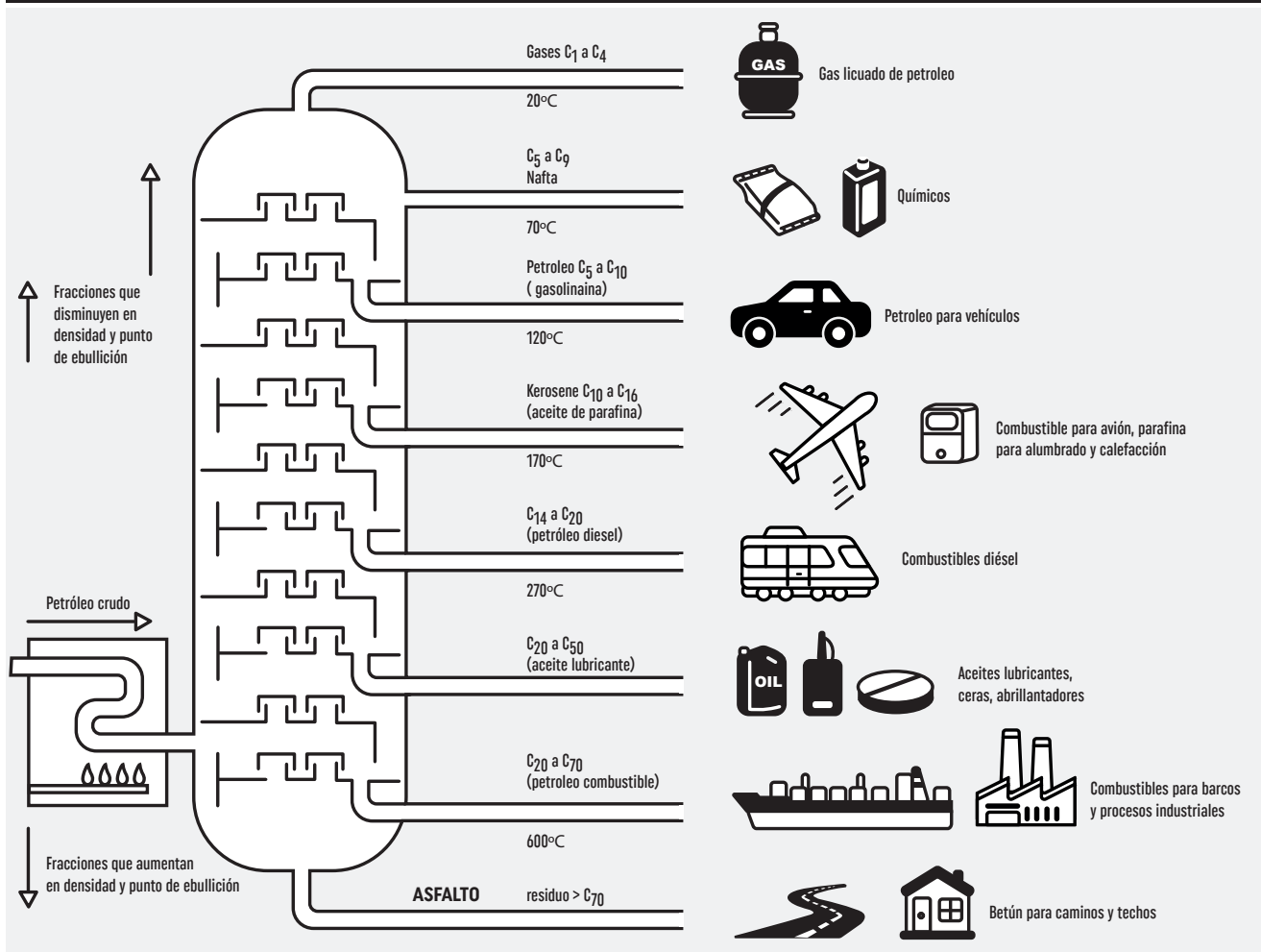


Figura 1. Proceso de refinación del petróleo y obtención de cemento asfáltico. Fuente: Oiltanking (2022)

PROPIEDADES GENERALES DEL CEMENTO ASFÁLTICO



Figura 2. Propiedades generales del cemento asfáltico.

1.3 Usos comunes del cemento asfáltico.

El cemento asfáltico es un material versátil que ha transformado caminos y estructuras, convirtiéndose en un pilar fundamental en el desarrollo de ciudades y carreteras. Este análisis general de los usos comunes del cemento asfáltico resumido en la Figura 3 revela su presencia en muchas aplicaciones en infraestructura, no solo en carreteras, también en otras aplicaciones diversas, como la protección de edificaciones contra las inclemencias del tiempo. El cemento asfáltico, además de su potencial como un material de múltiples aplicaciones, se sigue situando como eje primordial en la construcción de proyectos que permiten la conectividad y desarrollo de zonas urbanas y rurales, demostrando ser un material invaluable en el diseño y en el desarrollo de la calidad de vida de la sociedad.



Figura 3. Usos comunes del cemento asfáltico.

1.4 Historia y origen del cemento asfáltico.

El cemento asfáltico se ha desempeñado de forma esencial en la construcción de carreteras a lo largo de la historia. Su origen es antiguo, pues se utilizaba de forma natural en civilizaciones como los babilonios y romanos para sellar estructuras y pavimentar calles. Sin embargo, el auge de este material se produjo en el siglo XIX con la introducción de técnicas modernas de refinación y el desarrollo de métodos de pavimentación, utilizando capas de grava y asfalto.

Con el tiempo, esta forma industrializada de producir propició la extensión de la red de carreteras y llevaron a la producción en masa de cemento asfáltico, debido a su durabilidad y versatilidad en diversas condiciones climáticas. En el año 1870, en Estados Unidos, se construye la primera planta de mezcla asfáltica para pavimentar la avenida Pennsylvania; este hecho histórico marca el nacimiento del empleo a gran escala del cemento asfáltico.

A lo largo del siglo XX, se realizaron avances significativos, incluyendo la creación de asfaltos modificados y técnicas de reciclaje, marcando un hito en la evolución de este componente crucial en la infraestructura moderna, lo cual se detallará en resumen en la Figura 4.

1.5 Historia cronológica del cemento asfáltico

6000 a.C.: Babilonia y Asiria utilizan asfalto natural como sello de grietas en construcciones y barcos.

312 a.C.: Los romanos emplean asfalto como impermeabilizante y material de construcción en carreteras, como la Vía Apia.

Mediados del siglo XIX: John McAdam desarrolla la técnica de pavimentación de carreteras con capas de grava y asfalto. En ese período, McAdam desarrolló una técnica disruptiva en la construcción de carreteras al introducir capas estratificadas de grava y asfalto. El sistema de pavimentación de McAdam, como se le conoce, brindó una mejora significativa en el desempeño de las carreteras, pero a su



Figura 4. Cronología de la historia del cemento asfáltico.

vez diseñó una superficie de rueda más resistente y eficiente para el tráfico vehicular, dando forma a las metodologías modernas en la construcción de infraestructuras viales.

1870: Se inicia la producción comercial de cemento asfáltico por refinación del petróleo. Este evento señaló el comienzo de una nueva para la utilización masiva del cemento asfáltico, al aprovechar este subproducto del petróleo de una forma más accesible. La producción comercial de cemento asfáltico a partir de la refinación del petróleo elevó exponencialmente la disponibilidad del material, lo cual impulsó la aplicación masiva de este material en la construcción de carreteras y otros proyectos de infraestructura, lo cual ha contribuido al desarrollo y la conectividad global.

1900: Inicia el auge de utilización de asfaltos en carreteras y aeropuertos. Este periodo marcó una era fundamental en el desarrollo de la construcción de carreteras y aeropuertos, producto del desarrollo de los sistemas de refinación del petróleo y la obtención a gran escala del cemento asfáltico. Estos elementos posicionaron al cemento asfáltico como el material más utilizado para la pavimentación de carreteras y pistas de aeropuertos, gracias en gran medida a su disponibilidad y a sus propiedades mecánicas, transformando la apariencia y calidad de la infraestructura vial.

Años de 1950: Se recurre a la utilización de asfaltos modificados para mejorar el desempeño de los

cementos asfálticos. Este periodo marcó un cambio significativo en la concepción del diseño de los cementos asfálticos, pues su objetivo era buscar la mejora sus propiedades fisicoquímicas y mejorar así su desempeño con el fin de hacer frente a desafíos cada vez más específicos en la construcción de carreteras y otros proyectos de infraestructura. La modificación del cemento asfáltico implicó la utilización de polímeros y otros aditivos, diseñados para mejorar características como la resistencia al envejecimiento, la elasticidad y la adherencia.

La utilización de asfaltos modificados se convirtió en la estrategia clave para diseñar cementos asfálticos más resistentes a las condiciones climáticas extremas y tráfico intenso. Estos nuevos cementos asfálticos incorporaron una mejora del material para resistir variaciones de temperatura y las cargas vehiculares intensas, resultando en pavimentos más duraderos y de mayor desempeño, lo que permitió que se adaptaran a proyectos de alto tráfico y a condiciones climáticas adversas, elevando los estándares de calidad en la construcción de carreteras y siendo los precursores para futuros desarrollos en la búsqueda constante de soluciones más eficientes y sostenibles en el ámbito de la infraestructura vial.

Siglo XX: Su utilización es masiva, lo cual aporta significativamente al desarrollo de la sociedad. Durante este periodo, la utilización del cemento asfáltico en la construcción de carreteras y aeropuertos ha transformado radicalmente la conectividad y movilidad a nivel mundial. La alta disponibilidad de cemento asfáltico ha impulsado la construcción a gran escala de proyectos viales y ha facilitado la interconexión a nivel mundial.

La aplicación extendida de este material mejoró la eficiencia del transporte, contribuyó con el desarrollo económico al facilitar un aumento en el comercio, el turismo y la interacción entre las ciudades. Por otro lado, la durabilidad y versatilidad de los cementos asfálticos de última generación permitieron carreteras capaces de enfrentar desafíos climáticos y de tráfico de manera más efectiva.

Siglo XXI: La investigación en asfaltos continúa, dando lugar a tecnologías que mejoran la resistencia y adaptabilidad a diversas condiciones climáticas. Por otro lado, se busca que los procesos productivos impacten menos el ambiente y se hace énfasis en la utilización de materiales de desecho y biopolímeros como modificadores.

BIBLIOGRAFÍA CAPÍTULO 1

Villegas, R.E., Aguiar-Moya, J.P., Loria-Salazar, L., & , Navas, A. (2012). De la consistencia al desempeño: Nueva tendencia en la compra, control de calidad y diseño de los asfaltos en Latinoamérica.

Revista Corasfaltos, Colombia. ISSN 0123-8574. Edición 25.

CAPÍTULO TÍTULO 2

INTRODUCCIÓN A LA REOLOGÍA DEL CEMENTO ASFÁLTICO

¿Qué es la reología?

Hace 25 años, muy pocos tenían la oportunidad de manejar un reómetro dinámico de cortante. Un buen amigo mío, quien considero mi maestro, el Dr. Gaspar, me dijo una frase que cambió mi ámbito profesional: “Quien domina la reología, domina los asfaltos”. Así comencé y aún no he terminado de aprender.

Mi madre era maestra y yo me crié en zona rural. Un día, cuando estaba empezando en esto de la reología de asfaltos, ella me preguntó: “Hijo, ¿qué es lo que haces?”.

Yo con orgullo le respondo: “Hago reología, mamá”.

Entonces, ella me preguntó emocionada: “¿Qué es la reología?”.

A lo que respondí: “Ciencia que estudia la deformación y el flujo de materiales bajo fuerzas externas en tiempos y condiciones definidas. En otras palabras, está muy relacionado a la forma con que disipan energía los materiales bajo esas condiciones”.

Mi madre, inmediatamente, cambió de tema; evidenciado que ni ella ni yo entendíamos nada de reología, puesto que le pude explicar muy poco.

Años después, en otra visita a mi madre, tomándonos un café, ella me pregunta: Hijo, ¿qué es lo que haces?

Yo, con una actitud muy diferente, le respondo: “Hago reología, mamá”.

Entonces ella me preguntó, con mirada de interés: ¿Qué es la reología?

Esta vez le respondí de forma muy diferente: “Mamá, toda la vida te han gustado los cosméticos. Imagínate que estás en el Cerro de la Muerte en Costa Rica a 5 °C, tu piel está reseca y decides comprar una crema de manos. Imagínate que esa crema está tan solidificada que no sale del envase o, si sale del envase, es sumamente áspera en tu piel. ¿La comprarías?”.

Ella me contestó: “Claro que no”.

“Ahora imagínate que estás en Playa Sámara a 34 °C y la crema tiene una consistencia acuosa. ¿La comprarías?”.

Ella por segunda vez responde: “Por supuesto que no”.

“Mi trabajo con la reología es lograr que tu crema de manos tenga las propiedades de excelencia que tú deseas, tanto en el Cerro de la Muerte como en Playa Sámara”.

Mi madre se me queda viendo convencida y me dice: “Es interesante lo que haces”. ¡Ese día me di cuenta de que yo empezaba a entender! (Villegas, 2020).

La reología, como disciplina científica, es un pilar fundamental en la ciencia e ingeniería de los materiales. En este capítulo, nos enfocaremos en los elementos básicos de la reología, no desde una perspectiva abstracta, sino desde la experiencia tangible del autor como especialista en asfaltos.

La reología, al estudiar el comportamiento de los materiales bajo fuerzas externas, se vuelve esencial en el ámbito de los asfaltos, donde el desempeño del material es factor determinante. A través de la experiencia, se pretende desentrañar los principios fundamentales de la reología y su aplicación práctica en la ingeniería de carreteras.

La relación entre teoría y experiencia adquiere un matiz enriquecedor, permitiendo no solo entender los conceptos abstractos de la reología, sino también visualizar su impacto tangible en la construcción y mantenimiento de infraestructuras viales.

2.1 Materiales viscoelásticos

En el amplio universo de la ciencia de materiales, los materiales viscoelásticos exhiben un comportamiento dual que fusiona las características viscosas y elásticas, procediendo en una forma intrincada. Estos materiales, que incluyen una amplia gama de sustancias desde polímeros hasta compuestos asfálticos, presentan propiedades únicas que desafían la simplicidad de las clasificaciones tradicionales.

La viscoelasticidad, esencia de su nombre, se manifiesta en la capacidad de estos materiales para deformarse y fluir con el tiempo, exhibiendo una respuesta dependiente tanto del tiempo como de la temperatura. Esta dualidad mecánica, aparentemente paradójica, confiere a los materiales viscoelásticos una versatilidad extraordinaria, encontrando aplicaciones en campos tan diversos como la fabricación de materiales para amortiguación, dispositivos biomédicos y pavimentos resistentes.

Estos materiales se pueden agrupar en dos grandes grupos de acuerdo con su comportamiento ante la forma en que son perturbados:

2.1.1 Variación de la viscosidad con la velocidad de cizalla

Se refiere a cómo la capacidad de fluir de un material cambia en respuesta a fuerzas aplicadas a diferentes velocidades de cizalla. En estos materiales, que exhiben tanto comportamiento viscoso como elástico. La viscosidad, que representa la resistencia interna al flujo, puede experimentar modificaciones notables al alterar la velocidad con la que se aplica la fuerza de corte. Estos materiales, según su naturaleza, pueden clasificarse por su comportamiento como se muestra a continuación.

2.1.1.1 Material newtoniano

En un material newtoniano, bajo condiciones constantes de temperatura y presión, la viscosidad se define como la constante de proporcionalidad entre el esfuerzo cortante generado en el fluido para resistir el flujo y, por otro lado, la velocidad de corte aplicada al mismo para inducir dicho flujo. Este comportamiento característico implica que la viscosidad del fluido newtoniano permanece constante sin importar la velocidad de corte aplicada. En otras palabras, la relación lineal entre el esfuerzo cortante y la velocidad de corte es constante, lo que facilita la predicción y comprensión del comportamiento del fluido en diversas situaciones. La estabilidad de la viscosidad a diferentes velocidades de corte es una propiedad distintiva que distingue a los fluidos newtonianos y simplifica el análisis de su comportamiento reológico (Figura 2.1).

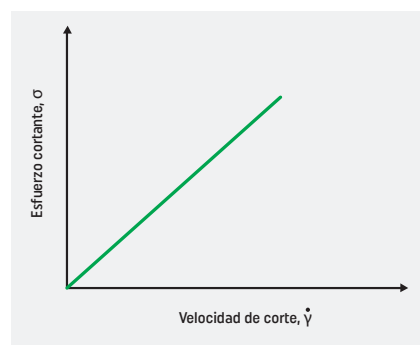


Figura 2.1. Comportamiento de material newtoniano.

2.1.1.2 Material plástico de Bingham

Se conocen como fluidos plásticos de Bingham y su característica distintiva radica en su comportamiento lineal entre el esfuerzo cortante y la velocidad de corte una vez que se ha superado un umbral inicial de esfuerzo cortante. Este umbral inicial, también conocido como límite de fluencia, marca el punto a partir del cual el fluido comienza a fluir de manera semejante a un fluido newtoniano. En otras palabras, estos fluidos plásticos de Bingham exhiben una respuesta elástica ante esfuerzos cortantes por debajo del límite de fluencia y un comportamiento viscoso lineal por encima de dicho límite (Figura 2.2).

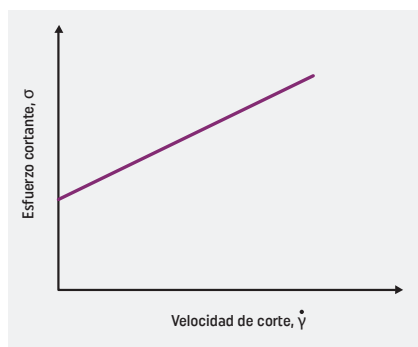


Figura 2.2. Comportamiento de material plástico de Bingham.

2.1.1.3 Material plástico

Un material plástico, en el contexto reológico, se refiere a un fluido no newtoniano, donde la relación entre la fuerza de corte y la velocidad de corte no es directamente proporcional. Este tipo de fluido exhibe la propiedad distintiva de requerir un esfuerzo cortante finito para iniciar y mantener el flujo. En otras palabras, a diferencia de los fluidos newtonianos, que fluyen inmediatamente ante cualquier esfuerzo cortante, los materiales plásticos presentan una resistencia inicial que debe superarse para inducir el movimiento (Figura 2.3).

2.1.1.4 Material pseudoplástico

Un material pseudoplástico es un fluido que exhibe el fenómeno de fluidificación en respuesta al esfuerzo de corte. En la reología pseudoplástica, este tipo de material presenta una viscosidad baja cuando se somete a velocidades de corte altas y, en contraste, una viscosidad alta cuando la velocidad de corte disminuye.

Este comportamiento característico implica que, a medida que aumenta la velocidad de corte, el material se vuelve más fluido y fluye con mayor facilidad (Figura 2.4).



Figura 2.4. Comportamiento de material pseudoplástico.

La presencia de anillos aromáticos dota al cemento asfáltico de mayor rigidez, lo que afecta directamente su capacidad para deformarse bajo cargas y variaciones de temperatura, pues mejoran la resistencia del asfalto a las altas temperaturas, ayudando a prevenir el ablandamiento excesivo durante condiciones climáticas cálidas.

Esta fracción puede influir negativamente en la capacidad del cemento asfáltico para adherirse a los agregados, afectando la calidad de la unión entre capas en la construcción de pavimentos. En cuanto a su influencia a la resistencia del material, influye directamente en la oxidación y el envejecimiento prematuro, factores críticos para la durabilidad del pavimento a lo largo del tiempo, pues incrementa el contenido de carbonilos.

2.1.1.5 Material dilatante

Exhibe la propiedad de que su viscosidad aparente experimenta un incremento proporcional al aumento de la velocidad de deformación (Figura 2.5). A medida que la velocidad de deformación aumenta, este material no solo resiste el flujo, sino que también se expande o dilata ligeramente. Esta dilatación impide que el líquido adicional llene el incremento de vacío creado, evitando así su solidificación.

Figura 2.5. Comportamiento de material dilatante.

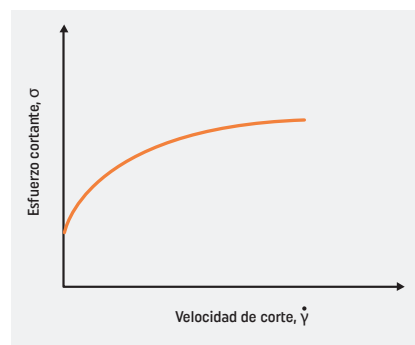
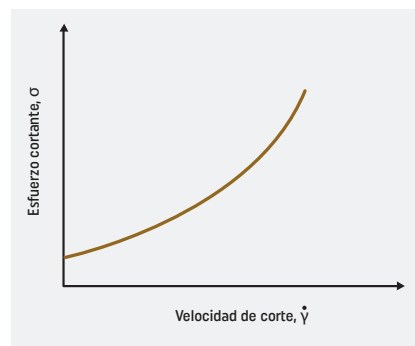


Figura 2.3. Comportamiento de material plástico.



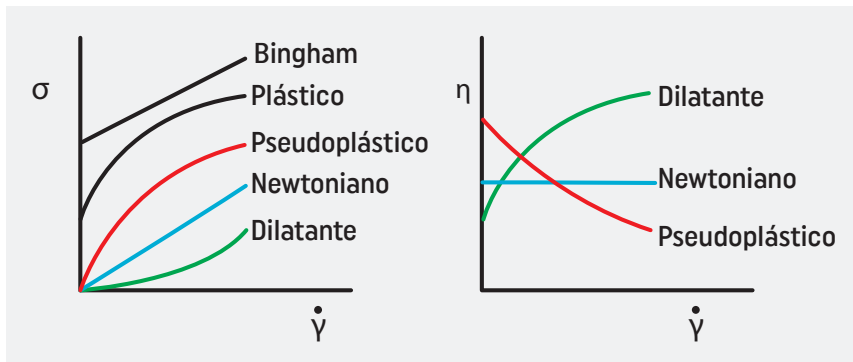


Figura 2.6. Resumen comparativo de los diferentes comportamientos de los materiales ante la variación de la viscosidad con la velocidad de cizalla.

El resumen comparativo de los diferentes comportamientos de los materiales ante la variación de la viscosidad con la velocidad de cizalla se muestra en la Figura 2.6.

2.1.2 Variación de la viscosidad con el tiempo de aplicación del esfuerzo

La variación de la viscosidad con el tiempo de aplicación del esfuerzo se refiere a cómo la resistencia al flujo de un material, medida por su viscosidad, experimenta cambios a lo largo del tiempo cuando se le aplica un esfuerzo cortante constante. Este fenómeno es particularmente relevante en materiales viscoelásticos, donde la viscosidad puede evolucionar a medida que el material se deforma y responde a fuerzas externas a lo largo de un período continuo. Comprender esta variación temporal es esencial para analizar y predecir el comportamiento de estos materiales en aplicaciones prácticas, como la ingeniería de materiales y la industria de los cementos asfálticos.

2.1.2.1 Material tixotrópico

Un material tixotrópico presenta la peculiaridad de formar una estructura gelificada con el tiempo en ausencia de cizalladura y, posteriormente, fluidificarse cuando se somete a agitación. Esta capacidad dual de gelificación y fluidificación caracteriza la respuesta única de estos materiales a las fuerzas aplicadas.

En el caso del fluido tixotrópico, su viscosidad varía con el tiempo a una velocidad de corte constante hasta alcanzar un estado de equilibrio. Inicialmente, el material tiende a volverse más viscoso y gelatinoso cuando no está sujeto a cizalladura, pero al aplicar fuerzas de corte, recupera su fluidez (Figura 2.7).

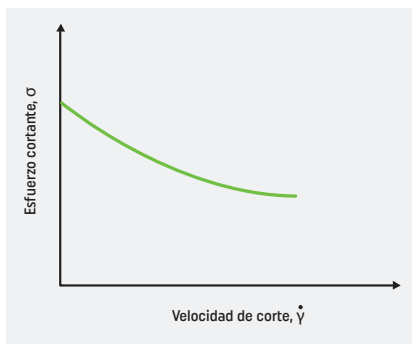


Figura 2.7. Comportamiento de material tixotrópico.

2.1.2.2 Material reopéctico

La reopexia destaca como una propiedad excepcional presente en ciertos fluidos no newtonianos, caracterizada por variaciones de la viscosidad que dependen del tiempo. En otras palabras, la viscosidad de estos fluidos reopécticos aumenta a medida que transcurre el tiempo bajo la influencia de esfuerzos cortantes. Ejemplificando esta peculiaridad, algunos lubricantes muestran la capacidad de espesarse o incluso solidificarse cuando son sometidos a agitación (Figura 2.8).

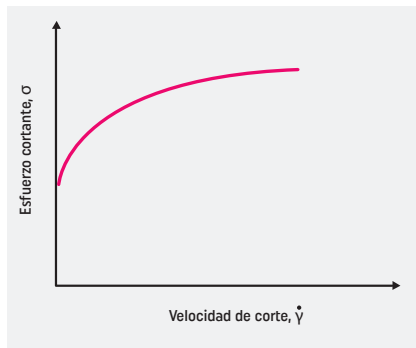


Figura 2.8. Comportamiento de material reopéctico.

El resumen comparativo de los diferentes comportamientos de los materiales ante la variación de la viscosidad con el tiempo de aplicación del esfuerzo se muestra en la Figura 2.9.

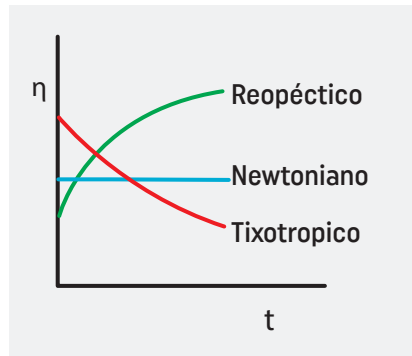


Figura 2.9. Resumen comparativo de los diferentes comportamientos de los materiales ante la variación de la viscosidad con la velocidad de cizalla.

2.2 Elementos de viscoelasticidad

Los parámetros viscoelásticos son propiedades fundamentales que describen el comportamiento de materiales viscoelásticos, como el asfalto. Estos parámetros son cruciales para comprender y modelar la respuesta de un material ante diferentes condiciones.

Estos parámetros son esenciales para caracterizar y modelar el comportamiento viscoelástico de los materiales, proporcionando información valiosa para su diseño y control de calidad, especialmente en aplicaciones como la pavimentación, donde las propiedades viscoelásticas son críticas para el rendimiento a lo largo del tiempo.

2.2.1 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad, también conocido como módulo de Young, se define como la pendiente de la zona elástica de la curva de esfuerzo contra deformación unitaria. El límite elástico corresponde al mayor esfuerzo que un material es capaz de desarrollar sin que ocurra deformación permanente al retirar tal esfuerzo (González, 2014).

En términos del diagrama de esfuerzo y deformación, el módulo de elasticidad es la pendiente del diagrama de esfuerzo y deformación unitaria en el rango de la proporcionalidad del esfuerzo y la deformación, expresado según la siguiente ecuación:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

Donde:

E: módulo de elasticidad en el límite proporcional de los materiales

σ : esfuerzo.

ε : deformación unitaria.

2.2.2 Módulo de cortante

El módulo de cortante, también llamado módulo de rigidez cortante, es una medida de la resistencia de un material a deformarse bajo la aplicación de esfuerzos cortantes. Se define como la relación entre el esfuerzo cortante aplicado y la deformación unitaria cortante. Este parámetro es esencial para comprender la capacidad de un material para resistir fuerzas tangenciales y su comportamiento frente a esfuerzos que actúan en direcciones paralelas (Figura 2.10). El módulo cortante se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$G = \frac{\tau}{\gamma}$$

Donde:

- G: módulo de cortante.
- τ : esfuerzo cortante.
- γ : deformación unitaria angular.

2.2.3 Módulo complejo

El módulo complejo corresponde a una medida de las propiedades mecánicas dinámicas de un material, teniendo en cuenta la energía disipada como calor durante la deformación y recuperación (Loría y Miranda, 2014). Se calcula como la suma vectorial del módulo estático de un material y su módulo de pérdida (Figura 2.11).

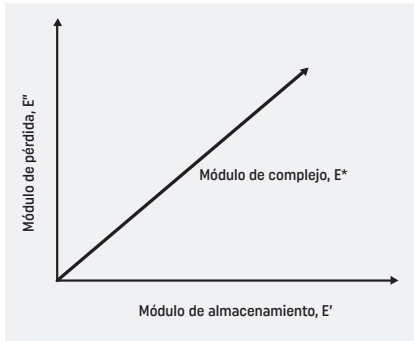


Figura 2.11. Representación gráfica del módulo complejo.

Dentro del rango viscoelástico lineal del material, la relación de esfuerzo y deformación bajo carga sinusoidal se define como el módulo dinámico complejo. Este consiste en un número complejo que relaciona el esfuerzo y la deformación unitaria en el rango viscoelástico lineal del material sometido a carga sinusoidal continua en el dominio de la frecuencia (Loría y Miranda, 2014). El módulo complejo se define como el cociente de la amplitud del esfuerzo sinusoidal y la amplitud de la deformación unitaria sinusoidal a una determinada frecuencia y temperatura (Bari, 2004). La ecuación de módulo complejo en tensión se expresa en la siguiente expresión:

$$E^* = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sigma_0 e^{i\omega t}}{\varepsilon_0 e^{i(\omega t - \delta)}} = \frac{\sigma_0 \sin(\omega t)}{\varepsilon_0 \sin(\omega t - \delta)}$$

Donde:

- σ_0 : pico máximo de esfuerzo.
- ε_0 : pico máximo de deformación.
- ω : velocidad angular.
- δ : ángulo de fase.
- t: tiempo.

El módulo complejo de cortante se denota con la letra G^* . Para este caso, la Figura 2.12 muestra la respuesta del material ante la aplicación de carga cortante.

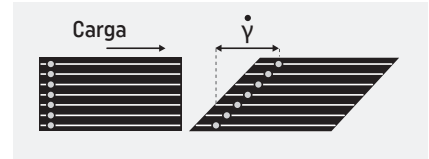


Figura 2.10. Deformación unitaria al corte.

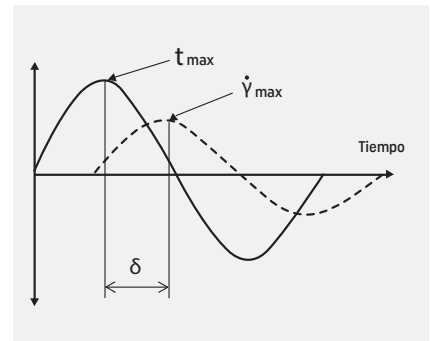


Figura 2.12. Respuesta de un material viscoelástico ante la aplicación de esfuerzo cortante.

2.2.4 Módulo de almacenamiento

El módulo de almacenamiento, una parte integral del módulo complejo de cortante se refiere a la contribución elástica en la ecuación general. Este parámetro proporciona información sobre la capacidad del material para almacenar energía de forma elástica cuando se somete a un esfuerzo. En términos más simples, representa la porción de la respuesta del material que vuelve a su forma original después de la aplicación de una carga.

$$G^* = G' + iG''$$

G' : Módulo de almacenamiento.

Cuando se habla del tiempo de respuesta del material (es decir, periodo entre la aplicación de esfuerzo y la generación de deformación), se destaca que, a medida que este tiempo disminuye, el módulo de almacenamiento tiende a aumentar. En otras palabras, materiales con una capacidad más rápida para recuperarse elásticamente ante una fuerza aplicada exhiben valores más altos de módulo de almacenamiento. Esta relación es crucial en la comprensión de cómo los materiales se comportan bajo diferentes condiciones de carga y cómo pueden recuperarse después de someterse a esfuerzos.

2.2.5 Módulo de pérdida

El módulo de pérdida, componente esencial del módulo complejo de cortante, se denota como la parte viscosa en la ecuación general. Este componente, que constituye la parte imaginaria de la ecuación del módulo complejo de cortante, revela la capacidad del material para disipar energía en forma de calor durante la aplicación de un esfuerzo. En términos más simples, el módulo de pérdida señala la proporción de energía que se convierte en calor y no es recuperada por el material.

$$G^* = G' + iG''$$

G'' : Módulo de pérdida.

Un aspecto crucial por considerar es que, a medida que disminuye el tiempo de respuesta del material frente a una carga, el módulo de pérdida también decrece. En otras palabras, materiales con tiempos de respuesta más rápidos exhiben módulos de pérdida más bajos. Este fenómeno destaca la relación entre la capacidad de un material para recuperar su forma original y la cantidad de energía que se disipa en forma de calor durante el proceso. Comprender esta dinámica es esencial para evaluar el comportamiento viscoelástico de los materiales en diversas condiciones de carga y temperatura.

2.3 Introducción a los modelos viscoelásticos

El asfalto, como material viscoelástico, exhibe una notable sensibilidad a la temperatura y a la frecuencia de carga, siendo además propenso a volverse frágil cuando se oxida. En consecuencia, los métodos convencionales de caracterización basados en mediciones puntuales de propiedades empíricas o fundamentales resultan inapropiados para la selección de asfaltos que cumplan con los requisitos de esfuerzos y temperaturas a los que se enfrentan los pavimentos actuales (Villegas-Villegas et al., 2018).

La amplia utilización de este material impulsa la búsqueda de métodos más efectivos para garantizar su calidad. Muchas teorías vigentes se sustentan en aspectos empíricos sin una evaluación profunda, lo que resalta la importancia de comprender la naturaleza intrínseca del asfalto, su comportamiento y rendimiento para lograr un diseño y control de calidad adecuados.

A diferencia de materiales con comportamientos definidos, como el acero (Figura 2.13), el asfalto presenta una respuesta mecánica compleja que combina fundamentos teóricos de la mecánica de fluidos y la mecánica de sólidos. Su comportamiento viscoelástico resulta de la interacción entre los componentes elástico y viscoso, los cuales buscan prevalecer en la respuesta del material (Villegas-Villegas et al., 2012).

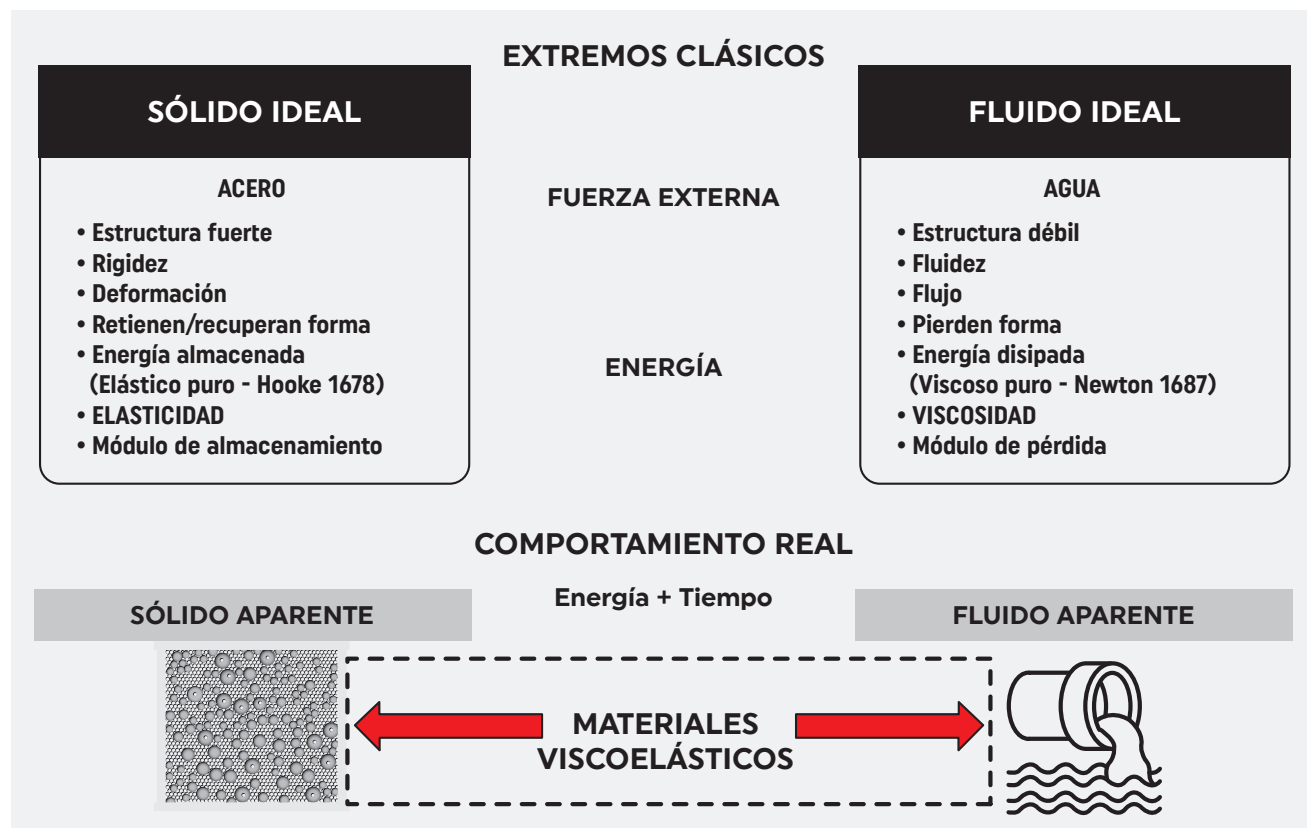


Figura 2.13. Comportamiento de los materiales.

La investigación sobre modelos viscoelásticos, que abarca desde polímeros hasta asfaltos, ha sido extensa a lo largo del tiempo, inspirada en trabajos de Maxwell, Kelvin, Voigt, Burgers, entre otros (Holdsworth, 1971). Estos modelos proporcionan una comprensión profunda de cómo opera el asfalto y cómo factores como la composición química, la velocidad y tipo de carga, así como las variaciones de temperatura, inciden directamente en la respuesta del material.

La teoría clásica de la elasticidad considera las propiedades mecánicas de los sólidos elásticos de acuerdo con la ley de Hooke, es decir, la deformación conseguida es directamente proporcional al esfuerzo aplicado. Por otra parte, la teoría hidrodinámica trata las propiedades de los líquidos viscosos para los que, de acuerdo con la ley de Newton, el esfuerzo aplicado es directamente proporcional a la velocidad de deformación, pero independiente de la deformación misma (García Quesada, 2008).

De esta forma, si se aplica un esfuerzo sobre un sólido elástico, este se deforma hasta que la fuerza cesa

y la deformación vuelve a su valor inicial. Por otra parte, si un esfuerzo es aplicado sobre un fluido viscoso este se deforma, pero no recupera la deformación. Un comportamiento intermedio es el comportamiento viscoelástico, en el que el cuerpo sobre el que se aplica el esfuerzo recupera parte de la deformación aplicada (García Quesada, 2008).

En cuanto a los materiales viscoelásticos, el comportamiento ante deformaciones muy bajas, cercanas al equilibrio, existe una relación lineal entre esfuerzo y deformación, encontrándose en la zona denominada como de viscoelasticidad lineal. Para deformaciones mayores, dicha relación deja de ser lineal y se alcanza la denominada zona de viscoelasticidad no lineal (Loría y Miranda, 2014).

2.3.1 La carga

Las señales de entrada de prueba comúnmente utilizadas adoptan formas específicas, entre las cuales se incluyen la función escalón, la función rampa, la función impulso y la función senoidal. Estas señales de prueba, caracterizadas por su simplicidad temporal, facilitan tanto el análisis matemático como experimental de los sistemas. Gracias a la simplicidad inherente de estas funciones respecto del tiempo, resulta más accesible llevar a cabo tanto análisis teóricos como experimentos prácticos para evaluar el comportamiento y la respuesta de los sistemas (Ogata, 1987).

Una función escalón es una señal matemática que representa un cambio abrupto o discontinuidad en un sistema. Esta función toma el valor de una constante en un intervalo definido antes de la discontinuidad y cambia instantáneamente a otro valor constante después de la discontinuidad. La función escalón más comúnmente utilizada es la “función escalón unitario” o “función escalón de Heaviside” (Figura 2.14).

La función escalón unitario de Heaviside, denotada comúnmente como $\mu(t)$, es definida de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} f(t) &= 0 \text{ para } t < 0 \\ &= A \text{ para } t > 0 \end{aligned}$$

Donde A es una constante. Nótese que es un caso especial de la función exponencial $Ae^{(-\alpha t)}$, donde $\alpha = 0$. La función escalón es indefinida en $t = 0$. Su transformada de Laplace está dada por:

$$\mathcal{L}[A] \int_0^{\infty} Ae^{-st} dt = \frac{A}{s}$$

La función escalón cuya altura es la unidad se llama función escalón unitario. La función escalón unitario que ocurre en $t = t_0$ se escribe frecuentemente $1(t - t_0)$. La función escalón precedente cuya altura es A se puede escribir $A1(t)$.

La transformada de Laplace de la función escalón unitario que está definida por

$$\begin{aligned} I(t) &= 0 \text{ para } t < 0 \\ &= 1 \text{ para } t > 0 \end{aligned}$$

es $1/s$ o

$$\mathcal{L}[1(t)] = \frac{1}{s}$$

Físicamente, una función escalón que ocurre en $t = t_0$ corresponde a una señal constante aplicada súbi-

tamente al sistema en un instante t igual a t_0 . Esta función toma el valor de cero para todos los valores de tiempo t antes de $t=0$ y cambia instantáneamente a 1 en $t=0$.

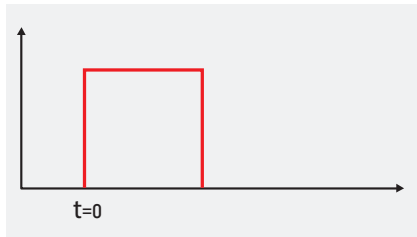


Figura 2.14. La función escalón unitario o de Heaviside $\mu(t)$.

La función escalón unitario o de Heaviside ($\mu(t)$) se presenta gráficamente como una línea horizontal que cambia de valor en el instante $t=0$. Antes de $t=0$, la función tiene un valor constante de cero, y a partir de $t=0$, la función salta instantáneamente a un valor constante de uno, hasta que la carga cese. Esta función será utilizada en los modelos que se explicarán más adelante en este capítulo.

2.3.2 Elementos constitutivos de los modelos viscoelásticos

Los materiales viscoelásticos exhiben una respuesta intrincada que involucra una interacción sofisticada entre sus componentes elásticos y viscosos. En este contexto, se observa una respuesta dual: una deformación inmediata resultante de la carga aplicada y una deformación temporal que evoluciona en respuesta a una carga constante en el tiempo.

A diferencia de los materiales puramente elásticos, donde la deformación es instantánea y proporcional a la carga aplicada, los materiales viscoelásticos presentan una respuesta más compleja. La deformación en estos materiales no solo depende de la magnitud de la carga, sino también del tiempo durante el cual la carga se mantiene constante. En otras palabras, estos materiales muestran un comportamiento viscoso que se manifiesta en la evolución de la deformación a lo largo del tiempo.

Desde la perspectiva de la teoría de la viscoelasticidad, el comportamiento de un material elástico, al someterlo a una carga constante, se caracteriza por una respuesta inmediata y proporcional a la carga aplicada. En este contexto, la analogía comúnmente utilizada es la representación mediante un resorte que sigue la ley de Hooke (Figura 2.15).



Figura 2.15. Representación del elemento elástico que sigue la ley de Hooke.

Siendo σ la tensión aplicada, ϵ la elongación y ξ la constante de proporcionalidad (Figura 2.16). En donde la deformación en un elemento elástico puro es inmediata y no depende de la variable tiempo (Bryan, 1999).

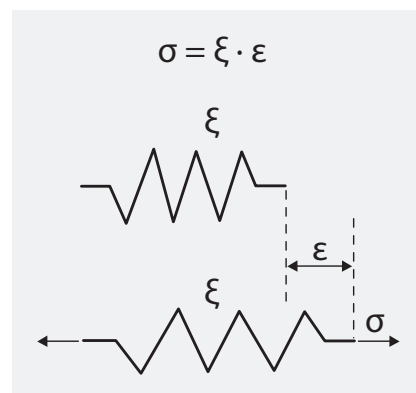


Figura 2.16. Comportamiento del elemento elástico que sigue la ley de Hooke.

La ley de Hooke establece que la deformación de un material elástico es directamente proporcional a la fuerza aplicada y esta relación es reversible cuando se retira la carga, regresando el material a su forma original, tal como se muestra en la Figura 12.17.

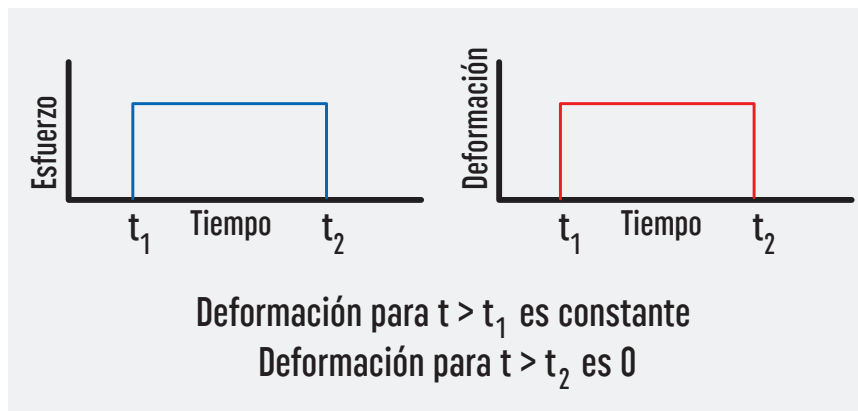


Figura 2.17. Respuesta de los elementos elásticos.

Para ilustrar este comportamiento viscoso, se puede utilizar la representación de un amortiguador (Figura 2.18). La analogía del émbolo destaca cómo la resistencia del material a fluir y adaptarse está vinculada a la viscosidad, y este comportamiento se rige por la ley de Newton. De acuerdo con esta ley, la viscosidad de un fluido determina su resistencia al flujo, y esta resistencia es proporcional al gradiente de velocidad en el fluido.

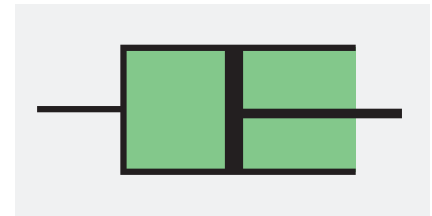


Figura 2.18. Representación del elemento viscoso que sigue la ley de Newton.

En un fluido newtoniano, que representa un material puramente viscoso, la respuesta del material difiere significativamente del comportamiento elástico observado en materiales como los resortes. En este contexto, la deformación no es instantánea y, crucialmente, el material no experimenta una recuperación una vez que la carga se retira (Figura 2.19). A diferencia de los materiales elásticos que exhiben una respuesta instantánea y reversible, los fluidos newtonianos presentan una deformación que evoluciona en función del tiempo, lo que los distingue como materiales puramente viscosos (Georgiopoulos et al., 2015).

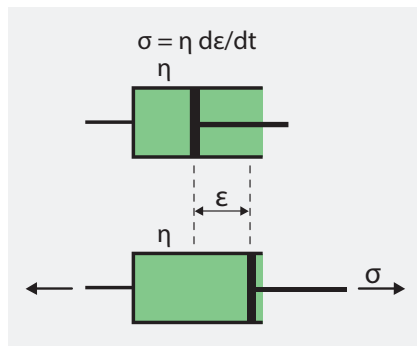


Figura 2.19. Comportamiento del elemento viscoso que sigue la ley de Newton.

En un fluido newtoniano (material puramente viscoso), la respuesta del material va a depender del tiempo, o sea, la deformación no es instantánea, por lo tanto, el material no recupera (Figura 2.20).

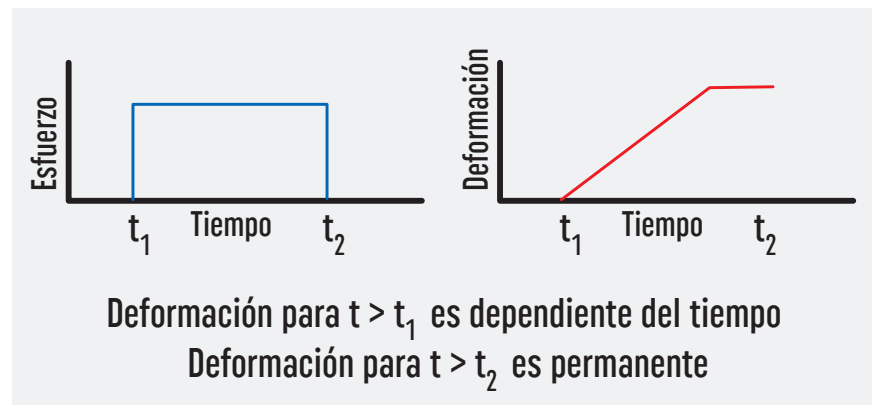


Figura 2.20. Respuesta de los elementos viscosos.

2.4. Deformaciones viscoelásticas

La deformación viscoelástica es un fenómeno en el cual un material experimenta tanto comportamientos elásticos como viscosos en respuesta a una carga o deformación aplicada. En términos teóricos, este proceso involucra una respuesta instantánea a la carga seguida de una deformación continua a lo largo del tiempo. Esta característica distintiva proviene de la interacción compleja entre las propiedades

elásticas (que permiten la recuperación de la forma original) y las propiedades viscosas (que resultan en deformaciones que evolucionan temporalmente).

En un material viscoelástico, la deformación instantánea está asociada con la capacidad elástica del material para recuperarse parcialmente después de la aplicación de una carga. Sin embargo, a diferencia de los materiales puramente elásticos, los viscoelásticos también exhiben una deformación temporal que persiste mientras la carga se mantiene constante. Esta respuesta temporal se atribuye al componente viscoso del material, que le confiere la capacidad de fluir y adaptarse con el tiempo.

El proceso físico de una deformación viscoelástica implica una serie de fenómenos complejos que ocurren a nivel molecular y macroscópico. Este proceso puede ilustrarse de la siguiente manera:

2.4.1 Aplicación de la carga

Inicia con la aplicación de una carga externa al material viscoelástico (Figura 2.21). Las fuerzas aplicadas generan tensiones y deformaciones en la estructura molecular del material.

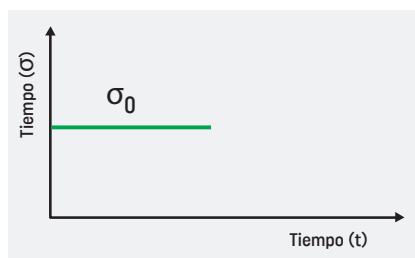


Figura 2.21. Aplicación de una carga externa al material viscoelástico.

2.4.2 Respuesta elástica inmediata

El componente elástico del material responde instantáneamente a la carga (Figura 2.22). En esta fase, las uniones moleculares se estiran y almacenan energía elástica, lo que resulta en una deformación instantánea proporcional a la carga aplicada.

Por lo tanto, al aplicar tensión σ_0 se obtiene en una primera fase:

- La deformación depende del tiempo.
- Respuesta inmediata de los componentes elástico y plástico $\epsilon_e + \epsilon_p$.

2.4.3 Flujo viscoelástico y relajación en el tiempo

Simultáneamente, el componente viscoso del material entra en juego, las moléculas del material, bajo la influencia de la carga, experimentan un movimiento gradual y flujo interno. Este flujo viscoso conlleva una deformación continua a lo largo del tiempo, contribuyendo a la deformación total del material.

A medida que se mantiene la carga constante, se produce una relajación temporal del material viscoelástico. Durante este período, las moléculas continúan ajustándose y reorganizándose, afectando la deformación total acumulada (Figura 2.23).

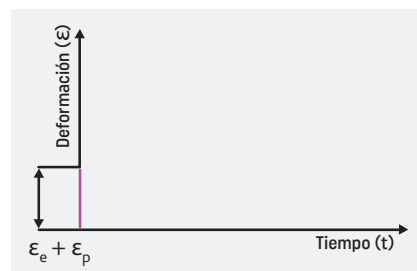


Figura 2.22. Respuesta instantánea del componente elástico del material a la carga.

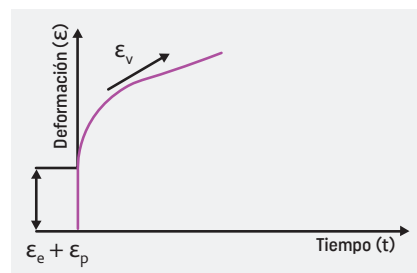


Figura 2.23. Respuesta tiempo-dependiente del componente viscoso del material a la carga.

Por lo tanto, al aplicar tensión σ_0 se obtiene en una segunda fase:

- Respuesta retardada del componente viscoso: $f(t)$ ϵ_v .

2.4.4 Retiro de la carga

Cesa la aplicación de la carga externa al material viscoelástico (Figura 2.24). Las fuerzas aplicadas que generan tensiones y deformaciones en la estructura molecular del material en este momento son nulas.

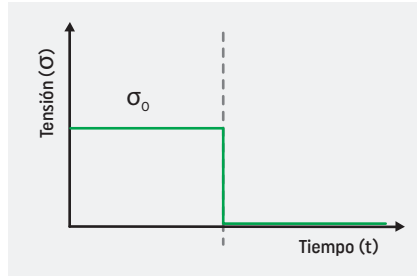


Figura 2.24. Cese de carga externa al material viscoelástico.

2.4.5 Recuperación elástica

Cuando se retira la carga externa, el componente elástico contribuye a una recuperación parcial de la deformación (Figura 2.25).

Por lo tanto, al cesar la tensión σ_0 se obtiene en una segunda tercera fase:

- Recuperación elástica inmediata ϵ_e .

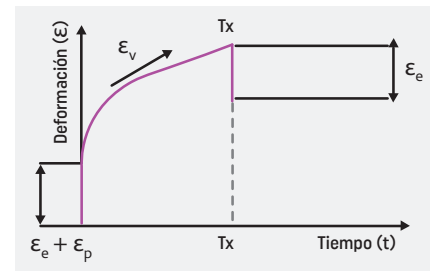


Figura 2.25. Recuperación elástica por cese de carga externa al material viscoelástico.

2.4.6 Efecto del componente viscoso en la recuperación

La presencia de una deformación residual en un material viscoelástico debido al componente viscoso es un fenómeno destacado y relevante en los cementos asfálticos, pues está ligado con la deformación permanente. Después de retirar la carga externa, la capacidad de flujo y adaptación viscosa del material contribuye a una deformación persistente que puede perdurar a lo largo del tiempo. Este comportamiento es esencialmente diferente de los materiales puramente elásticos, donde la deformación es completamente reversible y el material regresa instantáneamente a su forma original cuando se elimina la carga.

La deformación residual en materiales viscoelásticos se relaciona directamente con la capacidad de las moléculas o estructuras internas del material para reorganizarse y adaptarse lentamente. Las interacciones moleculares que han experimentado cambios durante la aplicación de la carga pueden no restablecerse por completo de inmediato después de que se retira la carga. (Figura 2.26).

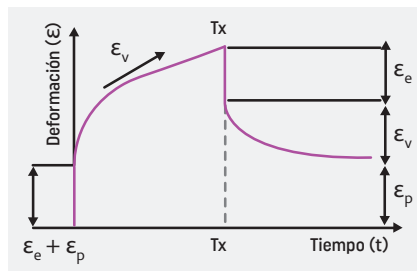


Figura 2.26. Efecto del componente viscoso ante el cese de carga externa al material viscoelástico.

Por lo tanto, al cesar la tensión σ_0 se obtiene en una segunda cuarta fase:

- Se presenta una recuperación viscosa dependiente del tiempo: $f(t)$ ϵ_v .
- El material experimenta una deformación permanente ϵ_p .

En resumen, el proceso de deformación viscoelástica implica la interacción dinámica entre los componentes elástico y viscoso del material, dando como resultado una respuesta compleja y dependiente del tiempo a las cargas aplicadas. Este fenómeno es fundamental en la comprensión y modelado de materiales asfálticos en diversas aplicaciones.

2.5. Modelo de Maxwell

El modelo viscoelástico de Maxwell es un enfoque teórico que se utiliza para describir el comportamiento viscoelástico de ciertos materiales. Este modelo representa una combinación simple de elementos elásticos y viscosos en serie, lo que permite capturar las características fundamentales de la respuesta temporal de un material viscoelástico (Figura 2.27).

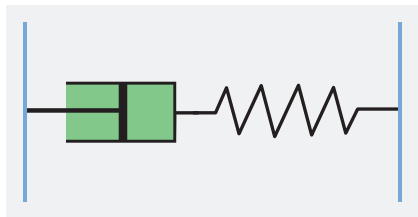


Figura 2.27. Representación gráfica del Modelo de Maxwell con elemento elástico y viscoso en serie.

Cuando se aplica una carga o deformación a un material descrito por el modelo viscoelástico de Maxwell, el resorte y el amortiguador responden de manera conjunta y secuencial. Inicialmente, el componente elástico del resorte se deforma instantáneamente en respuesta a la carga, mientras que el componente viscoso del amortiguador comienza a fluir y adaptarse lentamente.

Con el tiempo, el resorte sigue contribuyendo a la deformación acumulada, pero el componente viscoso resulta en un flujo continuo

que conduce a la deformación temporal. Si la carga se mantiene constante, el material eventualmente alcanza un estado estacionario en el cual la deformación viscoelástica continúa de manera constante, pero a una velocidad decreciente.

Al someter un material a una fuerza o tensión, considerando el área del material, se observa una respuesta dual. En primera instancia, el material exhibe una respuesta elástica, manifestándose de manera inmediata y sin cambios con el transcurso del tiempo. Posteriormente, se manifiesta un comportamiento similar al de un líquido viscoso, donde la deformación aumenta gradualmente con el paso del tiempo. Por consiguiente, la variación de la deformación en función del tiempo está directamente proporcional a (σ/η) , donde σ representa el esfuerzo aplicado y η la viscosidad del material.

Cuando ambos componentes, elástico y viscoso, actúan en serie, la deformación total del material (ϵ) se compone de la suma de la deformación elástica (ϵ_1) y la deformación viscosa (ϵ_2). La deformación elástica (ϵ_1) permanece constante e independiente del tiempo, mientras que la deformación viscosa (ϵ_2) experimenta un incremento progresivo a lo largo del tiempo.

La ecuación diferencial general del modelo de Maxwell se puede obtener al combinar las leyes de Hooke y Newton para los elementos elástico y viscoso, respectivamente, y considerar la relación entre el esfuerzo (σ) y la deformación (ϵ) del material.

La carga total aplicada (σ) se distribuye entre el resorte (σ_1) y el émbolo (σ_2), cumpliendo así con el criterio de aditividad de cargas, esto por cuanto al sistema se aplica una carga externa, esta carga se distribuye entre los diferentes componentes de manera que la suma de las cargas en cada componente es igual a la deformación total aplicada.

Es importante considerar que la deformación total (ϵ) no debe asumirse como la suma de las deformaciones de cada componente. Por lo tanto, es de absoluta relevancia tener presente que la deformación total (ϵ) es uniforme tanto en el resorte (ϵ_1) como en el émbolo (ϵ_2), esto amparado al principio de igualdad de deformaciones, también conocido como principio de igualdad de elongaciones.

El principio de igualdad de deformaciones establece que, en un sistema mecánico compuesto por varios elementos, cuando se aplica una deformación o elongación total, esta se distribuye de manera uniforme

entre los componentes individuales del sistema. En otras palabras, cada componente experimenta la misma magnitud de deformación o elongación, independientemente de sus propiedades materiales o geometría.

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$$

Para el elemento elástico, la ley de Hooke establece que:

$$\sigma_{elástico} = E \cdot \varepsilon_1$$

Para el elemento viscoso, la ley de Newton para fluidos viscosos establece que el esfuerzo es proporcional a la tasa de cambio de la deformación:

$$\sigma_{viscoso} = \eta \cdot \frac{d\varepsilon_2}{dt}$$

Por lo tanto:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon_1 + \eta \cdot \frac{d\varepsilon_2}{dt}$$

Esta ecuación diferencial relaciona el esfuerzo (σ) aplicado al material con la deformación (ε) y su tasa de cambio ($d\varepsilon/dt$). Esta formulación permite predecir el comportamiento viscoelástico del material bajo diferentes condiciones de carga y tiempo. Dependiendo de las condiciones específicas del problema, esta ecuación diferencial puede resolverse analíticamente o mediante métodos numéricos para obtener la respuesta del material a lo largo del tiempo.

Por otro lado, a nivel de deformaciones se obtiene:

$$\frac{d\varepsilon_1}{dt} = \frac{1}{E} \cdot \frac{d\sigma_1}{dt}$$

$$\frac{d\varepsilon_2}{dt} = \frac{1}{\eta} \cdot \sigma_2$$

Por lo tanto:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \cdot \frac{d\sigma_1}{dt} + \frac{1}{\eta} \cdot \sigma_2$$

La representación gráfica del modelo de Maxwell se puede realizar para ilustrar cómo la deformación evoluciona en respuesta a una carga aplicada en el tiempo (Figura 2.28).

En el modelo de Maxwell, el comportamiento físico de un material bajo una carga constante seguido del cese de la carga implica una respuesta viscoelástica particular que refleja la interacción dinámica entre sus componentes elásticos y viscosos.

2.5.1 Bajo carga constante

2.5.1.1 Respuesta elástica inicial

Al aplicar una carga constante, el componente elástico del material se deforma instantáneamente de manera proporcional a la carga aplicada. Esta deformación inicial es independiente del tiempo y se asocia con la respuesta inmediata del resorte en el modelo de Maxwell (Figura 2.29).

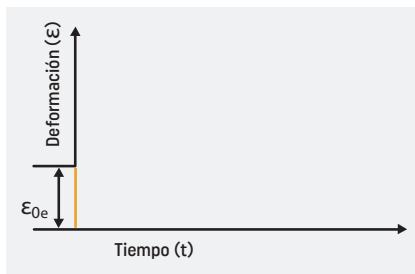


Figura 2.29. Respuesta elástica inicial bajo carga constante para el Modelo de Maxwell.

2.5.1.2 Respuesta viscosa continua

Simultáneamente, el componente viscoso del material empieza a fluir y adaptarse gradualmente. La deformación viscosa aumenta con el tiempo, contribuyendo con la deformación acumulada del material.

Con el tiempo, el material alcanza un estado estacionario en el cual la deformación viscoelástica continúa, pero a una tasa decreciente. La deformación total bajo carga constante es la suma de la deformación elástica inicial y la deformación viscosa acumulativa (Figura 2.30).

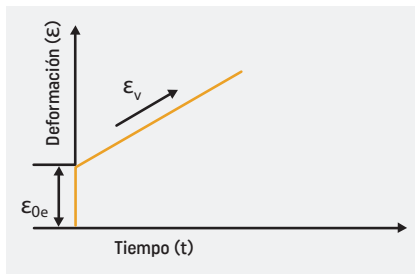


Figura 2.30. Respuesta viscosa continua bajo carga constante para el Modelo de Maxwell.

2.5.2 Cesación de la carga

2.5.2.1 Respuesta elástica de recuperación

Cuando cesa la carga constante, el componente elástico del material busca recuperarse instantáneamente, contribuyendo con una reducción rápida de la deformación (Figura 2.31).

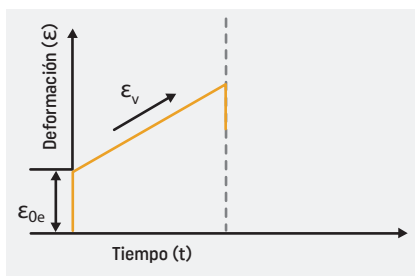


Figura 2.31. Recuperación elástica bajo cese de carga para el Modelo de Maxwell.

2.5.2.2 Deformación residual viscosa

A pesar del cese de la carga, el componente viscoso aún experimenta un flujo y adaptación lentos. Esto resulta en una deformación residual viscosa que persiste incluso después de la cesación de la carga (Figura 2.32).

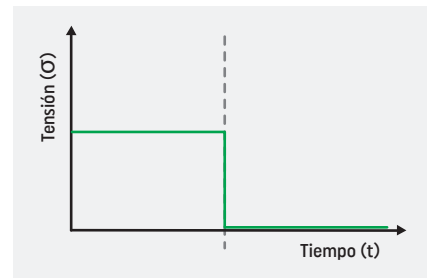


Figura 2.28. Esquema de carga externa aplicada al material viscoelástico.

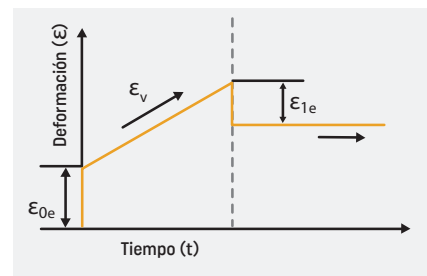


Figura 2.32. Deformación residual viscosa bajo cese de carga para el Modelo de Maxwell.

El modelo de Maxwell y sus representaciones gráficas asumen comportamientos lineales, lo cual puede no ser aplicable a todos los materiales, especialmente en regiones de altas deformaciones o en presencia de cargas no lineales. En la Figura 2.33, se representan las inconsistencias de este modelo.

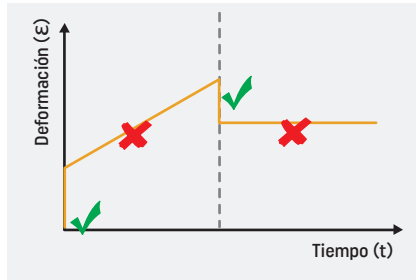


Figura 2.33. Aciertos e inconsistencias del Modelo de Maxwell.

2.6. Modelo de Kelvin-Voigt

El modelo de Kelvin-Voigt, también conocido como modelo de Kelvin o modelo de Maxwell modificado, es un enfoque teórico utilizado para describir el comportamiento viscoelástico de materiales. Este modelo es una variante del modelo de Maxwell y combina un elemento elástico (resorte) y un elemento viscoso (amortiguador) en paralelo (Figura 2.34), ofreciendo una representación más realista de ciertos materiales viscoelásticos (Fombuena et al., 2017).

Para ampliar en las matemáticas del modelo de Kelvin-Voigt, se analiza detenidamente la ecuación diferencial que describe el comportamiento viscoelástico de este modelo. En primer lugar, es relevante definir:

El elemento elástico sigue la ley de Hooke, que establece que la deformación (ϵ) es proporcional al esfuerzo (σ). Matemáticamente, esto se expresa como:

$$\sigma_{elástico} = E \cdot \epsilon$$

Donde E es el módulo de elasticidad del material.

El elemento viscoso sigue la ley de Newton para fluidos viscosos, donde el esfuerzo es proporcional a la tasa de deformación. Esto se puede expresar como:

$$\sigma_{viscoso} = \eta \cdot \frac{d\epsilon}{dt}$$

Sustituyendo en la ecuación se obtiene la forma completa de la ecuación diferencial que describe el modelo de Kelvin-Voigt en términos de deformaciones y esfuerzos.

$$\sigma = E \cdot \epsilon + \eta \cdot \frac{d\epsilon}{dt}$$

Este modelo es útil para describir materiales viscoelásticos que exhiben tanto comportamiento elástico como viscoso. Proporciona una representación matemática simple pero efectiva del comportamiento viscoelástico de los materiales bajo cargas variables en el tiempo. La combinación de elementos elásticos y viscosos permite capturar tanto la recuperación elástica como la deformación viscosa que ocurren en estos materiales.

$\epsilon_1(t)$: Deformación elástica en el resorte.

$\epsilon_2(t)$: Deformación viscosa en el amortiguador.

Por lo tanto, se escribe la ecuación en términos de deformaciones:

$$\epsilon(t) = \epsilon_1(t) + \epsilon_2(t)$$

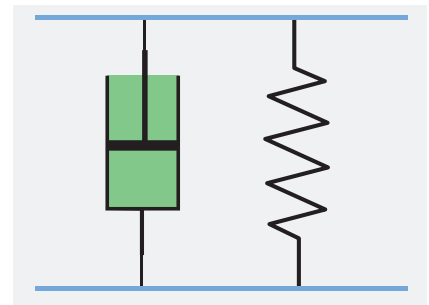


Figura 2.34. Representación gráfica del Modelo de Kelvin-Voigt con los elementos elástico y viscoso en paralelo.

La deformación total ($\epsilon(t)$) es igual a la deformación elástica ($\epsilon_1(t)$) y a la deformación viscosa ($\epsilon_2(t)$).

A continuación, se describen las ecuaciones de los componentes del sistema:

2.6.1 Ecuación de la deformación elástica

$$\epsilon_1(t) = \frac{1}{E} \cdot \sigma(t)$$

La deformación elástica ($\epsilon_1(t)$) en el resorte es proporcional al esfuerzo aplicado y está relacionada por el módulo de elasticidad (E).

2.6.2 Ecuación de la deformación viscosa

$$\epsilon_2(t) = \eta \cdot \frac{d\epsilon(t)}{dt}$$

La deformación viscosa ($\epsilon_2(t)$) en el amortiguador es proporcional a la velocidad de deformación ($d\epsilon(t)/dt$) y está relacionada por la viscosidad (η).

En el modelo de Kelvin-Voigt, el comportamiento físico de un material bajo una carga constante seguido del cese de la carga es caracterizado por su respuesta viscoelástica, donde tanto el componente elástico como el componente viscoso interactúan para determinar la deformación del material.

2.6.3 Bajo carga constante. Respuesta inicial

Cuando se aplica una carga constante al material, el componente elástico (resorte) se deforma instantáneamente en proporción a la carga aplicada. Esta deformación elástica es instantánea y reversible, siguiendo la ley de Hooke, lo que significa que la deformación es directamente proporcional al esfuerzo aplicado.

Simultáneamente, el componente viscoso (amortiguador) del material comienza a disipar energía en forma de calor y se deforma de manera continua en función de la velocidad de deformación. Este factor resulta ser interesante, puesto que la respuesta inicial del material según este modelo es compleja y resulta de la interacción de ambos componentes (Figura 2.35).



Figura 2.35. Respuesta inicial bajo carga constante para el Modelo de Kelvin-Voigt.

La deformación viscosa se acumula con el tiempo y depende de la tasa de deformación, lo que significa que el material exhibe una respuesta viscosa progresiva (Figura 2.36).

Con el tiempo, el material alcanza un estado estacionario en el que las deformaciones elástica y viscosa se equilibran bajo la carga constante. En este estado estacionario, la deformación total del material es la suma de la deformación elástica y viscosa, representando una respuesta viscoelástica estable.

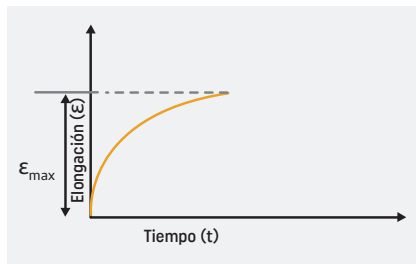


Figura 2.36. Respuesta inicial bajo carga constante para el Modelo de Kelvin-Voigt.

2.6.4 Cese de la carga

Cuando la carga cesa, el componente elástico del material busca retornar a su forma original, generando una recuperación elástica instantánea. A pesar del cese de la carga, el componente viscoso del material continúa disipando energía y experimentando una deformación residual viscosa (Figura 2.37).

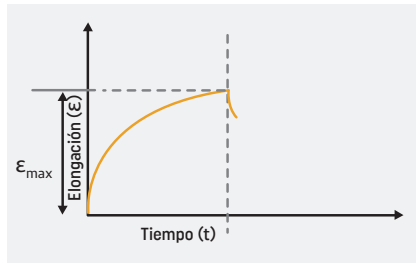


Figura 2.37. Deformación residual viscosa bajo cese de carga para el Modelo de Kelvin-Voigt.

Esta deformación residual viscosa persiste después de que la carga se ha eliminado, lo que refleja la naturaleza viscosa del material y su incapacidad para recuperarse completamente (Figura 2.38).

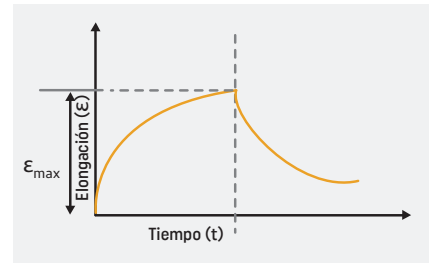


Figura 2.38. Deformación residual viscosa bajo cese de carga para el Modelo de Kelvin-Voigt y su incapacidad para recuperarse completamente.

En cuanto a la representación gráfica simplificada del Modelo de Kelvin-Voigt, puede ser difícil visualizar la recuperación elástica de manera clara (Figura 2.39). Esto se debe a que las representaciones gráficas tienden a centrarse en la respuesta viscosa del material bajo carga constante y no siempre capturan adecuadamente la recuperación elástica después de que la carga cesa.

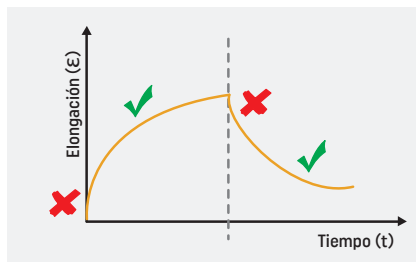


Figura 2.39. Aciertos e inconsistencias del Modelo de Kelvin-Voigt.

2.7. Diferencias entre el modelo Maxwell y el de Kelvin-Voigt

2.7.1 Estructura del modelo

Modelo de Maxwell: En el modelo de Maxwell, se utilizan en serie un resorte (elemento elástico) y un amortiguador (elemento viscoso). La deformación total se divide entre estos dos elementos, con el resorte absorbiendo la parte elástica y el amortiguador disipando la parte viscosa de la deformación.

Modelo de Kelvin-Voigt: En el modelo de Kelvin-Voigt, el resorte y el amortiguador están dispuestos en paralelo. Esto significa que tanto el resorte como el amortiguador están sujetos a la misma tensión y la deformación total se comparte entre los dos elementos.

2.7.2 Comportamiento frente a una carga instantánea

Modelo de Maxwell: Cuando se aplica una carga instantánea al modelo de Maxwell, el resorte se deforma instantáneamente, mientras que el amortiguador permanece sin deformarse inicialmente. Con el tiempo, el amortiguador comienza a disipar la energía almacenada en el resorte, lo que resulta en una disminución gradual de la tensión.

Modelo de Kelvin-Voigt: En el modelo de Kelvin-Voigt, tanto el resorte como el amortiguador se

deforman instantáneamente en respuesta a la carga aplicada. Sin embargo, a diferencia del modelo de Maxwell, la deformación viscosa del amortiguador actúa para amortiguar la respuesta del sistema, lo que resulta en una disminución más rápida de la tensión.

2.7.3 Respuesta a cargas periódicas

Modelo de Maxwell: El modelo de Maxwell puede no describir adecuadamente las deformaciones y recuperaciones viscosas en respuesta a cargas periódicas. Esto se debe a que el modelo de Maxwell considera que el material viscoelástico está compuesto por un elemento elástico (resorte) en serie con un elemento viscoso (amortiguador), lo que implica que la deformación viscosa aumenta linealmente con el tiempo cuando se aplica una carga constante.

Sin embargo, en un sistema viscoelástico real sometido a cargas periódicas, puede haber fenómenos de histéresis, donde parte de la energía se disipa en cada ciclo de carga y descarga. Este efecto no se captura adecuadamente en el modelo de Maxwell, que asume un comportamiento viscoso lineal. Como resultado, el modelo de Maxwell puede subestimar la magnitud de las deformaciones viscosas y no capturar completamente los efectos de histéresis en la respuesta del material a cargas periódicas.

Modelo de Kelvin-Voigt: En el caso de cargas periódicas, el modelo de Kelvin-Voigt puede no describir adecuadamente las deformaciones y recuperaciones elásticas, especialmente a largo plazo. Esto se debe a que el modelo de Kelvin-Voigt asume que la respuesta viscosa es proporcional a la velocidad de deformación, lo que implica que la deformación viscosa aumenta linealmente con el tiempo cuando se aplica una carga constante. Sin embargo, en un sistema viscoelástico real, las deformaciones viscosas pueden variar con el tiempo debido a factores como la temperatura, la frecuencia de carga y la historia de deformación del material.

En el caso de cargas periódicas, los materiales viscoelásticos pueden exhibir efectos de histéresis, donde la energía se disipa en cada ciclo de carga y descarga. Estos efectos de histéresis pueden no ser capturados adecuadamente por el modelo de Kelvin-Voigt, que asume un comportamiento viscoso constante.

Por lo tanto, en situaciones donde se requiere una descripción más precisa de las deformaciones y recuperaciones elásticas en respuesta a cargas periódicas, puede ser necesario utilizar modelos más avanzados, como el modelo de Burgers, modelo de Prony o el modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt en serie, que pueden capturar mejor los efectos de histéresis y no linealidades en el comportamiento viscoelástico.

2.8. Modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt en serie

El modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt, también conocido como el modelo de Maxwell-Kelvin, es un enfoque teórico utilizado para describir el comportamiento viscoelástico de los materiales. Este modelo combina los elementos viscoelásticos individuales de los modelos de Maxwell y Kelvin-Voigt, aprovechando las características de ambos para proporcionar una descripción más completa y precisa del comportamiento viscoelástico de los materiales.

El modelo de Maxwell-Kelvin consiste en dos elementos viscoelásticos colocados en serie: un elemento viscoso (Kelvin-Voigt) seguido de un elemento elástico (Maxwell), como se observa en la Figura 2.40.

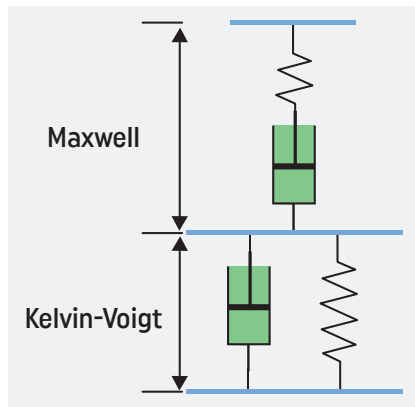


Figura 2.40. Representación gráfica del modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt.

La ecuación diferencial que describe el comportamiento del modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt es:

$$\sigma_{total} = E_{eff} \cdot \varepsilon + \eta_{eff} \cdot \frac{d\varepsilon}{dt}$$

σ_{total} es el esfuerzo total aplicado al material.

E_{eff} es el módulo de elasticidad efectivo del material.

ε es la deformación total del material.

η_{eff} es la viscosidad efectiva del material.

La resolución de esta ecuación diferencial puede implicar técnicas de integración numérica o análisis más avanzado dependiendo de la carga aplicada y las condiciones específicas del problema.

La ecuación diferencial general que describe el comportamiento del modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt es:

$$\sigma(t) = E \cdot \varepsilon(t) + \eta \cdot \frac{d\varepsilon(t)}{dt}$$

$\sigma(t)$ es el esfuerzo aplicado al material en función del tiempo t .

E es el módulo de elasticidad del material.

$\varepsilon(t)$ es la deformación del material en función del tiempo t .

η es el coeficiente de viscosidad del material.

A continuación, se describe el comportamiento de un material bajo una carga constante en el modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt, y luego cuando la carga cesa.

2.8.1 Aplicación de la carga constante

Bajo una carga constante, el material experimenta una deformación instantánea debido a la parte viscosa del modelo (elemento Kelvin-Voigt), como se muestra en la Figura 2.41.

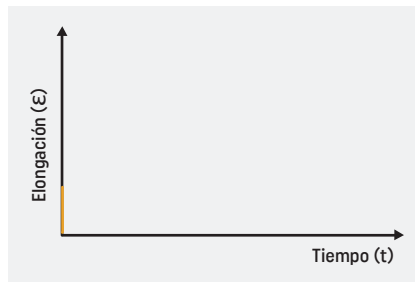


Figura 2.41. Respuesta inicial bajo carga constante para el modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt.

Simultáneamente, el elemento elástico del modelo (elemento Maxwell) comenzará a acumular una deformación elástica gradual a lo largo del tiempo. Esta deformación elástica aumentará constantemente mientras la carga permanezca aplicada, contribuyendo al total de deformación experimentada por el material (Figura 2.42).

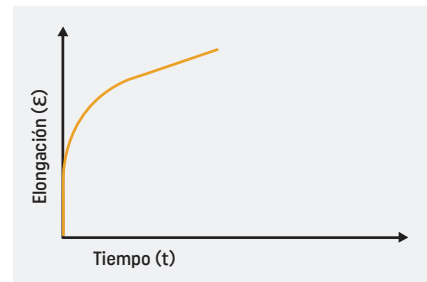


Figura 2.42. Respuesta a deformación bajo carga constante para el modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt.

2.8.2 Cese de la carga

Cuando la carga cesa, el material comenzará a recuperarse elásticamente de manera instantánea debido al elemento Maxwell. Parte de la deformación elástica acumulada durante la aplicación de la carga se liberará y el material intentará volver a su forma original (Figura 2.43).

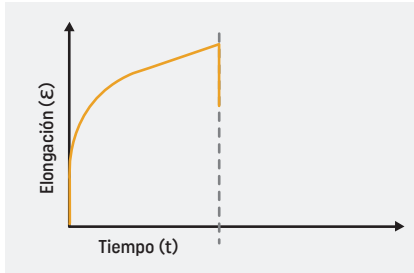


Figura 2.43. Respuesta a recuperación cuando cesa la carga para el modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt.

Este modelo presenta gráficamente las deformaciones elásticas y viscosas por separado, se puede comparar directamente cómo cada componente contribuye a la respuesta total del material. Estas representaciones gráficas facilitan el análisis de la resiliencia del material (recuperación elástica) y la relajación viscosa después de la aplicación y cesación de la carga (Figura 2.45).

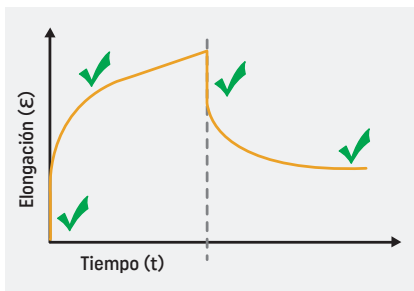


Figura 2.45. Aciertos e inconsistencias del modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt.

describir sistemas termodinámicos, su aplicación en viscoelasticidad proporciona una perspectiva útil para comprender el comportamiento molecular de estos materiales.

En el contexto de la viscoelasticidad, el principio de Maxwell-Boltzmann se relaciona con la distribución de velocidades y energías de las moléculas constituyentes de un material viscoelástico. Las moléculas en estos materiales están en constante movimiento y poseen una amplia gama de velocidades y energías cinéticas.

El principio de Maxwell-Boltzmann nos dice que la distribución de estas velocidades y energías sigue una ley de probabilidad específica, que depende de la temperatura del material. A medida que aumenta la temperatura, la distribución de velocidades se amplía y se desplaza hacia velocidades más altas, lo que implica una mayor energía cinética promedio de las moléculas.

La ecuación matemática que describe la distribución de velocidades de las moléculas en un sistema

Sin embargo, la parte viscosa del modelo (elemento Kelvin-Voigt) continuará disipando energía, resultando en una relajación viscosa gradual de la deformación. Esta relajación viscosa puede tener lugar durante un período prolongado después de que la carga se haya retirado, dependiendo de las características viscoelásticas del material y de la magnitud de la carga aplicada (Figura 2.44).

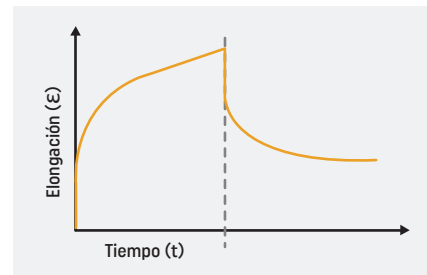


Figura 2.44. Respuesta a recuperación cuando cesa la carga para el modelo combinado de Maxwell y Kelvin-Voigt.

Por otro lado, puede ayudar a predecir fatiga y durabilidad bajo cargas cíclicas o repetidas, esto es especialmente útil en aplicaciones donde la resistencia a la fatiga es crítica.

2.9. Introducción al desarrollo de la teoría matemática de la viscoelasticidad lineal

El principio de Maxwell-Boltzmann también tiene relevancia en el estudio de la viscoelasticidad, especialmente en relación con la distribución de velocidades de las moléculas en materiales viscoelásticos. Aunque el principio se originó en la física estadística para

viscoelástico, utilizando el principio de Maxwell-Boltzmann, se expresa generalmente como:

$$f(v) = \left(\frac{m}{2\pi k_B T} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot 4\pi v^2 \cdot e^{-\frac{mv^2}{2k_B T}}$$

$f(v)$ es la función de distribución de velocidades, es proporción de moléculas con velocidad v .

m es la masa de las moléculas.

k_B es la constante de Boltzmann.

T es la temperatura del sistema.

e es la base del logaritmo natural.

En el contexto de la viscoelasticidad, esta distribución de velocidades y energías tiene implicaciones importantes en el comportamiento macroscópico del material. Por ejemplo, a nivel microscópico, las moléculas se mueven y colisionan entre sí, transfiriendo energía y momento. Estas interacciones moleculares son responsables de fenómenos viscoelásticos, como la deformación elástica y la disipación de energía en forma de calor durante la deformación viscosa.

Además, la distribución de velocidades de las moléculas también influye en la respuesta temporal del material. Las moléculas con velocidades más altas tienden a moverse más rápidamente y contribuir más significativamente a la respuesta viscosa del material, mientras que las moléculas con velocidades más bajas pueden contribuir más a la parte elástica de la respuesta.

La ecuación constitutiva que describe el comportamiento de un material viscoelástico en términos de relajación y compliancia es la ecuación de Boltzmann superpuesta con un término elástico, que se utiliza comúnmente para modelar materiales viscoelásticos lineales. Esta ecuación constitutiva combina un término elástico, que representa la respuesta elástica instantánea del material, y un término viscoso, que representa la respuesta viscosa retardada o diferida del material.

Matemáticamente, esta ecuación constitutiva se expresa como:

$$\sigma(t) = J(t) * \varepsilon(t)$$

Donde:

$\sigma(t)$ es el esfuerzo aplicado en función del tiempo.

$\varepsilon(t)$ es la deformación en función del tiempo.

$J(t)$ es la función compliancia, que representa la respuesta elástica del material y su relajación en función del tiempo.

El operador $*$ denota la convolución, que describe la interacción temporal entre la función compliancia y la deformación aplicada.

La función compliancia ($J(t)$) describe cómo el material responde elásticamente a una deformación aplicada en función del tiempo. Es una medida de la inversa de la rigidez del material y se relaciona con el módulo de elasticidad del material. La función compliancia puede variar con el tiempo para representar el comportamiento viscoelástico del material, donde la relajación de las tensiones internas lleva a una disminución gradual de la resistencia elástica con el tiempo.

Esta ecuación constitutiva proporciona una descripción matemática básica del comportamiento vis-

coelástico de los materiales, donde tanto la respuesta elástica instantánea como la respuesta viscosa retardada contribuyen a la deformación total experimentada por el material. Es importante destacar que esta es una simplificación y que, en la realidad, los materiales viscoelásticos pueden exhibir comportamientos más complejos que requieren modelos constitutivos más sofisticados.

Un sistema sometido a una cizalla simple, asumiendo que se cumple el principio de aditividad de cambios secuenciales de deformación (principio de Maxwell-Boltzmann), la ecuación constitutiva se puede escribir:

$$\tau(t) = \sum_{-\infty}^t G(t - t') \frac{d\gamma(t')}{dt'} dt'$$

$$\gamma(t) = \sum_{-\infty}^t J(t - t') \frac{d\sigma(t')}{dt'} dt'$$

Donde t es el tiempo actual, y t' es un instante anterior cualquiera del proceso; se definen $G(t)$ como el módulo de relajación y $J(t)$ como compliancia .

Los integrandos de las expresiones anteriores consta de dos términos: uno característico del material y otro característico del proceso de deformación. $G(s)$, donde $s=t-t'$, tienden cero cuando s tiende a infinito.

2.10. Principio de superposición Boltzmann

El principio de superposición de Boltzmann es un concepto fundamental en la física estadística que establece que el comportamiento de un sistema compuesto por múltiples partículas independientes se puede determinar sumando las contribuciones individuales de cada partícula. Este principio es especialmente relevante en el estudio de sistemas termodinámicos compuestos por un gran número de partículas, como gases, líquidos y sólidos, donde las interacciones entre las partículas individuales son insignificantes.

El principio de superposición de Boltzmann se basa en la idea de que las partículas en un sistema interactúan entre sí de manera débil y se comportan de manera independiente, lo que significa que las propiedades macroscópicas del sistema pueden entenderse como la suma de las propiedades individuales de las partículas que lo componen. Por lo tanto, para comprender el comportamiento global del sistema, se pueden considerar las contribuciones de cada partícula por separado y luego sumarlas para obtener el resultado final.

En sistemas viscoelásticos, el principio de superposición de Boltzmann se aplica para comprender cómo las propiedades macroscópicas del material, como la deformación y el esfuerzo, surgen de las interacciones entre las partículas constituyentes. Estos sistemas están compuestos por moléculas que exhiben comportamientos tanto elásticos como viscosos, lo que significa que pueden recuperar parte de su deformación después de aplicada una carga (comportamiento elástico), pero también pueden presentar una deformación continua en respuesta a una carga constante (comportamiento viscoso).

El principio de superposición de Boltzmann en sistemas viscoelásticos implica que la respuesta del material a una carga externa se puede entender como la suma de las respuestas individuales de cada par-

tícula. Esto significa que podemos considerar las contribuciones elásticas y viscosas de cada partícula por separado y luego combinarlas para obtener la respuesta macroscópica del material en su conjunto.

Por ejemplo, cuando se aplica una carga a un material viscoelástico, las moléculas individuales experimentan deformaciones elásticas y viscosas. La deformación elástica se puede entender como la recuperación instantánea de la deformación cuando se retira la carga, mientras que la deformación viscosa implica una deformación continua en el tiempo debido a la relajación molecular. Utilizando el principio de superposición de Boltzmann, podemos sumar las contribuciones elásticas y viscosas de todas las moléculas para predecir la respuesta macroscópica del material a la carga aplicada.

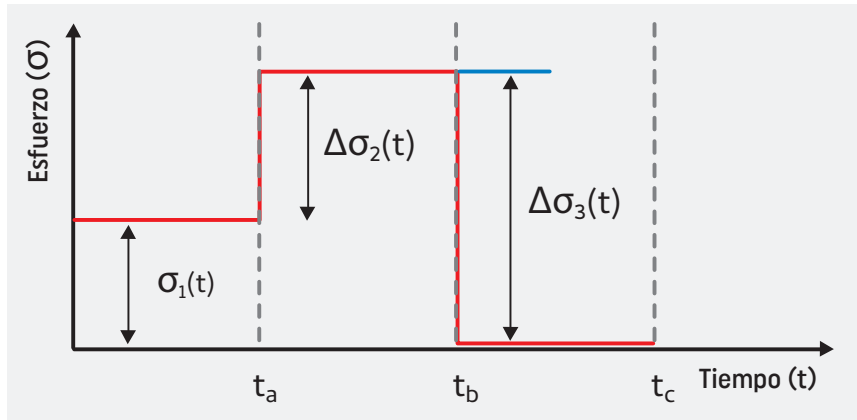


Figura 2.46. Estado cargas del material.

La respuesta viscoelástica de un material en estado de cargas complejas es difícil de evaluar por modelos convencionales (Figura 2.46), por lo que es importante analizarlos de la siguiente manera:

- Considerar el estado de cargas complejas como la superposición de estados cargas simples (Figura 2.47).

$$\sigma_T = \sigma_1(t) + \sigma_2(t) + \dots + \sigma_i(t)$$

- Analizar la respuesta del sistema ante los estados de cargas (Figura 2.48).

$$\varepsilon_1(t) = \text{respuesta } \sigma_1(t)$$

$$\varepsilon_2(t) = \text{respuesta } \sigma_2(t)$$

$$\varepsilon_i(t) = \text{respuesta } \sigma_i(t)$$

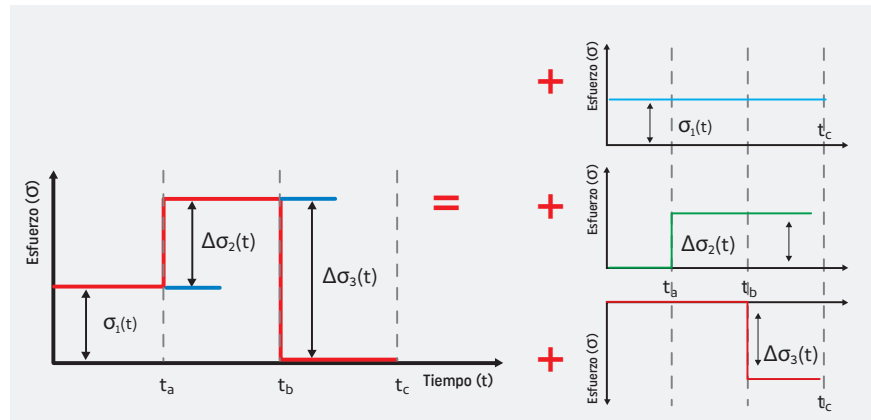


Figura 2.47. Superposición de estados cargas simples.

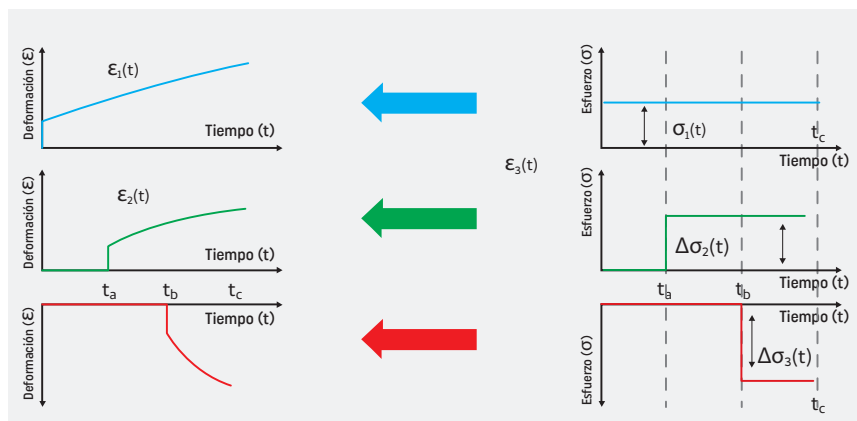


Figura 2.48. Análisis de la respuesta del sistema ante los estados de cargas.

$\varepsilon_1(t)$ =respuesta $\sigma_1(t)$

$\varepsilon_2(t)$ =respuesta $\sigma_2(t)$

$\varepsilon_i(t)$ =respuesta $\sigma_i(t)$

- Considerar la respuesta global del sistema frente a los estados cargas complejos, como la suma de las respuestas individuales a los estados cargas simples (Figura 2.49).

$$\varepsilon_T = \varepsilon_1(t) + \varepsilon_2(t) + \dots + \varepsilon_i(t)$$

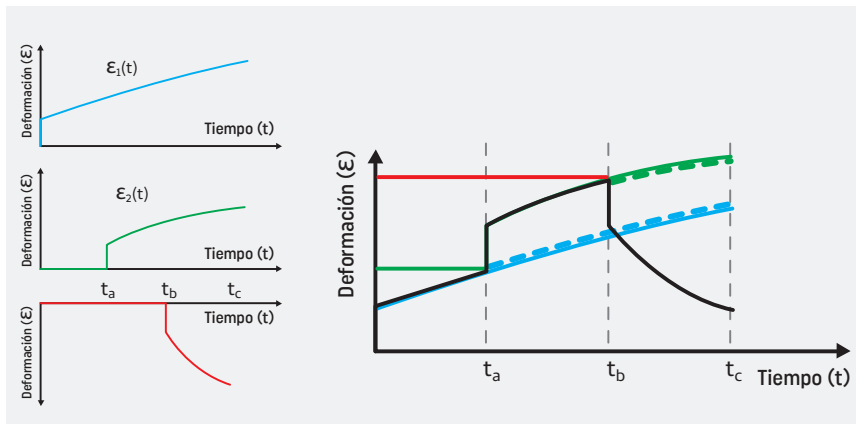


Figura 2.49. Respuesta global del sistema frente a los estados cargas complejos.

En resumen, el principio de superposición de Boltzmann proporciona un marco conceptual importante para comprender cómo las propiedades viscoelásticas emergen de las interacciones entre las moléculas individuales en sistemas viscoelásticos. Esto es fundamental para el análisis y la modelización de estos materiales en una variedad de aplicaciones científicas y de interés en la evaluación de los cementos asfálticos.

BIBLIOGRAFÍA CAPÍTULO 2

Bari, J. (2004). Development Of A Master Curve (E*) Database For Lime Modified Asphaltic Mixtures. Arizona State University Research Project. https://www.academia.edu/25365773/Development_of_a_master_curve_E_database_for_lime_modified_asphaltic_mixtures

Bryan, H. (1999). Engineering composite materials. Cambridge: IOM Communications. Segunda edición, Reino Unido.

Fombuena, V., Boronat, T., Sanchez-Nacher, L. & Garcia-Sanoguera, D. (2017). Utilidad de los modelos de viscoelasticidad en el aprendizaje de la ingeniería de materiales poliméricos. En *Modelling in Science Education and Learning*, 10(1), 137-148. https://www.researchgate.net/publication/313270966_Utilidad_de_los_modelos_de_viscoelasticidad_en_el_aprendizaje_de_la_ingenieria_de_materiales_polimericos#:~:text=Mediante%20la%20resoluci%C3%B3n%20de%20un%20caso%20pr%C3%A1ctico%20se,fluencia%20y%20Fo%20relajaci%C3%B3n%20donde%20interviene%20la%20variable%20tiempo.%3C%2Fp

García Quesada, J. C. (2008). Viscoelasticidad lineal. Universidad de Alicante. Departamento de Ingeniería Química. <https://ocw.ua.es/es/ingenieria-y-arquitectura/reologia-2006.html>.

Georgiopoulos, P., Kontou, E. & Christopoulos, A. (2015, oct). Short-term creep behavior of a biodegradable polymer reinforced with wood-fibers. En *Composites Part B: Engineering*, 80, pp. 134-144. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S1359836815003601>

González, S. (2014). Introducción al comportamiento mecánico de los materiales. Universidad Nacional de Colombia Sede Palmira, web .

Holdsworth, S. D. (1971). Applicability of rheological models to the interpretation of flow and processing behaviour of fluid food products. En *Journal of Texture Studies*, 2(4), pp. 393-418. <https://pubmed.ncbi.nlm.nih.gov/28370126/>

Loría, G. & Miranda, F. (2014). Análisis micromecánico de matrices asfálticas finas para la obtención de módulos de cortante y flexión y generación de curvas maestras [Tesis de Licenciatura no publicada]. Universidad Costa Rica. <https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/816/AN%C3%81LISIS%20MICROMECC%C3%81NICO%20DE%20MATRICES%20ASF%C3%81LTICAS.pdf?sequence=1>

Ogata, K. (1987). Dinámica de sistemas (Vol. 3). Traducción de López-Portillo Sánchez, G. Prentice-Hall Hispanoamericana. <https://idoc.pub/documents/dinamica-de-sistemas-k-ogata-8x4egygmky13>

Villegas Villegas, R. E., Aguiar Moya, J. P., Loría Salazar, L. G., & Navas Carro, A. (2012). De la consistencia al desempeño. Nueva tendencia en la compra, control de calidad y diseño de los asfaltos en Latinoamérica. En *Asfaltos y Pavimentos*, 25, 4-11. <https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/825/De%20la%20consistencia%20al%20desempe%C3%B1o.pdf?sequence=1>

Villegas-Villegas, R. E. (2020). ¿Qué es esta vaina del PG en los asfaltos? Blog LanammeUCR. <https://bloglanammeucr.wordpress.com/2020/04/02/que-es-esta-vaina-del-pg-en-los-asfaltos/>

Villegas-Villegas, R. E., Baldi-Sevilla, A., Aguiar-Moya, J. P., & Loría-Salazar, L. G. (2018). Analysis of asphalt oxidation by means of accelerated testing and field conditions. En *TRB*. <https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/bitstream/handle/50625112500/1052/Analysis%20Of%20Asphalt%20Oxidation%20By%20Means%20Of%20Accelerated%20Testing%20And%20Environmental%20Conditions%201.pdf?sequence=1>

CAPÍTULO TÍTULO 3

QUÍMICA DEL CEMENTO ASFÁLTICO

La composición química del asfalto es compleja y difícil de conocer de manera exacta, ya que varía según su fuente o proceso de obtención. Adentrarse en la composición química del cemento asfáltico es necesario en la industria, pero también complejo y extenso (Villegas et al., 2014). La complejidad asociada a la composición química del cemento asfáltico es debido a la alta variedad de componentes que varían en proporciones y características según su origen y el proceso de obtención al que se somete (Petersen, 2009).

Desde los hidrocarburos simples hasta las complejas estructuras macromoleculares, todas son parte los grupos que conforman el asfalto, con características fisicoquímicas que definen sus propiedades únicas. A medida que se profundiza en la química de los cementos asfálticos, no solo se le concede al estudio de este material un carácter de ciencia de materiales, sino que también se reconoce la importancia de comprender sus fundamentos para optimizar su aplicación en la construcción y mantenimiento de infraestructuras viales.

El estudio detallado de la química del cemento asfáltico es necesario para proporcionar al lector los conceptos fundamentales para el estudio de este material. Este apartado pretende dotar al lector de los elementos básicos para que adquiriera una comprensión fundamental de los cementos asfálticos. Por otro lado, no se pretende un estudio profundo del tema, pero sí brindar al lector las herramientas necesarias para desenvolverse con solidez en un campo tan complejo como crucial en el ámbito de la ingeniería y la infraestructura vial.

3.1 Análisis SARA

El análisis mediante la metodología SARA emerge como una herramienta esencial para discernir el porcentaje de los cuatro componentes fundamentales que conforman el asfalto. Esta evaluación adquiere una importancia crucial, ya que los diversos componentes desempeñan un papel determinante en el comportamiento global del cemento asfáltico. La capacidad de identificar con precisión la proporción de saturados, aromáticos, resinas y asfaltenos proporciona una comprensión más profunda de las propiedades y características del asfalto (Corbett, 1969), permitiendo así un enfoque más claro y estratégico en el diseño y control de calidad de los cementos asfálticos.

El cemento asfáltico exhibe una distinción fundamental en su composición molecular, dividiéndose en dos grupos claramente diferenciados: maltenos y asfaltenos. Los maltenos son el componente líquido y aceitoso del asfalto; mientras que los asfaltenos, la fracción más pesada, presentándose en estado sólido. En términos de disposición molecular, la teoría predominante es la coloidal (Figura 1), que

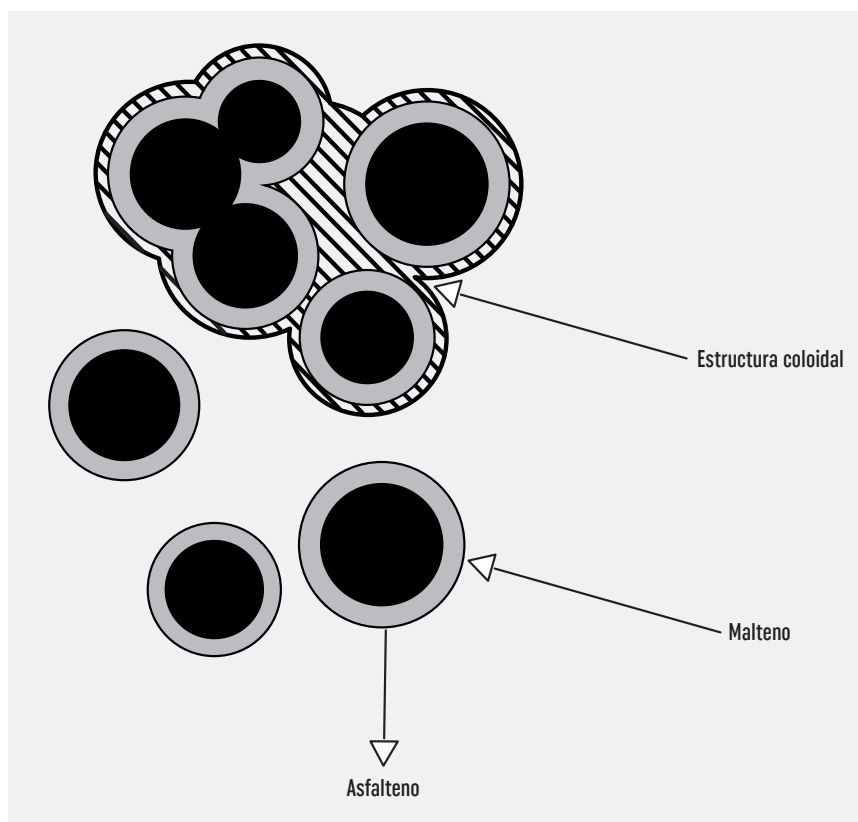


Figura 1. Esquema de estructura coloidal del cemento asfáltico.

postula una estructura coloidal para el asfalto, sugiriendo una organización compleja de partículas dispersas en el medio líquido, lo cual influye significativamente en las propiedades y comportamiento del cemento asfáltico en diversas aplicaciones, como la construcción de carreteras y pavimentos.

La cromatografía de columna es una técnica que hace posible la separación de las diversas fracciones del cemento. Con este método, la muestra se disuelve en un solvente adecuado y es separada en fracciones en una columna especializada. A medida que el solvente (también llamado eluyente) atraviesa la columna, los distintos componentes del asfalto experimentan velocidades de elución diferentes por afinidad con el material de relleno de la columna y los disolventes aplicados, lo que permite dicha separación. Este fenómeno permite la fracción ordenada de los componentes, proporcionando la posibilidad de analizar y cuantificar cada grupo por separado, como se muestra en la Figura 2. La cromatografía de columna, por ser un proceso de separación selectivo, se convierte en un pilar fundamental en la investigación de la química del cemento asfáltico, permitiendo estudiar la complejidad molecular de este material esencial en la construcción de carreteras y pavimentos.

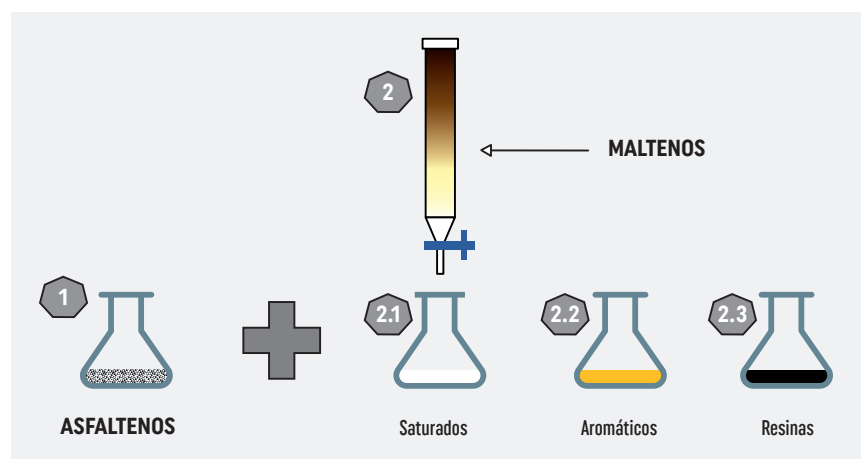


Figura 2. Esquema de separación por columna de cromatografía SARA del cemento asfáltico.

La fracción de saturados influye en la viscosidad del cemento asfáltico, pues a medida que aumenta la concentración de saturados, el asfalto tiende a ser más fluido y menos viscoso. La presencia de saturados puede influir en la elasticidad del material, permitiendo que el material se deforme y recupere su forma bajo cargas dinámicas; además, contribuyen a la adhesión del cemento asfáltico y los agregados.

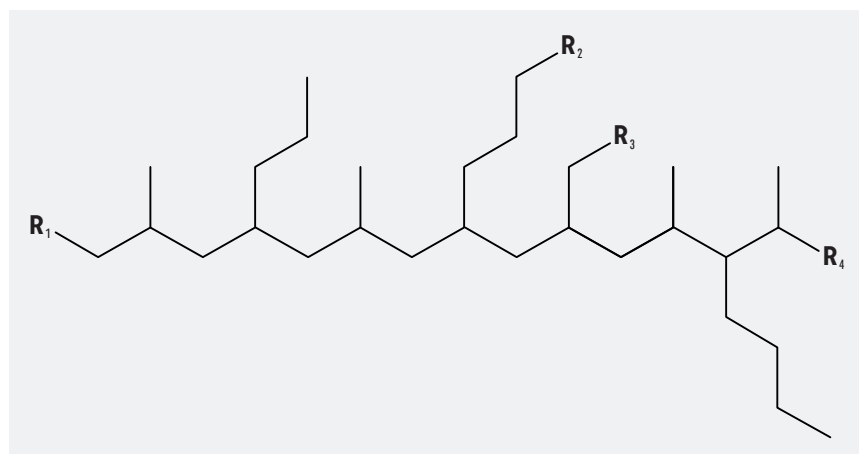


Figura 3. Molécula de saturados.

3.1.1 Fracción de saturados

La fracción de saturados, la más liviana en la composición del asfalto, consiste en moléculas de hidrocarburos dispuestas en cadenas lineales (Figura 3). Esta fracción exhibe características notables, presentando una transparencia y ligereza que la asemejan a un aceite mineral. Su estructura molecular lineal influye significativamente en las propiedades del asfalto, desempeñando un papel crucial en aspectos como la viscosidad y la fluidez.

Los saturados suelen tener puntos de ebullición más bajos en comparación con las fracciones más pesadas, son volátiles y no reactivos.

3.1.2 Fracción de aromáticos

La fracción de aromáticos en la composición del asfalto presenta una combinación de cadenas lineales y anillos aromáticos, encontrándose estos últimos en proporciones relativamente bajas (Figura 4). Esta fracción exhibe un tono amarillento y se caracteriza por ser más pesada en comparación con la fracción de saturados. La presencia de anillos aromáticos en la estructura molecular añade complejidad a sus propiedades, impactando en aspectos clave como la viscosidad y la resistencia.

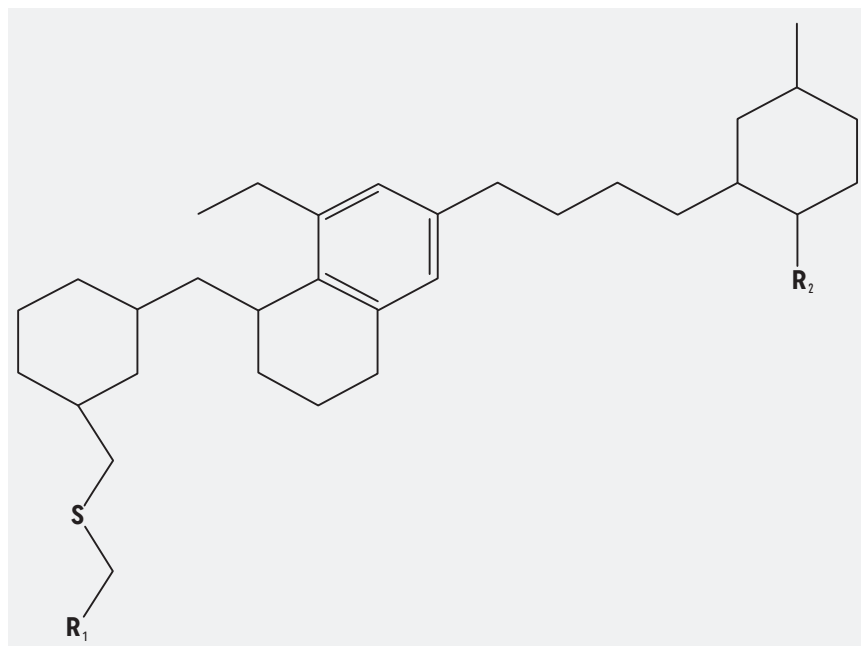


Figura 4. Molécula de aromáticos.

tencia del material, influye directamente en la oxidación y el envejecimiento prematuro; factores críticos para la durabilidad del pavimento a lo largo del tiempo, pues incrementa el contenido de carbonilos.

3.1.3 Fracción de resinas

La fracción de resinas en la composición del asfalto se distingue de los aromáticos al presentar una mayor proporción de anillos aromáticos en comparación con cadenas lineales (Figura 5). Esta fracción exhibe una configuración molecular que incorpora heteroátomos, es decir, átomos diferentes al carbono e hidrógeno, lo cual es característico de los hidrocarburos. En contraste con otras fracciones, las resinas destacan por su estructura más compleja, influenciada por la presencia de anillos aromáticos y heteroátomos.

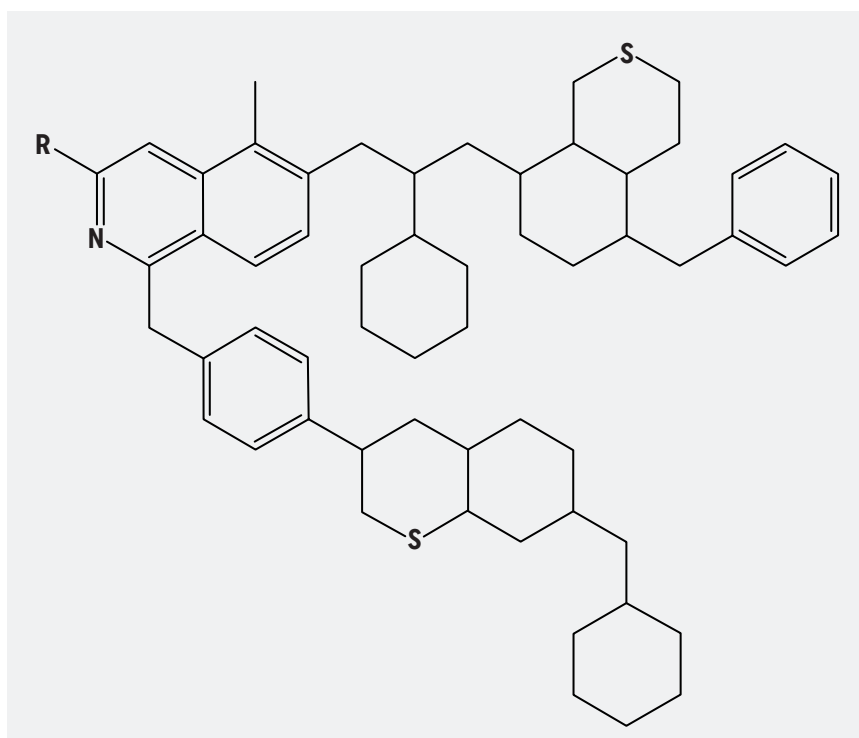


Figura 5. Molécula de resinas.

La presencia de anillos aromáticos dota al cemento asfáltico de mayor rigidez, lo que afecta directamente su capacidad para deformarse bajo cargas y variaciones de temperatura, pues mejoran la resistencia del asfalto a altas temperaturas y ayudan a prevenir el ablandamiento excesivo durante condiciones climáticas cálidas.

Esta fracción puede influir negativamente en la capacidad del cemento asfáltico para adherirse a los agregados, afectando la calidad de la unión entre capas en la construcción de pavimentos. En cuanto a su influencia a la resis-

La estructura molecular de las resinas influye en la viscosidad del cemento asfáltico, lo que afecta su capacidad para fluir y deformarse bajo diferentes condiciones de temperatura, impactando en la trabajabilidad y la aplicación del material en la construcción de carreteras.

Las resinas favorecen la adhesión del cemento asfáltico a los agregados, lo que contribuye a la resistencia estructural de los pavimentos. Por otro lado, pueden mejorar la elasticidad del cemento asfáltico, permitiendo que el material se deforme y recupere su forma original bajo cargas dinámicas, como el tráfico vehicular.

Por último, la presencia de resinas puede mejorar la resistencia del cemento asfáltico a los efectos adversos de la intemperie, como la oxidación y el envejecimiento prematuro. Esto contribuye a la vida útil más larga del pavimento, ya que decrece el contenido de compuestos oxigenados (carbonilo, sulfóxido).

3.1.4 Fracción de asfaltenos

La fracción de asfaltenos es la más pesada en el cemento asfáltico; se caracteriza por un alto contenido de anillos aromáticos condensados (Figura 6), los cuales se encuentran unidos en su estructura molecular, dotando a esta fracción un estado sólido. Esta naturaleza sólida de los asfaltenos aporta rigidez al asfalto e influye directamente en su capacidad para resistir deformaciones permanentes y cargas estructurales.

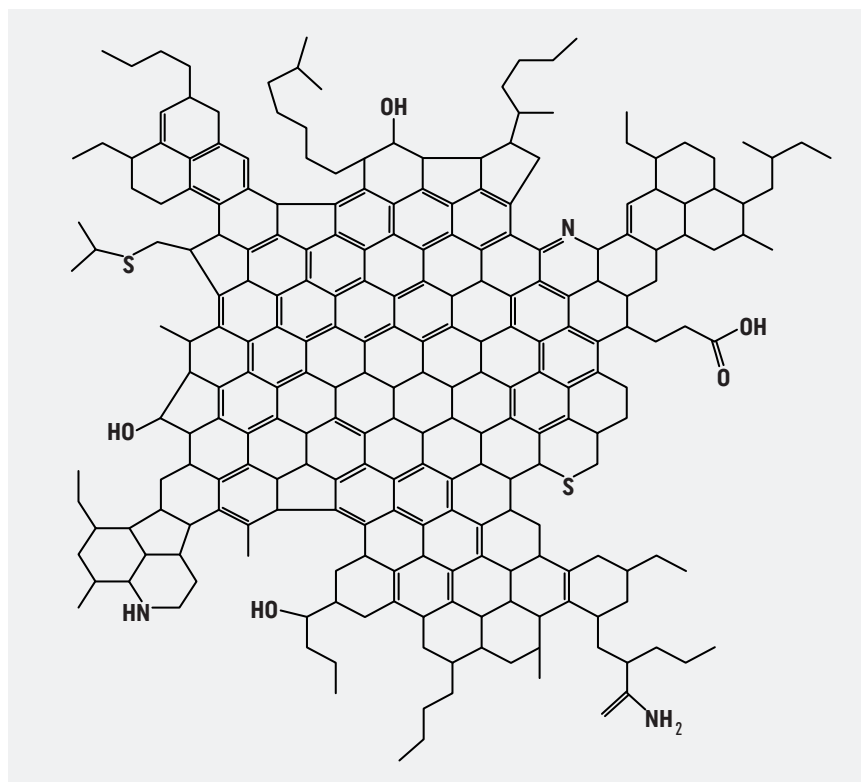


Figura 6. Molécula de asfaltenos.

Los asfaltenos son sólidos a temperatura ambiente, lo cual repercute en un aumento en la viscosidad, contribuyendo a la rigidez y cohesión del cemento asfáltico. Los anillos aromáticos que contienen contribuyen con la resistencia y rigidez del asfalto, pero también pueden aumentar su fragilidad. Los asfaltenos tienen un impacto significativo en la cohesión del cemento asfáltico, contribuyendo con la fuerza de unión entre las partículas y capas del pavimento.

El aumento en el contenido de compuestos oxigenados, tales como carbonilo, sulfóxido e hidroxilos, inciden en el cambio en la composición química

del material. Los carbonilos (descritos por su grupo funcional $C=O$) pueden influir en la reactividad química del asfalto, sobre todo a oxidación. Los sulfóxidos (grupo funcional $S=O$) contribuyen en las propiedades relacionadas con la resistencia y la estabilidad térmica. Por último, los hidroxilos (grupo funcional $-OH$) pueden afectar la adhesión y la interacción del asfalto con otros materiales.

3.2 Oxidación del cemento asfáltico

La oxidación del cemento asfáltico genera transformaciones químicas que afectan el comportamiento mecánico del material a largo plazo. En los cementos asfálticos oxidados, es común encontrar funcionalidades químicas, como cetonas, sulfóxidos y enlaces dobles carbono-carbono. Estas características químicas inducen un aumento en la polaridad de las moléculas del cemento asfáltico, fortaleciendo así las interacciones intermoleculares. Los principales productos resultantes de la oxidación del material están asociados a un incremento en su viscosidad. Además de la viscosidad, se observa un aumento en la rigidez y elasticidad con la oxidación, fenómenos que se han vinculado a un incremento en las interacciones moleculares, incluyendo aquellas entre moléculas que contienen oxígeno y la formación de estructuras poliaromáticas (Baldi-Sevilla et al., 2020), como se muestra en la Figura 7.

En sintonía con lo anterior, la disposición molecular y las transiciones físicas experimentan alteraciones durante el proceso de oxidación. Un ejemplo de ello es la temperatura de transición vítrea, que emerge como un indicador crucial del endurecimiento físico y del envejecimiento oxidativo del betún. Por lo tanto, la anticipación es que las transformaciones químicas derivadas de la oxidación del betún influirán en sus respuestas mecánicas y térmicas (Baldi-Sevilla et al., 2020).

A nivel molecular, los elementos más abundantes en el asfalto son: carbono, hidrógeno, heteroátomos -como el sulfuro, nitrógeno y oxígeno- y algunos metales -tales como el níquel, vanadio y el hierro. Las moléculas de asfalto se caracterizan por tener tres tipos de enlaces carbono-carbono: alifáticos, fuertes y ramificadas cadenas de hidrocarburos; nafténicos, anillos de hidrocarburos saturados; y aromáticos, anillos estables no saturados de hidrógeno-carbono (Amina, 2012).

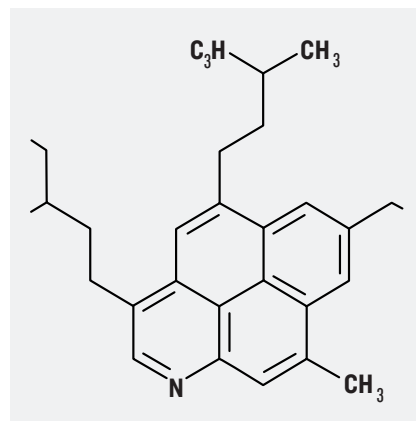


Figura 7. Ejemplo de estructuras poliaromáticas.

Normalmente, los hidrocarburos son pesados, de color oscuro, solubles y pueden ser líquidos o sólidos. El asfalto es un material con comportamiento viscoso o viscoelástico en función de la temperatura: a bajas temperaturas, se comporta como un material sólido (elástico) y, a medida que aumenta la temperatura, se comporta como un fluido (viscoso).

Las propiedades del cemento asfáltico afectan directamente su comportamiento, en consecuencia, un asfalto de baja viscosidad sujeto a altas temperaturas de servicio puede resultar en el desarrollo de deformaciones permanentes, mientras que un asfalto de alta viscosidad sujeto a bajas temperaturas de servicio endurece el asfalto y promueve la formación de grietas (agrietamiento por fatiga). El asfalto tiene sus deficiencias y limitaciones que se pueden observar en campo, como daños por cargas pesadas, deformación permanente y agrietamiento por fatiga. Todo esto resalta la importancia de buscar diseños adecuados, establecer procedimientos de control de calidad para la producción y modificar sus propiedades con aditivos (Villegas-Villegas et al., 2012).

El envejecimiento del asfalto es uno de los problemas graves que causan daños en el pavimento y reducen su vida útil (Al-Sabaei et al., 2020). En la Figura 8 se observa la morfología de un asfalto oxidado mediante Microscopía SEM.

Los métodos de envejecimiento y oxidación utilizados en el laboratorio, tales como el RTFO (Horno de envejecimiento en película delgada rotacional) y PAV (Cámara de envejecimiento por presión), generan cambios en las propiedades reológicas del asfalto, volviéndolo más rígido,

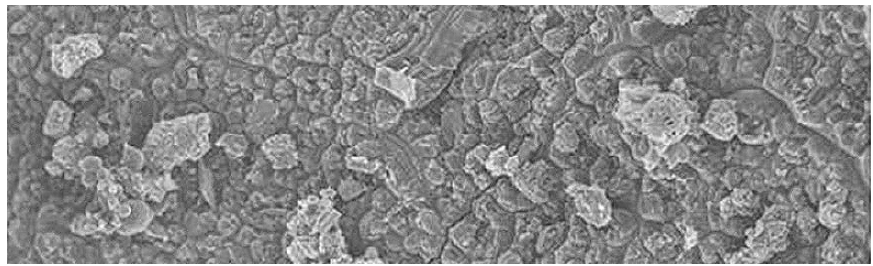


Figura 8. Imagen de asfalto oxidado a través de Microscopio SEM. Fuente: Villegas-Villegas, 2024.

elevando sus módulos y afectando su capacidad de recuperación, así como su adherencia al agregado (Aguiar-Moya et al., 2015). Este fenómeno es de gran relevancia pragmática, ya que conduce al endurecimiento del asfalto, resultando en una disminución de las propiedades físicas deseables, contribuyendo significativamente a la fragilización del pavimento, lo que ocasiona agrietamiento excesivo (Petersen, 2009).

La oxidación del asfalto ocurre en dos etapas: 1) durante la extracción, producción de la mezcla asfáltica y colocación de esta; y 2) durante la vida de servicio del pavimento (Huang, 2010). Las reacciones que ocurren durante estas etapas son dependientes de la composición química del asfalto (Lu et al., 2002; Branthaver et al., 1993). Sin embargo, se espera un incremento en la cantidad de grupos funcionales oxigenados, enlaces dobles y aromaticidad (Lamontagne et al., 2001; Mouillet et al., 2008). Tales cambios químicos pueden ser monitoreados mediante espectroscopía de absorción en el infrarrojo con transformada de Fourier (FTIR, por sus siglas en inglés) (Liu et al., 1996; Lui et al., 1998). En la Figura 9 se muestra el proceso que conlleva los cambios químicos en el cemento asfáltico producto de la oxidación.

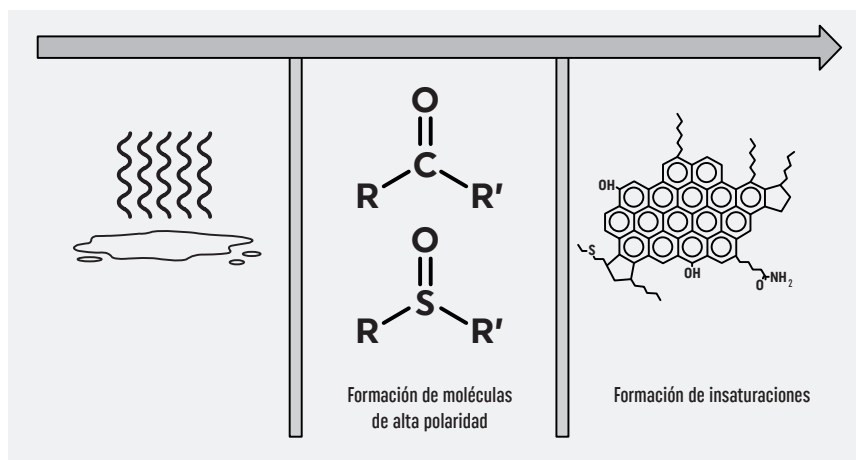


Figura 9. Cambios químicos en el proceso de oxidación del asfalto.

Las señales para cuantificar primordialmente en el asfalto son: compuestos oxigenados (3500 cm⁻¹, hidroxilo; 1700 cm⁻¹, carbonilo; y 1030 cm⁻¹, sulfóxido), compuestos aromáticos y no saturados (C=C) (3050 cm⁻¹ y 1600 cm⁻¹, respectivamente), y compuestos saturados (C-H) (2800 cm⁻¹, 2900 cm⁻¹) (Figura 10). El área de una señal de una especie química en un espectro infrarrojo está directamente relacionada con la

concentración de esa especie (Villegas-Villegas et al., 2018).

La formación de estructuras aromáticas e insaturaciones (enlaces dobles carbono-carbono) incrementa la rigidez del asfalto tras la oxidación. Lo anterior puede explicarse debido a que la presencia de oxígeno y enlaces dobles en las moléculas del material incrementan su polaridad y, por ende, el número y magnitud de las interacciones intermoleculares. Se espera que un asfalto rígido (oxidado) sea menos eficiente en la disipación de energía por flujo, ya que sus moléculas tendrán movilidad reducida en comparación con un asfalto menos rígido (no oxidado) (Petersen, 2009; Feng et al., 2012; Feng et al., 2013; Xiao et al., 2013). En otras palabras, un asfalto oxidado disipa energía por medio de la fractura (Villegas-Villegas et al., 2019).

En el ámbito de la ciencia de los polímeros, se reconoce que la flexibilidad de los polímeros amorfos está relacionada con disminuciones en su estado vítreo. Adicionalmente, esta reducción puede vincularse con estructuras fundamentales (Seymour & Carraher, 1984), como se ilustra en la Figura 11.

Para comprender con precisión el comportamiento del asfalto, es crucial obtener una comprensión profunda del material. Peterson et al. 2009 señaló que tres factores prin-

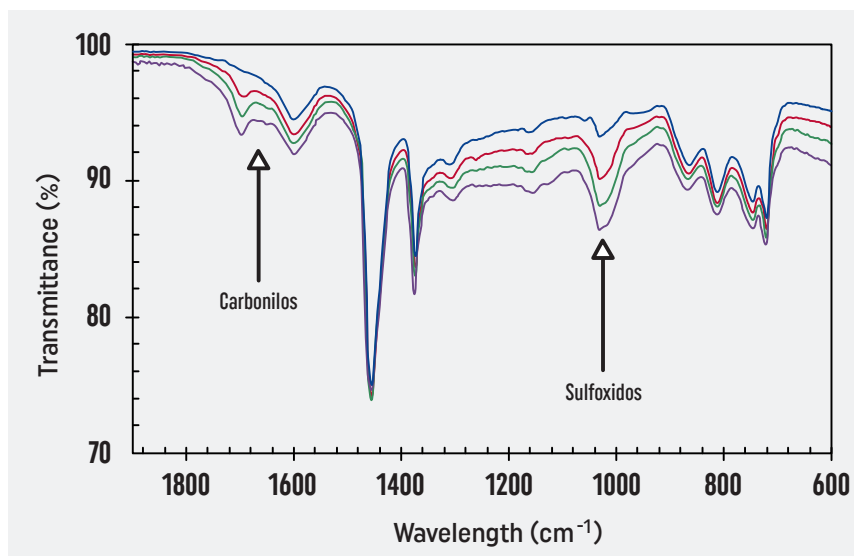


Figura 10. Espectro infrarrojo (FTIR) de asfaltos oxidados.

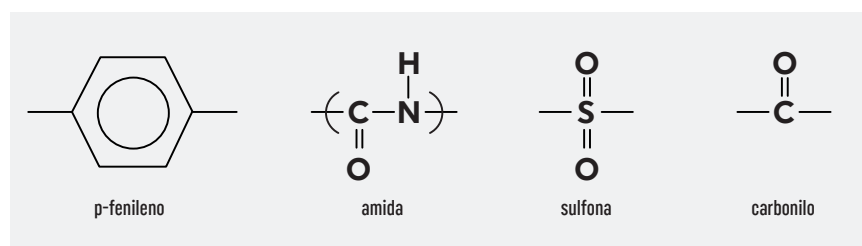


Figura 11. Grupos funcionales que confieren rigidez a los materiales poliméricos.

cipales que provocan el endurecimiento del asfalto son: la pérdida de componentes volátiles, cambios en la composición química debido a la reacción con el oxígeno y la forma en que las moléculas se estructuran, lo que genera efectos tixotrópicos a través del endurecimiento estérico.

El mecanismo de oxidación es intrincado. La oxidación de los grupos metileno y la degradación de insaturaciones y anillos nafténicos del benceno pueden resultar en la formación de cetonas y ácidos carboxílicos, respectivamente. Además, se promueve la oxidación de tioéteres a sulfóxidos. También puede ocurrir la ruptura de cadenas durante la aromatización en el envejecimiento oxidativo, sin necesidad de incorporar oxígeno en el asfalto (Lu & Isacson, 2002; Branthaver et al., 1993).

Dado que la química del asfalto le otorga una respuesta viscoelástica única, es esencial lograr una adecuada proporción del componente viscoso en el asfalto oxidado para garantizar que el ligante pueda relajarse frente a las cargas relacionadas con los esfuerzos dinámicos (Huang y Grimes, 2010).

Dada la naturaleza química única del asfalto, la cual confiere una respuesta viscoelástica distintiva a cada material, es imperativo asegurar una adecuada influencia del componente viscoso en el asfalto oxidado para prevenir problemas de fatiga. Esto permite que el ligante tenga la capacidad de relajarse frente a los esfuerzos dinámicos asociados a las cargas dinámicas (Huang y Grimes, 2010).

Los investigadores han dirigido su atención hacia el concepto de energía disipada como explicación del daño por fatiga en las mezclas asfálticas. A lo largo de muchas décadas, han empleado la pérdida de rigidez como indicador de la resistencia a la fatiga, basándose en la relación entre esta pérdida y la energía disipada por ciclo de carga. A pesar de su éxito inicial, este enfoque ha sido objeto de cuestionamientos debido a que proporciona resultados divergentes en diversas condiciones de carga.

Stroup-Gardiner (1996) desde la perspectiva de las propiedades del flujo del material necesarias para una efectiva disipación de energía, estudió que, a medida que el asfalto se oxida, su respuesta deja de

ser newtoniana. En este comportamiento, en el cual la temperatura desempeña un papel fundamental en la capacidad del material para fluir, se ha identificado que la oxidación altera esta dinámica. Esto se alinea con la ecuación de Arrhenius, que ofrece una base para comprender estos cambios en la capacidad de fluidez del asfalto oxidado, como se denota en la Ecuación 1.

(1) En la ecuación τ_{ho} representa una constante inherente al material, mientras que R denota la constante de los gases ideales. La variable Q se refiere a la energía de activación necesaria para que las capas del material efectúen movimientos. Además, T simboliza la temperatura absoluta. No obstante, cuando el material experimenta oxidación, su comportamiento puede volverse no newtoniano, lo que lo torna más complejo. En esta situación, incluso al mantener la temperatura constante, factores como el esfuerzo cortante, la tasa de corte y el tiempo adquieren una notable relevancia (Stroup-Gardiner, 1996).

El ángulo de fase es un parámetro crítico en la evaluación de las propiedades viscoelásticas del asfalto, lo cual lo convierte en un indicador crucial de la habilidad del material para fluir (Stroup-Gardiner, 1996). En una investigación llevada a cabo por Huang y Grimes (2010), se introdujeron modificaciones al modelo logístico convencional con el propósito de establecer una correlación entre el módulo complejo y el ángulo de fase:

(2) En esta ecuación, se denota por G^* el módulo de corte, por G_g^* el módulo complejo vítreo, por β la característica dimensional de la curva, por δ el ángulo de fase en grados en relación con la frecuencia específica, y por γ la constante de correlación.

$$G^* = \frac{G_g^*}{[1 + \exp^{-\beta(\delta - \gamma)}]}$$

De manera similar al modelo previo, muchos investigadores han explorado las propiedades reológicas desde la perspectiva del cambio en el módulo cuando el asfalto inicia su comportamiento vítreo. A consecuencia de la oxidación, a medida que la temperatura disminuye, el asfalto adopta una naturaleza de sólido elástico, volviéndose propenso a la fractura incluso bajo cargas de breve duración. En este contexto, la contribución del componente elástico (G') a bajas temperaturas puede ser decisiva en algunos casos, llegando a dominar prácticamente el comportamiento reológico del material. Esto resulta en un progresivo decremento de la influencia del componente viscoso (G'') que otorga fluidez al ligante.

$$G^* = \sqrt{G'^2 + G''^2} \approx G'$$

En donde estos dos componentes G' y G'' tienen una estrecha relación con el ángulo de fase anteriormente descrito:

$$\delta = \tan^{-1} (G'' / G')$$

A partir de la ecuación previa, se deriva que cuando G'' es igual a G' , el ángulo de fase (δ) alcanza un valor de 45° . Esto indica que si se satisfacen las condiciones mencionadas y el componente elástico G' comienza a prevalecer en el comportamiento del material, a medida que δ se aproxima a 0° , el comportamiento se asemeja al de un sólido ideal. Las relaciones entre sus componentes deben ser las siguientes:

$$G' > G'' \text{ o } (G'' / G') \rightarrow 0^+$$

Lo anterior resalta cómo el comportamiento mecánico de los asfaltos está fuertemente condicionado por dos factores principales: la temperatura y la composición química. Este fenómeno implica que, conforme se cumplen las condiciones previamente mencionadas, la capacidad de fluir del material disminuye de manera notable, siendo la fractura la forma en que el material disipa la energía. Tanto la oxidación como las temperaturas bajas contribuyen a la rigidez del asfalto, lo que resulta en un incremento marcado del componente elástico (G') y una disminución del componente viscoso (G''), esta última consideración resulta crucial para evaluar el rendimiento del ligante en condiciones de temperaturas intermedias y bajas (Lu & Isacsson, 2002).

BIBLIOGRAFÍA CAPÍTULO 3

Aguiar-Moya, José P, Salazar-Delgado, Jorge, Baldi-Sevilla, Alejandra, Leiva-Villacorta, Fabricio, Loria-Salazar, Luis. (2015). “Effect of Aging on Adhesion Properties of Asphalt Mixtures Using Bitumen Bond Strength and Surface Energy Measurement Tests”, TRB 2015.

Al-Sabaei, A. M., Napiah, M. B., Sutanto, M. H., Alaloul, W. S., & Usman, A. (2020). A systematic review of bio-asphalt for flexible pavement applications: Coherent taxonomy, motivations, challenges and future directions. *Journal of cleaner production*, 249, 119357.

Baldi, A., Villegas-Villegas, R. E., Aguiar-Moya, J. P., & Loria-Salazar, L. G. (2022). The Chemistry Behind Rheological and Thermal Transitions of Oxidized Bitumen. In *Proceedings of the RILEM International Symposium on Bituminous Materials: ISBM Lyon 2020 1* (pp. 1767-1774). Springer International Publishing.

Branthaver, J. F. (1993). *Binder Characterization and Evaluation, SHRP-A-368: Chemistry*. Transportation Research Board, National Research Council.: Washington DC.

Corbett, L. W. (1969). Composition of asphalt based on generic fractionation, using solvent deasphalting, elution-adsorption chromatography, and densimetric characterization. *Analytical Chemistry*, 41(4), 576-579.

Feng, Z.-G. Y. (2013). Rheological and Aging Properties of Ultraviolet Absorber/Styrene–Butadiene–Styrene–Modified Bitumens (Vol. 128(4)). *Journal of Applied Polymer Science*.

Feng, Z.-G. Y.-Y.-L.-L.-H. (2012). Effect of ultraviolet aging on rheology, chemistry and morphology of ultraviolet absorber modified bitumen (Vol. 46(7)). *Materials and Structures*.

Huang, S. & Grimes. (2010). Influence of Aging Temperature on Rheological and Chemical Properties of Asphalt Binders. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2179.

J. Claine Petersen. (2012). “A Review of the Fundamentals of Asphalt Oxidation”, TRC E-C140.

Lamontagne, J. D. (2001). Comparison by Fourier transform infrared (FTIR) spectroscopy of different ageing techniques: application to road bitumens. *Fuel*, Vol. 80.

Leiva-Villacorta, F., Aguiar-Moya, J. P., Villegas-Villegas, R. E., Salazar-Delgado, J., & Loria-Salazar, L. G. (2014). *Nanomateriales en el desempeño del Asfalto*.

Leiva-Villacorta, F., Villegas-Villegas, R. E., Aguiar-Moya, J. P., Salazar-Delgado, J., & Loria-Salazar, L. G. (2013). Effect of aging on rheological, chemical and thermodynamic properties of asphalt components.

Liu, M. F. (1998). Oxygen Uptake As Correlated to Carbonyl Growth in Aged Asphalts and Asphalt Corbett Fractions (Vol. 37). *Industrial and Engineering Chemistry Research*.

Liu, M. L. (1996). The kinetics of carbonyl formation in asphalt. *American Institute of Chemical Engineers Journal*, Vol. 42. Marshall W. E. Champagne E. T. (1995). Agricultural by-products as adsorbents for metal ions in laboratory prepared solutions and in.

Lu, X. &. (2002). Effect of ageing on bitumen chemistry and rheology. *Construction and Building Materials*, Vol. 16.

Mohammed, T. Parry, J. (J.R.A.). Grenfell, Influence of fibres on rheological properties and toughness of bituminous binder, *Constr. Build. Mater.* 163 (2018) 901–911. doi:10.1016/j.conbuildmat.2017.12.146.

Morán, J. Extracción de celulosa y obtención de nanocelulosa a partir de fibra sisal – Caracterización. División Polímeros – INTEMA – UNMdP. 2008.

Mouillet, V. L. (2008). Infrared microscopy investigation of oxidation and phase evolution in bitumen modified with polymers. *Fuel*, Vol. 87.

Petersen, J. C. (2009). A Review of the Fundamentals of Asphalt Oxidation. USA: Transportation Research Record.

Roberts, P. Kandhal, Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design, and Construction., Second, 1996. Seymour, R. B., Carraher, C. E., Seymour, R. B., & Carraher, C. E. (1984). Chemical structure of polymers. Structure—Property Relationships in Polymers, 1-17.

Stroup-Gardiner, M. (1996) “The Significance of Phase Angle Measurements for Asphalt Cements”, *Journal of Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 65, pp. 321–356).

Villegas, R.E., Aguiar-Moya, J.P., Loria-Salazar, L., and, Navas, A. De la consistencia al desempeño: Nueva tendencia en la compra, control de calidad y diseño de los asfaltos en Latinoamérica. *Revista Corasfaltos*, Colombia. ISSN 0123-8574. Edición 25. 2012.

Villegas-Villegas, R. E., Aguiar-Moya, J. P., Loria-Salazar, L. G., & Navas-Carro, A. (2013). Metodología Integral de Incorporación Eficaz de Modificantes en Matrices Asfálticas.

Villegas-Villegas, R. E., Baldi-Sevilla, A., Aguiar-Moya, J. P., & Loria-Salazar, L. (2018). Analysis of asphalt oxidation by means of accelerated testing and environmental conditions. *Transportation Research Record*, 2672(28), 244-255.

Villegas-Villegas, R. E., Baldi-Sevilla, A., Aguiar-Moya, J. P., & Loria-Salazar, L. (2019). Estudio fisicoquímico de la oxidación del betún asfáltico y su relación con la fatiga a temperaturas intermedias de servicio. *Carreteras: Revista técnica de la Asociación Española de la Carretera*, (225), 1.

Villegas-Villegas, R. E., Baldi, A., Aguiar-Moya, J. P., Loria-Salazar, L., & Miranda Arguello, F. (2023). Relationship between crossover modulus and asphalt chemistry to oxidation process based on the RHEO+ method. *Road Materials and Pavement Design*, 1-12.

Villegas, E., Loria, L., Reyes, F., Fernadez, W. (2012). Recycling of banana production waste bags in bitumens: A green alternative. Presentado en la 5 th Eurasphalt & Eurobitume, Turquía.

Xiao, F. N. (2013). A long-term ultraviolet aging procedure on foamed WMA mixtures. *Materials and Structures*.

Xiaohu Lu, Ulf Isacsson. (2002). "Effect of ageing on bitumen chemistry and rheology", *Construction and Building Materials*, Volume 16.

CAPÍTULO TULO 4

ESPECIFICACIONES PARA CEMENTOS Y LIGANTES ASFÁLTICOS

A través de la historia de la construcción de carreteras, se han utilizado diferentes maneras de medir la calidad de los cementos asfálticos. Estas maneras de caracterizar materiales involucran conjuntos de reglas y procedimientos llamados especificaciones. Las especificaciones de cementos asfálticos han evolucionado desde ser bastante simples, midiendo propiedades de una manera muy empírica, hasta ser avanzadas, evaluando propiedades fundamentales complejas del material.

En este libro, se describen brevemente especificaciones clásicas, como la de penetración y viscosidad, y seguidamente se concentra la atención en especificaciones modernas, como la de Grado de Desempeño (PG) de Superpave y, más recientemente, la de Recuperación Elástica Mediante Esfuerzo Repetido (MSCR).

En la Figura 1 se aprecia de manera general la evolución de las especificaciones a través del tiempo, así como la mejora de los equipos y metodologías empleadas para poder clasificar el asfalto.

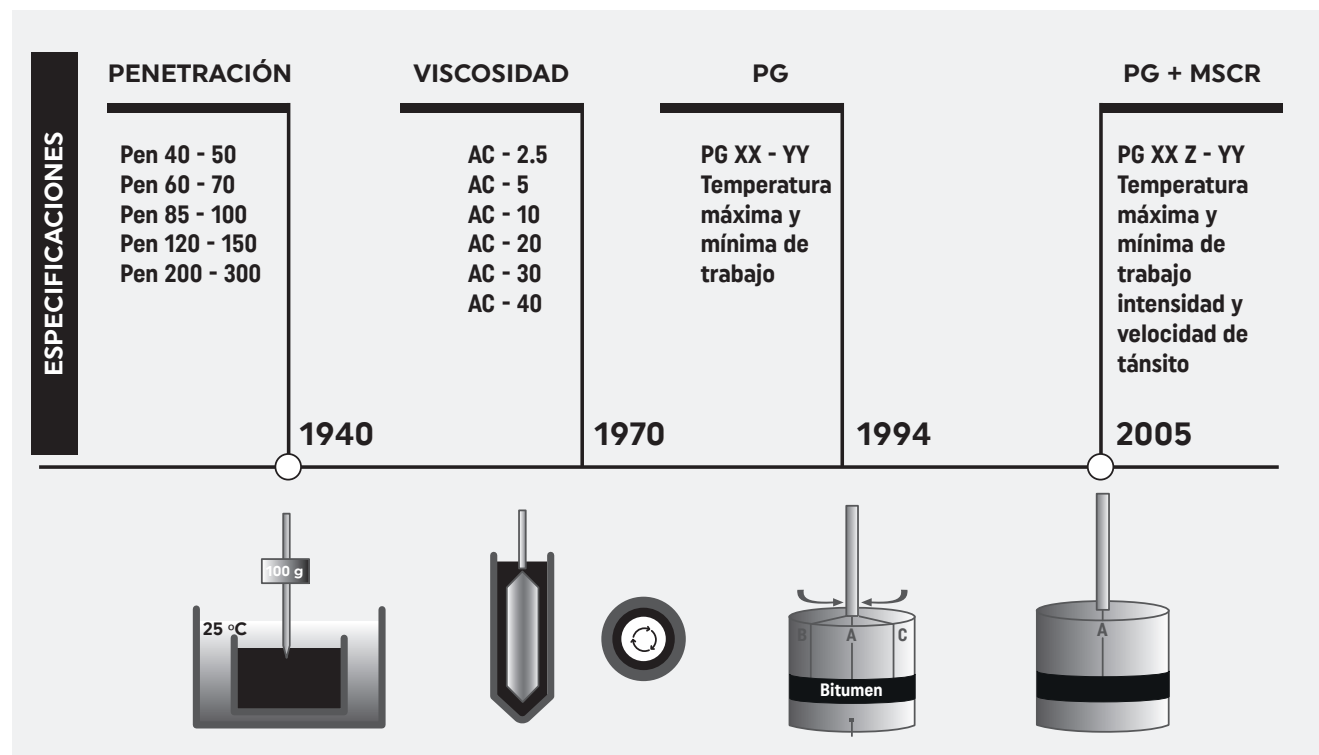


Figura 1. Evolución de las especificaciones del asfalto.

4.1 Especificaciones clásicas

4.1.1 Especificación por penetración

Esta especificación intenta proveer una noción general de qué tan “suave” o “rígido” es el material. La prueba de laboratorio utilizada en esta especificación consiste en dejar que una aguja cargada con cierto peso “penetre” una muestra de cemento asfáltico sin envejecer contenida en un recipiente a temperatura intermedia (25 °C). Las características de la aguja, el peso y demás detalles de la especificación se pueden encontrar en AASHTO T 49 y M 20 (AASHTO, 2000, 2015a), y su equivalente ASTM D 5 y D 946 (ASTM, 1982, 1997a), respectivamente. Un cemento asfáltico más suave presentará una mayor penetración que uno más rígido. Las medidas de penetración se dan en decimilímetros, designando

cementos asfálticos como, por ejemplo, 85-100, cuando presentan penetraciones entre 85 y 100 decímetros.

Se asume que, si un cemento asfáltico es muy suave, es propenso a sufrir demasiada deformación permanente a temperaturas altas y, si por el contrario, el material era demasiado rígido, entonces es propenso a fracturarse a temperaturas más bajas. Esta idea, aun siendo robusta y vigente, es ejecutada de una manera muy limitada en la especificación de penetración por dos razones principales:

La medida de calidad del material es muy empírica. La penetración no está realmente relacionada con el comportamiento mecánico o reológico del cemento asfáltico, lo que no provee una relación real con su comportamiento en campo.

Se ejecuta a una sola temperatura, que es intermedia, lo que puede producir que dos ligantes que tienen comportamientos distintos a temperaturas altas o bajas (es decir, diferentes resistencias a la deformación permanente o fractura, respectivamente), pero comportamientos similares a temperaturas intermedias, sean designados con el mismo valor de penetración.

Actualmente, la penetración se reporta como complemento a metodologías más modernas; sin embargo, algunos países de la región aún continúan trabajando con esta especificación como la base de su clasificación.

4.1.2 Especificación por viscosidad

A diferencia de la penetración, la viscosidad sí es una propiedad fundamental de un material. Cuando un esfuerzo cortante ($\tau = P/A$) es aplicado a un fluido, se genera una deformación unitaria ($\gamma = du/h$), cuya tasa de cambio con respecto al tiempo es $\dot{\gamma}$, como se muestra en la Figura 2. La viscosidad, entonces, se define como la razón de τ con $\dot{\gamma}$; $\eta = \tau/\dot{\gamma}$. A esta viscosidad se le llama viscosidad absoluta o dinámica, y generalmente se mide con unidades de poises, $P = 0,1 \text{ Pa-s}$ (Pascal-segundo).

La gran mayoría de fluidos presenta una relación lineal entre τ y $\dot{\gamma}$, lo que quiere decir que su viscosidad no depende del esfuerzo cortante aplicado. Los materiales que se comportan de esta manera son llamados newtonianos. Por el contrario, si la relación entre τ y $\dot{\gamma}$ es no lineal, el material es llamado no-newtoniano y su viscosidad (llamada viscosidad aparente) depende del esfuerzo cortante aplicado. Los cementos asfálticos, cuando no están modificados, generalmente tienen comportamientos newtonianos. Cuando están modificados, es normal que presenten comportamientos no newtonianos. Existen maneras de aplicar esfuerzos cortantes a cementos asfálticos similares al presentado en la Figura 2, como los que se usan en el viscosímetro rotacional (se discutirá más adelante). La especificación de viscosidad explicada en esta sección, sin embargo, utiliza una simplificación del concepto.

De manera más simple, la viscosidad se puede definir como una

Para una discusión matemática y mecánica más profunda, refiérase a libros de mecánica de fluidos, como Munson (2016).

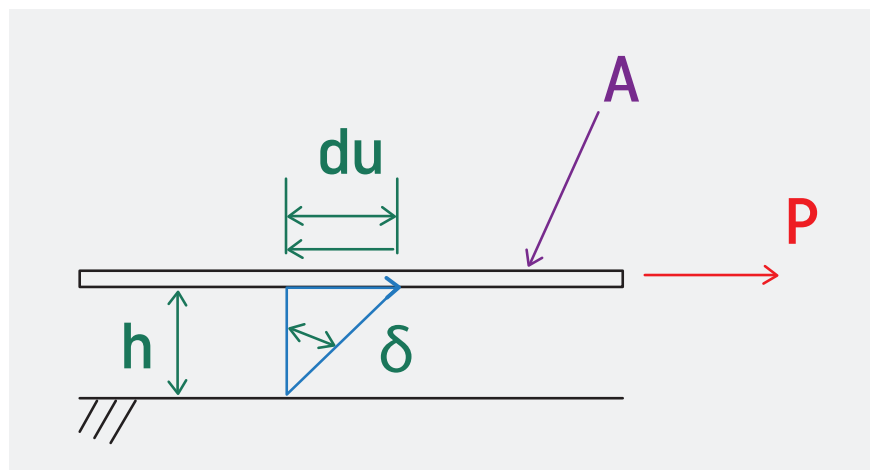


Figura 2. Esfuerzo cortante aplicado a un fluido.

resistencia al flujo. Así, fluidos más viscosos tomarán más tiempo en pasar a través de un medio dado. Este medio, en la especificación por viscosidad de cementos y ligantes asfálticos, es un tubo calibrado como el que se muestra en la Figura 3. Aunque los estándares que componen la especificación por viscosidad sugieren el uso de tubos calibrados, estos se utilizan muy raramente en la actualidad. Para medir viscosidades, actualmente, es común el uso de viscosímetros rotacionales y reómetros, los cuales se abordarán más adelante. Los tubos calibrados aquí se explican con fines de exhaustividad.

Existen dos maneras de hacer pasar asfaltos por los tubos: 1) utilizando un vacío para forzar el flujo cuando el asfalto no está lo suficientemente caliente como para fluir por gravedad, y 2) sin utilizar vacíos para forzar al flujo cuando el asfalto está suficientemente caliente. Cuando se utilizan vacíos, se manejan viscosidades absolutas o dinámicas como las descritas arriba, las cuales se miden en poises o pascuales-segundo. Cuando no se hace uso de vacíos, se habla de viscosidades cinemáticas, las cuales se definen como $\nu = \eta/\rho$, donde ρ es la densidad del material. Las viscosidades cinemáticas tienen unidades de stokes (cm^2/s). Usualmente, se usa centistokes en las pruebas realizadas a cementos y ligantes asfálticos.

Los tubos son calibrados con aceites que tienen viscosidades conocidas. La calibración resulta en constantes que deben ser multiplicadas por el tiempo que toma el asfalto en pasar por dos puntos (A y B en la Figura 3, por ejemplo), ya que se asume que la viscosidad del fluido tiene una relación lineal con el tiempo medido.

La especificación por viscosidad utiliza tubos calibrados para designar cementos y ligantes asfálticos. Primariamente, utiliza viscosidades absolutas (o dinámicas), las cuales utilizan vacíos para forzar el flujo. Estas viscosidades se miden en poises a 60 °C (140 °F) de acuerdo con ASTM D 3381 (ASTM, 1999) y su equivalente AASHTO M 226 (AASHTO, 2006). Temperaturas cercanas a los 60 °C son similares a aquellas de la mezcla cuando está en uso (Anderson y Butler, 2011). Complementariamente, se miden viscosidades cinemáticas, que no utilizan vacíos para forzar el flujo, a 135 °C (275 °F) con el objetivo de simular temperaturas de colocación de la mezcla durante construcción (Anderson y Butler, 2011).

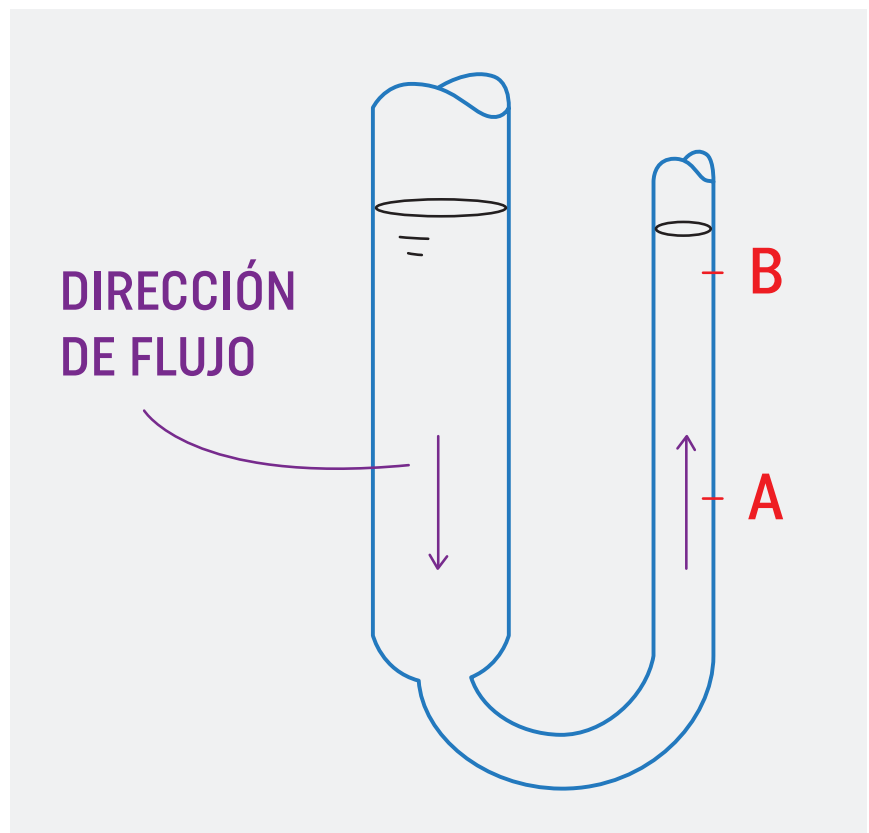


Figura 3. Tubo calibrado para medir viscosidad.

La nomenclatura AC y AR son ejemplos de sistemas de especificaciones por viscosidad en asfaltos. Básicamente, el sistema AC designa asfaltos sin envejecer de acuerdo con ASTM D 3381. Si, por ejemplo, un cemento resulta ser un AC-30, el material tendría una viscosidad medida cercana a los 30x100 poises (3.000 poises). El sistema AR designa ligantes envejecidos en el Rolling Thin Film

Oven Test (RTFOT) (que se discutirá más adelante en el capítulo). Si, por ejemplo, un cemento resulta ser un AR-4000, tendría una viscosidad cercana a los 4.000 poises. De nuevo, viscosidades altas están relacionadas con cementos y ligantes relativamente rígidos, que tendrían buena resistencia a la deformación permanente. Viscosidades bajas, por otra parte, describirían ligantes suaves que tendrían buen desempeño en cuanto a la fractura se refiere.

A pesar de que la viscosidad sí es una propiedad fundamental del material como se discutió en los párrafos precedentes, por sí sola no termina de describir el comportamiento de los cementos y ligantes asfálticos. El asfalto es un material viscoelástico, lo que quiere decir que su comportamiento mecánico tiene características tanto viscosas, que son predominantes a temperaturas altas, como elásticas, que son predominantes a temperaturas más bajas. Las especificaciones por viscosidad omiten completamente el componente elástico del material, lo cual representa una limitación importante. Además, la especificación por viscosidad, al igual que la de penetración, básicamente describe el comportamiento del material a un solo nivel de temperatura de funcionamiento de la mezcla.

Un uso muy común de las viscosidades, aparte de especificar cementos asfálticos como AC o AR, es el trazo de curvas de viscosidad-temperatura. Estas curvas permiten determinar las temperaturas de mezclado y compactación de mezclas asfálticas. Estas son las temperaturas a las que determinado cemento o ligante desarrolla ciertos valores de viscosidad. Los viscosímetros rotacionales son utilizados en cementos asfálticos que no se han modificado; mientras que los reómetros son necesarios para ligantes, que sí han sido modificados.

En la Figura 4 se puede ver un ejemplo de una curva de viscosidad-temperatura para un asfalto modificado realizada en un reómetro.

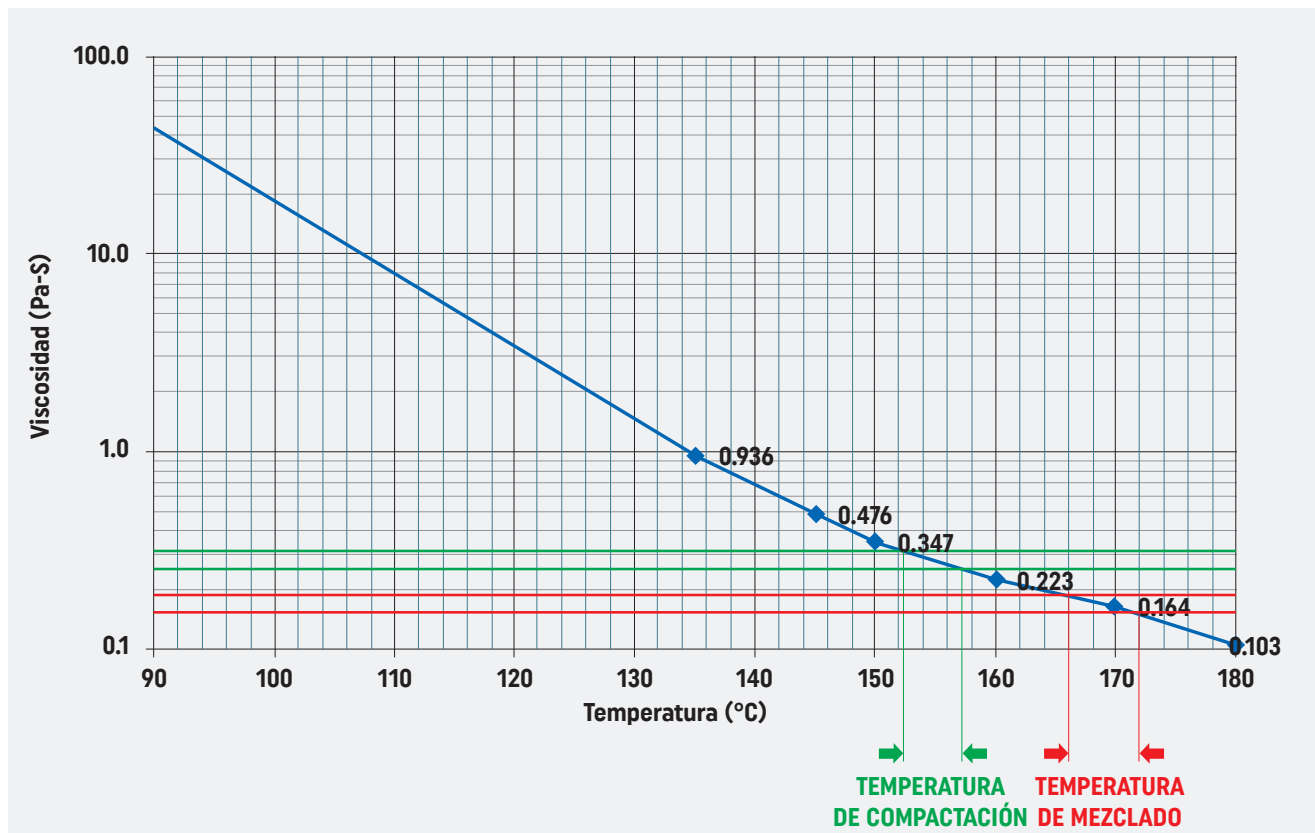


Figura 4. Curva de viscosidad-temperatura para un asfalto modificado.

4.2 Especificación Superpave por grado de desempeño [Performance Grade (PG)]

La especificación Superpave PG se enfoca en la aplicación de pruebas de laboratorio, la mayoría de las cuales miden propiedades fundamentales reológicas, que determinan el desempeño relativo del cemento o ligante asfáltico para diferentes tipos de fallas. Estas fallas aparecen en edades diferentes del material instalado en campo, edades a las cuales el material presenta diferentes niveles de rigidez y elasticidad, y además ocurren a diferentes temperaturas. Adicionalmente, la especificación aborda etapas de preparación de mezcla y colocación del material. La Figura 5 muestra las etapas en la vida del material y las fallas a las cuales está propenso dependiendo de la temperatura del pavimento y la edad de este. Para simular la temperatura, la especificación simplemente somete el ligante a pruebas de laboratorio que tienen temperaturas relacionadas con el tipo de falla. Para simular la edad del pavimento, la especificación incorpora procedimientos de laboratorio que artificialmente envejecen (rigidizan y oxidan) el ligante.

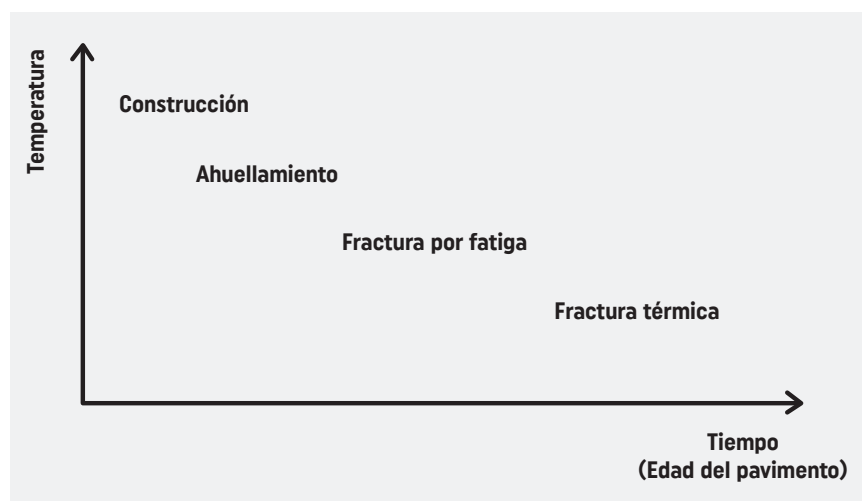


Figura 5. Etapas en la vida del ligante asfáltico.

su resistencia a al ahuellamiento, el cual ocurre a temperaturas altas debido a la aplicación de cargas lentas. Aquí el material está todavía relativamente suave (no se ha rigidizado mucho debido a su edad). En esta etapa, el ligante se prueba sin haberse envejecido y, adicionalmente, habiéndolo envejecido con procedimientos que simulan un pavimento todavía nuevo. En el laboratorio, se miden parámetros reológicos que dan una idea de la rigidez y elasticidad del material.

Para edades más avanzadas del pavimento instalado, la especificación Superpave PG determina la resistencia a dos tipos de fractura. El ligante en esta etapa se envejece con procedimientos que simulan una vida más larga.

La fractura por fatiga ocurre a temperaturas intermedias y es causada por la aplicación repetida de cargas. La fractura térmica ocurre a temperaturas muy bajas y es causada por contracciones restringidas en el material. Aquí también se miden parámetros de rigidez, elasticidad y, en el caso de la fractura térmica, se mide la capacidad de relajación del material en periodos cortos.

4.2.1 Nomenclatura de ligantes según el sistema Superpave PG

Otra característica importante del sistema Superpave PG es que los criterios de desempeño de la especificación son los mismos para todos los ligantes, sin importar las temperaturas a las cuales se someterá en campo. Es decir, se espera que los ligantes tengan tan buen desempeño de ahuellamiento, por ejem-

4.2.1 Ciclo de vida del ligante y tipos de falla

Durante construcción, la especificación determina la trabajabilidad del material midiendo su viscosidad a temperaturas altas. También se determina si el material es seguro desde el punto de vista de su propensión a incendiarse.

Durante la edad temprana del material instalado se determina

plo, independientemente de las temperaturas de trabajo a las cuales será sometido. Un ligante instalado en el desierto, con clima muy cálido, debe ser igual de rígido que un ligante instalado en un lugar con un clima mucho menos cálido. Esta misma rigidez, especificada por Superpave, debe ser suficiente para soportar cargas sin “ahuellarse” demasiado.

De esta manera, los cementos y ligantes asfálticos se especifican de acuerdo con sus temperaturas de trabajo en campo. La Figura 6 muestra los componentes de la nomenclatura Superpave PG. Las dos primeras letras, PG, significan “Performance Grade”, que en español es “Grado de Desempeño”. El par de dígitos que sigue se refiere a la temperatura alta, en grados Celsius, a la que se espera que el ligante trabaje satisfactoriamente en campo. El siguiente guion, signo negativo, y los últimos dos dígitos se refieren al límite de temperatura baja que se espera que el ligante se desempeñe una vez instalado. Obviamente, estas temperaturas toman en cuenta la variabilidad del clima, lo cual se explican con detalle en el Capítulo 5. En el ejemplo presentado en la Figura 6, el ligante se denomina “Pe Ge Sesenta y Cuatro Menos Veintidós”.

4.2.2 Protocolos de Envejecimiento del Ligante en el Laboratorio

Como se introdujo en los párrafos anteriores, el sistema Superpave PG aplica procesos en el laboratorio que intentan simular el envejecimiento “natural” del ligante asfáltico durante su ciclo de vida.

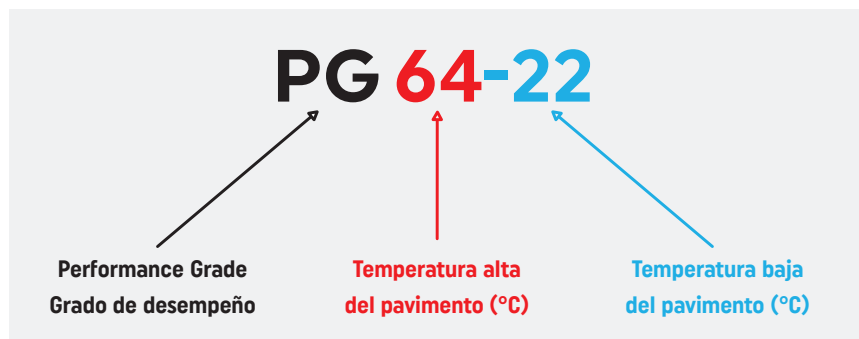


Figura 6. Componentes de la nomenclatura Superpave.

El envejecimiento del ligante asfáltico produce la rigidización y pérdida de elasticidad del material. Rigidez se refiere a la capacidad de deformarse con la aplicación de cargas y elasticidad se refiere a la capacidad de recuperar dichas deformaciones. Generalmente, aunque no necesariamente, los materiales rígidos y con poca elasticidad son frágiles. Cuando un ligante asfáltico es frágil, no es capaz de desarrollar suficientes deformaciones antes de fallar, lo que al final afecta negativamente y muy significativamente su resistencia a la fractura.

En las etapas tempranas de la vida del ligante, este se somete a altas temperaturas, las cuales son necesarias para manejarlo, bombearlo, mezclarlo con el resto de los componentes de la mezcla (es decir, agregado), aplicarlo y compactarlo. También, previo a las etapas de utilización del cemento asfáltico para la producción de mezcla asfáltica en caliente, este pudo haber estado expuesto a almacenamientos prolongados, como es el caso de las terminales, en las cuales se manejan cantidades de 3.000 a 4.000 toneladas de cemento asfáltico y que puede estar almacenado por tres o cuatro meses. Estas altas temperaturas o excesivos tiempos de almacenamiento volatilizan, básicamente, los componentes más livianos que conforman el cemento asfáltico y producen su primer envejecimiento. Este envejecimiento temprano, sin contar el periodo previo de almacenamiento, se conoce en Superpave como envejecimiento a corto plazo y es simulado en el laboratorio mediante la prueba del Horno Rotatorio de Película Delgada. En inglés, esta prueba se conoce como Rolling Thin Film Oven (RTFO) Test (usaremos RTFO para referirnos a esta prueba de aquí en adelante).

Más adelante, cuando el ligante está “en uso” y que forma parte de la estructura del pavimento, este

sufre oxidación, lo que exagera su nivel de envejecimiento. Superpave llama a este proceso envejecimiento a largo plazo y asume que dura de 8 a 10 años. En el laboratorio, se simula utilizando el dispositivo de envejecimiento bajo presión (PAV, por sus siglas en inglés de Pressure Aging Vessel)..

Los párrafos siguientes describen las pruebas RTFO y PAV de una manera breve y muy conceptual. Para conocer detalles del procedimiento de laboratorio, refiérase a los estándares AASHTO y ASTM correspondientes.

4.2.2.1 Horno rotatorio de película delgada (RTFO)

El RTFO, ASTM D 2872 (ASTM, 1997b), es una prueba de laboratorio para el envejecimiento en el corto plazo que consiste en aplicar aire caliente ($163\text{ }^{\circ}\text{C}$) a películas delgadas de asfalto. Se vierte “poco” material en botellas relativamente anchas, las cuales rotan verticalmente (tienen el eje de rotación horizontal). La rotación produce que el ligante cubra las paredes internas de las botellas con una capa delgada, al mismo tiempo que se aplica el aire caliente. La Figura 7 muestra la apariencia de un equipo RTFO.

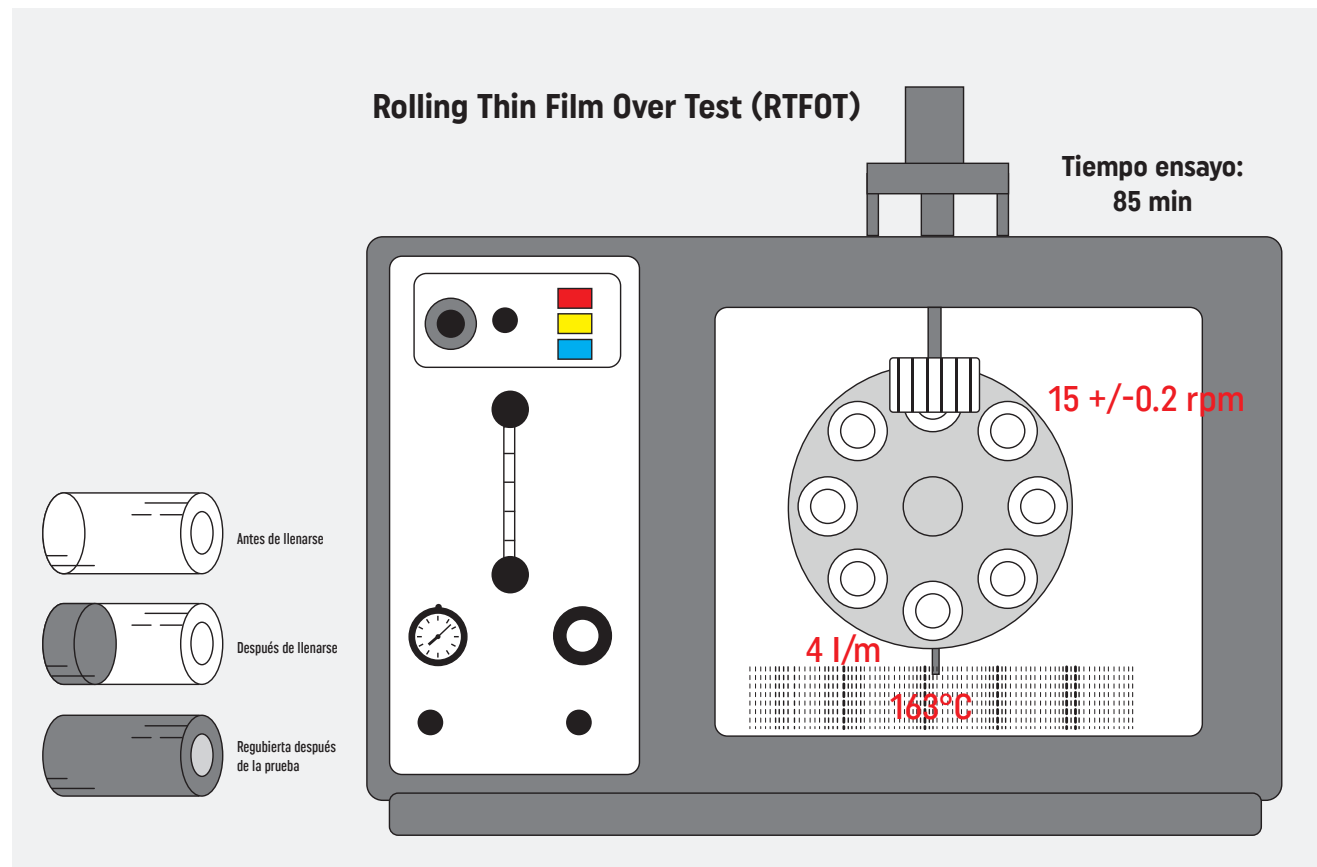


Figura 7. Equipo RTFO.

Después de la ejecución de la prueba RTFO, el ligante es recuperado para usarse en pruebas de desempeño.

Otra función del RTFO es evaluar la sensibilidad del ligante al envejecimiento. Como se explicó, el envejecimiento en el corto plazo es causado, principalmente, por la volatilización de componentes livianos. La prueba RTFO requiere comparar los pesos del ligante “antes” y “después” de la prueba para verificar que no se haya perdido demasiada masa. Superpave limita la pérdida de masa a 1%, más allá

del cual se considera que el ligante es demasiado propenso a envejecer. Una ganancia de masa después del RTFOT es un fenómeno poco común, pero que puede ocurrir en ciertas circunstancias. Este resultado puede indicar la presencia de ciertos compuestos en el asfalto que se volatilizan durante el proceso de envejecimiento y luego se condensan nuevamente en la muestra, resultando en un aumento neto de la masa. La ganancia de masa también podría estar relacionada con la formación de productos de oxidación que tienen una mayor densidad que los componentes volátiles que se han evaporado. Además, podría estar influenciada por la absorción de contaminantes o humedad del ambiente durante el proceso de envejecimiento (Anderson y Butler, 2011).

4.2.2.2 Dispositivo de Envejecimiento Bajo Presión (PAV)

El PAV, ASTM D 6521 (ASTM, 2003), se utiliza para simular el envejecimiento del ligante en el largo plazo y consiste en aplicar, simultáneamente, calor (90-100 °C) y presión (2,1 MPa) a muestras de ligante. Una representación del PAV se muestra en la Figura 8.

El objetivo único del PAV es producir asfalto envejecido para usarse en subsiguientes pruebas de desempeño.

4.2.3 Parámetros de desempeño

El principal estándar que rige la especificación Superpave es el AASHTO M 320 (AASHTO, 2010), en el cual los criterios de desempeño de ahuellamiento y fractura por fatiga están dados por los parámetros G^* y δ , y combinaciones de ellos. G^* , pronunciado Ge Asterisco, se conoce como el módulo de rigidez dinámico del ligante; y δ , pronunciado Delta, se conoce como el ángulo de fase del material. AASHTO M 320 también mide el desempeño del ligante a baja temperatura con los parámetros $S(t)$, $m(t)$, y ϵ_f , los cuales son una medida de la rigidez del ligante, su capacidad rápida de relajación (disminución de módulo) y su ductilidad, respectivamente. En esta sección se definen estos parámetros desde el punto de vista de la mecánica y la reología, y se explican las razones por las cuales Superpave los selecciona para medir la resistencia del ligante.

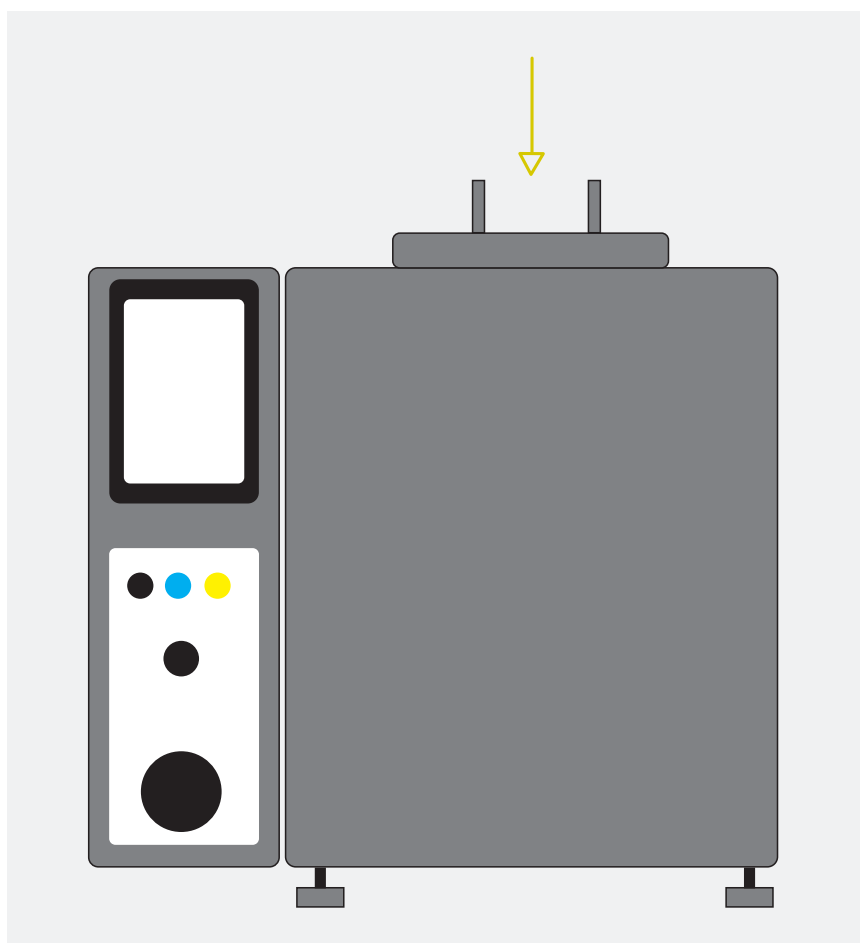


Figura 8. Equipo PAV.

En esta sección se definen estos parámetros desde el punto de vista de la mecánica y la reología, y se explican las razones por las cuales Superpave los selecciona para medir la resistencia del ligante.

4.2.3.1 G^* , δ

El asfalto es un material viscoelástico, lo que significa que su comportamiento tiene una componente

viscosa y una componente elástica. Superpave utiliza el Reómetro de Corte Dinámico (DSR, por sus siglas en inglés de Dynamic Shear Rheometer) para describir este comportamiento a temperaturas altas e intermedias. Como se muestra en la Figura 9, una muestra de ligante asfáltico se coloca entre dos placas circulares metálicas, una de las cuales oscila con respecto de la otra.

Esta oscilación produce esfuerzos cortantes “ τ ” en la interfaz horizontal entre las placas de metal y el ligante asfáltico, lo que causa deformaciones unitarias “ γ ” como las que se muestran en la Figura 10. La relación entre el esfuerzo cortante y deformación unitaria cortante se le conoce como módulo de rigidez dinámico “ G^* ”, como aparece en la Ecuación 1.

$$\tau = \frac{Tr}{J}$$

$$\tau = \frac{Tr}{\frac{\pi}{2}r^4} = \frac{2T}{\pi r^3}$$

$$\gamma = \frac{r\theta}{h}$$

$$G^* = \frac{\tau}{\gamma} \quad (4,1)$$

Donde:

T = Torque.

r = radio.

J = momento pol. inercia

τ = Torsión.

h = altura.

θ = ángulo de rotación.

γ = ángulo de corte producido por τ .

Esta oscilación se configura para que tenga una forma de onda senoidal. Debido a que el ligante tiene un componente viscoso (es decir, no es perfectamente elásti-

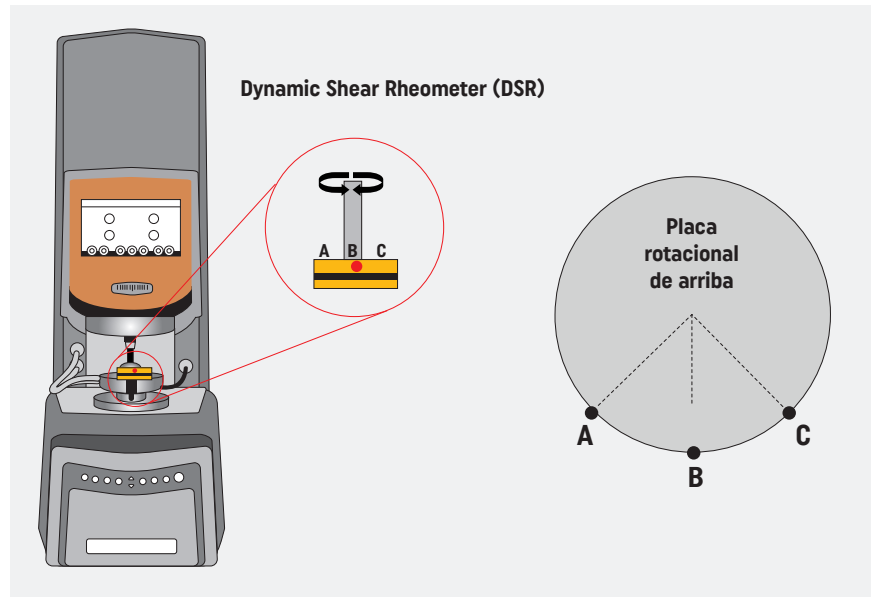


Figura 9. Reómetro de Corte Dinámico (DSR)

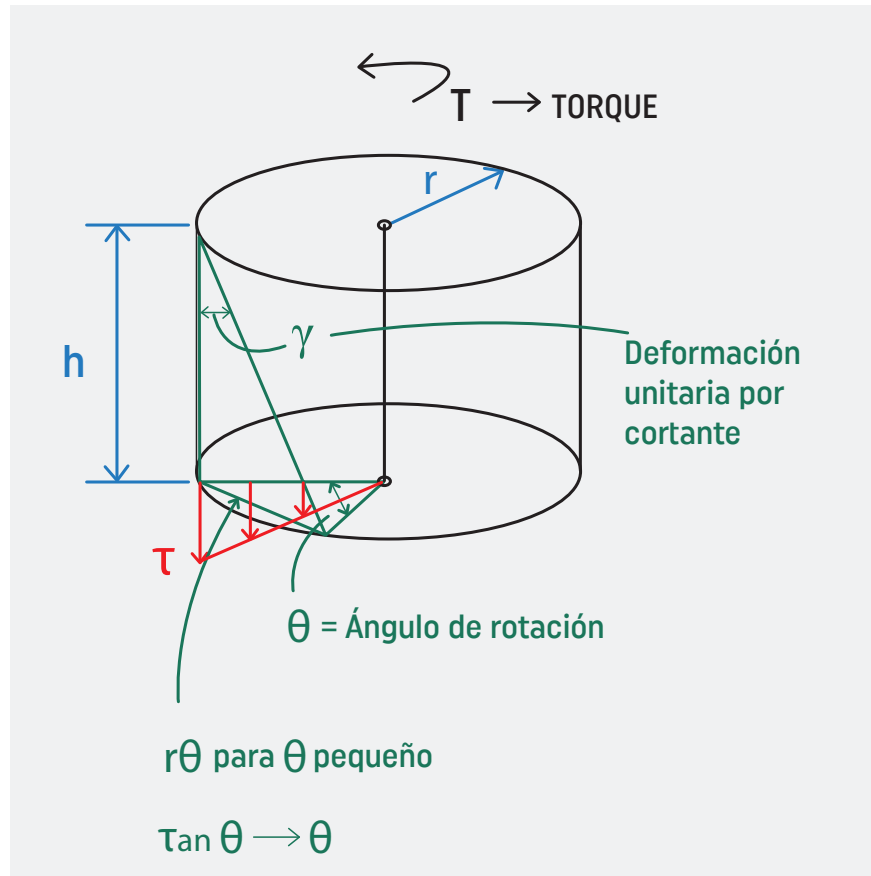


Figura 10. Esfuerzos y deformaciones en muestra colocada en el DSR

co), la respuesta de deformación no ocurre instantáneamente con respecto del estímulo de aplicación de esfuerzo cortante. Este fenómeno causa un desfase entre las ondas de esfuerzo y deformación unitaria, como se muestra en la Figura 11.

Cuando este desfase se mide en radianes (o grados), se le llama ángulo de fase δ . Un $\delta = 0$ representa la respuesta instantánea de un material perfectamente elástico, y un $\delta = 90^\circ$ representa el desfase máximo para un material perfectamente viscoso. G^* y δ pueden cambiar, para un mismo material, dependiendo de la temperatura y la velocidad de aplicación de carga. Temperaturas bajas y aplicaciones rápidas de carga harán que el material se comporte de manera más elástica, comparado con temperaturas altas y aplicación de cargas lentas. La modificación del ligante también puede alterar estas propiedades.

Gráficamente, la Figura 12 muestra la relación entre G^* , δ , su componente elástico G' , y su componente viscoso G'' .

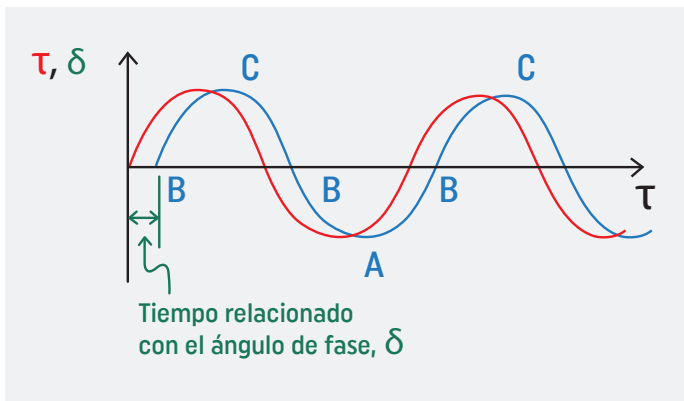


Figura 11. Ondas de esfuerzo y deformación unitaria en el DSR.

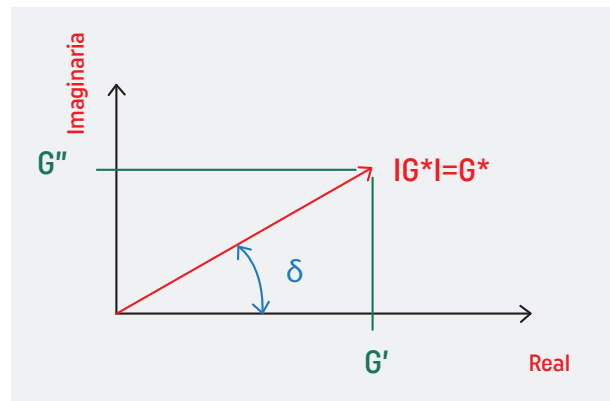


Figura 12. Componentes elásticos y viscosos de G^* .

Si las ondas de esfuerzo y deformación unitaria cortante se definen como funciones senoidales relacionadas con la frecuencia rotacional aplicadas por el DSR, ω (rad/segundo), se puede ver que:

Función de esfuerzo cortante:

$$T = \frac{1}{f}$$

$$\tau(t) = \tau \sin(\omega t)$$

La función τ es cero cuando

$$\omega t = 0$$

$$\omega t = 0; \pi, 2\pi, \dots$$

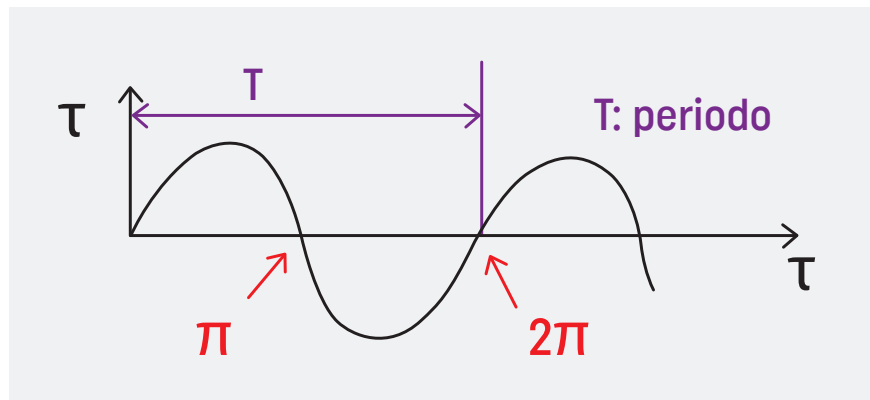
$$\text{cuando, } t = T, \omega t = 2\pi$$

entonces.

$$\omega T = 2\pi$$

$$\omega = 2\pi \frac{1}{T} = 2\pi f$$

$$\omega = 2\pi f$$



T = período.

f = frecuencia. (Hertz) (1/seg)

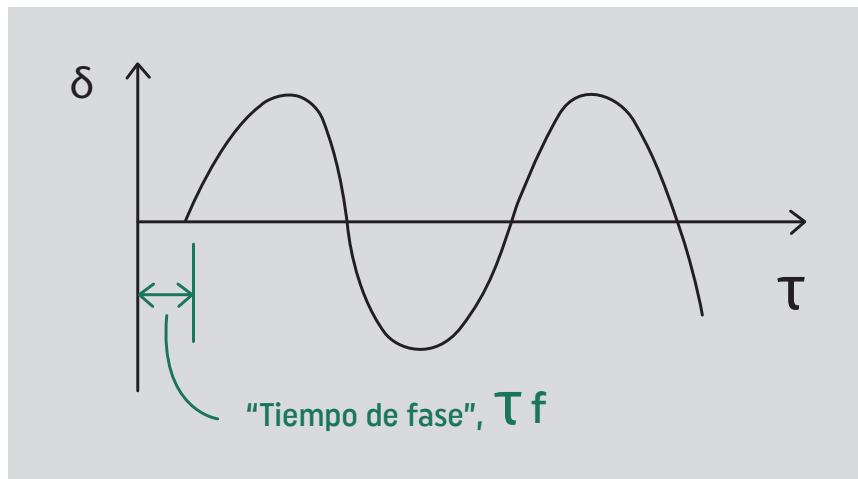
t = tiempo (seg)

ω = frecuencia angular (radianes)

ωt = radianes/segundo

Función de deformación unitaria cortante:

Recordemos que restarle un valor x al argumento de la función traslada la función hacia la derecha x unidades.



$$\gamma(t) = \gamma \sin(\omega t - \delta)$$

$$\delta = \omega t f$$

Una vez las ondas de esfuerzo y deformación unitaria cortante se obtienen del DSR (es decir, se miden del material), se puede calcular el ángulo de fase como se explicó en las derivaciones anteriores. Además, se calcula el módulo de rigidez al cortante con la Ecuación 1.

Las derivaciones y ecuaciones presentadas arriba representan el proceso de una manera conceptual matemática y mecánicamente hablando. Las pruebas de laboratorio, sin embargo, no producen funciones matemáticas continuas como las demostradas. Con data real, que son nubes de puntos discretos de esfuerzo-deformación unitaria, usualmente se utilizan transformadas rápidas de Fourier (FFT), ajustes de curvas y otros métodos numéricos para el cálculo de módulos cortante dinámicos y ángulos de fase. Las DSR modernas realizan todos estos cálculos de manera interna.

El sistema Superpave PG no utiliza G^* y δ separadamente para medir el desempeño de ligantes, sino que utiliza términos como $G^*/\sin\delta$ y $G^*\sin\delta$ para la deformación permanente y fractura por fatiga, respectivamente. Esto tiene que ver con la energía que se disipa por ciclo de aplicación de carga (ciclo de histéresis), lo que se explica a continuación.

Cuando se grafica el esfuerzo cortante versus la deformación unitaria cortante [$\tau(t)$ vs. $\gamma(t)$] se obtiene la Figura 13, donde cada “loop” representa un ciclo de histéresis.

El área dentro de cada ciclo de histéresis representa el trabajo realizado por la carga y se da como:

$$W_i = \int_0^T \tau(t) \cdot d\gamma(t)$$

Si se multiplica y divide por dt

$$W_i = \int_0^T \tau(t) \cdot \frac{d\gamma(t)}{dt} \cdot dt$$

Resolviendo la integral “a mano” o utilizando cualquier

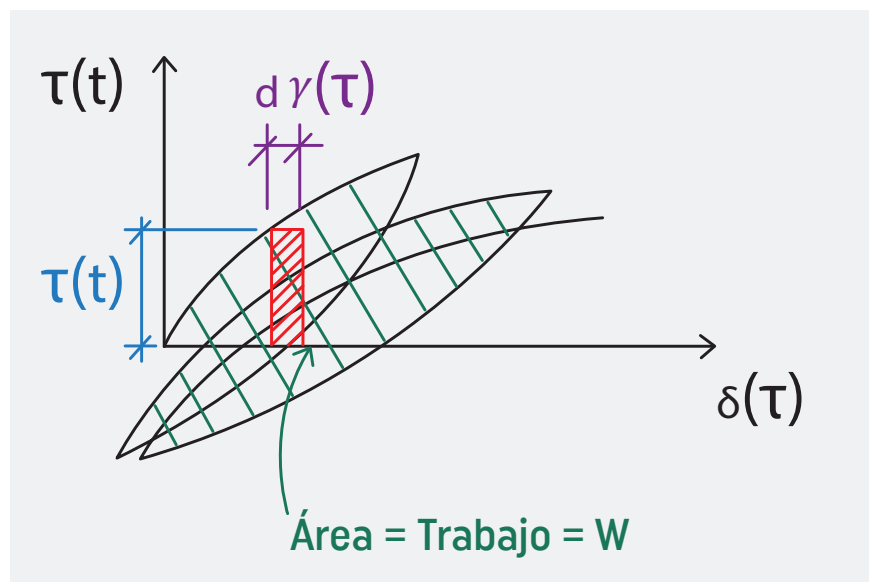


Figura 13. Ciclos de histéresis de esfuerzo cortante y deformación unitaria cortante.

software de manipulación algebraica, resulta que el trabajo por ciclo de histéresis es el presentado en la Ecuación 2.

$$\tau(t) = \tau \sin(\omega t)$$

$$\gamma(t) = \gamma \sin(\omega t - \delta)$$

Entonces

$$\frac{d\gamma(t)}{dt} = \gamma \omega \cos(\delta - \omega t)$$

El trabajo por ciclo de histéresis es entonces

$$W_i = \int_0^T \tau \sin(\omega t) \cdot \gamma \omega \cos(\delta - \omega t) dt$$

Con

$$\omega = 2\pi \frac{1}{T}$$

Resulta en:

$$W_i = \tau \gamma \pi \sin \delta \quad (\text{Ecuación 2})$$

Para minimizar cualquier tipo de falla, en este caso deformación permanente o fractura por fatiga, se debe entonces minimizar el trabajo realizado por la carga. Superpave minimiza el trabajo por ciclo de histéresis.

Se considera que la deformación permanente es un fenómeno de esfuerzo controlado, lo que quiere decir que $\tau(t)$ tiene una amplitud constante y $\gamma(t)$ reacciona al esfuerzo aplicado. En este caso:

Si τ es constante

$$\gamma = \frac{\tau}{G^*}$$

$$W_i = \tau \gamma \pi \sin \delta$$

Reemplazando γ en W_i

$$W_i = \tau \cdot \frac{\tau}{G^*} \pi \sin \delta$$

$$W_i = \tau^2 \pi \cdot \frac{1}{G^* / \sin \delta} \quad (4.3)$$

Vemos que para minimizar W_i , se debe maximizar el parámetro $G^*/\sin \delta$. De manera que, es deseable un módulo G^* alto y un ángulo de fase δ bajo para incrementar la resistencia a la deformación permanente. Es lógico que un módulo alto, lo que indica que el material es rígido, reducirá la deformación permanente. Un ángulo de fase bajo, el cual es indicador de alta elasticidad (es decir, el material es capaz de recuperarse de deformaciones), también reducirá deformaciones permanentes.

Por otro lado, se considera que la fractura por fatiga es un fenómeno de deformación unitaria controlada, lo que quiere decir que $\gamma(t)$ tiene una amplitud constante y $\tau(t)$ depende de dicha deformación unitaria aplicada. En este caso:

Si γ es constante

$$\tau = G^* \gamma$$

$$W_i = \tau \gamma \pi \sin \delta$$

Reemplazando τ en W_i

$$W_i = G^* \gamma \gamma \pi \sin \delta$$

$$W_i = G^* \gamma^2 \pi \sin \delta$$

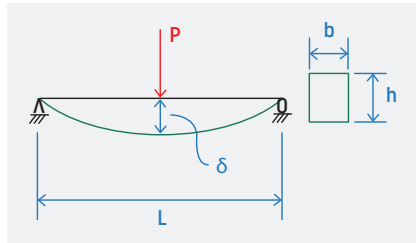
$$W_i = \gamma^2 \pi \cdot G^* \sin \delta$$

Vemos que para minimizar W_i , es deseable minimizar el parámetro $G^* \sin \delta$. De manera que, para incrementar la resistencia a la fractura por fatiga, se necesita un módulo G^* bajo (o sea, un material suave que probablemente es menos frágil) y un ángulo de fase δ bajo (es decir, el material es elástico con capacidad de recuperar deformaciones).

4.2.3.2 S(t), m(t)

Los parámetros $S(t)$ y $m(t)$ se utilizan para medir la resistencia relativa del ligante ante la fractura térmica. Estos parámetros se determinan utilizando pequeñas “vigas” de asfalto a bajas temperaturas cargadas puntualmente en su punto medio como se muestra en la Figura 14. La prueba de laboratorio es conocida como Reómetro de Viga a Flexión (BBR, por sus siglas en inglés de Bending Beam Rheometer) (AASHTO, 2015b).

Recordando teoría de vigas, se puede demostrar que la deformación en el medio de una viga puntualmente cargada es (ecuaciones 4 y 5):



Donde:

- E: Módulo de elasticidad;
- δ : Deformación en el punto medio;
- L: Longitud de la viga;
- b: Ancho de la sección transversal;

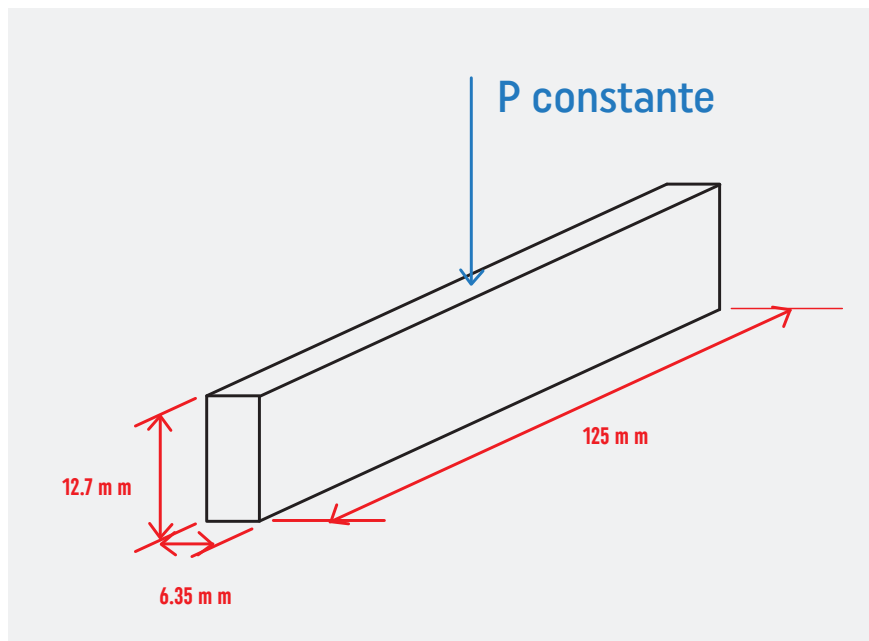


Figura 14. Reómetro de viga a flexión.

- h: Alto de la sección transversal
- I: Momento de inercia

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI} \quad (\text{ecuación 4})$$

Si

$$I = \frac{1}{12}bh^3$$

$$\delta = \frac{PL^3}{48E \frac{1}{12}bh^3}$$

$$\delta = \frac{PL^3}{4Ebh^3} \quad (\text{ecuación 5})$$

Para materiales elásticos más comúnmente relacionados con el concepto de vigas (es decir, acero y concreto), δ , que en este caso es la deformación en el punto medio, es constante si P es constante. Esto es porque se asume que el módulo de elasticidad, E , también es constante. Sin embargo, si la viga es de asfalto, el “módulo” tiene un componente viscoso importante, lo que ocasiona que este varíe con respecto al tiempo. Para una carga constante, el módulo tiende a bajar (el material se relaja), lo que ocasiona una fluencia en el material. Esta fluencia se conoce en inglés como “creep” y básicamente ocasiona que la deformación de la viga aumente con respecto del tiempo para una carga constante. El “creep” no es un fenómeno exclusivo del asfalto -otros materiales “más comunes” también lo experimentan; sin embargo, en el asfalto se desarrolla mucho más rápido.

Sabiendo que el módulo de la viga y su deformación en el punto medio varía relativamente rápido con respecto del tiempo, se les denomina a estos parámetros $S(t)$ y $\delta(t)$, respectivamente; resultando en la siguiente expresión para el módulo $S(t)$. Ecuación 6.

$$S(t) = \frac{PL^3}{4bh^3\delta(t)} \quad (\text{ecuación 6})$$

Es deseable, entonces, un módulo, $S(t)$, bajo (o sea, material suave), para resistir mejor la fractura térmica.

Si se grafica $\log[S(t)]$ versus $\log(\text{tiempo})$, se obtiene la curva mostrada en la Figura 15. La pendiente de la curva, $m(t)$, es un indicativo de qué “tan rápido” baja el módulo cuando se aplica la carga -valores de $m(t)$ altos indican que el material es capaz de bajar su módulo (es decir, relajarse) relativamente rápido. Las temperaturas bajas producen contracciones en el pavimento. Si el material no es libre de contraerse, que es el caso de los pavimentos asfálticos, los cuales son continuos, dichas contracciones tienden a producir grietas transversales para liberar los esfuerzos. Los materiales que son capaces de bajar su rigidez rápidamente pueden acomodar dichos esfuerzos de mejor forma sin agrietarse. De manera que, ligantes con pendientes $m(t)$ mayores son más resistentes a la fractura térmica.

Superpave mide los parámetros $S(t)$ y $m(t)$ en un tiempo de 60 segundos a temperaturas cercanas a la designación del PG bajo del material.

4.2.3.3 ϵ_f

Además de las medidas de rigidez representadas por $S(t)$ y $m(t)$, Superpave mide la ductilidad (opuesto a fragilidad) del ligante con el parámetro ϵ_f , en la prueba de tensión directa (DTT, por sus siglas en inglés de Direct Tension Test), como se muestra en la Figura 16 (AASHTO, 2015c). Ductilidad se refiere a la capacidad de desarrollar deformaciones relativamente altas antes del fallo.

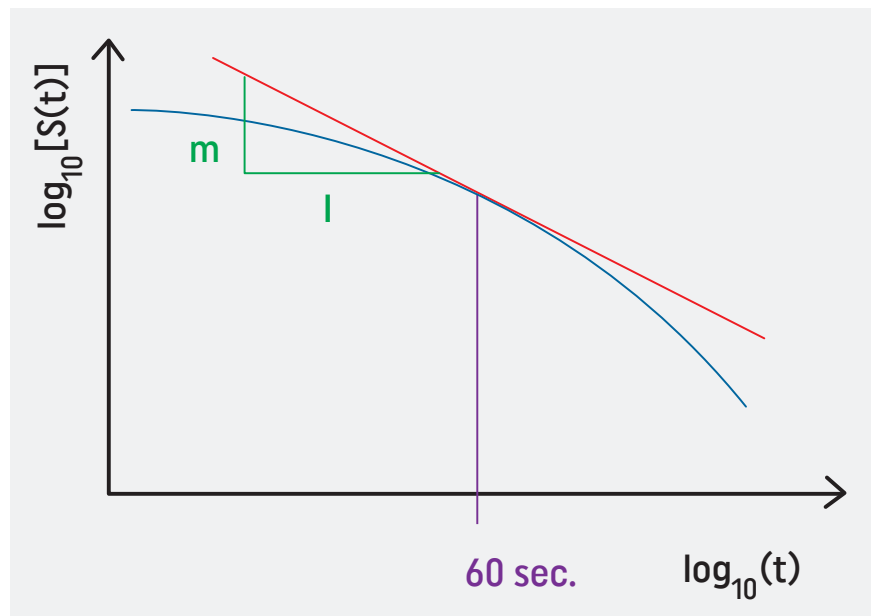
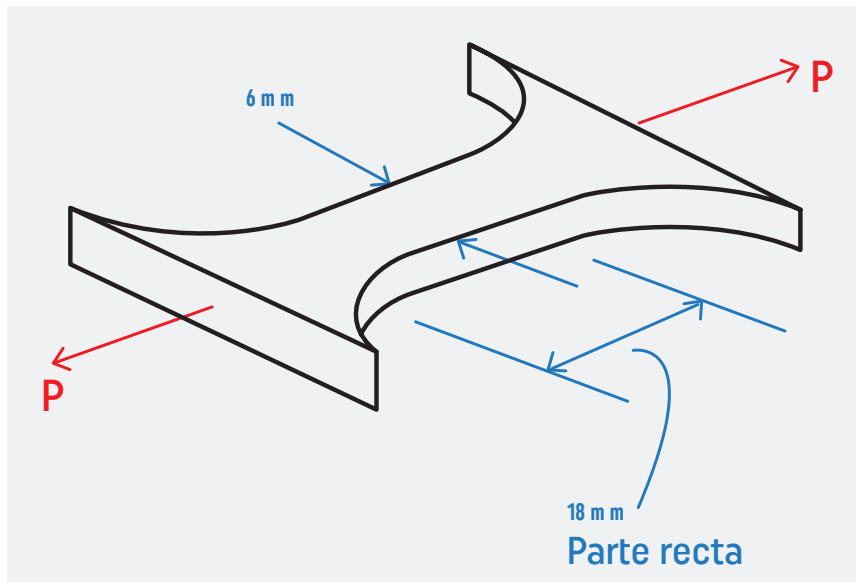
Figura 15. Relación de $S(t)$ con el tiempo.

Figura 16. Espécimen del DTT.

Este parámetro representa la deformación unitaria al fallo de una muestra asfáltica en tensión que se mide a temperatura baja. Aquí, fallo se define como el punto correspondiente a la carga axial máxima aplicada como se muestra en la Figura 17. Una deformación unitaria al fallo, ϵ_f , mayor es indicativo de un material dúctil, lo que es beneficioso para la resistencia a la fractura térmica.

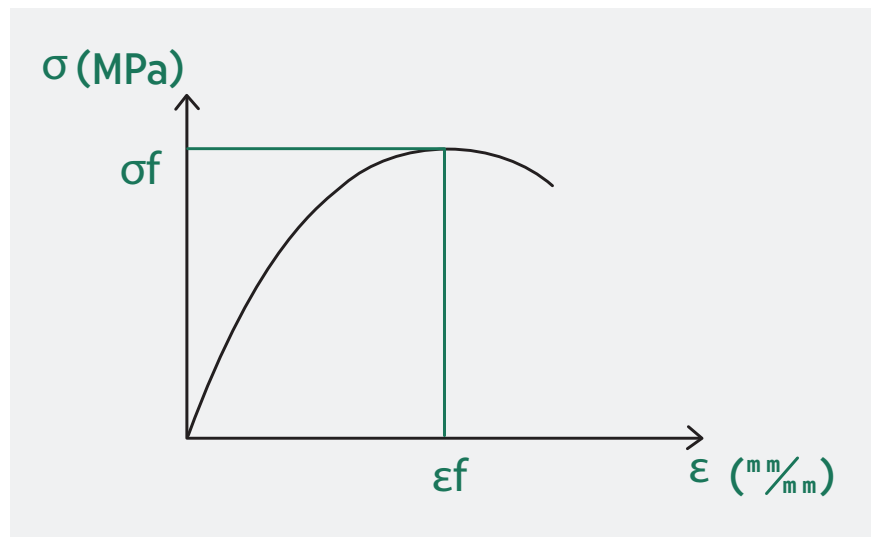


Figura 17. Relación esfuerzo-deformación unitaria en carga axial.

4.2.4 AASHTO M 320

AASHTO M 320 es el estándar que, principalmente, rige el sistema PG de Superpave, e incorpora los protocolos de envejecimiento y parámetros de desempeño que se explicaron arriba. Además, incluye medidas de trabajabilidad y seguridad, las cuales no miden desempeño, pero son de carácter obligatorio. La Figura 18 muestra una representación de la Tabla 1 del estándar.

Performance-Graded Asphalt Binder Specification															
Performance Grade	PG 46			PG 52						PG 58					
	34	40	46	10	16	22	28	34	40	46	16	22	28	34	40
Average 7-day max pavement design temp., °C ^a	<46			<52						<58					
Min pavement design temperature, °C ^a	>-34	>-40	>-46	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-46	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40
Original Binder ←															
Flash point temp, T 48, min °C	230														
Viscosity, T 316: ^b max 3 Pa·s, test temp, °C	135														
Dynamic shear, T 315: ^c G*/sinδ, ^d min 1.00 kPa test temp @ 10 rad/s, °C	46			52						58					
Rolling Thin-Film Oven Residue (T 240) ←															
Mass change, ^e max, percent	1.00														
Dynamic shear, T 315: ^c G*/sinδ, ^d min 2.20 kPa test temp @ 10 rad/s, °C	46			52						58					
Pressurized Aging Vessel Residue (R 28) ←															
PAV aging temperature, °C ^f	90			90						100					
Dynamic shear, T 315: ^c G* sinδ, ^g max 5000 kPa test temp @ 10 rad/s, °C	10	7	4	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13
Creep stiffness, T 313: ^h S, max 300 MPa m-value, min 0.300 test temp @ 60 s, °C															
	-24	-30	-36	-0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30
Direct tension, T 314: ^h Failure strain, min 1.0% test temp @ 1.0 mm/min, °C															
	-24	-30	-36	-0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30

Seguridad
Trabajabilidad

Ahuellamiento

Fractura por fatiga

Fractura térmica

Ligante no
envejecido

RTFO

PAV

Figura 18. Tabla 1 de AASHTO M 320.

Si se lee la Tabla 1 de AASHTO M 320 (Figura 18) de arriba abajo, se encuentran, en la primera columna, las pruebas de laboratorio y los criterios de aceptación de cada una de las pruebas -las cuales abordan seguridad, trabajabilidad, ahuellamiento, fractura por fatiga y, finalmente, en la parte inferior, fractura térmica. La parte superior de la tabla muestra las temperaturas a las que los ligantes deben cumplir los criterios de aceptación. Las pruebas relacionadas al ahuellamiento se corren a la temperatura correspondiente al PG Alto. Las pruebas relacionadas con la fractura por fatiga se corren a temperaturas intermedias, que Superpave define como el promedio de PG Alto y PG Bajo, más 4 °C; por ejemplo, la temperatura intermedia de un PG58-16 es $(58-16)/2+4 = 25$ °C. Las pruebas relacionadas con la fractura térmica se corren a la temperatura correspondiente al PG Bajo más 10 °C; por ejemplo, para un PG58-22, la temperatura baja de prueba de laboratorio es $-22+10 = -12$ °C. Esta temperatura, que es 10 °C por encima del PG Bajo, permite ejecutar las pruebas en menor tiempo comparado con el tiempo que tomaría ejecutándola a la temperatura del PG Bajo.

En la prueba de BBR, por ejemplo, la disminución de módulo que se espera a una temperatura igual a la del PG Bajo en 2 horas, se puede obtener en 60 segundos con los 10 °C adicionales. Esto es posible debido al principio de superposición de materiales viscoelásticos, el cual se abordó en capítulos anteriores.

Adicionalmente, se puede apreciar en la parte media de la Figura 18 que las pruebas de ahuellamiento se aplican a ligantes sin envejecer “original binder” y en ligantes envejecidos en el RTFO. Las pruebas de fractura por fatiga y fractura térmica se aplican a ligantes que se han envejecido primero en el RTFO y después en el PAV.

4.2.4.1 Seguridad y trabajabilidad

Punto de chispa (o inflamación):

Esta prueba se realiza en un dispositivo llamado Copa de Cleveland, en el cual se calienta una muestra de asfalto sin envejecer y al mismo tiempo se le aplica una chispa de fuego en ciertos intervalos de acuerdo con AASHTO T 48. El punto de chispa se define entonces como la temperatura a la que la chispa aplicada produce un halo o aureola azul “de fuego” en la muestra de cemento o ligante. Esta temperatura debe ser menor de 230 °C para considerarse seguro.

Viscosidad:

Esta prueba (AASHTO T 316) intenta determinar si el ligante asfáltico puede bombearse con suficiente facilidad en una instalación de fabricación de mezcla asfáltica sin necesidad de usar temperaturas exageradamente altas que puedan afectar negativamente el material. La prueba utiliza el viscosímetro rotacional como el que aparece en la Figura 19. Este dispositivo aplica esfuerzos cortantes como los que se muestran en la Figura 2, pero en la circunferencia de una aguja que rota.

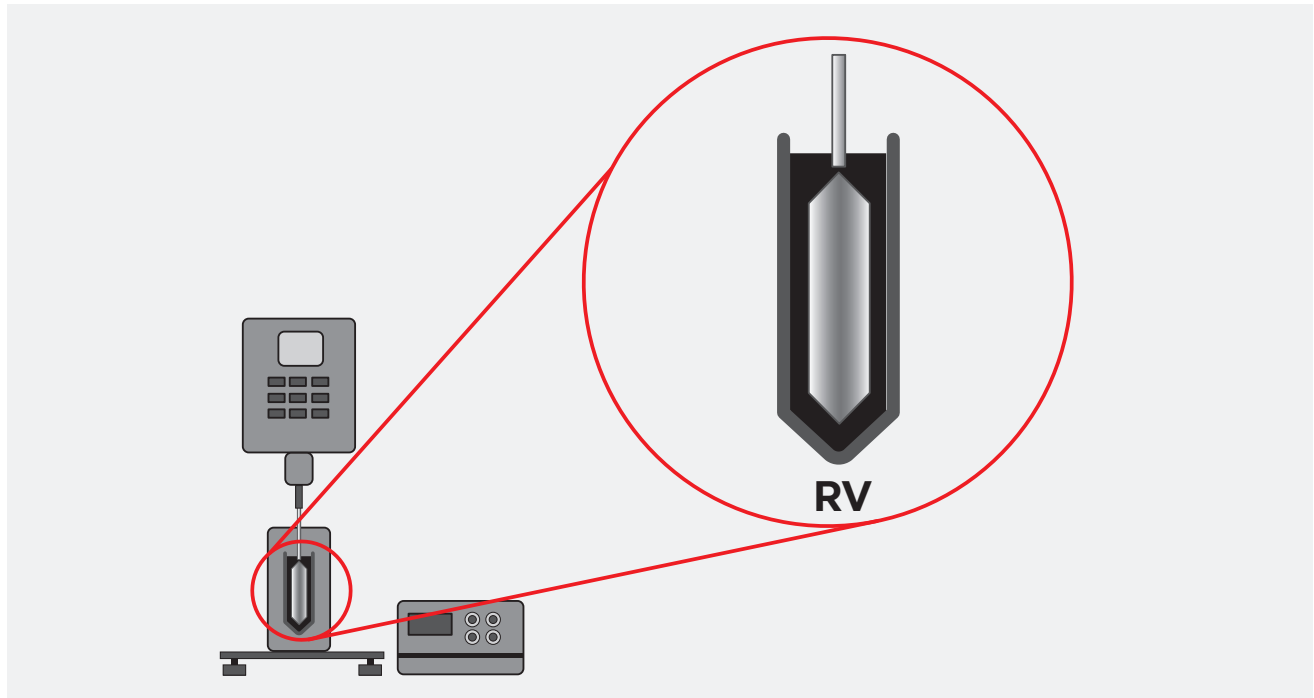
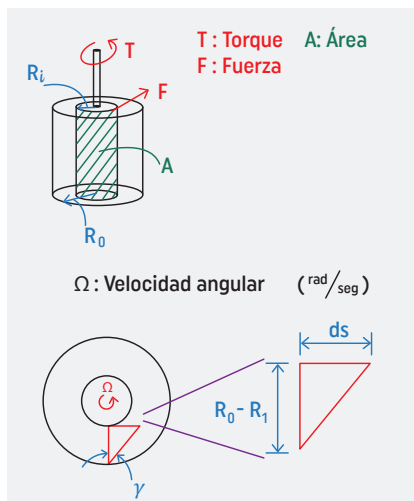


Figura 19. Viscosímetro rotacional.



La ecuación 7, y previa derivación, muestra la forma de cálculo de la viscosidad (que es absoluta o dinámica) con el viscosímetro rotacional.

$$F = \frac{T}{R_i}$$

$$A = 2\pi R_i L$$

$$\tau = \frac{F}{A} = \frac{T}{2\pi R_i^2 L}$$

Donde:

T: Torque;
F: Fuerza;
A: Área;
 Ω : Velocidad angular (rad/seg)

$$v = \frac{ds}{dt} = \Omega R$$

Donde:

v: velocidad de rotación;
 Ω : velocidad angular.

$$\gamma = \frac{ds}{R_0 - R_1}$$

$$\dot{\gamma} = \frac{\gamma}{dt} = \frac{ds}{dt(R_0 - R_1)}$$

$$\dot{\gamma} = \frac{v}{R_0 - R_i} = \frac{\Omega \bar{R}}{R_0 - R_i}$$

$$\bar{R} = \frac{R_0 + R_i}{2}$$

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} \quad (\text{Ecuación 7})$$

Donde:

η : Viscosidad.

Para que el cemento o ligante asfáltico se considere trabajable (bombeable durante fabricación), debe tener una viscosidad no mayor a 3 Pa-s cuando se prueba a 135 °C.

4.2.4.2 Ahuellamiento

DSR con ligante sin envejecer:

La resistencia al ahuellamiento se determina con el uso del DSR (AASHTO T 315). Se utilizan placas circulares de 25 mm de diámetro, con una capa de ligante de espesor de 1 mm. La prueba se ejecuta a la temperatura del PG Alto, en modo de esfuerzo controlado.

Se requiere que el parámetro $G^*/\sin\delta$ sea mayor o igual de 1,0 kPa. En la sección 4.2.3.1 se explicó, con detalle, la base conceptual de esta restricción.

DSR con ligante envejecido en el RTFO:

Es igual que “con ligante sin envejecer”, solamente que el parámetro $G^*/\sin\delta$ debe ser mayor o igual de 2,2 kPa.

4.2.4.3 Fractura por fatiga (ligante envejecido en el RTFO y PAV)

Se utiliza el DSR con placas circulares de 8 mm de diámetro (AASHTO T 313), con una capa de ligante de 2 mm de espesor. La prueba se ejecuta a temperatura intermedia (definida en la sección 4.2.4) y se requiere que el parámetro $G^* \sin \delta$ sea menor o igual de 5.000 kPa en modo de deformación unitaria cortante controlada. En la sección 4.2.3.1 se explicó, con detalle, la base conceptual de esta restricción.

4.2.4.4 Fractura térmica (ligante envejecido en el RTFO y PAV)

BBR:

AASHTO T 313, se corre a la temperatura correspondiente al PG Bajo + 10 °C. Se requiere que S(60 segundos) sea menor o igual de 300 MPa. También, m(60 segundos) debe ser mayor o igual de 0,3. En la sección 4.2.3.2 se explicó, con detalle, la base conceptual de estas criterios.

DTT:

AASHTO T 314 se ejecuta a la temperatura correspondiente al PG Bajo + 10 °C Se requiere que la deformación unitaria axial a la falla sea mayor que 1% (0,01 mm/mm).

La Figura 20 muestra un resumen del sistema Superpave PG, la cual incluye fallas del material, pruebas y criterios de aceptación.

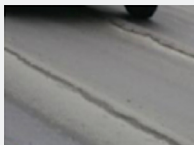
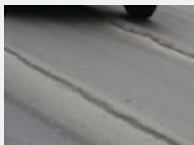
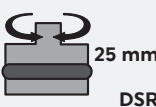
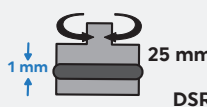
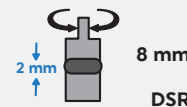
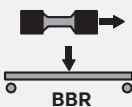
PARÁMETRO A CONTROLAR	 Procesabilidad (Mezclado y Compactación)	RUTTING  Deformación permanente (Ahuellamiento)	RUTTING  Deformación permanente (Ahuellamiento)	FATIGUE CRACKING  Envejecimiento y agrietamiento por fatiga dinámica	THERMAL CRACKING  Agrietamiento térmico y generación de fatiga por envejecimiento
	Estabilidad al almacenamiento, tipo de aditivo, mezcla y compactación	Vel. de tráfico. Vol. de tráfico. Estructura del pavimento	Vel. de tráfico. Vol. de tráfico. Estructura del pavimento	Vel. de tráfico. Vol. de tráfico. Estructura del pavimento	Velocidad de enfriamiento. Rigidez. Transición vítrea
ASFALTO	AASHTO T 316  135°(Original)	AASHTO T 315  25 mm DSR (Original)	AASHTO T 315  25 mm DSR (RTFO)	AASHTO T 315  8 mm DSR 20° (RTFO + PAV)	DTT  BBR 20° (RTFO + PAV)
	Viscosidad<= 3 Pa·s Curva reológica	No sea blando $G^* / \sin \delta \geq 1.0 \text{ KPa}$	No sea blando $G^* / \sin \delta \geq 2.2 \text{ KPa}$ Mass Change <= 1.00%	No sea fragil $G^* / \sin \delta \geq 5.000 \text{ KPa}$	No sea fragil $S \leq 300 \text{ Mpa}$ $m > = 0.3$ BBR
MEZCLA ASFÁLTICA					

Figura 20. Resumen de Sistema Superpave PG.

4.2.5 Recuperación elástica mediante esfuerzo repetido (MSCR)

El sistema MSCR viene a mejorar dos limitaciones del sistema PG original (Anderson y Butler, 2011):

- 1- La manera de ajustar el PG seleccionado para un proyecto basado en el tráfico (velocidad y

carga), de acuerdo con AASHTO M 323, como se presenta en el Capítulo 5, puede generar que el ligante final seleccionado sea demasiado rígido (es decir, se especifique con temperaturas demasiado altas comparadas con las reales de la ubicación geográfica).

2- El ángulo de fase, δ , no refleja suficientemente bien los beneficios de modificadores elastómeros (o sea, no es muy sensitivo a las propiedades aportadas por modificadores, como el SBS).

3- Se puede tener un asfalto con un PG alto, pero sin una adecuada recuperación elástica, tal como sucede con los asfaltos que son modificados con PPA, lo cual se discute en el Capítulo 12, y que se controla mediante el empleo del MSCR.

La prueba se ejecuta en el DSR (AASHTO T 350), a la temperatura del PG Alto “base” de acuerdo con la ubicación geográfica (revisar Capítulo 5) y aplica esfuerzos constantes repetidos de 0,1 kPa o 3,2 kPa por un segundo, después del cual se deja que el ligante “descanse” por 9 segundos. Durante el periodo de descanso, el material recupera parcialmente la deformación desarrollada con dicho esfuerzo. En inglés, la prueba se conoce como Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test. Recordemos que “creep” se refiere a cargas constantes que hacen que el material se deforme progresivamente, que es precisamente lo que sucede en la prueba. La Figura 21 muestra una forma típica de la gráfica de deformación unitaria cortante versus tiempo.

En la Figura 21 se puede apreciar cómo el material presenta una deformación progresiva debido al esfuerzo constante sostenido por 1 segundo. En los siguientes 9 segundos, el material recupera solo parte de las deformaciones desarrolladas en cada ciclo de carga.

Uno de los parámetros de desempeño en el MSCR es la deformación no recuperable, J_{nr} , el cual es una medida de qué tan elástico es el material. La ecuación 8 presenta el cálculo de este parámetro. J_{nr} se calcula como el promedio del uso de la ecuación 8 por 10 ciclos consecutivos.

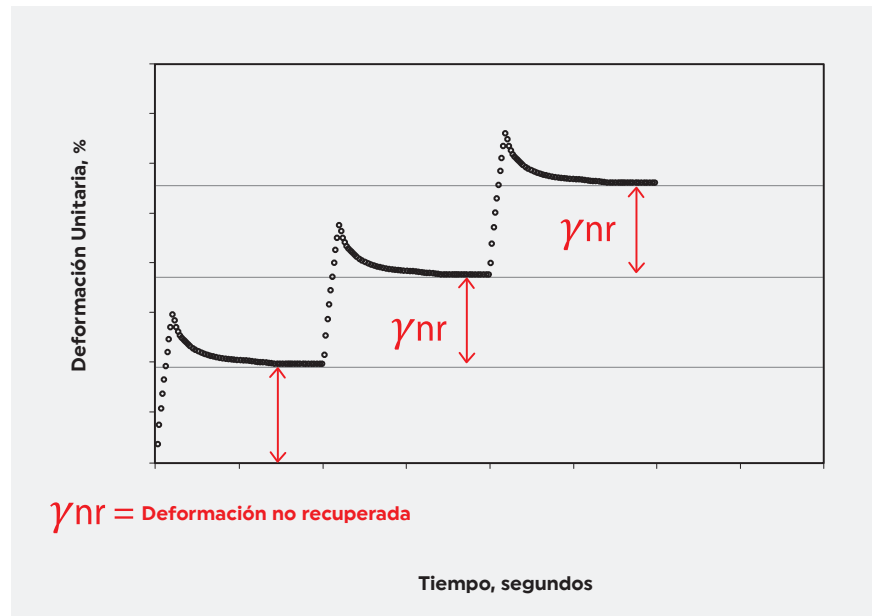


Figura 21. Salida típica del MSCR.

$$J_{nr} = \frac{\gamma_{nr}}{\tau} \quad (\text{ecuación 8})$$

Donde:

τ : Esfuerzo aplicado = 0,1 kPa o 3,2 kPa.

γ_{nr} : Deformación unitaria cortante no recuperada.

Si lo que se desea es un material más elástico, que sea capaz de recuperar deformaciones, es beneficioso que γ_{nr} sea minimizado; lo que a su vez resultaría en J_{nr} s menores para materiales con mejores propiedades elásticas. El sistema MSCR limita diferentes valores de J_{nr} para diferentes niveles de carga de tráfico. Cargas altas y lentas deben cumplir con J_{nr} s menores que aquellas más bajas y rápidas.

El esfuerzo al cual se realiza el cálculo de J_{nr} es generalmente 3,2 kPa. Si el esfuerzo real que se aplica en campo es demasiado diferente al que se utiliza en el laboratorio, es deseable que J_{nr} no se vea demasiado afectada. Para asegurar esto, se “mide” la sensibilidad de J_{nr} con respecto al valor aplicado de esfuerzo, en este caso 0,1 kPa versus 3,2 kPa. Este cambio no debe ser mayor de 75%. La razón de $J_{nr\text{diff}}$ se presenta en la ecuación 9.

$$J_{nr\text{diff}} = \frac{J_{nr_{3.2}} - J_{nr_{0.1}}}{J_{nr_{0.1}}} \quad (\text{ecuación 9})$$

La Tabla 1 muestra los criterios de aceptación en AASHTO M 332 para diferentes niveles de tráfico. En el Capítulo 5 se define cada nivel de tráfico.

Nivel de Tráfico	J_{nr} (kPa ⁻¹)	$J_{nr\text{diff}}$
Estandar (S)	4.5	0.75
Pesado (H)	2.0	0.75
Muy Pesado (V)	1.0	0.75
Extremadamente Pesado (E)	0.5	0.75

Tabla 4.1 Criterios de Aceptación MSCR.

En la Figura 22 se presenta un resumen de los ensayos realizados con un cemento asfáltico con el fin de determinar el PG y el MSCR, resumiendo el proceso de manera gráfica.

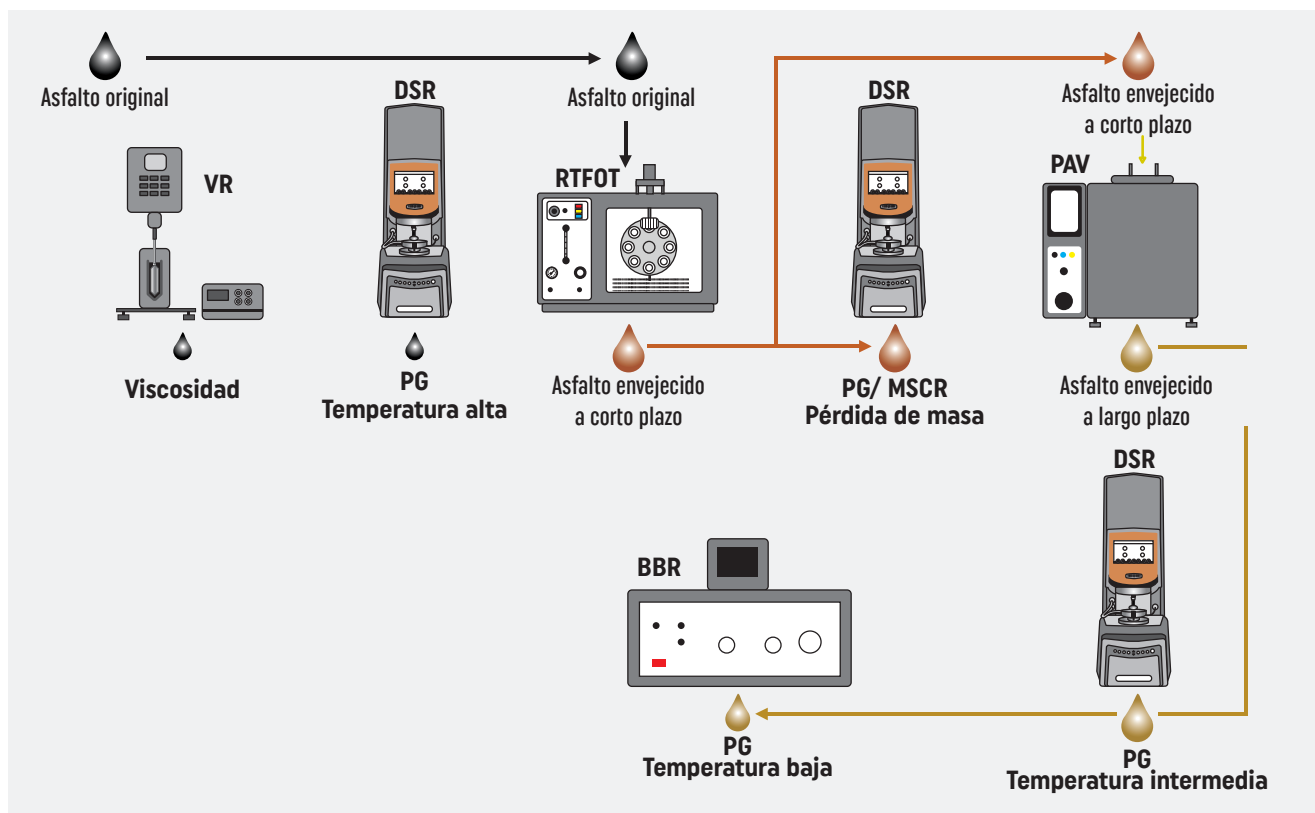
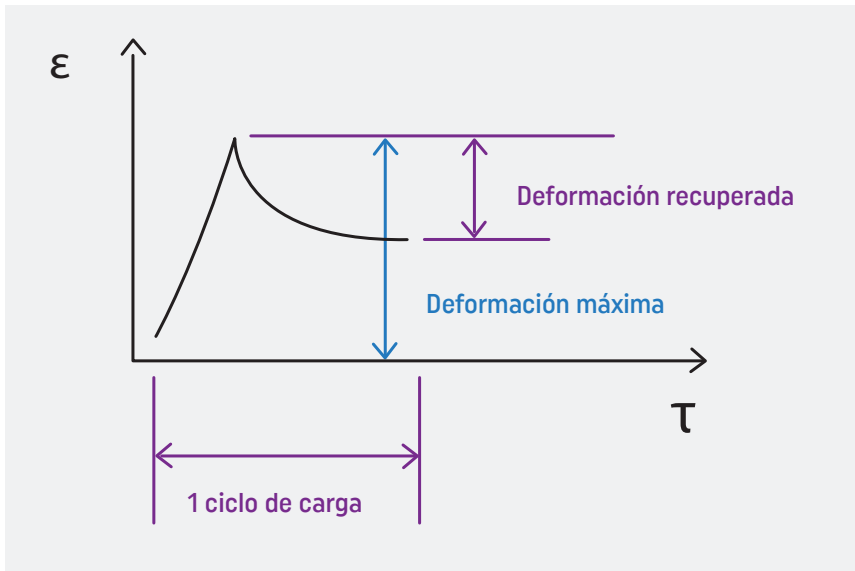


Figura 22. Proceso de evaluación de PG y MSCR en el laboratorio.

Para la designación de tráfico S, H, V y E, AASHTO M 332 requiere el cumplimiento de J_{nr} y $J_{nr\text{diff}}$. El estándar indica que la especificación local podría también requerir el cumplimiento de un parámetro llamado Recuperación Elástica, también conocido como MSCR Recovery, en inglés. El concepto de

recuperación elástica se presenta en la Figura 23 y ecuación 10, y es una medida de qué tanta deformación el material es capaz de recuperar una vez liberado el esfuerzo por ciclo de carga.



$$R = \frac{\text{Deformación Recuperada}}{\text{Deformación Máxima}}$$

(ecuación 10)

Los valores altos de R son los deseables, ya que estos describen materiales que pueden recuperar mucha de la deformación causada por esfuerzos sostenidos. Es de esperar que materiales con buena recuperación elástica también presenten bajos valores de deformaciones no recuperables, J_{nr}. De hecho, materiales que tienen valores de R significativamente altos con

respecto de J_{nr}, se consideran tienen excelentes propiedades elásticas, los cuales han sido, muy probablemente, modificados con elastómeros. El criterio para comparar R versus J_{nr} aparece en AASHTO R 92 en forma gráfica (Figura 24) y en forma de la Ecuación 11. La recuperación elástica (R) también se calcula con ciclos de carga relacionados con esfuerzos de 3,2 KPa.

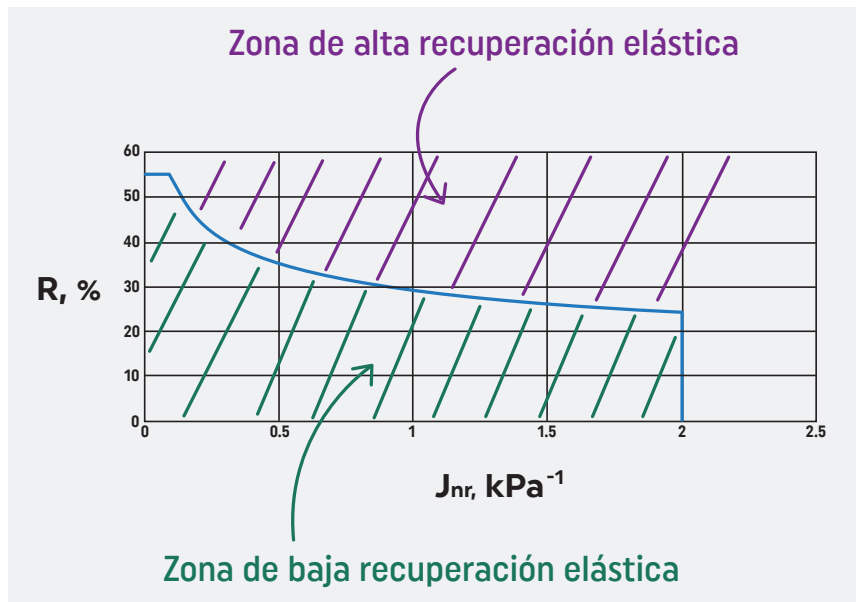


Figura 24. Zona de alta y baja recuperación elástica.

$$R = IF[J_{nr} > 2kPa^{-1}, 0, \text{mínimo}(55\%, 29.371 \cdot J_{nr}^{-0.2633} \times 100\%)] \quad (\text{ecuación 11})$$

Generalmente, el cumplimiento de criterios de recuperación elástica (R) son más difíciles de obtener que aquellos de deformación no recuperable (J_{nr}) a través de la modificación. Sin embargo, recuperaciones elásticas altas de acuerdo con la Figura 24 garantizan ligantes con un mucho mejor desempeño en todo el rango de temperaturas de trabajo.

BIBLIOGRAFÍA CAPÍTULO 4

AASHTO. (2000). AASHTO M 20 Penetration Graded Asphalt Cement. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2006). AASHTO M 226 Standard Specification for Viscosity-Graded Asphalt Binder.

AASHTO. (2010). AASHTO M 320 Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder.

American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2015a). AASHTO T 49 Penetration of Bituminous Materials. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2015b). AASHTO T 313 Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR). American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2015c). AASHTO T 314 Determining the Fracture Properties of Asphalt Binder in Direct Tension (DT). American Association of State Highway and Transportation Officials.

Anderson, R. M., & Butler, K. (2011). MS-26 the Asphalt Binder Handbook. Asphalt Institute.

ASTM. (1982). ASTM D 946 Standard Specification for Penetration-Graded Asphalt Cement for Use in Pavement Construction.

ASTM. (1997a). ASTM D 5 Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials.

ASTM. (1997b). ASTM D 2872 Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test). <https://www.astm.org/d2172-05.html>

ASTM. (1999). ASTM D 3381 Standard Specification for Viscosity-Graded Asphalt Cement for Use in Pavement Construction.

ASTM. (2003). ASTM D 6521 Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV).

Munson, B. R., Gerhart, P. M., Gerhart, A. L., Hochstein, J. I., Young, D. F., & Okiishi, T. H. (2016).

Munson, Young, and Okiishi's Fundamentals of fluid mechanics (Eighth edition). Wiley Hoboken, NJ.

CAPÍTULO TÍTULO 5

SELECCIÓN DEL GRADO DE DESEMPEÑO (PG)

Aquí se explica el proceso de selección del grado de desempeño (PG) para un proyecto de carreteras utilizando bases de datos climáticas de temperaturas, paso a paso, utilizando técnicas clásicas de transformación de temperaturas aire-pavimento relacionadas con el método original SHRP/LTPP (Kennedy et al., 1994; Mohseni et al., 1998), así como métodos más recientes que usan modelos de daño por ahuellamiento (Mohseni et al., 2005). La versión más reciente de LTPPBind, herramienta informática de la Federal Highway Administration (FHWA) de Estados Unidos, hace uso de ambos modelos (original SHRP/LTPP y daño por ahuellamiento) con objetivos distintos. El LTPPBind tiene capacidades limitadas fuera de Estados Unidos, ya que el usuario debe realizar previamente un análisis estadístico de temperaturas.

5.1 Método clásico – Transformación de temperaturas aire-pavimento.

Las temperaturas que determinan el nombre de un ligante asfáltico, en términos de su grado de desempeño, representan las temperaturas del pavimento y no las temperaturas del aire. Las bases de datos climáticas de temperaturas que se pueden obtener representan las temperaturas del aire; de manera que, un paso dentro del proceso de selección del PG es la transformación de temperaturas del aire en temperaturas del pavimento. Adicionalmente, las temperaturas que determinan el PG toman en cuenta la variabilidad de estas en una región. Por ejemplo, si un ligante asfáltico se denomina PG64-22, la temperatura alta, en este caso 64°C, representa generalmente el 98avo percentil de temperaturas altas del pavimento, indicando una probabilidad del 2% la temperatura del pavimento será mayor a 64°C. Seguido, se explica el proceso de selección del PG correspondiente a la temperatura alta, llamado aquí PG alto. Más adelante se explicará la selección del PG correspondiente a la temperatura baja, llamado aquí PG bajo.

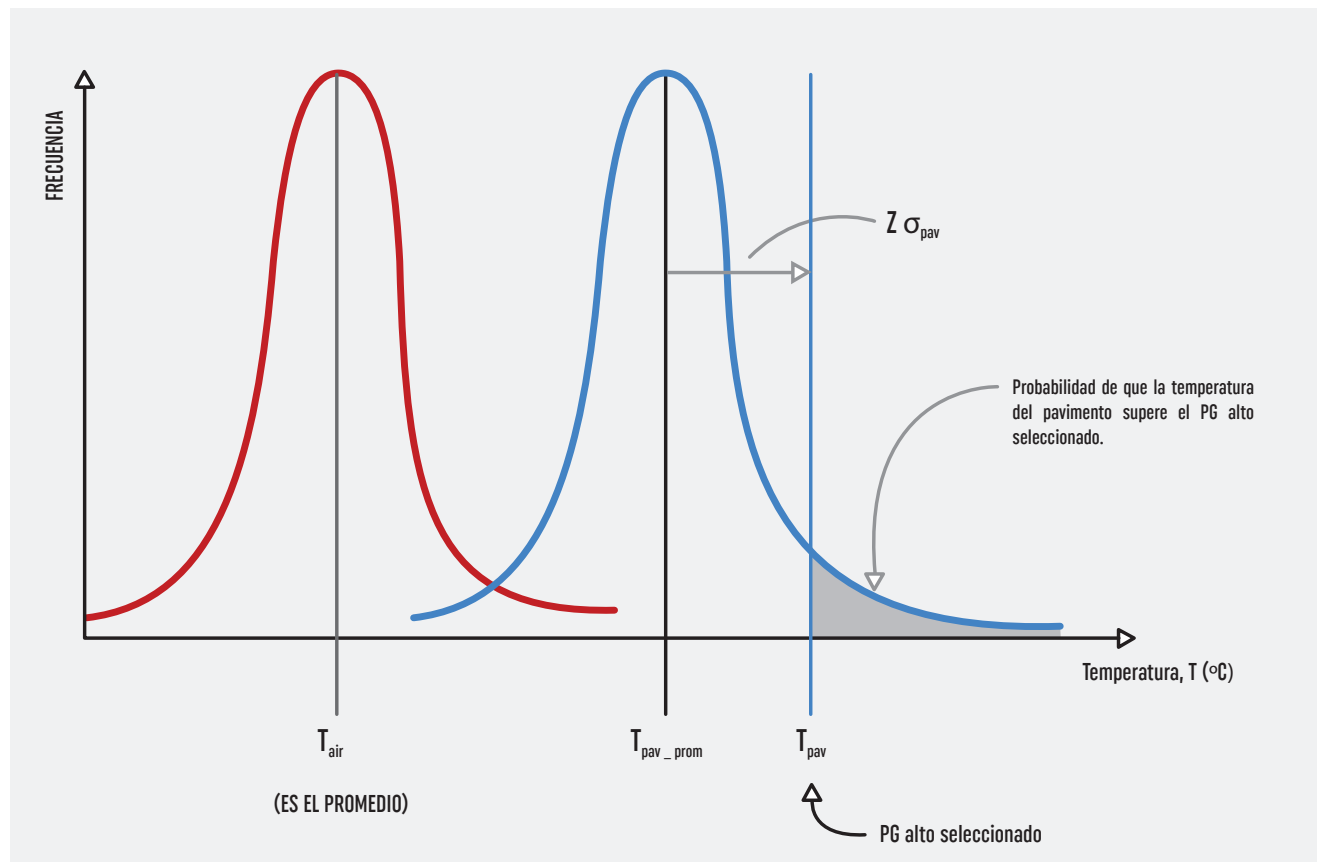


Figura 5.1. Distribución de temperaturas altas del aire y pavimento. Fuente: Elaboración propia.

5.1.1 Selección del PG correspondiente a la temperatura alta (PG alto)

La Figura 5.1 representa la distribución de las temperaturas altas del aire, las temperaturas altas del pavimento, la diferencia entre ellas y dónde se ubica la temperatura del PG alto seleccionado para un determinado proyecto. Se asume que las temperaturas del aire y pavimento siguen distribuciones normales.

$$T_{pav} = T_{pav_prom} + z\sigma_{pav} \quad (5.1)$$

$$T_{pav_prom} = 54,32 + 0,78T_{air} - 0,0025Lat^2 - 15,14\log_{10}(H+25) \quad (5.2)$$

$$\sigma_{pav} = (9 + 0,61\sigma_{air}^2)^{1/2} \quad (5.3)$$

$$T_{pav} = 54,32 + 0,78T_{air} - 0,0025Lat^2 - 15,14\log_{10}(H+25) + z(9 + 0,61\sigma_{air}^2)^{1/2} \quad (5.4)$$

Las Ecuaciones 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4 muestran el significado de las variables que aparecen en la Figura 5.1, y las relaciones de transformación de temperaturas altas desarrolladas por Mohseni et al. (1998). Donde:

T_{pav} = Temperatura alta final seleccionada para el PG del ligante (°C).

z = Desviación estándar normal correspondiente a la confiabilidad seleccionada. Para 98% de confiabilidad, $z = 2,0537$. En Excel, z se puede obtener con la fórmula =NORM.S.INV(-confiabilidad en decimal), por ejemplo: =NORM.S.INV(0.98).

σ_{pav} = Desviación estándar de las temperaturas altas del pavimento (°C).

T_{pav_prom} = Promedio de las temperaturas altas del pavimento (°C).

T_{air} = Promedio de las temperaturas altas del aire, en siete días consecutivos. En los siguientes párrafos se explicará a fondo cómo se calcula este promedio (°C).

Lat = Latitud de la ubicación del proyecto.

H = Profundidad a la cual se desea calcular la temperatura del pavimento en milímetros. Se ha determinado que a 20 mm de profundidad, la combinación de esfuerzo cortante debido a las cargas de tráfico y la temperatura produce un efecto que maximiza el ahuellamiento (Anderson y Butler, 2011), el cual es el modo de falla crítico para temperaturas altas.

σ_{air} = Desviación estándar de las temperaturas del aire (°C). En los siguientes párrafos se explicará a fondo cómo se calcula esta desviación estándar.

El promedio de temperaturas altas del aire y su desviación estándar (T_{air} y σ_{air} , respectivamente) se calcula utilizando una muestra mínima de 20 años. Para cada año, se identifica el periodo de 7 días que tiene el promedio más alto (periodo se refiere a días consecutivos) (Anderson y Butler, 2011; Kennedy et al., 1994). Por ejemplo, si se tiene una muestra de 20 años, se tendrán 20 datos de temperatura alta; cada dato representando el promedio que resulte más alto de todos los conjuntos de 7 días consecutivos

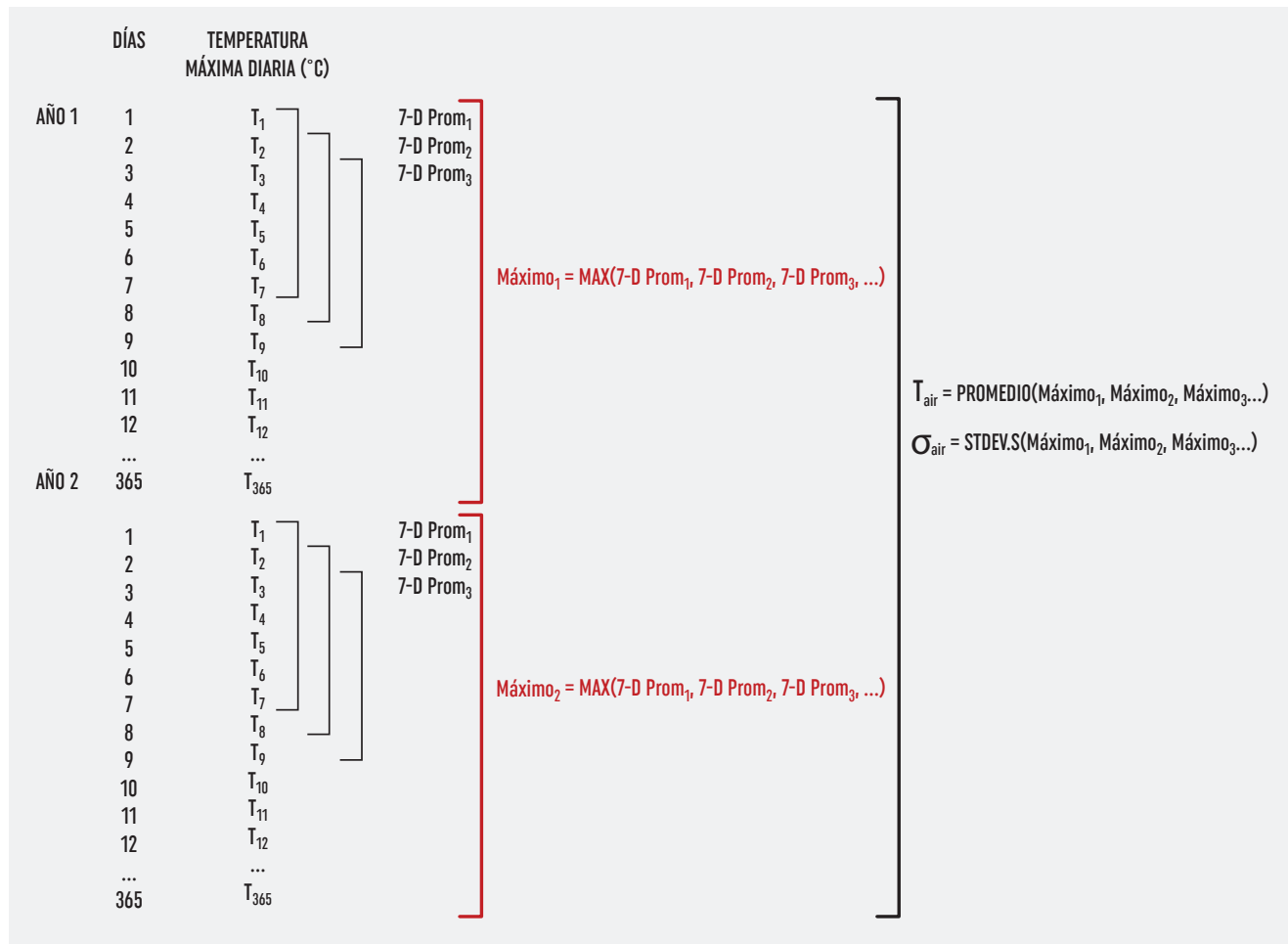


Figura 5.2. Cálculo del promedio y desviación estándar de temperaturas altas del aire.

de cada año. Finalmente, T_{air} es el promedio de estos 20 datos y σ_{air} es la desviación estándar de estos 20 datos (desviación estándar de una muestra y no de una población). La Figura 5.2 hace una representación gráfica del cálculo de T_{air} y σ_{air} .

5.1.2 Ajuste del PG alto por velocidad y tráfico (PG bumping)

Las ecuaciones para estimar el PG generalmente asumen un nivel bajo de cargas y velocidad de tráfico estándares. Si las velocidades decrecen o las cargas aumentan, la mezcla se vuelve más propensa a ahuellarse y es entonces necesario incrementar la rigidez del ligante asfáltico. Esto se logra, en este caso, incrementando el PG alto.

ESAL a 20 años (millones)	VELOCIDAD DE TRÁFICO		
	Estándar (>70 km/h)	Lento (>20, <70 km/h)	Detenido (<20 km/h)
<0.3	---	---	---
0.3 a <3	---	1	2
3 a <10	---	1	2
10 a <30	---	1	2
≥30	1	1	2

Tabla 5.1. Ajuste de PG alto por velocidad y tráfico, tomado de AASHTO M 323. Fuente: AASHTO, 2019

En inglés, este procedimiento se conoce como «grade bumping». En el método clásico, este ajuste se realiza de acuerdo con AASHTO 323 (AASHTO, 2019), el cual se presenta en la Tabla 5.1, y es puramente empírico.

Los números que muestra la tabla representan 1 o 2 grados de ajuste por encima del PG base

seleccionado, dependiendo de la combinación de carga y velocidad. Cada grado (grade en inglés) representa un incremento de 6 grados Celsius ($^{\circ}\text{C}$) (degrees en inglés) sobre el PG seleccionado.

5.1.3 Selección del PG correspondiente a la temperatura baja (PG bajo)

En el análisis de temperaturas bajas, también se debe hacer una transformación de temperaturas del aire al pavimento; sin embargo, la diferencia entre las temperaturas del aire y las de la superficie del pavimento no son tan significativas como las que resultan del análisis de temperaturas altas. La Figura 5.3 representa la distribución de las temperaturas bajas del aire y del pavimento, y dónde se ubica la temperatura del PG bajo seleccionado para un determinado proyecto. Se asume que las temperaturas del aire y pavimento siguen distribuciones normales.

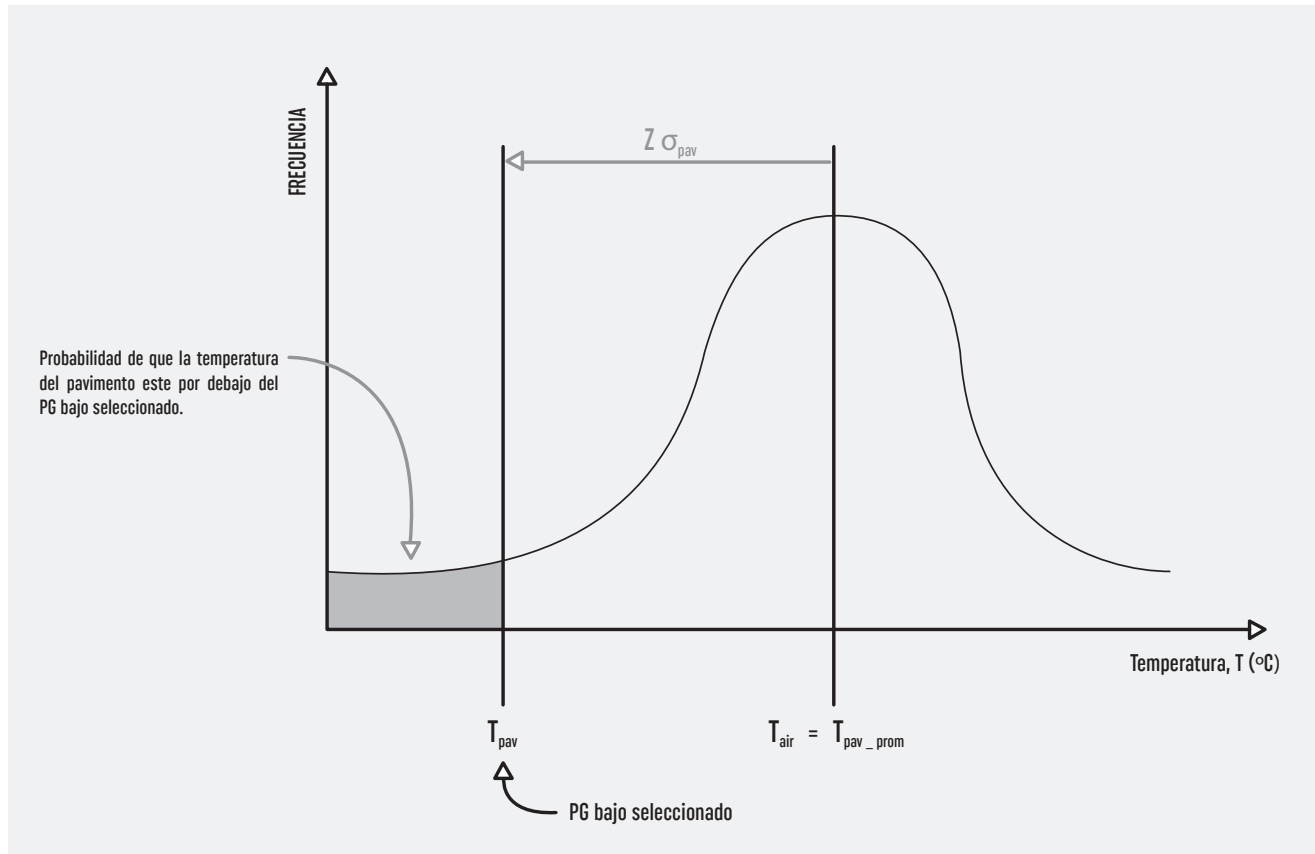


Figura 5.3. Distribución de temperaturas bajas del aire y pavimento. Fuente: Elaboración propia.

Las Ecuaciones 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8 muestran el significado de las variables que aparecen en la Figura 5.3 y las relaciones de transformación de temperaturas bajas desarrolladas por Mohseni et al. (1998).

$$T_{\text{pav}} = T_{\text{pav_prom}} + z\sigma_{\text{pav}} \quad (5.5)$$

$$T_{\text{pav_prom}} = -1,56 + 0,72T_{\text{air}} - 0,004\text{Lat}^2 + 6,26\text{Log}_{10}(H+25) \quad (5.6)$$

$$\sigma_{\text{pav}} = (4,4 + 0,52\sigma_{\text{air}}^2)^{1/2} \quad (5.7)$$

$$T_{\text{pav}} = -1,56 + 0,72T_{\text{air}} - 0,004\text{Lat}^2 + 6,26\text{Log}_{10}(H+25) + z(4,4 + 0,52\sigma_{\text{air}}^2)^{1/2} \quad (5.8)$$

Donde:

T_{pav}	=	Temperatura baja final seleccionada para el PG del ligante (°C).
z	=	Desviación estándar normal correspondiente a la confiabilidad seleccionada. Para 98% de confiabilidad, $z = 2,0537$. En Excel, z se puede obtener con la fórmula <code>=NORM.S.INV(confiabilidad en decimal)</code> , por ejemplo: <code>=NORM.S.INV(0.98)</code> .
σ_{pav}	=	Desviación estándar de las temperaturas bajas del pavimento (°C).
T_{pav_prom}	=	Promedio de las temperaturas bajas del pavimento (°C).
T_{air}	=	Promedio de las temperaturas bajas del aire diarias. En los siguientes párrafos se explicará a fondo cómo se calcula este promedio (°C).
Lat	=	Latitud de la ubicación del proyecto.
H	=	Profundidad a la cual se desea calcular la temperatura del pavimento en milímetros. En la superficie, $H = 0$ mm, es donde la falla por fractura térmica es crítica (Anderson y Butler, 2011), el cual es el modo de falla correspondiente a temperaturas bajas.
σ_{air}	=	Desviación estándar de las temperaturas del aire (°C). En los siguientes párrafos, se explicará a fondo cómo se calcula esta desviación estándar.

El promedio de temperaturas bajas del aire diarias y su desviación estándar (T_{air} y σ_{air} , respectivamente) se calcula utilizando una muestra mínima de 20 años. Para cada año, se identifica la temperatura más baja en un registro diario. Por ejemplo, si se tiene una muestra de 20 años, se tendrán 20 datos de temperatura baja. Finalmente, T_{air} es el promedio de estos 20 datos y σ_{air} es la desviación estándar de estos 20 datos (desviación estándar de una muestra y no de una población). La Figura 5.4 hace una representación gráfica del cálculo de T_{air} y σ_{air} .

5.2 Método actual – Modelos de daño por ahuellamiento.

La manera clásica de selección del PG alto descrita arriba (5.1.1) depende del promedio máximo de temperaturas de siete (7) días consecutivos. Al calcular este valor, puede suceder que dos regiones con climas muy distintos (i.e. una con periodos cálidos mucho más extensos que la otra) produzcan el mismo valor de promedio máximo de 7 días, resultando, erróneamente, en el mismo PG alto seleccionado para las dos regiones. Esto se debe a que la metodología clásica no toma en cuenta que las regiones geográficas más cálidas presentan periodos de temperaturas altas mucho más extensos de 7 días (Mohseni et al., 2005). Si bien el valor de la temperatura alta máxima potencialmente incrementa el ahuellamiento en las mezclas asfálticas, periodos largos de aplicación de dichas temperaturas agravan significativamente el problema. Mohseni et al. (2005) proponen un método para la selección del PG alto que se basa en modelos de predicción de ahuellamiento y que toma en cuenta periodos largos de temperaturas altas. Aquí, se presenta el procedimiento para la selección del PG alto utilizando este método, el cual es el algoritmo principal implementado en la última versión de LTPPBind. El software también utiliza el método clásico para el cálculo del PG alto cuando se analizan capas más profundas

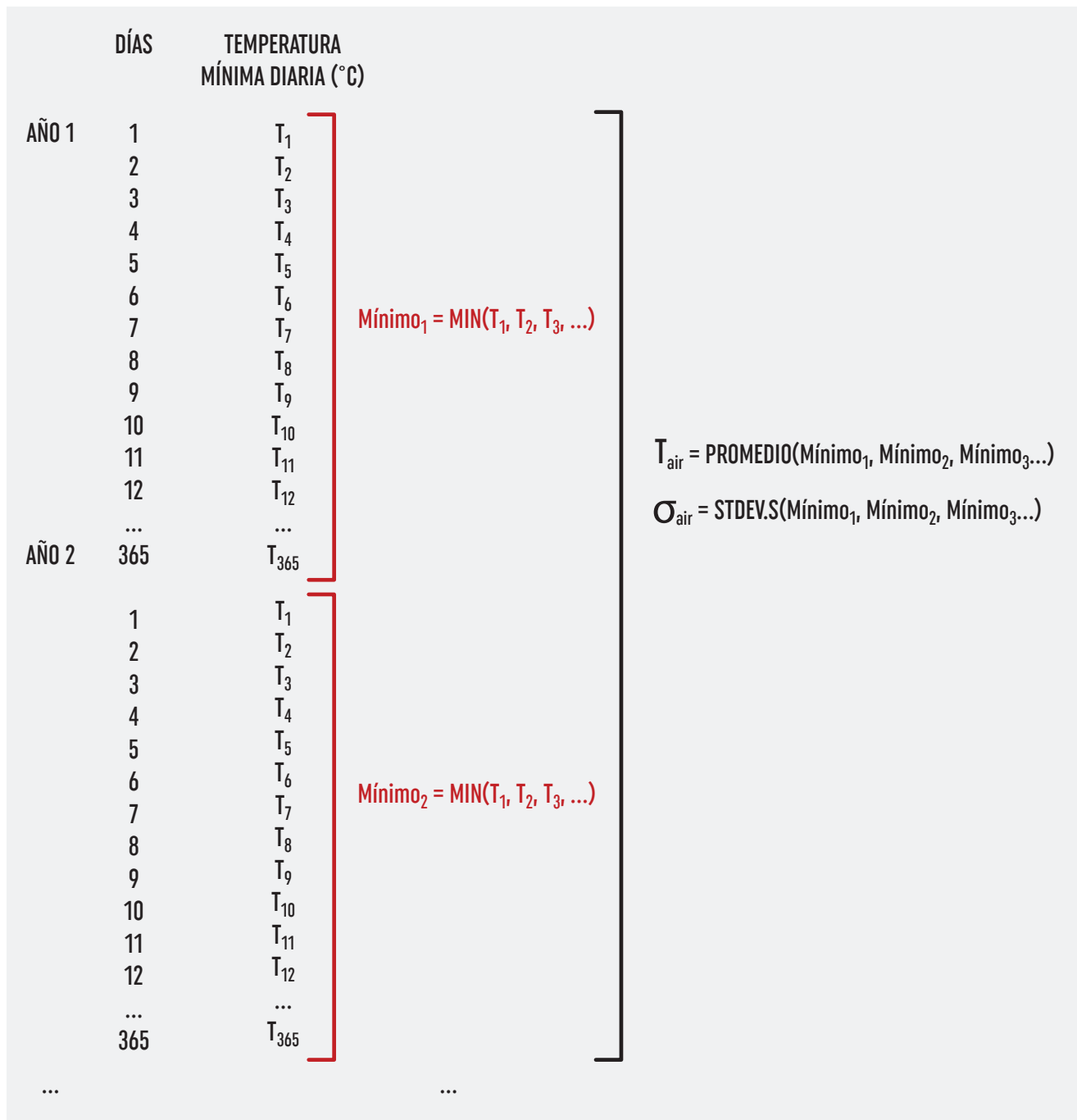


Figura 5.4. Cálculo del promedio y desviación estándar de temperaturas bajas del aire.

en la estructura del pavimento. El método de selección del PG relacionado con la temperatura baja no se modificó con respecto a la manera clásica.

5.2.1 Selección del PG correspondiente a la temperatura alta (PG alto)

El modelo de daño por ahuellamiento utilizado en este método fue desarrollado bajo el proyecto NCHRP 1-37A (National Cooperative Highway Research et al., 2004), Guía de Diseño Mecánica-Empírica para Pavimentos Nuevos y Rehabilitados (MEPDG). Este modelo, junto a valores de ahuellamiento permitidos, e historias de temperaturas de regiones geográficas fueron necesarios para generar las Ecuaciones 5.9, 5.10 y 5.11 que estiman el PG alto para un proyecto de carretera (Ahmad et al., 2017).

Este método hace uso del concepto grado-día (degree-day, en inglés), que es una medida de temperaturas altas acumuladas durante periodos largos. Este concepto se explicará a fondo en los siguientes párrafos.

$$PG_{H,d} = 48,2 + 14 DD - 0,96DD^2 - 2RD \quad (5.9)$$

$$CVPG = 0,000034 (Lat - 20)^2 RD^2 \quad (5.10)$$

$$PG_{H,rel} = PG_{H,D} + (Z) (PG_{H,D}) \frac{CVPG}{100} \quad (5.11)$$

Donde:

PG_{H,d} = PG alto basado en daño por ahuellamiento (°C). Confiabilidad de 50%.

DD = Grado-día de la temperatura del aire promedio anual. Sobre 10°C, x1000 °C.

RD = Profundidad de rodera (ahuellamiento) (5-13 mm).

CVPG = Coeficiente de variación anual del PG, porcentaje.

Lat = Latitud del proyecto.

PG_{H,rel} = PG calculado para la confiabilidad deseada, Z, °C.

El concepto de grado-día representa el valor acumulado (sumatoria) de la cantidad de grados Celsius por encima de 10 °C durante un año. El valor DD de la Ecuación 5.9 es entonces el promedio del acumulado de cada uno de los años analizados (mínimo 20 años), dividido por 1000. La Figura 5.5 muestra el gráficamente el procedimiento de cálculo del valor DD.

El modelo fue calibrado con profundidades de rodera (RD) o ahuellamiento permisible, que van de los 5,1 mm a los 12,7 mm (Mohseni et al., 2005). MEPDG recomienda valores de ahuellamiento al final de la vida útil del pavimento de 10,6 mm, 12,7 mm y 15,4 mm para carreteras interestatales, primarias y otras, respectivamente (AASHTO, 2020). Regionalmente, en Panamá, por ejemplo, se han desarrollado proyectos con umbrales de diseño de ahuellamiento de 5-10 mm, y en Costa Rica se maneja un umbral de 5 mm.

5.2.1.1 Ajuste del PG alto por velocidad y tráfico (PG bumping)

En el modelo relacionado con daño por ahuellamiento, Mohseni et al. (2005) desarrollaron los ajustes por carga y velocidad que aparecen en la Tabla 5.2. La designación de velocidad «rápido» y «lento» se refiere a frecuencias de carga de 10Hz y 5Hz, respectivamente, según el estudio original. Estas frecuencias resultarían en diferentes valores de velocidad de tráfico dependiendo del modelo que se use para estimarlas (Al-Qadi et al., 2008); sin embargo, se permite usar el mismo criterio de «rápido» y «lento» presentado en la Tabla 5.1 (>70 km/h y ≤70km/h, respectivamente).

Los valores que aparecen en la Tabla 5.2 representan incrementos en grados Celsius (°C) sobre el PG base seleccionado - aquí se denomina a este incremento ΔPGT.

Otra manera de tomar en cuenta el tráfico sobre el PG base seleccionado es utilizar AASHTO M 332 (AASHTO, 2023), el cual modifica la manera de designar el ligante asfáltico basado en niveles de carga de tráfico y velocidad. AASHTO M 332 no cambia el “valor numérico de temperatura” correspondiente

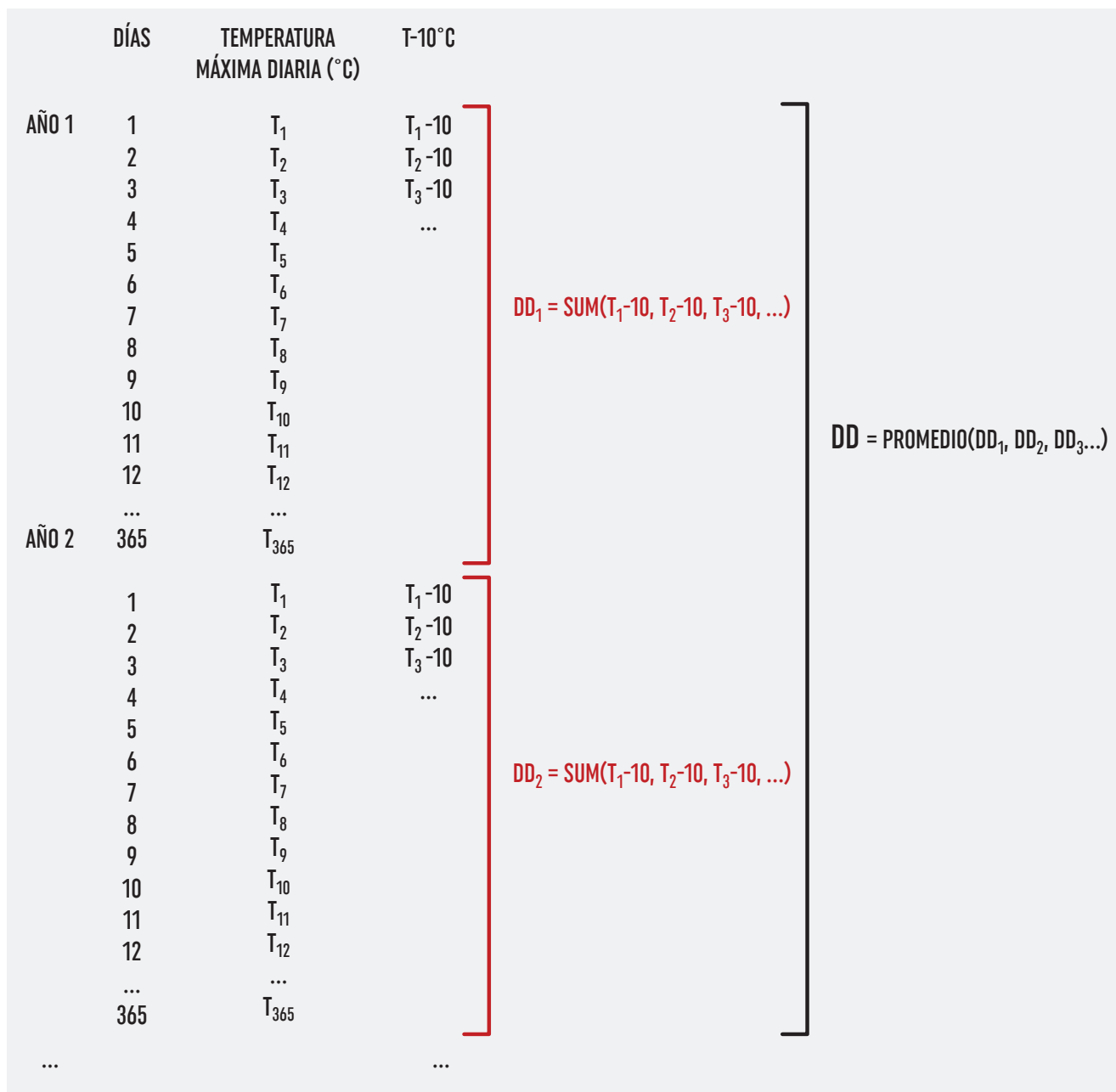


Figura 5.5. Cálculo de Grado-día de la temperatura promedio anual, DD.

VELOCIDAD	GRADO BASE	Carga de Tráfico, ESAL en millones			
		<3	3-10	10-30	30
RÁPIDO	52	0.0	7.8	13.2	15.5
	58	7.8	7.1	12.3	14.5
	64	6.5	6.5	11.3	13.4
	70	5.8	5.8	10.4	12.4
LENTO	52	2.8	10.3	15.5	17.7
	58	2.7	9.5	14.5	16.6
	64	2.6	8.8	13.5	15.5
	70	2.4	8.0	12.4	14.4

Tabla 5.2. Ajuste de PG alto por carga y velocidad de tráfico según Mohseni (2005). Ahmad et al., 2017

al PG alto, sino que usa letras de la siguiente manera:

S: Standard Traffic (tráfico estándar)

H: Heavy Traffic (tráfico pesado)

V: Very Heavy Traffic (tráfico muy pesado)

E: Extremely Heavy Traffic (tráfico extremadamente pesado)

DESIGNACIÓN	ESAL, MILLONES	CONDICIONAL	VELOCIDAD DE TRÁFICO (km/h)
S	5<10	Y	>70
H	10-30	0	20-70
V	>30	0	<20
E	>30	Y	<20

Tabla 5.3. Designación por carga y velocidad de tráfico según AASHTO 332. Fuente: AASHTO, 2023 Ahmad et al., 2017

La Tabla 5.3 muestra las condiciones necesarias para designar a un ligante base como S, H, V o E.

Por ejemplo, si el PG base resulta ser PG 64-22, se designaría como PG 64H-22 si cumple los requerimientos para tráfico pesado (Heavy Traffic).

5.2.1.2 Ajuste del PG alto por profundidad de la capa asfáltica.

Capas de mezcla asfálticas más profundas que las usadas como rodadura podrían requerir un PG alto más bajo que las capas superiores, debido a que la temperatura decrece con la profundidad desde la superficie. El método clásico para la selección del PG alto (el que utiliza el promedio de temperaturas de 7 días continuos) se utiliza por LTPPBind para ajustar, por profundidad de capa, el PG base, el cual fue calculado utilizando el método de daño por ahuellamiento. La manera de hacerlo es calculando un ΔPG_H , que se calcula de acuerdo con la Ecuación 5.12 o, alternativamente, Ecuación 5.13. Debido a que los dos términos que están siendo sustraídos de la Ecuación 5.12 tienen el mismo componente de confiabilidad, los promedios de temperaturas pueden utilizarse para el cálculo de ΔPG_H .

$$\Delta PG_H = T_{pav}(H = H_{capa}) - T_{pav}(H = 0) \quad (5.12)$$

$$\Delta PG_H = T_{pav_prom}(H = H_{capa}) - T_{pav_prom}(H = 0) \quad (5.13)$$

Donde:

ΔPG_H = Ajuste de PG alto por profundidad de capa.

$T_{pav}(H = H_{capa})$ = PG alto calculado con el método clásico para una H correspondiente a la profundidad de la capa deseada.

$T_{pav}(H = 0)$ = PG alto calculado con el método clásico para una H = 0 mm.

$T_{pav_prom}(H = H_{capa})$ = PG alto (con confiabilidad de 50%) calculado con el método clásico para una H correspondiente a la profundidad de la capa deseada.

$T_{pav_prom}(H = 0)$ = PG alto (con confiabilidad de 50%) calculado con el método clásico para una H = 0

Finalmente, la selección del PG alto utilizando los modelos de daño por ahuellamiento puede realizarse de acuerdo con (1) la Ecuación 5.14, la cual incluye ajustes por tráfico y profundidad; o (2) utilizando la designación de AASHTO M 332 al PG base calculado ($PG_{H,rel}$), la cual designa el tipo de tráfico al PG base sin ajustar por tráfico o profundidad. AASHTO M 332 también puede utilizarse para cambiar la designación del PG base calculado con el método clásico.

$$PG\ Alto = PG_{H,rel} + \Delta PG_T + \Delta PG_H \quad (5.14)$$

5.3 Ejemplo de selección de PG.

Se desarrollará un ejemplo completo que cubre ambos métodos: clásico de transformación temperaturas aire-pavimento y el basado en daño por ahuellamiento, el cual utilizará la misma data climática. Los dos métodos se calcularán paralelamente.

Los datos de clima se descargaron de la página de LTPP Infopave: Tools (Climate Tool) de la FHWA (<https://infopave.fhwa.dot.gov/Data/ClimateTool>). Estos son datos satelitales proveídos por The National Aeronautics and Space Administration's (NASA), Modern-Era Retrospective Analysis for Research and Application (MERRA). Esta data climática forma una cuadrícula de 0,5 grados de latitud por 0,67 grados de longitud, que equivalen a 50,37 km (31,3 millas) por 60,03 km (37,3 millas), respectivamente (Ahmad et al., 2017). La Figura 5.6 muestra la cuadrícula MERRA correspondiente a Panamá, la cual tiene 33 celdas. Sin embargo, siempre es preferible obtener data climática de estaciones físicas reales, la cual es más precisa.

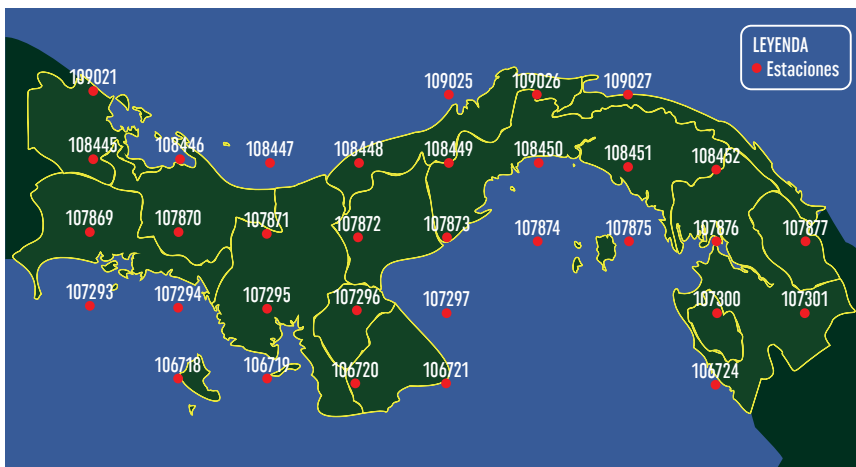


Figura 5.6. Celdas MERRA correspondientes a Panamá. Fuente: Elaboración propia con base en una imagen de Google Earth, 2024.

5.3.1 Pasos para descargar la data climática de temperaturas.

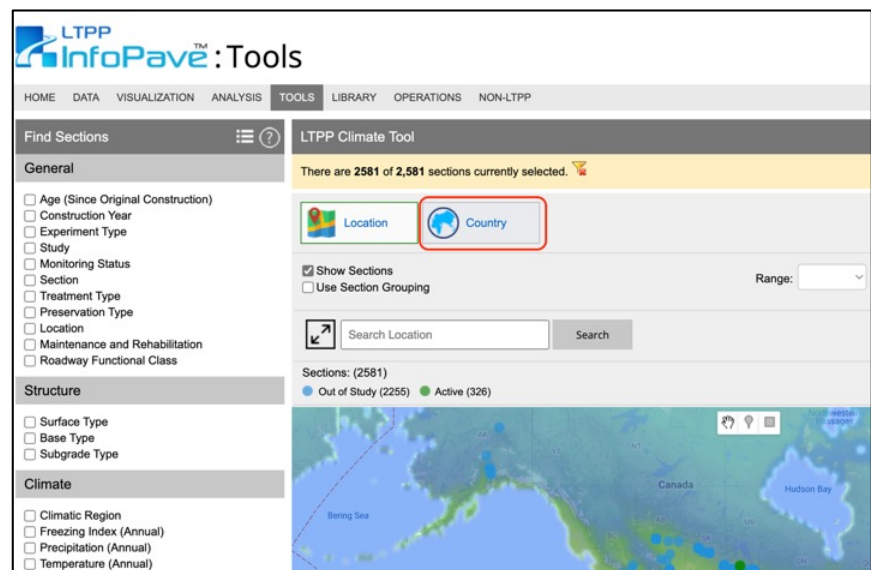
Las pasos y figuras sin numerar que aparecen seguidamente representan los pasos para descargar la data climática de la página de LTPP.

Paso 1:

Ir a <https://infopave.fhwa.dot.gov/Data/ClimateTool>

Paso 2:

Seleccionar el país en donde se encuentra el proyecto. En este caso usaremos de ejemplo a Panamá.



LTPP Climate Tool

Location Country

LTPP Climate Tool allows exploring the available climatic data using tabulated view. It provides annual, monthly, daily selected and requested for download using this feature.

Country: United States (3748 cells) State/Province: Alabama (45 cells)

There are 45 of 53017 cells currently selected.

Data

Primary Data Classification Advanced Data Classification

Primary Data Advanced Data

Please select the Date Range below:

From: 12/31/2021 To: 12/31/2022

☐ Show Advanced Data Classification

Nepal (43 cells)

Netherlands (18 cells)

New Caledonia (32 cells)

New Zealand (155 cells)

Nicaragua (42 cells)

Niger (322 cells)

Nigeria (243 cells)

North Korea (48 cells)

Northern Mariana Islands (9 cells)

Norway (282 cells)

Oman (105 cells)

Pakistan (245 cells)

Palau (5 cells)

Panama (33 cells)

Como se indica en la figura anterior, se descargará la data para las 33 celdas en un solo archivo, el cual puede tener una extensión .xlsx (Excel), si se desea (lo cual es recomendable).

Paso 3:

Seleccionar el periodo de análisis, el cual debe ser de al menos 20 años. En este ejemplo, se seleccionará el periodo del 1 de enero de 2000, al 31 de diciembre de 2022.

Además, se debe seleccionar el tipo de data climática que se desea. Las figuras siguientes muestran que solo es necesario seleccionar las temperaturas máximas y mínimas diarias, además de la información básica MERRA, la cual contiene los nombres, coordenadas y elevaciones de las celdas.

Después de la selección del periodo de análisis y del tipo de data climática, se debe entonces hacer clic en “Add to Selection”.

Please select the Date Range below:

From: 01/01/2000 To: 12/31/2022

☒ Show Advanced Data Classification

Basic MERRA Data

- Precipitation
 - Annual
 - Monthly
 - Daily
 - Hourly
- Temperature
 - Annual
 - Monthly
 - Daily**
 - Hourly
- Wind
 - Annual
 - Monthly
 - Daily
 - Hourly
- Humidity
 - Annual
 - Monthly
 - Daily
 - Hourly
- Solar
 - Annual
 - Monthly
 - Daily
 - Hourly

Data Attributes ☒ Basic ☐ Additional ☐ All

MERRA-2 Daily Temperature (33 Cells)

- ☒ MERRA Cell Grid Identifier
- ☒ Date of Estimate
- ☐ Average Temperature (°C)
- ☒ Maximum Temperature (°C)
- ☒ Minimum Temperature (°C)
- ☐ Standard Deviation of Hourly Temperature (°C)
- ☐ Mean Temperature (°C)
- ☐ Available Temperature Hours
- ☐ Average Soil Layer 1 Temperature (°C)
- ☐ Average Soil Layer 2 Temperature (°C)
- ☐ Average Soil Layer 3 Temperature (°C)
- ☐ Average Soil Layer 4 Temperature (°C)
- ☐ Average Soil Layer 5 Temperature (°C)
- ☐ Average Soil Layer 6 Temperature (°C)
- ☐ Average Saturated Zone Temperature (°C)
- ☐ Average Unsaturated Zone Temperature (°C)

Add to Selection

Add to Selection

Remove All

Selected Data (1)

Temperature ▶ Daily: 33 Cells, 277233 Records, 4 Attributes.

Add to Data Bucket

Paso 4:

Hacer clic en “Add Data to Bucket”

Go to Data Bucket

Paso 5:

Hacer clic en “Go to Data Bucket”

Paso 6:

Ingresar dirección de correo electrónico a la que desea se le envíe información relacionada con los pasos para descargar la data seleccionada. Es recomendable también seleccionar “Metric” como el sistema de unidades. Se debe entonces hacer clic en “Submit for Data Extraction”.

Data Bucket

Selected MERRA (1)

Temperature ▶ Daily: 33 Cells, 277,233 Records, 4 Attributes

Data Export

If you provide your e-mail address, the system will notify you when your Data Bucket is ready for download. Otherwise, please remember to save the Bucket Number generated in the next page in order to check the status of your Data Bucket later. You can check the status of your Data Bucket on the [Data Bucket Status](#) page.

Email Address:

Export File Format: **Microsoft Excel (*.xlsx)**

Unit System: ☒ As-Collected ☐ Metric ☐ US Customary

☒ Include values of coded data elements.

Comments:

Security Check:

Submit for Data Extraction **Clear** **Continue to Select Data**

La Figura 5.7 muestra la manera en que aparece la data en el archivo de Excel. Se debe notar que la data no está ordenada, ni por celda ni por fecha. Las celdas aparecen en la columna “MERRA_ID”. Además, las fechas se descargan con el formato de fecha usual en Estados Unidos, en la que el mes aparece primero, después día y de último el año (la primera fecha en la columna “DAY” es 1 de febrero de 2000).

Nota: los decimales se señalan con puntos debido a que el formato del programa está en inglés.

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	MERRA_ID	DAY	TEMP_MAX	TEMP_MIN				
2	106720	02/01/2000	28.2	20.4				
3	106720	02/02/2000	27.7	21.5				
4	106720	02/03/2000	27.7	22.2				
5	106720	02/04/2000	27.9	21.5				
6	106720	02/05/2000	27	22				
7	106720	02/06/2000	28.8	21.9				
8	106720	02/07/2000	29	21.4				
9	106720	02/08/2000	29.2	21.5				
10	106720	02/09/2000	28.6	20.7				
11	106720	02/10/2000	28.9	19.9				
12	106720	02/11/2000	28.9	19.5				
13	106720	02/12/2000	29.4	19.4				
14	106720	02/13/2000	29.9	20				
15	106720	02/14/2000	30	19.5				
16	106720	02/15/2000	29.8	19.3				
17	106720	02/16/2000	29.6	19.5				
18	106720	02/17/2000	29	21.1				
19	106720	02/18/2000	29.8	20.3				
20	106720	02/19/2000	30.2	20				
21	106720	02/20/2000	30.3	20				
22	106720	02/21/2000	30.3	20.6				
23	106720	02/22/2000	30.2	20.2				
24	106720	02/23/2000	30.6	19.6				

Figura 5.7. Data cruda descargada.

	A	B	C	D	E	F	G
1	MERRA_ID	ELEVATION	LATITUDE	LONGITUDE	RECORD_STATUS		
2	106720	180	7.5	-80.625			
3	106721	4	7.5	-80			
4	109025	-153	9.5	-80			
5	109026	173	9.5	-79.375			
6	109027	0	9.5	-78.75			
7	107293	-115	8	-82.5			
8	107295	84	8	-81.25			
9	107297	-41	8	-80			
10	107301	107	8	-77.5			
11	107870	632	8.5	-81.875			
12	107872	493	8.5	-80.625			
13	107874	-62	8.5	-79.375			
14	107875	-348	8.5	-78.75			
15	107877	359	8.5	-77.5			
16	108445	819	9	-82.5			
17	108446	-3	9	-81.875			
18	108447	-746	9	-81.25			
19	108448	312	9	-80.625			
20	108449	60	9	-80			
21	108450	-14	9	-79.375			
22	108451	126	9	-78.75			
23	109021	17	9.5	-82.5			
24	106718	157	7.5	-81.875			

En la hoja llamada “Cell_Reference” (pestaña que aparece en la parte de abajo de la ventana) aparece la información de las celdas, como aparece en la Figura 5.8.

Figura 5.8. Información de las celdas.

5.3.2 Cálculos para la selección del PG.

Con la data climática de temperaturas del aire finalmente descargada, se procede entonces a desarrollar un ejemplo paso por paso para la selección del PG. Se utilizarán todos los métodos presentados anteriormente de una forma paralela. El ejemplo se desarrollará en Excel.

En el contexto de la data proveniente de MERRA, la palabra “celda” se refiere a una ubicación geográfica en la que datos climáticos son obtenidos. Para evitar confusión con las “celdas” de Excel, de aquí en adelante llamaremos a las celdas geográficas “estaciones”.

Primero, se debe ordenar la data cruda descargada. Se ordena primero por MERRA_ID y después por DAY en el menú “Sort”, como aparece en la Figura 5.9. Es también recomendable ordenar los nombres de las estaciones, en la hoja “Cell_Reference”, de menor a mayor.

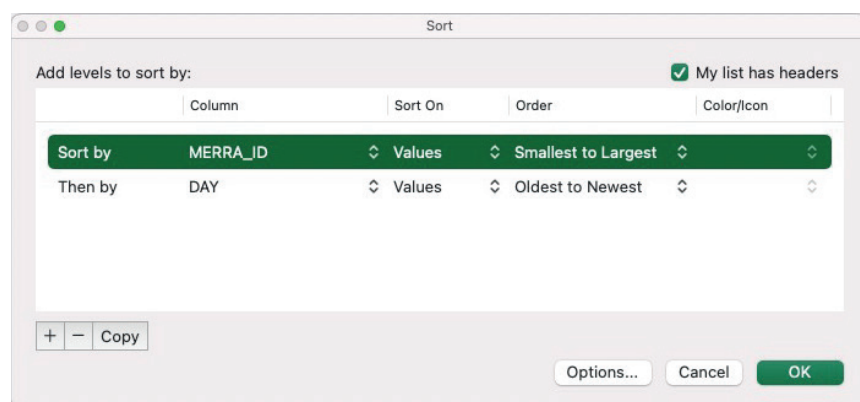


Figura 5.9. Orden de los datos de celda y temperatura.

La data ordenada luce de la manera que aparece en la Figura 5.10. Recordemos que las columnas de temperatura representan los valores máximos y mínimos de cada día, respectivamente.

Nota: los decimales se señalan con puntos debido a que el formato del programa está en inglés.

Figura 5.10. Data de temperatura ordenada.

	A	B	C	D	E	F
1						
2		MERRA_ID	DAY	TEMP_MAX	TEMP_MIN	
3		106718	01/01/2000	26.2	25.7	
4		106718	01/02/2000	26.8	25.3	
5		106718	01/03/2000	26.4	25.1	
6		106718	01/04/2000	26.3	25.2	
7		106718	01/05/2000	28.8	25.8	
8		106718	01/06/2000	28.7	25.6	
9		106718	01/07/2000	26.8	25.8	
10		106718	01/08/2000	26.5	25.5	
11		106718	01/09/2000	28.3	25.3	
12		106718	01/10/2000	28.5	25.8	
13		106718	01/11/2000	28.9	25.7	
14		106718	01/12/2000	29.2	26.2	
15		106718	01/13/2000	29.5	26.5	
16		106718	01/14/2000	29.2	26.3	
17		106718	01/15/2000	29.1	26.0	
18		106718	01/16/2000	28.8	25.9	
19		106718	01/17/2000	28.9	25.3	
20		106718	01/18/2000	28.9	25.5	
21		106718	01/19/2000	29.1	25.6	

Seguidamente, se debe filtrar la data, de manera que solo se trabaje con una estación. La estación que trabajaremos en este ejemplo es la 107296, la cual se encuentra ubicada en el área de la península de Azuero, como aparece en la Figura 5.11. La Figura 5.12 muestra la data filtrada para la estación de trabajo en este ejemplo.

Otros parámetros del ejemplo son:

- Profundidad de rodera permisible (RD): 12 mm.
- Profundidad de capa de mezcla asfáltica bajo la superficie de rodadura: 70 mm para el PG alto y 0 mm para el PG bajo. El método clásico utiliza $H = 20$ mm para el PG alto.
- Cargas de tráfico: 6.500.000 ESAL.
- Velocidad de tráfico: 60 km/hr.

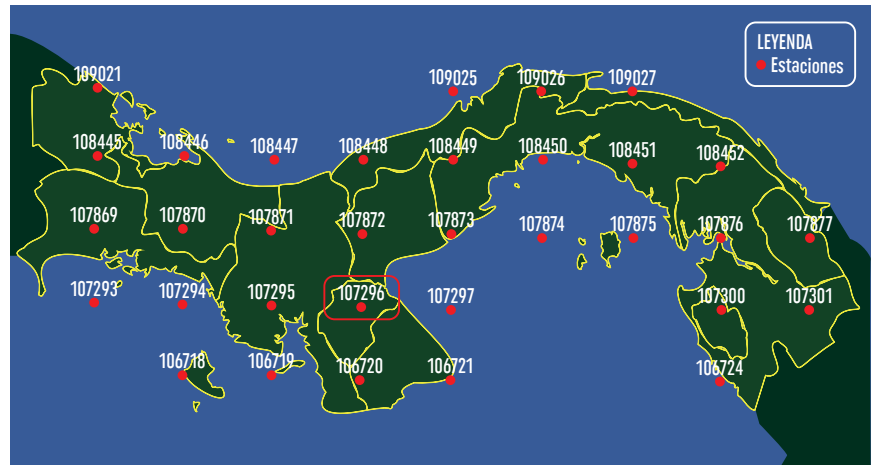


Figura 5.11. Estación (Celda) seleccionada para el análisis. Fuente: Elaboración propia con base en una imagen de Google Earth, 2024.

Data filtrada para estación seleccionada		Estación Seleccionada		
	G	H	I	J
1	ESTACIÓN =		107296	
2	MERRA_ID	DAY	TEMP_MAX	TEMP_MIN
3	107296	01/01/00	28.7	21.2
4	107296	01/02/00	28.2	21.9
5	107296	01/03/00	28.2	21.4
6	107296	01/04/00	28.8	21.8
7	107296	01/05/00	28.4	21.2
8	107296	01/06/00	28.7	20.8
9	107296	01/07/00	28.8	20.5
10	107296	01/08/00	28.3	21.4
11	107296	01/09/00	28.1	21.9
12	107296	01/10/00	28.4	21.1
13	107296	01/11/00	28.7	20.8
14	107296	01/12/00	28.8	21.9
15	107296	01/13/00	29.0	22.1
16	107296	01/14/00	28.2	21.9
17	107296	01/15/00	28.0	22.2
18	107296	01/16/00	27.7	21.2
19	107296	01/17/00	27.7	20.6
20	107296	01/18/00	27.9	20.8
21	107296	01/19/00	28.3	20.1

Nota: los decimales se señalan con puntos debido a que el formato del programa está en inglés.

Figura 5.12. Data de temperaturas filtrada por estación.

En la Figura 5.13 se muestra el cálculo del promedio de las temperaturas máximas de 7 días consecutivos y el exceso en temperatura máxima sobre 10 °C, que se usa para el cálculo del valor de grado-día (DD). Además, se anota el año de la fecha de cada día.

Nota: los decimales se señalan con puntos debido a que el formato del programa está en inglés.

Figura 5.13. Cálculo de valores dependientes de temperaturas máximas.

	G	H	I	J	K	L	M
1	ESTACIÓN = 107296						
2	MERRA_ID	DAY	TEMP_MAX	TEMP_MIN	7-DAY MAX AVERAGE	DD	YEAR
3	107296	01/01/00	28.7	21.2		18.7	2000
4	107296	01/02/00	28.2	21.9		18.2	2000
5	107296	01/03/00	28.2	21.4		18.2	2000
6	107296	01/04/00	28.8	21.8		18.8	2000
7	107296	01/05/00	28.4	21.2		18.4	2000
8	107296	01/06/00	28.7	20.8		18.7	2000
9	107296	01/07/00	28.8	20.5		18.8	2000
10	107296	01/08/00	28.3	21.4		18.3	2000
11	107296	01/09/00	28.1	21.9		18.1	2000
12	107296	01/10/00	28.4	21.1		18.4	2000
13	107296	01/11/00	28.7	20.8		18.7	2000
14	107296	01/12/00	28.8	21.9		18.8	2000
15	107296	01/13/00	29.0	22.1		19.0	2000
16	107296	01/14/00	28.2	21.9		18.2	2000
17	107296	01/15/00	28.0	22.2		18.0	2000
18	107296	01/16/00	27.7	21.2		17.7	2000
19	107296	01/17/00	27.7	20.6		17.7	2000
20	107296	01/18/00	27.9	20.8		17.9	2000
21	107296	01/19/00	28.3	20.1		18.3	2000

Resta 10 °C de la Tem. Max.

Año correspondiente a cada día

=AVERAGE(I3:I9)
Calcula el promedio de 7 días consecutivos

La Figura 5.14 muestra, para cada año, el proceso de selección de:

- Máximo de los promedios de 7 días consecutivos de temperaturas máximas.
- Temperatura mínima.
- El acumulado (sumatoria) del exceso de todas las temperaturas máximas diarias sobre 10 °C.

	O	P	Q	R
1				
2	YEAR	MAX 7-DAY AVERAGE	MIN	DD CUMULATIVE
3	2000	35.6	19.9	7271.2
4	2001	36.0	19.8	7423.1
5	2002	35.7	20.1	7405.5
6	2003	36.3	20.5	7498.5
7	2004	35.4	20.6	7397.4
8	2005	36.0	20.2	7266.2
9	2006	34.9	20.8	7259.4
10	2007	35.7	20.4	7258.7
11	2008	34.9	19.4	7150.2
12	2009	36.2	19.8	7422.8
13	2010	37.1	19.5	7379.5
14	2011	34.9	20.0	7295.0
15	2012	35.5	19.8	7343.1
16	2013	36.1	20.2	7520.1
17	2014	36.4	20.8	7681.2
18	2015	36.9	21.2	7864.5
19	2016	37.4	20.8	7579.5
20	2017	36.5	20.2	7476.4
21	2018	35.0	20.1	7338.2
22	2019	36.6	20.4	7720.1
23	2020	35.8	20.5	7526.7
24	2021	35.1	19.7	7291.4
25	2022	35.7	20.2	7298.3
26	PROMEDIO (T _{air} , DD) =	35.9	20.2	7420.3
27	DES. EST. (σ _{air}) =	0.71	0.45	

Nota: los decimales se señalan con puntos debido a que el formato del programa está en inglés.

Figura 5.14. Cálculo de valores de temperatura anuales.

La Figura 5.15 muestra un resumen de los valores de temperatura, características geográficas y parámetros en criterios de diseño por ser usados en los modelos de selección del PG.

Nota: los decimales se señalan con puntos debido a que el formato del programa está en inglés.

	T	U
1		
2	CLIMATIC DATA	
3	Lowest Yearly Air Temperature, °C	20.2
4	Low Air Temp Standard Deviation, °C	0.45
5	Yearly Degree-Days > 10 Deg. °C:	7420.3
6	High Air Temperature of high 7 days, °C:	35.9
7	Standard Dev. of the high 7 days, °C:	0.71
8		
9	Latitude, Degree:	8
10	Longitude, Degree:	-80.625
11	Altitud (msnm)	48
12		
13	PAVEMENT INFO	
14	Target Rut Depth (mm):	12
15	Depth Layer GP Alto (mm):	70
16	Depth Layer GP Bajo (mm):	0
17	ESAL	6500000
18	Velocidad de Tráfico (km/h)	60

Resumen de valores de tempertura del paso anterior.

Datos geográficos de la estación

Ahuellamiento permisible (RD)

Parámetros de diseño:

- H (temp. max)
- H (temp. min)
- Carga de Tráfico
- Velocidad de Tráfico

La Figura 5.16 muestra los cálculos correspondientes a la selección del PG mediante el modelo clásico de transformación de temperaturas aire-pavimento. El PG continuo que se obtuvo fue PG 63,4 en lo que respecta a la temperatura alta. Sin embargo, el mercado produce cementos y ligantes asfálticos de valores de PG que son estándar. La Tabla 5.4 (Asphalt Institute, 2012a) muestra los PG altos y bajos que se producen en el mercado. Como lo indica el Instituto de Asfalto, las celdas negras representan combinaciones de PG altos y bajos que generalmente no son producidas. Las celdas grises representan combinaciones que sí se producen, pero que requieren la utilización de modificadores en el cemento asfáltico. Estas combinaciones usualmente resultan en 92 °C al sumar en absoluto el PG alto y el PG bajo.

De manera que el PG que podríamos seleccionar para el ejemplo que está siendo desarrollado es un PG64-10.

Figura 5.15. Valores de entrada de los modelos de selección del PG.

	W	X	Y
1			
2	MÉTODO CLÁSICO SHRP/LTPP		
3		PG ALTO	PG BAJO
4	T _{air} (°C) =	35.9	20.2
5	σ _{air} (°C) =	0.71	0.45
6	Lat (Degree) =	8	8
7	H (mm) =	20	0
8	σ _{pav} (°C) =	3.05	2.12
9	T _{pav_prom} (°C) =	57.1	13.1
10	R =	0.98	0.98
11	z =	2.0537	2.0537
12	T _{pav} (°C) =	63.4	8.7
13	PG _{base_continuo} =	63.4	8.7
14	PG _{base_comercial} =	64	-10
15	Base =	PG 64-10	

Ecuaciones 5.1 y 5.5, respectivamente

PG Comercial según Tabla 5.4

Resumen de valores de temperatura del paso anterior.

Ecuaciones 5.3 y 5.7, respectivamente

Ecuaciones 5.2 y 5.6, respectivamente

Confiabilidad (98%)

Desviación estándar normal

Figura 5.16. Cálculos finales de selección de PG usando el método clásico.

PG Alto (°C)		PG Bajo (°C)						
PG	82	-10	-16	-22	-28	-34		
PG	76	-10	-16	-22	-28	-34		
PG	70	-10	-16	-22	-28	-34	-40	
PG	64	-10	-16	-22	-28	-34	-40	
PG	58		-16	-22	-28	-34	-40	
PG	52	-10	-16	-22	-28	-34	-40	
PG	46					-34	-40	-46

Tabla 5.4. PG producidos en el mercado. Fuente: Asphalt Institute, 2012b.

	W	X	Y
1			
2	MÉTODO CLÁSICO SHRP/LTPP		
3		PG ALTO	PG BAJO
4	T_{air} (°C) =	35.9	20.2
5	σ_{air} (°C) =	0.71	0.45
6	Lat (Degree) =	8	8
7	H (mm) =	20	0
8	σ_{pav} (°C) =	3.05	2.12
9	T_{pav_prom} (°C) =	57.1	13.1
10	R =	0.98	0.98
11	z =	2.0537	2.0537
12	T_{pav} (°C) =	63.4	8.7
13	PG _{base_continuo} =	63.4	8.7
14	PG _{base_comercial} =	64	-10
15	Base =	PG 64-10	
16	Ajustado AASHTO M 323 =	PG 70-10	

Esta manera de selección de PG, la manera clásica, hace uso generalmente de AASHTO M 323 para el ajuste por tráfico (carga y velocidad), aunque se está emigrando hacia la utilización de AASHTO M 332 (MSCR) para asegurar una mejor modificación del ligante. De manera que, según la Tabla 5.1, se debe hacer un ajuste de 1 grado de desempeño (6 °C), correspondiente a un ESAL de 3 a 10 millones y una velocidad entre 20 y 70 km/h. Resultando, finalmente, en un ligante PG 70-10, como se muestra en la Figura 5.17.

Figura 5.17. Resultados finales de la selección del PG según el método clásico.

En la Figura 5.18 se muestran los cálculos correspondientes a la selección del PG según el modelo de daño por ahuellamiento, resultando en un PG base continuo 76,3, el cual se traduce en un PG comercial de 82. También se muestra el incremento (ajuste) por tráfico.

	H	AI	AJ	AK	AL	AM
1						
2		MODELO DE DAÑO POR AHUELLAMIENTO - MOHSENI et. al. (2005)				
3		DD (°C-day) =	7.4	=U5/1000 Promedio de acumulado grado-día/1000		
4		Ahuell. Perm. RD (mm) =	12			
5		Lat =	8	Datos de pasos anteriores		
6		R =	0.98	Ecuación 5.9		
7		z =	2.0537	Ecuación 5.10		
8		PG _{H,d} =	75.2	Ecuación 5.11		
9		CVPG =	0.71	Tabla 5.3		
10		PG _{H,rel Continuo} =	76.3	Ajuste por tráfico: Tabla 5.2 Lento, Grado Base =70 debido a que el PG continuo resultó en 76.3;		
11		PG _{H,rel Comercial} =	82			
12		Adj. Traffic (ΔPG_T) =	8.0			

Figura 5.18. Cálculos básicos en la selección del PG con el modelo de daño por ahuellamiento.

La Figura 5.19 muestra los cálculos del ajuste por profundidad, resultando en un ajuste de -8,8 °C.

Finalmente, tomando en cuenta los ajustes de tráfico y profundidad, el PG continuo es 75,5, lo que resulta en un PG76-10 comercialmente hablando (recordemos que el PG bajo es el mismo calculado con el método clásico). Los cálculos se muestran en la Figura 5.20.

	IN	AO	AP	AQ	AR
1					
2					
3					
4					
5					

AJUSTE POR PROFUNDIDAD (7-DAY MAX)

$T_{pav_prom} (^{\circ}C) = 61.0$ @ H = 0 mm

$T_{pav_prom} (^{\circ}C) = 52.2$ @ H = 70 mm

Adj. Depth (ΔPG_H) = -8.8

Ecuación 5.2, con H = 0

Ecuación 5.2, con H = 70

Ecuación 5.13

Figura 5.19. Ajuste por profundidad.

	AI	AJ	AK	AL	AM
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					

MODELO DE DAÑO POR AHUELLAMIENTO - MOHSENI et. al. (2005)

DD ($^{\circ}C$ -day) = 7.4

Ahuell. Perm. RD (mm) = 12

Lat = 8

R = 0.98

z = 2.0537

$PG_{H,d} = 75.2$

CVPG = 0.71

$PG_{H,rel} Continuo = 76.3$

$PG_{H,rel} Comercial = 82$

Adj. Traffic (ΔPG_T) = 8.0

Adj. Depth (ΔPG_H) = -8.8

$PG_{H,rel} Continuo_Adj = 75.5$

$PG_{H,rel} Comercial_Adj = 76$

PG 76-10

Ajustado AASHTO M 332 = **PG 82H-10**

Ajuste por profundidad

Ecuación 5.14,
=AJ10+AJ12+AJ13

Figura 5.20. PG seleccionado según el método de daño por ahuellamiento.

Como se explicó anteriormente, en lugar de adicionar grados de desempeño al PG base, se puede modificar la designación del PG según AASHTO M 332. De acuerdo con la Tabla 5.3, se utiliza una designación de tráfico pesado (H), debido a que la velocidad de tráfico está entre 20-70 km/h. No es necesario cumplir el requerimiento de 10-30 millones de ESAL, ya que la condición en ese renglón es "O". Esto resulta en un PG 82H-10. La temperatura 82 °C corresponde a el $PG_{H,rel}$ Comercial (celda AJ11).

BIBLIOGRAFÍA CAPÍTULO 5

AASHTO. (2019). AASHTO M 323 Superpave Volumetric Mix Design. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO. (2020). Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice (01736068; Web 9781560517481; 3rd ed., p. 264p). <https://store.transportation.org/Item/CollectionDetail?ID=196>

AASHTO. (2023). AASHTO T 332 Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test. American Association of State Highway and Transportation Officials.

Ahmad, R., Menendez, J. R., Kargah-Ostadi, N., iEngineering Corporation, & Federal Highway Administration. (2017). Long-Term Pavement Performance Bind Online User Guide (01678805; Final Report, p. 26p) [Web]. <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/pavements/ltp/17010/17010.pdf>

Al-Qadi, I. L., Xie, W., & Elseifi, M. A. (2008). Frequency determination from vehicular loading time pulse to predict appropriate complex modulus in MEPDG. *Asphalt Paving Technology-Proceedings*, 77, 739.

Anderson, R. M., & Butler, K. (2011). MS-26 the Asphalt Binder Handbook. Asphalt Institute.

Asphalt Institute. (2012a). Asphalt Binder Testing: Technician's Manual for Specification Testing of Asphalt Binders (3rd ed). Asphalt Institute; WorldCat.

Asphalt Institute. (2012b). MS-25 ASPHALT BINDER TESTING Technician's Manual for Specification Testing of Asphalt Binders. Asphalt Institute.

Kennedy, T. W., Huber, G. A., Harrigan, E. T., Cominsky, R. J., Hughes, C. S., Von Quintus, H., Moulthrop, J. S., & Strategic Highway Research Program. (1994). Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave): The Product of The SHRP Asphalt Research Program (00666019; 030905821X; p. 156 p.). <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/shrp/SHRP-A-410.pdf>

Mohseni, A., Carpenter, S., & D'Angelo, J. (2005). Development of Superpave high-temperature performance grade (PG) based on rutting damage (01388103). 74, 197–253. <https://trid.trb.org/view/1155869>

Mohseni, A., Pavement Systems (PavSys), & Federal Highway Administration. (1998). LTPP Seasonal Asphalt Concrete (AC) Pavement Temperature Models (00755098; p. 71 p.) [Digital/other]. <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/pavements/ltp/97103/97103.pdf>

National Cooperative Highway Research, P., Ara, inc, & Eres Division. (2004). Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures: Final report: Vol. NCHRP 1-37A. NCHRP.

CAPÍTULO TULO 6

**RHEO + LA HERRAMIENTA QUE
RELACIONA LAS PROPIEDADES
REOLÓGICAS Y QUÍMICAS DEL
CEMENTO ASFÁLTICO
A OXIDACIÓN**



Este capítulo resume una investigación realizada en la Universidad de Costa Rica por Rafael Ernesto Villegas-Villegas, Alejandra Baldí, José P. Aguiar-Moya, Luis Loría-Salazar y Fabiola Miranda Argüello, la cual tenía como premisa que en los países donde realizan las normativas internacionales, el daño por fatiga en el cemento asfáltico está relacionado con las condiciones de baja temperatura. Desde esta suposición, surge una pregunta: ¿por qué ocurre la fatiga a temperaturas de zonas tropicales en las cuales no debería y qué métodos deberían usarse para estudiar este fenómeno?

En el campo de los betunes asfálticos se han realizado esfuerzos enormes por mejorar el desempeño de estos materiales: trabajos con nanomateriales, polímeros, uso de campos magnéticos, autorreparaciones térmicas, campos eléctricos, entre otros. Estos han generado un gran aporte, solucionando problemas presentes del material; no obstante, a ciencia cierta, no se sabe cuál es el efecto de estas técnicas en el futuro, sobre todo en relación con la oxidación del cemento asfáltico.

La oxidación del cemento asfáltico ha sido un tema importante de investigación durante décadas. Es bien conocido que la oxidación causa la fragilidad del ligante, por lo que comúnmente se le relaciona con la fatiga, una falla que reduce significativamente su vida útil. Las transformaciones químicas que le ocurren al cemento asfáltico con la oxidación incluyen el aumento en el contenido de oxígeno, así como las insaturaciones en las moléculas. Esto incrementa la polaridad y rigidez del material. Como consecuencia, su respuesta elástica aumenta y se altera su reología. Estas transformaciones son importantes para determinar el desempeño del pavimento durante su vida útil. Por tal razón, el objetivo de este trabajo es caracterizar de manera integral la oxidación del cemento asfáltico y relacionar los cambios químicos observados con su respuesta mecánica. Para lograr esto, varias muestras de cemento asfáltico se expusieron al envejecimiento y oxidación, las cuales se caracterizaron química y reológicamente, encontrándose una correlación en el contenido de ciertas especies químicas en el material y su comportamiento mecánico a temperaturas intermedias.

A partir de los resultados, se propone la herramienta llamada Rheo+, la cual es de suma importancia para Latinoamérica, pues da la posibilidad de correlacionar los resultados mecánicos obtenidos con el DSR (equipo más común y fácil de interpretar) con la química del material obtenida con el FT-IR. Esto permitiría determinar con el DSR si un cemento asfáltico se encuentra en condiciones óptimas, envejecidas u oxidadas, y utilizarse como herramienta de control de calidad en el futuro.

6.1 Introducción

Los cementos asfálticos están sujetos a condiciones de alta temperatura en la refinería, en la unidad de almacenamiento o en la planta de cemento asfáltico. El tiempo durante el cual el cemento asfáltico se somete a estas condiciones de alta temperatura es considerablemente corto en comparación con la vida útil del pavimento. Es importante tener en cuenta que la oxidación del cemento asfáltico se produce en dos etapas: 1) durante la extracción, la producción de la mezcla asfáltica y la colocación en la capa superior del pavimento; y 2) durante la vida útil del pavimento. (Huang y Grimes, 2010; Branthaver et al., 1993)

Para comprender mejor qué sucede con el cemento asfáltico durante la oxidación, es necesario tener

una comprensión más precisa del material. Hay tres factores principales que causan el endurecimiento al cemento asfáltico: pérdida volátil, cambios en la composición química asociados a la reacción con el oxígeno y la forma en que se estructuran las moléculas que producen efectos tixotrópicos debido al endurecimiento estérico (Petersen, 2009; Polacco et al., 2006). Las reacciones que ocurren durante estas etapas dependen de la composición química del cemento asfáltico (Lu y Isacson, 2002; Yang et al., 2015). Se espera un aumento en la cantidad de grupos funcionales oxigenados, dobles enlaces y aromaticidad (Lamontagne et al., 2001; Mouillet et al., 2008; Yao et al., 2013). Estos cambios químicos pueden ser monitoreados por Espectroscopia Infrarroja de Transformada de Fourier (FTIR) (Liu, 1996; Loría Salazar, 2012).

El FTIR es un método eficaz para medir y cuantificar grupos funcionales que denotan la oxidación del cemento asfáltico. Las bandas de 1705 cm^{-1} se deben a enlaces $\text{C}=\text{O}$ en compuestos carbonilos, como cetonas, ácidos y anhídridos carboxílicos. Mientras que las bandas de 1030 cm^{-1} corresponden a los enlaces $\text{S}=\text{O}$ de los compuestos de sulfóxido. Para poder ponderar la concentración de estos grupos en el cemento asfáltico, se debe cuantificar el área de los picos en las longitudes de onda mencionadas anteriormente. Esto ayuda a comprender la magnitud de la formación de estos grupos durante el proceso de envejecimiento y oxidación térmica (Lui et al., 1998).

El fenómeno de oxidación depende de la composición química de cada cemento asfáltico (Lu y Isacson, 2002; Lui et al., 1998). De igual manera, la composición química única de cada cemento asfáltico da al material una respuesta viscoelástica también única. Partiendo de esto, el presente trabajo busca relacionar la química de distintas muestras de cemento asfáltico con la respuesta mecánica que exhiban. Es importante conocer la temperatura intermedia de servicio del cemento asfáltico y la composición química del mismo para saber el estado de oxidación del ligante en tiempo presente y proyectar dichos cambios en su composición química a futuro, con el fin de que no falle por fatiga.

Por lo tanto, si se quieren evitar los problemas de fatiga en el cemento asfáltico oxidado, es necesario tener un componente viscoso mayor, el cual es capaz de proporcionar relajación al cemento asfáltico cuando se trata de esfuerzos dinámicos relacionados con cargas dinámicas (Huang y Grimes, 2010).

Cuando se hacen mediciones dinámicas en el reómetro, el esfuerzo y la deformación varían sinusoidalmente con el tiempo. Por lo tanto, cuando el material está sometido a tensión, su respuesta natural conduce a una deformación. El ángulo de fase y la amplitud del radio de deformación en relación dependen de las propiedades de los materiales y, aunque varían con la frecuencia, proporcionan información sobre la respuesta del material (Stroup-Gardiner, 1996). En este sentido, la contribución del componente elástico (G') a bajas temperaturas o alta oxidación se convierte en un factor notable en el comportamiento del cemento asfáltico. Cuando $G''=G'$ el ángulo de fase (δ) es igual a 45° . Este es un concepto importante para esta investigación, ya que estará estrechamente relacionado con la temperatura de cruce ("crossover"). Cuando el ángulo de fase (δ) es menor que 45° , el G' comienza a dominar el comportamiento del material. Como $\delta \rightarrow 0^\circ$ el material se comporta como un sólido ideal.

Es bien sabido que el comportamiento mecánico del cemento asfáltico está muy influenciado por la temperatura y la composición. Esto significa que, a medida que aumenta el grado de oxidación, la capacidad de flujo del material disminuye considerablemente y la probabilidad de fractura para disipar la energía aumentará. Tanto la oxidación como las bajas temperaturas endurecen el cemento asfáltico, lo que conduce a un aumento significativo en G' y una disminución en G'' . Por lo tanto, estos parámetros son vitales a la hora de determinar el rendimiento del cemento asfáltico a temperaturas intermedias y bajas. Por lo tanto, el objetivo de este estudio es analizar la influencia de la composición química en

la reología del cemento asfáltico y proponer una herramienta para predecir el nivel de oxidación del material en función de su temperatura de cruce (“crossover”) en donde $G''=G'$.

6.2 Metodología

6.2.1 Materiales

Los materiales analizados en este estudio se indican aquí como Costa Rica 1 (CR1), Costa Rica 2 (CR2), Guatemala 1 (GT1), Guatemala 2 (GT2), Colombia (COL), Chile (CHI), España (ESP), Nicaragua (NIC), El Salvador 1 (ES1), El Salvador 2 (ES2), Bolivia 1 (BOL1) y Bolivia 2 (BOL2), según su país de origen.

6.2.2 Oxidación de las muestras

Las muestras de cemento asfáltico se sometieron a envejecimiento térmico según las especificaciones propuestas por Superpave. El método establece que el cemento asfáltico debe someterse a un tratamiento en el horno de película delgada rotacional (RTFO) (14). El procedimiento pretende simular el envejecimiento que se produce en el material durante el almacenamiento, la mezcla, la colocación y la compactación en la carretera. Por lo tanto, este tipo de envejecimiento se denomina envejecimiento a corto plazo del cemento asfáltico. Una vez finalizado este proceso, el material se somete a un segundo ciclo de acondicionamiento en el Recipiente de Envejecimiento a Presión (PAV) (15) (Bahia y Anderson, 1995). El envejecimiento en PAV es más grave que en el RTFO, ya que el cemento asfáltico se somete a altas temperaturas y condiciones de presión durante largos períodos. Este procedimiento busca simular el envejecimiento a largo plazo del material después de varios años de servicio en la carretera.

6.2.3 Caracterización del cemento asfáltico

Los cambios químicos inducidos por la oxidación se determinaron cuantificando áreas de señal particulares del espectro infrarrojo de las muestras obtenidos en el FTIR. Las señales cuantificadas fueron las siguientes: compuestos oxigenados (3500 cm^{-1} , hidroxilo, 1700 cm^{-1} , carbonilo y 1030 cm^{-1} , sulfóxido), compuestos aromáticos e insaturados (que contienen $C=C$) (3050 cm^{-1} y 1600 cm^{-1} respectivamente), y compuestos saturados (que contienen CH) ($2800\text{--}2900\text{ cm}^{-1}$).

Las propiedades mecánicas del cemento asfáltico se midieron con un DSR, utilizando una geometría de 8 mm. Para hacer esto, se realizó un barrido de temperatura comenzando a $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ y terminando a $40\text{ }^{\circ}\text{C}$, con una velocidad de calentamiento de $0,5\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{min}$, una velocidad angular de 10 rad/s y una deformación de 1%.

6.3 Resultados y discusión

6.3.1 Respuesta viscoelástica del cemento asfáltico oxidado

El comportamiento viscoelástico de los materiales poliméricos se rige por la variación de la magnitud de los componentes viscosos y elásticos con la temperatura. La Figura 6.1.a ilustra este comportamiento, en el que se distinguen cuatro regiones: región vítrea, región de transición, región gomosa y región terminal (Rosen, 1993; Padmarekha y Murali Krishnan, 2013; Brinson y Brinson, 2015). Para evaluar el comportamiento mecánico del aglomerante asfáltico, se realizó un barrido de los componentes elásticos y viscosos a diferentes temperaturas ($5\text{ }^{\circ}\text{C}$ - $145\text{ }^{\circ}\text{C}$) en el cemento asfáltico CR2 para servir como ejemplo. El barrido se realizó a una frecuencia de 10 rad/s y una deformación del 1%. Los resultados se muestran en la Figura 6.1.b.

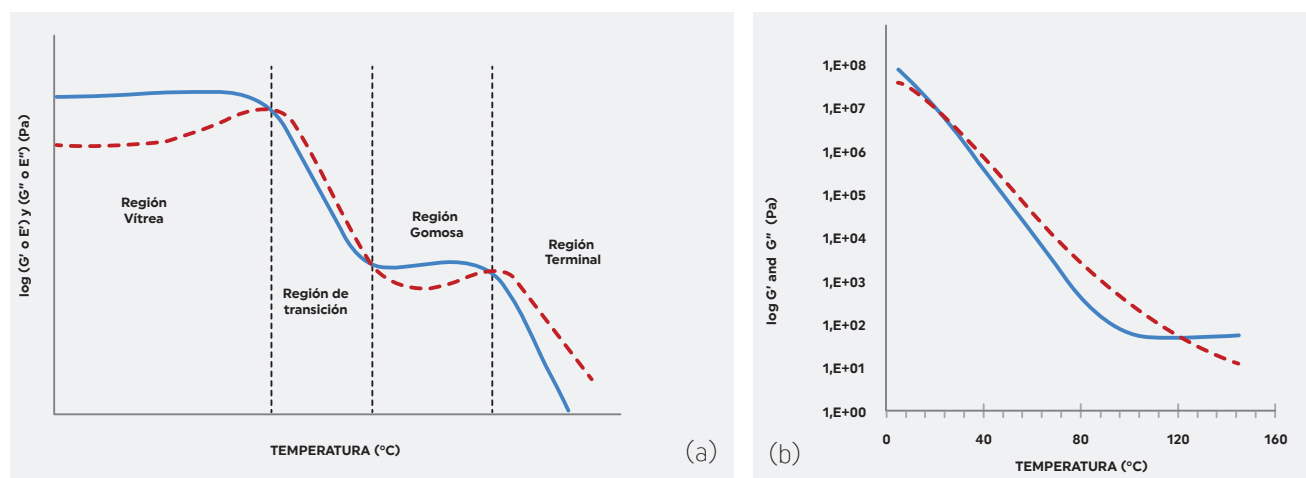


Figura 6.1. (a) Cambios en la componente elástica (línea continua) y componente viscosa (línea punteada) con la temperatura de los materiales poliméricos y (b) Cambios en la componente elástica (línea continua) y componente viscosa (línea punteada) con la temperatura del cemento asfáltico.

Según la Figura 6.1.b, es posible observar que el cemento asfáltico muestra un comportamiento similar al de un material polimérico. Sin embargo, es importante tener en cuenta que, debido a la composición heterogénea del cemento asfáltico, las regiones que se muestran en la Figura 6.1.b podrían solaparse o alargarse. Por lo tanto, en un cemento asfáltico, se pueden encontrar varias transiciones de fase, como las transiciones de fusión y vítreas, que cubren un amplio rango de temperaturas. En otras palabras, estas transiciones no ocurren en un punto específico del cemento asfáltico, como es el caso de los materiales homogéneos. Se observa además en la Figura 6.1.b que existe una temperatura a la cual las componentes elástica y viscosa del cemento asfáltico se igualan. A este punto se le llamará en adelante temperatura de cruce o temperatura de “crossover”, indistintamente. Es importante tener en cuenta que, a temperaturas cercanas a la temperatura de cruce, los cementos asfálticos oxidados tienen una probabilidad de fractura que aumenta a medida que la temperatura disminuye. Basándose en los parámetros reológicos fundamentales, es de esperar que este fenómeno pueda ocurrir cuando $G' > G''$, y para que esto suceda $\delta < 45^{\circ}$.

6.3.2 Relación entre la química y la temperatura de crossover

La temperatura de cruce depende de la carga y la composición química del material. A la estructura molecular del material le resulta difícil cambiar de un estado rígido a un estado de flujo cuando se encuentra a temperaturas inferiores a la temperatura de cruce y, por lo tanto, el medio más probable de disipación de energía es la fractura.

La importancia del análisis de la ubicación del cruce es que determina el comportamiento del cemento asfáltico a cierta temperatura. De la Figura 6.1.b, el primer punto donde $G'=G''$ indica el límite entre el estado vítreo y las regiones de transición en el cemento asfáltico. En consecuencia, se espera que, por debajo de esta temperatura, el material se comporte rígidamente. En el caso particular de la Figura 1b, uno de los puntos de cruce se produce a 125°C , lo que implica que, por encima de esa temperatura, el aglutinante es más propenso a fluir. En este sentido y considerando un comportamiento polimérico del cemento asfáltico (Polacco et al., 2006), se espera que la temperatura a la que $G'=G''$ pueda resultar en un indicador importante del nivel de oxidación del ligante: un aglutinante oxidado exhibirá el punto $G'=G''$ a una temperatura más alta, en comparación con uno no oxidado.

Con el fin de encontrar una correlación entre la respuesta mecánica del cemento asfáltico y los cambios químicos debidos a la oxidación, se determinó la temperatura de cruce de las muestras de ligante en condiciones vírgenes (original), RTFO y envejecidas por PAV. Asimismo, se comparó esta temperatura con el área de las señales de oxidación de los espectros de infrarrojo (FTIR), las cuales corresponden a carbonilos y sulfóxidos. Los resultados se muestran de manera ilustrativa en las Figuras 6.2 a la 6.4.

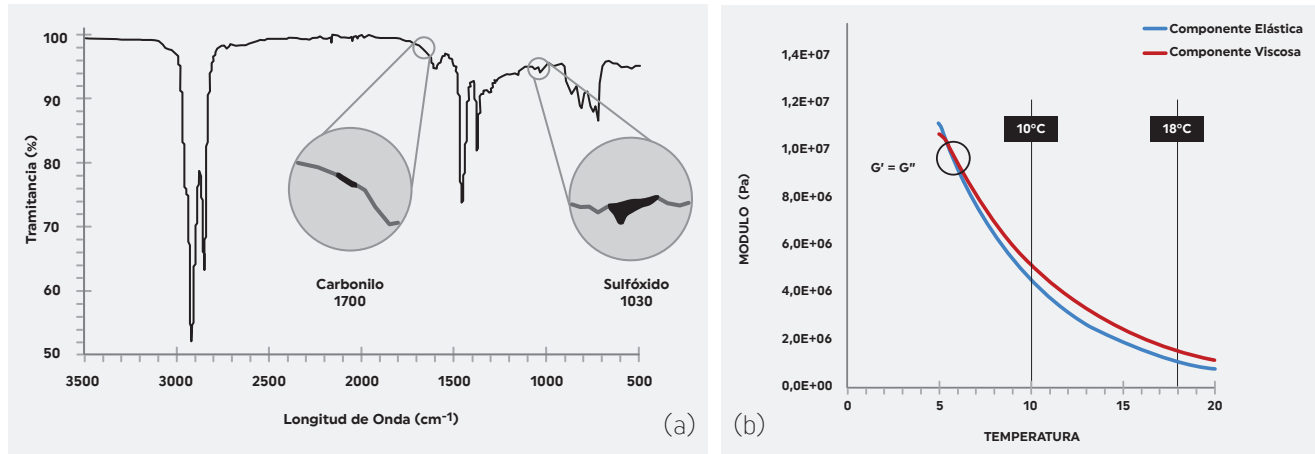


Figura 6.2. (a) Análisis FTIR y (b) Análisis de temperatura de cruce ("crossover") de CR2 (virgen).

Como se observa en la Figura 6.2.a, el cemento asfáltico puro contiene una baja concentración de carbonilos y un área considerable de sulfóxidos cuantificables. Esto le da al cemento asfáltico virgen una mayor flexibilidad y resistencia a la fatiga (Walas, 2013). Con respecto a la Figura 6.2.b, se puede observar que a temperaturas superiores a 10 °C no hay otra temperatura de cruce. Esta característica, junto con la baja concentración de carbonilo mostrada en la Figura 6.2.a, da la indicación de que el cemento asfáltico es virgen.

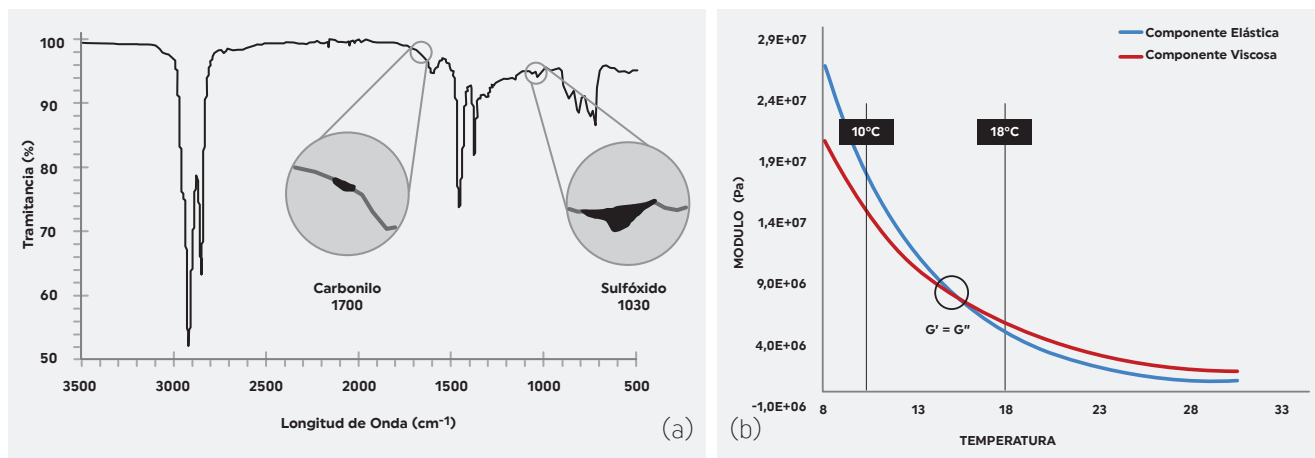


Figura 6.3. (a) Análisis FTIR y (b) Análisis de temperatura de cruce ("crossover") de CR2 (RTFO)

Para el cemento asfáltico tratado en el RTFO en la Figura 6.3.a, se puede observar un pequeño incremento en el grupo carbonilo y un aumento notorio en el área de sulfóxido. Estas propiedades son características de un cemento asfáltico envejecido, en este caso particular debido al tratamiento térmico al que se sometió. Se puede esperar que las condiciones inadecuadas de almacenamiento y transporte puedan causar un comportamiento similar en un cemento asfáltico. En la Figura 3b se puede observar que la temperatura de cruce ($G'' = G'$) está entre 10 °C y 18 °C. Este aumento en la temperatura de cruce

se correlaciona bien con los resultados del análisis FTIR de la Figura 6.3.a, donde el incremento de los grupos carbonilo y sulfóxido muestra un estado de oxidación más alto. A temperaturas superiores a la temperatura de crossover, la probabilidad de fractura comienza a ser nula. Por lo tanto, cuando la temperatura de crossover se ubica alrededor de 10 °C y 18 °C, se puede concluir que el cemento asfáltico está ligeramente oxidado.

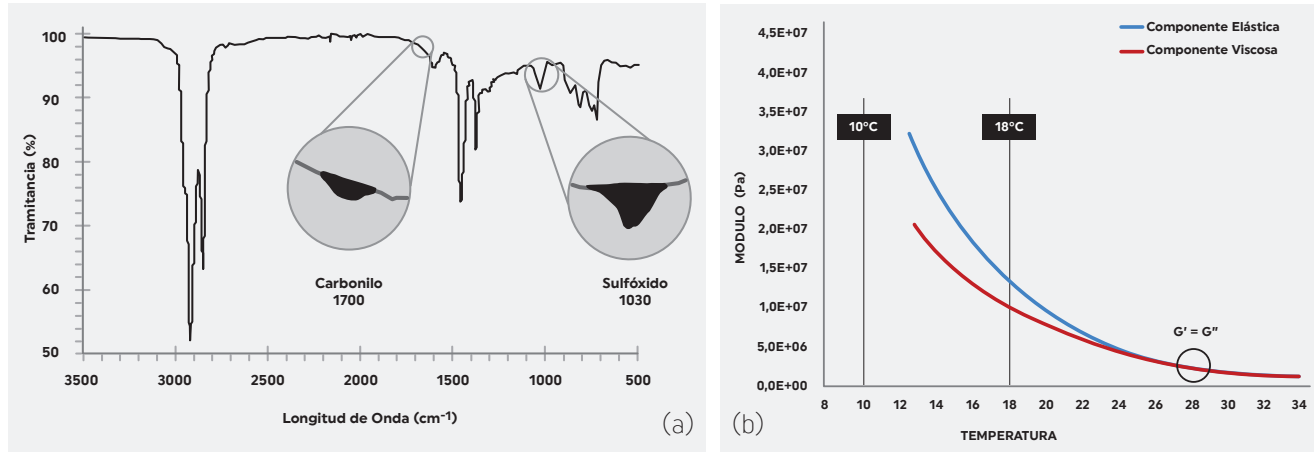


Figura 6.4. (a) Análisis FTIR y (b) Análisis de temperatura de cruce ("crossover") de CR2 (PAV)

En el caso del cemento asfáltico CR2 oxidado en el PAV, el estudio realizado en el FTIR muestra un crecimiento significativo del grupo carbonilo y del grupo sulfóxido, en comparación con los cementos asfálticos vírgenes y tratados en el RTFO. Este notable incremento del grupo carbonilo es una señal inequívoca de la oxidación del cemento asfáltico.

Es importante observar en la Figura 4b que para un aglomerante envejecido con PAV, el punto en el que $G'' = G'$ se obtiene a temperaturas superiores a 18 °C. En este caso particular, la temperatura de cruce es de 27,7 °C. Por encima de esta temperatura es donde la componente viscosa comienza a regir el comportamiento del cemento asfáltico. Cuanto más alta es la temperatura a la que comienza este comportamiento, más susceptible es el cemento asfáltico a la fatiga.

La determinación del valor del cruce se realizó para cementos asfálticos provenientes de varios países, como se muestra en la Figura 6.5.

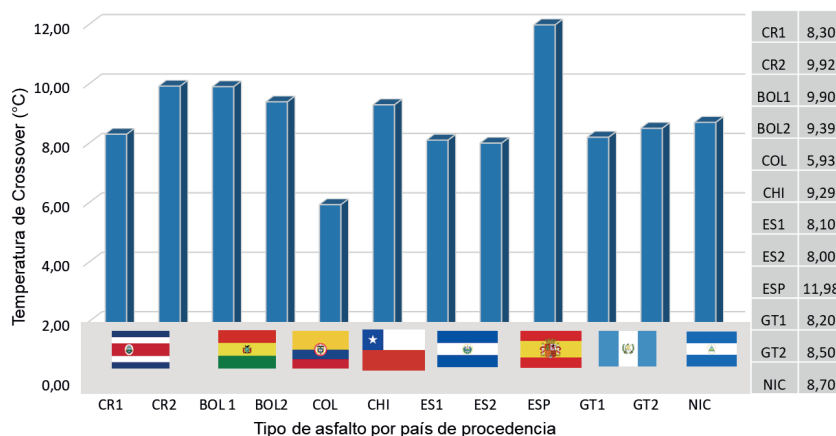


Figura 6.5. Análisis de temperatura de cruce ("crossover") para cementos asfálticos.

De acuerdo con la Figura 6.5, la temperatura de cruce ("crossover") es inferior a 10 °C para la mayoría de los cementos asfálticos vírgenes. Es importante observar que el cemento asfáltico de España posee temperatura de cruce superior a 10 °C, lo que hace sospechar susceptibilidad a la fatiga. Los cementos asfálticos de Costa Rica y Bolivia (CR2 y BOL1) están muy cerca del límite de temperatura de cruce, por lo tanto, se espera una mayor tendencia a la fatiga conforme se oxidan.

Al evaluar los cementos asfálticos envejecidos con RTFO muestran una temperatura de cruce superior a 10 °C (Figura 6.6). Vale la pena señalar que a este nivel de envejecimiento térmico se espera un aumento en la cantidad de sulfóxidos en el material y la formación de carbonilos en una cantidad menor. Se aprecia en la Figura 6.6 que el impacto del RTFO en el cruce de los cementos asfálticos de Bolivia y Colombia (BOL2 y COL) ha sido drástico, incluso por encima de la muestra de España (ESP) que, en condición virgen, mostraba el peor comportamiento. Esto es un indicativo de que no solo es importante la composición química de partida del cemento asfáltico, sino también su susceptibilidad térmica.

Por otro lado, cuando las muestras se someten a la oxidación térmica en el PAV, las temperaturas de cruce son superiores a 18 °C (Figura 6.7), lo que se acompaña de un aumento significativo en la cantidad de sulfóxidos y un aumento importante en el grupo carbonilo, como se espera en estas muestras oxidadas. Como se muestra en la Figura 6.7, los cementos asfálticos COL y BOL2 muestran probabilidad de fatiga a temperaturas superiores a los 34 °C.

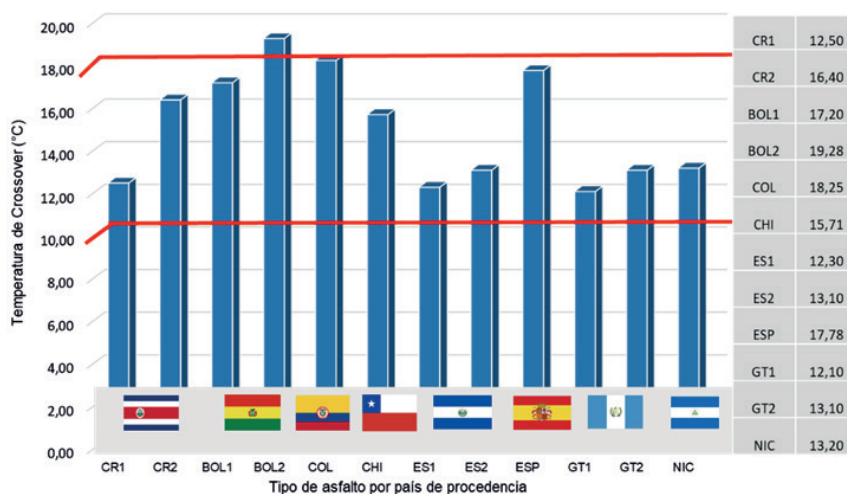


Figura 6.6. Análisis de temperatura de cruce ("crossover") para cemento asfálticos RTFO.

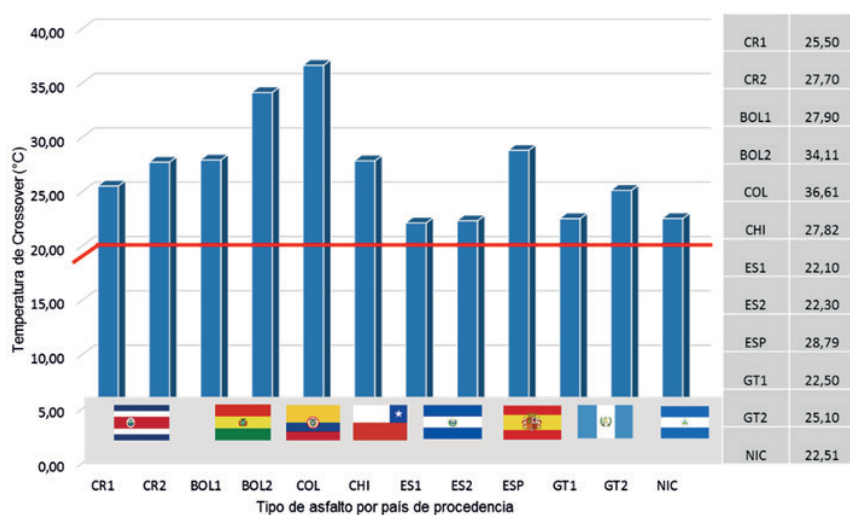


Figura 6.7. Análisis de temperatura de cruce ("crossover") para cemento asfálticos PAV.

asfáltico a cada condición de envejecimiento. A continuación, se presenta el análisis FTIR para los betunes analizados (Figura 6.8). Específicamente, los cambios en el contenido carbonilo se han cuantificado mediante índices de oxidación, calculados de acuerdo con la literatura (Lamontagne et al., 2001; Mouillet et al., 2008; Yao et al., 2013).

Antes de usar un lote de cemento asfáltico en una planta de mezcla asfáltica, es difícil saber el estado de oxidación del material, es importante determinar si el cemento asfáltico está en condiciones óptimas o si está envejecido u oxidado; lo que, según el análisis anterior, tiene graves implicaciones en la vida restante del material al acortar el tiempo en el que alcanzará un estado de oxidación tal que lo hará estar fatigado. Para investigar esto más a fondo, se realizaron mediciones de FTIR a cada cemento

Según la Figura 6.8, está claro que a medida que el cemento asfáltico se oxida, los índices de carbonilo aumentan con la oxidación térmica. Esto sugiere que a medida que aumenta el estado de oxidación, la respuesta mecánica del material muestra un aumento en la rigidez que conduce a la fatiga. Para ilustrar esto, se buscó establecer una relación entre la temperatura de cruce (medida con el Reómetro de Corte Dinámico o DSR, por sus siglas en inglés) y el estado de oxidación del material (medido con el FTIR) (Figura 6.9).

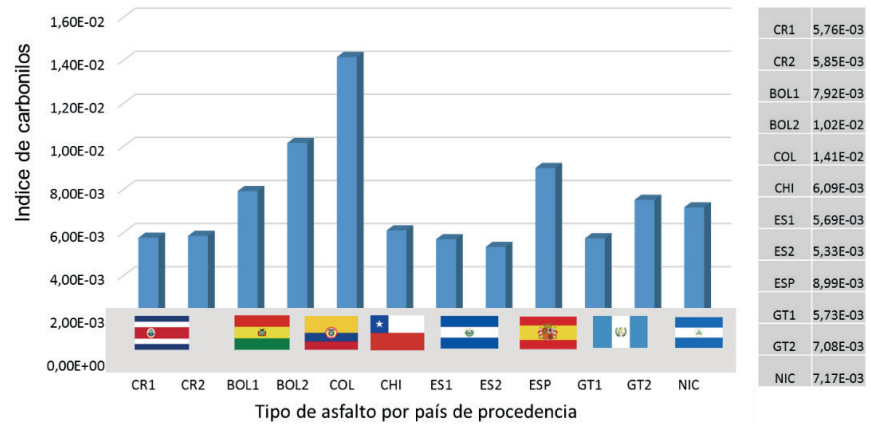
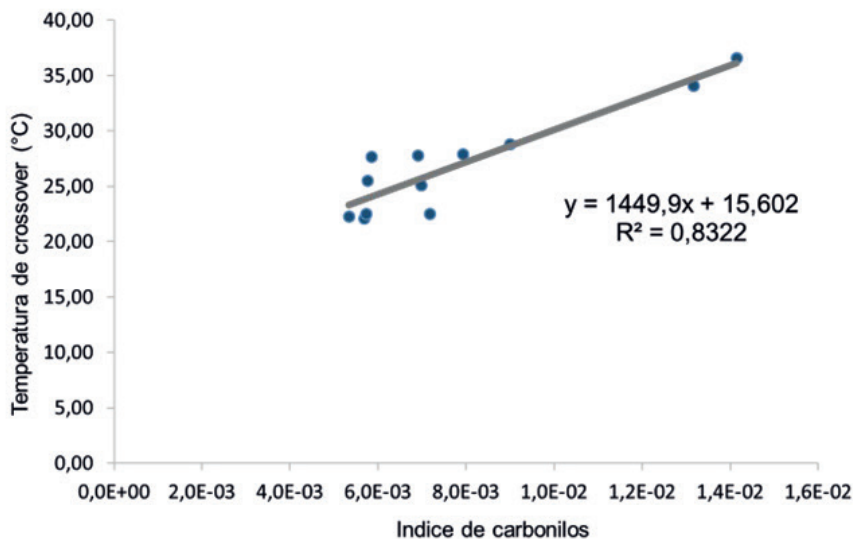


Figura 6.8. Análisis índice de carbonilos para cemento asfálticos PAV.



Al calcular el índice de carbonilos para las muestras oxidadas en el PAV, se aprecia una tendencia bastante similar al del cruce de la Figura 6.7; de la misma forma, los cementos asfálticos COL, BOL2 y ESP son, en ese orden, los que tienen los índices de carbonilos más grandes y, por ende, los más propensos a la fatiga, como se muestra en la Figura 6.10.

Figura 6.9. Correlación entre cruce ("crossover") e índice de carbonilos para cemento asfálticos PAV.

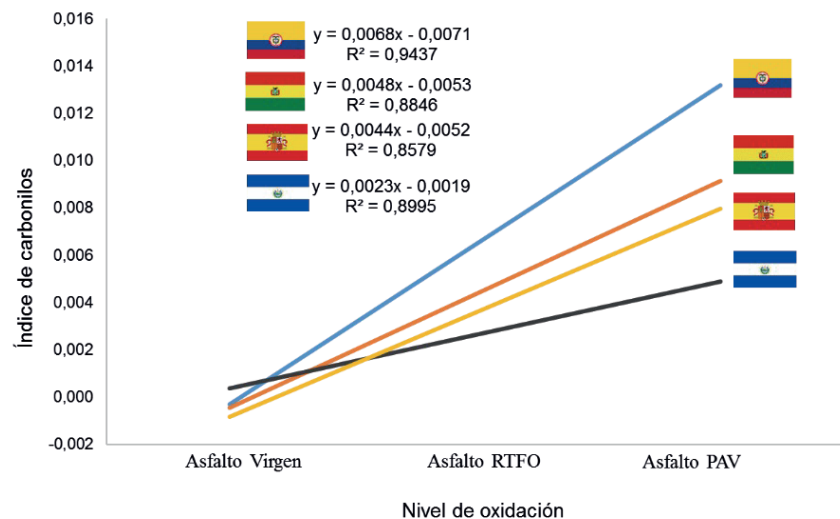


Figura 6.10. Rectas de mejor ajuste del crecimiento del grupo carbonilo ante el tratamiento térmico RTFO y PAV.

6.4 Relación entre PG y Cruce ("Crossover")

Cuando se estudia la susceptibilidad del cemento asfáltico a la fatiga a temperaturas intermedias de servicio se recurre a valores del Grado de Desempeño (PG, por sus siglas en inglés) medidos en el DSR. El valor de PG intermedio no ha dado históricamente un valor de referencia que permita estimar un parámetro efectivo del comportamiento a fatiga del cemento asfáltico a esta temperatura. Por otro lado, el cruce es una propiedad fundamental del cemento asfáltico y marca la temperatura donde el material estadísticamente tiene probabilidad de fatiga, el cual aumenta al disminuir la temperatura. Los resultados de Figura 6.11 muestran la inefectiva evaluación de PG en fatiga a temperatura intermedia, en contraposición a cruce que en todos los cementos asfálticos propone condiciones más severas de evaluación.

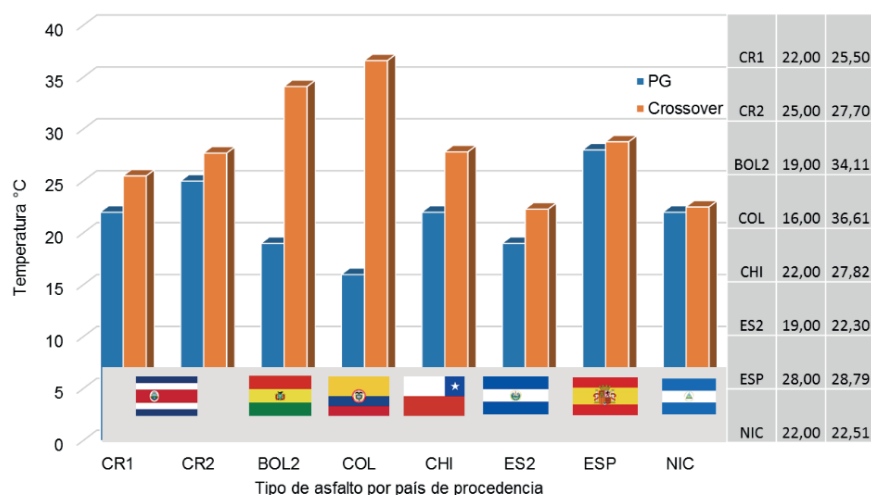


Figura 6.11. Comparación entre temperatura intermedia de PG y Cruce ("Crossover") para cemento asfálticos PAV.

Como se observa en la Figura 6.11, los valores de PG para todos los cemento asfálticos oxidados en el PAV son menores que las temperaturas de cruce obtenidas de los mismos, lo que implica que PG sea un método más flexible a la hora de evaluar los cementos asfálticos a fatiga. Nótese que el cemento asfáltico COL muestra un valor de PG intermedio muy bueno, siendo incluso el mejor cemento asfáltico según PG, pero que al evaluarlo por cruce dictamina ser el peor

cemento asfáltico a fatiga. De modo similar ocurre con el cemento asfáltico BOL2, el cual tiene valores de PG buenos, pero que la evaluación de cruce dictamina que es un cemento asfáltico sumamente vulnerable al deterioro por fatiga.

6.5 La herramienta RHEO+

La Figura 6.12 muestra la herramienta RHEO+, para resumir los hallazgos de la Figura 6.2, 6.3, y 6.4, mostrando la relación entre la reología y la composición química de los cementos asfálticos. La herramienta RHEO+ asume:

(1) Cuando se realiza un barrido de temperatura y la temperatura de cruce es inferior a 10 °C, el cemento asfáltico se encuentra en un estado óptimo, en otras palabras, en condiciones no envejecidas. Se espera que un cemento asfáltico con una temperatura de cruce más baja tenga una vida útil más larga contra la fatiga a temperaturas medias. Es importante para este punto en particular tener el cuidado de no fiarse, hay una tendencia manifiesta a que esto ocurra, pero existen cementos asfálticos muy rebajados o con aditivos que pueden parecer buenos, pero no lo son.

(2) El cemento asfáltico que tiene una temperatura de cruce entre 10 °C y 18 °C generalmente tiene un contenido de sulfóxido mayor que un cemento asfáltico sin envejecer. Debido a esto, se espera que el cemento asfáltico con una temperatura de cruce ubicada entre 10 °C y 18 °C sea envejecido. Un cemento asfáltico que exhibe tales características es muy susceptible de oxidarse, principalmente en muestras

(3) Si la temperatura de cruce es superior a 18 °C, el cemento asfáltico se oxida. Esto se debe al hecho de que las muestras que exhiben este comportamiento exhiben también un mayor contenido de especies químicas, como carbonilos y sulfóxidos, como en el caso de las muestras envejecidas con PAV. Para muestras expuestas a condiciones de campo abierto, se observa un aumento de moléculas aromáticas e insaturadas, acompañadas del aumento de carbonilos y sulfóxidos (Villegas-Villegas et al., 2018). La contribución más importante de la herramienta RHEO+ es que relaciona la composición química del ligante asfáltico con su respuesta mecánica. Cabe señalar que las pruebas reológicas no reemplazan el análisis químico. Sin embargo, en el caso específico de los hallazgos de las Figuras 6.8 y 6.9, un análisis reológico puede facilitar la selección del material. Estos hallazgos (Figura 6.12) pueden convertirse en una herramienta útil para tomar una decisión en la compra o selección del cemento asfáltico, ya que el grado de envejecimiento del cemento asfáltico lo hace más susceptible a la oxidación y este no es un factor que se tenga en cuenta en los controles de calidad del material.

Los hallazgos de este estudio se pueden resumir de la siguiente manera:

La ubicación del punto de intersección entre G' y G'' determina el comportamiento del cemento asfáltico contra la fatiga o la deformación a una temperatura dada. Esta temperatura donde $G'=G''$ indica el límite entre la región vítrea y las demás regiones de transición del cemento asfáltico. En consecuencia, se espera que el material se comporte de manera rígida bajo esta temperatura: el cemento asfáltico se vuelve más elástico y aumenta la probabilidad de agrietamiento por fatiga.

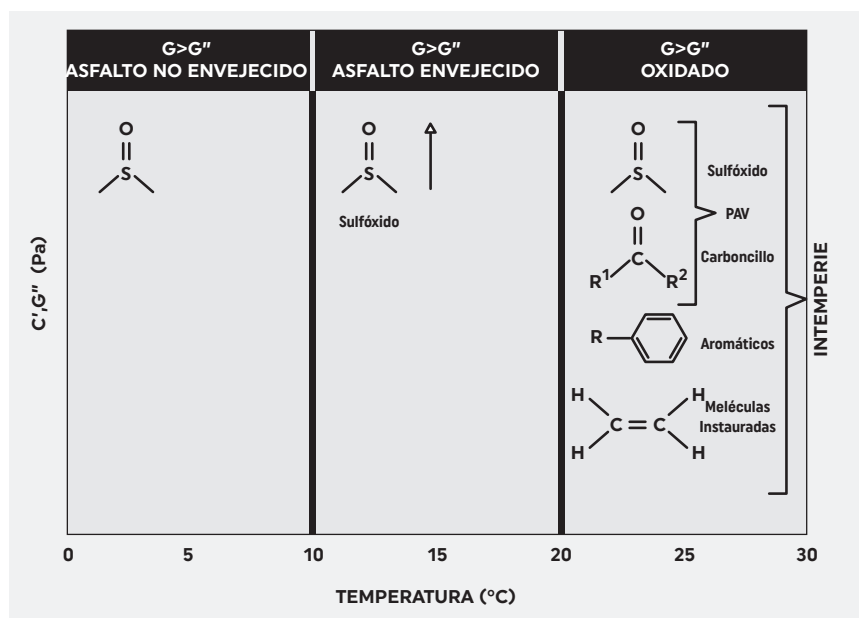


Figura 6.12. Herramienta RHEO+, evaluación reológica a nivel de envejecimiento y oxidación del cemento asfáltico y su relación con la composición química.

Se observó que la temperatura a la que $G'=G''$ puede ser un indicador importante de la oxidación del cemento asfáltico. Un cemento asfáltico oxidado muestra un $G'=G''$ a una temperatura más alta, en comparación con uno no envejecido.

La temperatura de cruce marca el comienzo de la región vítrea, en esta región el módulo del material es bajo, pero está asociado a la influencia de la componente elástica y cuando se aplica la carga al material que tiene una probabilidad de fractura. A medida que la temperatura disminuye, el módulo aumenta, lo que otorga al cemento asfáltico una mayor capacidad de soporte, hasta un punto donde su resistencia es máxima. Si la temperatura sigue disminuyendo, la estructura se vuelve más tensa y la movilidad molecular es baja debido a que el volumen de espacio libre de las moléculas disminuye, hasta el punto en que, con cualquier pequeño esfuerzo aplicado, o de manera espontánea, el material se fracturará.

A partir de los hallazgos anteriores, la herramienta RHEO+ se propone como un parámetro de control

CAPÍTULO 6 - RHEO + LA HERRAMIENTA QUE RELACIONA LAS PROPIEDADES REOLÓGICAS Y QUÍMICAS DEL CEMENTO ASFÁLTICO A OXIDACIÓN de los ligantes para su eventual aceptación. Además, es fácil de utilizar e interpretar, con un equipo accesible en los laboratorios de cemento asfáltico. La contribución más importante de la herramienta RHEO+ es que relaciona la composición química del ligante bituminoso con su respuesta mecánica.

Se recomienda realizar más estudios para utilizar la temperatura de cruce en sustitución de PG para la evaluación de fatiga a temperaturas intermedias de servicio.

BIBLIOGRAFÍA CAPÍTULO 6

Bahia, H.U. & Anderson D.A. (1995). The Pressure Aging Vessel (PAV): A Test to Simulate Rheological Changes Due to Field Aging. En *Physical Properties of Asphalt Cement Binders*, STP18189S. ASTM International, West Conshohocken. DOI: 10.1520/STP18189S

Branthaver, J. F., Petersen, J.C., Robertson, R.E., Duvall, J.J., Kim, S.S., Harnsberger, P.M., Mill, T., Ensley, E.K., Barbour, F.A. & Schabron, J.F. (1993). SHRP-A-368. Binder Characterization and Evaluation. Volume 2: Chemistry. Washington DC: Transportation Research Board, National Research Council. <https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/shrp/SHRP-A-368.pdf>

Brinson, H. F. & Brinson, L.C. (2015). *Polymer Engineering and Viscoelasticity. An Introduction.* (Vol. 2). NY: Springer US.

Huang, S-C. & Grimes, W. (2010). Influence of Aging Temperature on Rheological and Chemical Properties of Asphalt Binders. En *Transportation Research Record*. <https://journals.sagepub.com/doi/abs/10.3141/2179-05>

Lamontagne, J., Dumas, P., Mouillet, V. & Kister, J. (2001, mar). Comparison by Fourier transform infrared (FTIR) spectroscopy of different aging techniques: application to road bitumens. En *Fuel*, 80(4), pp. 483-488.

Liu, M. L. (1996, abr). The kinetics of carbonyl formation in asphalt. En *American Institute of Chemical Engineers Journal*, 42(4), pp. 1069-1076. <https://aiche.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/aic.690420417>

Loría Salazar, L.G. (2012, sep). Evaluación de asfaltos modificados en laboratorio con distintos polímeros. En *Infraestructura Vial*, 9(17), pp. 46-53. <https://revistas.ucr.ac.cr/index.php/vial/article/view/2065>

Lu, X. & Isacson, U. (2002, feb). Effect of ageing on bitumen chemistry and rheology. En *Construction and Building Materials*, 16(1), pp. 15-22. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061801000332>

Lui, M., Ferry, M.A., Davison, R.R., Glover, C.J. & Bullin, J.A. (1998, nov-12). Oxygen Uptake As Correlated to Carbonyl Growth in Aged Asphalts and Asphalt Corbett Fractions. En *Industrial & Engineering Chemistry Research*, 37(12), pp. 4669-4674. <https://pubs.acs.org/doi/10.1021/ie980450o>

Mouillet, V., Lamontagne, J., Durrieu, F., Planche, J.-P. & Lapalu, L. (2008). Infrared microscopy investigation of oxidation and phase evolution in bitumen modified with polymers, En *Fuel*, 87(7), pp. 1270-1280. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0016236107003183>

Padmarekha, A. & Murali Krishnan, J. (2013, nov-13). Viscoelastic Transition of Unaged and Aged Asphalt. En *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25(12). <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29MT.1943-5533.0000734>

Petersen, J. C. (2009, oct.). A Review of the Fundamentals of Asphalt Oxidation. USA: Transportation Research Circular, N° E-C140. <https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/circulars/ec140.pdf>

Polacco, G., Stastna, J., Biondi, D. & Zanzotto, L. (2006, oct.). Relation between polymer architecture and nonlinear viscoelastic behavior of modified asphalts. En *Current Opinion in Colloid & Interface Science*, 11(4) pp. 230-245. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S135902940600046X>
Pressure aging vessel (PAV), ASTM D-6521.

Rosen, S. (1993). Fundamental principles of polymeric materials. Editorial John Wiley & Sons, Inc., vol. 02.

Schidmt, R.J. (1973, ene-01). The rolling thin-film oven-An Improved Rolling Thin-Film Oven Test (RTFO), ASTM D-2872. En *The American Society of Mechanical Engineers*, p. 14. <https://asmedigitalcollection.asme.org/astm-ebooks/book/1167/chapter-abstract/27780949/The-Rolling-Thin-Film-Circulating-Oven-An-Improved?redirectedFrom=fulltext>

Stroup-Gardiner, M. (1996, mar-20). The Significance of Phase Angle Measurements for Asphalt Cements. En *Journal of Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 65, pp. 321-356. <https://search.worldcat.org/es/search?q=n2:02702932>

Villegas-Villegas, R. E., Baldi-Sevilla, A., Aguiar-Moya, J. P., & Loria-Salazar, L. (2018). Analysis of Asphalt Oxidation by Means of Accelerated Testing and Environmental Conditions. En *Transportation Research Record*, 2672(28), 244-255. <https://doi.org/10.1177/0361198118777630>

Walas, S. M. (2013). Reaction Kinetics for Chemical Engineers: A volume Butterworths Series in Chemical Engineering. Butterworth-Heinemann.

Yang, X., You, Z. & Mills-Beale, J. (2015). Asphalt Binders Blended with a High Percentage of Biobinders: Aging Mechanism Using FTIR and Rheolog. En *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(4). <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29MT.1943-5533.0001117>

Yao, H., You, Z., Li, L., Goh, S.W., Lee, C.H., Yap, Y.K. & Shi, X. (2013, ene). Rheological properties and chemical analysis of nanoclay and carbon microfiber. En *Construction and Building Materials*, v. 38, pp. 327-337. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061812005673>

CAPÍTULO TULO 7

**PARÁMETROS DE GLOVER-ROWE
Y EL ENSAYO DE LINEAR AMPLITUDE SWEEP
(LAS) DE ASFALTOS MODIFICADOS
PARA DETERMINAR LA FATIGA
DE LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS**

En este capítulo se exploran los parámetros de Glover-Rowe y el barrido de amplitud lineal o Linear Amplitude Sweep (LAS), aplicados a ligantes asfálticos vírgenes o modificados para valorar su resistencia a la fatiga. Tanto el LAS como el parámetro de Glover-Rowe se diseñaron con el fin de analizar las capacidades de fatiga de los ligantes asfálticos en distintas condiciones térmicas y de esfuerzos aplicados. El ensayo de Glover-Rowe aplica el concepto de ductilidad de los ligantes asfálticos sometidos a esfuerzos cíclicos, mientras que el LAS determina la respuesta viscoelástica del material a variadas frecuencias y niveles de deformación. (Chen et al., 2023)(Hajj y Young, 2021)(Ishaq y Giustozzi, 2022)(Chen et al., 2022)

7.1 El Parámetro de Glover-Rowe

El parámetro de Glover-Rowe se desarrolló para la valoración de fatiga de ligantes asfálticos modificados; utiliza el reómetro dinámico de cortante (DSR) para aplicar cargas cíclicas a probetas de asfalto con el fin de observar su comportamiento ante fatiga.

El desarrollo fue parte de una investigación original de Glover, que más tarde Rowe modificó para crear una ecuación simplificada que busca la estimación de ductilidad a partir de datos del DSR. Así, se creó un nuevo parámetro llamado “parámetro de Glover-Rowe”, el cual se plasma en la siguiente ecuación:

$$G - R = \frac{G^*(\cos \delta)^2}{\sin \delta}$$

Donde,

G^* = módulo de rigidez al corte

δ = ángulo de fase

Para calcular el parámetro de Glover-Rowe, se miden el módulo de corte complejo (G^*) y el ángulo de fase (δ) a 15 °C y a una frecuencia de 0,005 radianes/segundo en el DSR. Varios investigadores también están evaluando el parámetro de Glover-Rowe como indicador de agrietamiento. A algunos investigadores les gusta el parámetro de Glover-Rowe porque se puede ubicar fácilmente, como se muestra en la Figura 7.1. En dicha figura, se muestran los límites sugeridos para indicar el grado de envejecimiento de un asfalto. Los asfaltos que no tienen daños por envejecimiento presentan un valor inferior a 180 kPa, luego hay una zona donde comienza el daño, que llega hasta un valor del parámetro de 450 kPa y, a partir de dicho valor, se dice que el asfalto ya tiene daño y que puede experimentar agrietamiento de tipo bloque o fatiga.

El parámetro de Glover-Rowe también se puede determinar para diferentes condiciones de envejecimiento.

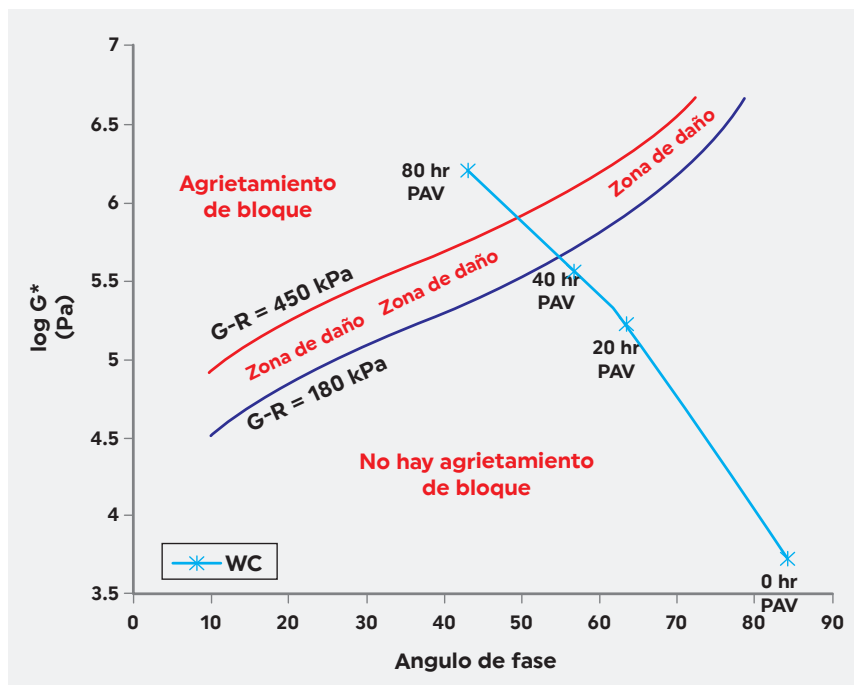


Figura 7.1. Aplicación del parámetro de Glover-Rowe. Fuente: Rowe, Barry y Crawford, 2016.

La información resultante de este análisis es crucial para comprender la resistencia del ligante asfáltico frente a la fatiga, proveyendo datos relevantes acerca de su durabilidad y desempeño en el futuro bajo cargas repetidas (Zhang et al., 2022; Chen et al., 2023; Liu et al., 2021; Tarar et al., 2020).

En la Figura 7.1 se muestra un ejemplo de aplicación del parámetro de Glover-Rowe. La línea celeste indica diversas condiciones de envejecimiento de un asfalto. En la parte inferior, se puede ver un asfalto que no tiene envejecimiento del todo (0 hr) y luego, se somete a un proceso de envejecimiento en PAV, a 20 hr, 40 hr y 80 hr. La línea indica que hasta 40 hr de envejecimiento en PAV no va a desarrollar agrietamiento, pero que cuando se lleva hasta las 80 hr, ya entró en la zona donde sí aparece el daño.

7.2 Barrido lineal de frecuencia o el Linear Amplitude Sweep (LAS)

El método del barrido lineal de amplitud (LAS) se aplica en la valoración de la fatiga de los ligantes asfálticos modificados. Su base es la medición de la respuesta viscoelástica lineal del ligante en distintas frecuencias y niveles de deformación. El ensayo se realiza en el reómetro dinámico de cortante (DSR).

Durante el LAS, se le aplica una carga sinusoidal incremental a una muestra de asfalto y su comportamiento se registra mediante la respuesta material en función del módulo complejo a través de diferentes frecuencias. Los resultados arrojados proveen información sobre la rigidez del ligante y su habilidad para recuperarse elásticamente tras la aplicación de magnitudes diversas de deformación angular y frecuencia de carga. Los parámetros derivados del LAS, como el módulo complejo y la fase, son esenciales para caracterizar el comportamiento viscoelástico del ligante, determinando su capacidad de desempeño ante la fatiga en condiciones dinámicas de carga. (Ishaq y Giustozzi, 2022; Sun et al., 2024; Ulker, 2023; Wang et al., 2021).

De manera resumida, se puede decir que el LAS aplica dos procedimientos, como se muestra en la siguiente figura:

Un buen resumen del método de LAS lo brindan Hajikarimi y Moghadas Nejad (2021), y es el que se esboza a continuación. Los autores indican que el LAS es un método experimental bien conocido para evaluar la resistencia a la fatiga de materiales bituminosos. Hintz y Bahia (2013) también indican que la contribución del asfalto a la resistencia a la fatiga de la mezcla asfáltica se puede determinar con precisión mediante el procedimiento de LAS.

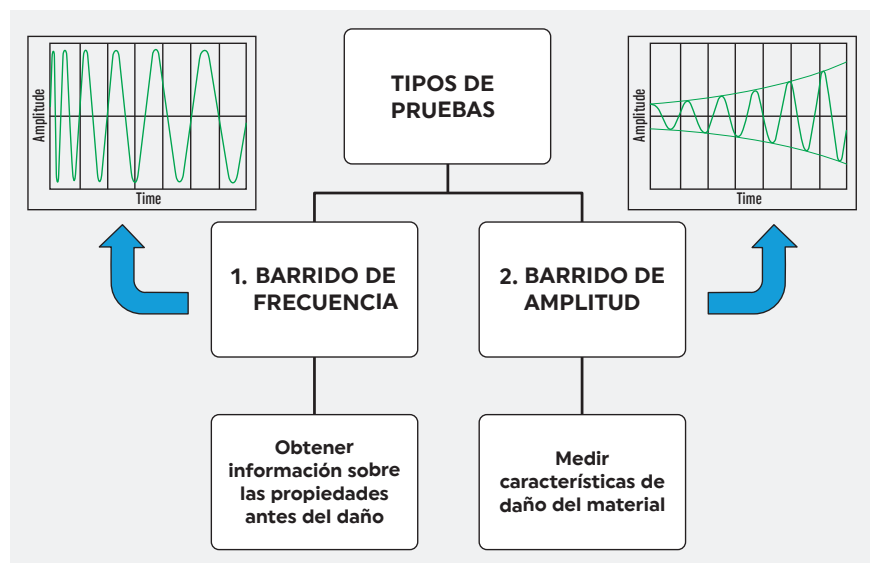


Figura 7.2. Componentes principales del Linear Amplitude Sweep (LAS). Fuente: Loría Salazar, 2023.

El ensayo de LAS, si bien es cierto es relativamente nuevo respecto de otros ensayos reológicos, está brindando resultados convincentes, repetibles, precisos y exactos acerca de la condición de oxidación de un asfalto. El método está basado en la mecánica del daño continuo viscoelástico (VECD) y puede

estimar los ciclos de vida del asfalto en función de la deformación en la estructura del pavimento.

El procedimiento de ensayo del LAS utiliza una carga cíclica con un barrido creciente de amplitud de carga, con lo cual se puede acelerar el daño y se puede recopilar datos suficientes para el análisis en menos de 30 minutos (Hajikarimi y Moghadas Nejad, 2021). La frecuencia de carga es 10 Hz, típica de las mediciones del DSR; y en la parte de caracterización de daño, en condiciones de deformación controlada, el esfuerzo se incrementa linealmente desde 0 hasta 30%, en 3100 ciclos de carga. La Figura 7.3 muestra un barrido de amplitud de deformación unitaria.

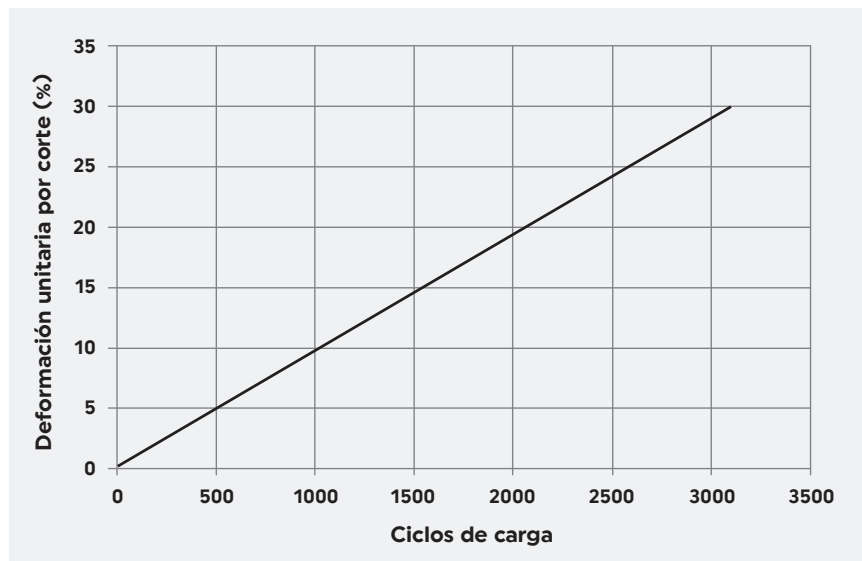


Figura 7.3. Barrido de amplitud de deformación unitaria por corte. Ensayo LAS.
Fuente: Loría Salazar, 2023.

7.3 Procedimiento de ensayo y parámetros

El ensayo de LAS incluye dos partes: la primera, es una prueba de barrido de frecuencia para adquirir las propiedades reológicas sin daño del asfalto inmediatamente después de aplicar una carga a baja frecuencia; y, la segunda parte, consiste en determinar las características de fatiga del asfalto al someterlo a diferentes niveles de deformación unitaria durante 30 minutos.

El ligante asfáltico debe someterse previamente a los procesos de envejecimiento de corto (RTFO-AASHTO T240) y largo plazo (RTFO+PAV AASHTO R28).

7.4 Barrido de frecuencia para determinar propiedades de daño viscoelástico continuo (VECD)

El componente de barrido de frecuencia aplica una deformación angular de $0,1 \pm 0,01$, y un barrido de frecuencias entre 0,2 a 30 Hz.

Los parámetros que se obtienen son módulo complejo de cortante ($|G^*|$, Pa) y el ángulo de fase (δ , grados). La Figura 7.4 ilustra cómo se obtienen los parámetros a partir del DSR:

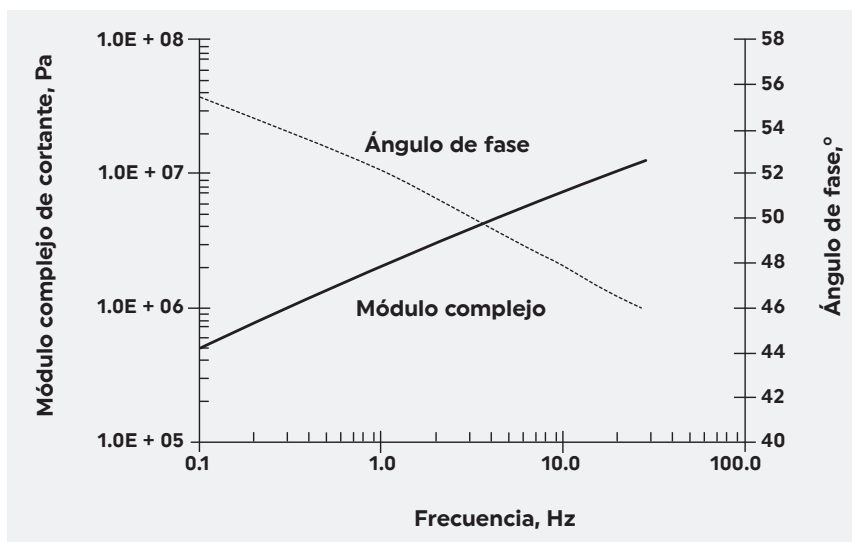


Figura 7.4. Barrido de frecuencias.

Durante el ensayo, la deformación máxima y el pico de esfuerzo cortante se registran cada 10 ciclos de carga (1 segundo), junto con el ángulo de fase (δ) y módulo de cortante complejo ($|G^*|$).

Los datos de barrido de frecuencia se utilizan para calcular el elemento de daño de alfa que es función de la pendiente G' (módulos de almacenamiento) y la frecuencia aplicada (ω), mientras que G' puede ser determinado de la siguiente ecuación:

$$G'(w) = |G^*|(w) \times \cos\delta(w) \quad \text{Ecuación 7.1}$$

El parámetro alfa se calcula a partir de la inversa de la pendiente de la gráfica de $\log G'$ versus $\log \omega$ de la siguiente manera:

$$\log G'(w) = m \log(w) + b \quad \text{Ecuación 7.2}$$

$$\alpha = \frac{1}{m} \quad \text{Ecuación 7.3}$$

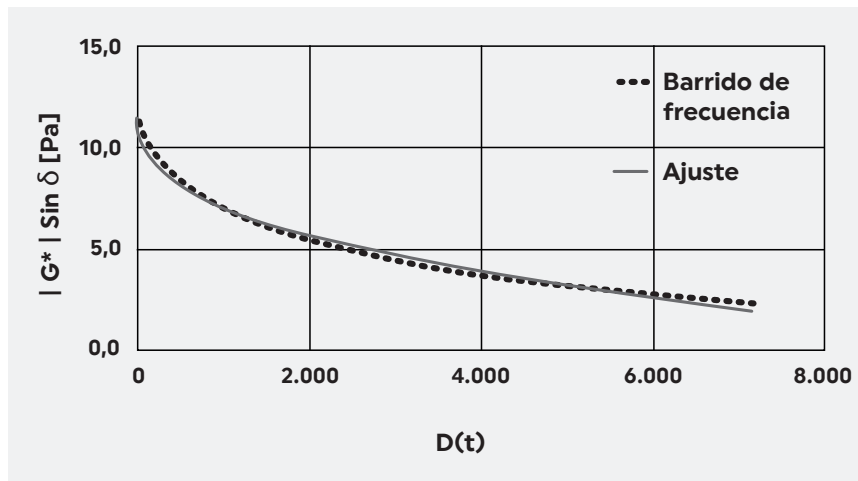
7.5 Propiedades de daño del asfalto (Índice de tolerancia al daño)

La susceptibilidad del asfalto a sufrir daño por fatiga puede estar relacionada con la acumulación de daño. Para obtener el daño acumulado en el asfalto se utiliza la siguiente ecuación:

$$D(t) = \sum_{i=1}^n [\Pi \gamma_0^2 (C_{i-1} - C_i)]^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} (t_i - t_{i-1})^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} \quad \text{Ecuación 7.4}$$

donde γ_0 es la deformación angular aplicada en un dato dado.

El gráfico de variación del parámetro de fatiga, $|G^*|\sin\delta$ versus el daño acumulado tiene la siguiente forma:



El parámetro C_i se calcula de la siguiente manera:

$$C_i = \frac{|G^*| \times \sin\delta(t)}{|G^*|_0 \times \sin\delta_{initial}} \quad \text{Ecuación 7.5}$$

donde $|G^*|$ es el módulo complejo de corte, MPa; α es el parámetro de daño definido en la Ecuación 7.3 y la Ecuación 7.2; y, t es el tiempo en segundos.

Figura 7.5. Variación del parámetro de fatiga, $|G^*|\sin\delta$ versus el daño acumulado.

Para cada punto de datos en un momento dado, se pueden determinar $G^*.\sin\delta(t)$ y $D(t)$. Se supone que C es igual a 1 en $D(0)$ y $D(0)=0$. La siguiente ecuación muestra la relación entre C y $D(t)$. C_0 , C_1 y C_2 son tres parámetros requeridos para esta ecuación que se pueden determinar mediante un procedimiento de ajuste simple de funciones de ley de potencia:

$$C = C_0 - C_1(D)^{C_2} \quad \text{Ecuación 7.6}$$

La relación de potencia de la Ecuación 7.6 se puede linealizar como:

$$\log(C_0 - C) = \log(C_1) + C_2 \times \log(D) \quad \text{Ecuación 7.7}$$

En el que C_1 es la intersección y C_2 es la pendiente de la gráfica de $\log(C_0 - C)$ versus $\log(D)$. Los puntos de datos con daño acumulado inferiores a 10 se ignoran durante el procedimiento de ajuste. La Figura 7.6 muestra esquemáticamente el parámetro C versus la intensidad del daño.

El valor de $D(t)$ en el momento de la falla; D_f , se define como el $D(t)$ en el que el parámetro de fatiga correspondiente ($|G^*| \cdot \sin \delta$) se reduce 35% en lugar del $|G^*| \cdot \sin \delta$ inicial. El D_f se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$D_f = 0.35 \left(\frac{C_0}{C_1} \right)^{1/C_2} \quad \text{Ecuación 7.8}$$

Para predecir el desempeño a fatiga del asfalto, se determina el parámetro N_f , para el cual se requiere el ajuste de dos parámetros adicionales para caracterizar al asfalto (A y B). Estos parámetros (A y B) del modelo se pueden calcular de la siguiente manera:

$$A = \frac{f(D_f)^k}{k(\pi I_D C_1 C_0)^\alpha} \quad \text{Ecuación 7.9}$$

en el que f es la frecuencia de carga (10 Hz) y $k = 1 + (1 - C_2)\alpha$, y;

$$B = 2\alpha \quad \text{Ecuación 7.10}$$

Finalmente, el parámetro de fatiga del asfalto (N_f) se puede calcular utilizando la siguiente ecuación:

$$N_f = A(\gamma_{max})^{-B} \quad \text{Ecuación 7.11}$$

donde γ_{max} es la deformación máxima esperada que experimentará el asfalto para una estructura de pavimento específica.

Si bien es cierto, no es fácil moverse y concluir entre las distintas escalas en donde se desempeña un material, Hintz y Bahia (2013) propusieron que ciertos niveles de deformación unitaria por corte en el

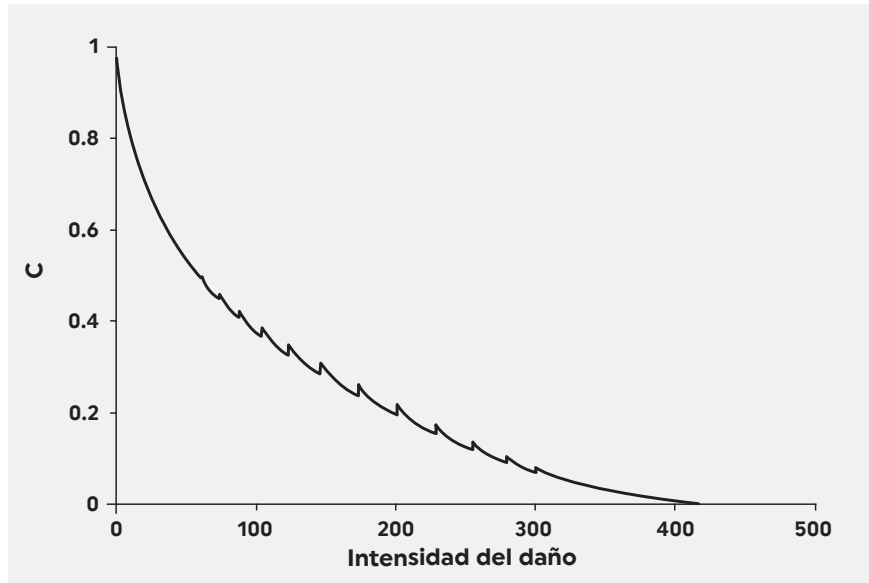


Figura 7.6. Gráfico esquemático de C frente a la intensidad del daño para la prueba de barrido de amplitud lineal.

asfalto, pueden relacionarse con el número de repeticiones de carga que puede tolerar la mezcla asfáltica hasta cierto nivel de daño, tal y como se ilustra en la siguiente figura.

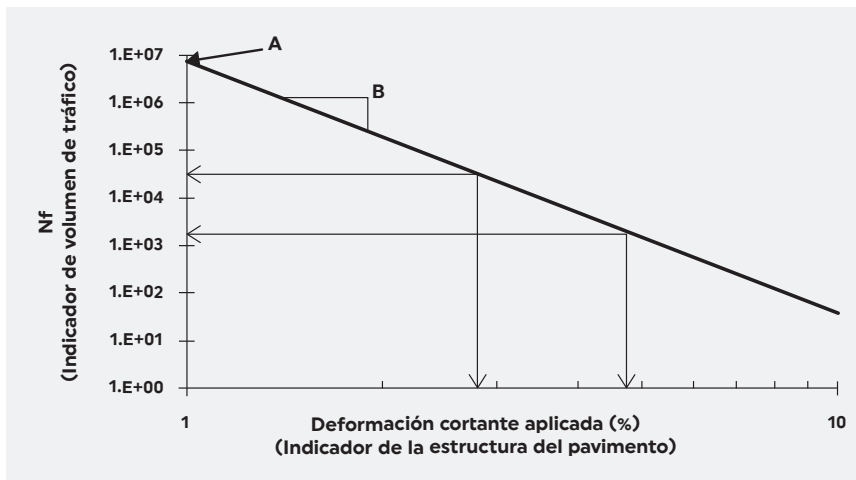


Figura 7.7. Relación entre la deformación angular aplicada y el daño por fatiga.
Fuente: Loría-Salazar, 2023; Hintz y Bahia, 2013.

Cuando una grieta circunferencial se inicia en el límite exterior de la muestra de asfalto y se propaga hacia adentro durante el proceso de fractura, el radio de la muestra (r) se reduce al aumentar el número de ciclos de carga. Es comprensible que el agrietamiento conduzca a una reducción aparente del módulo. La longitud de la grieta se puede predecir utilizando cambios en la rigidez torsional (k), que se puede determinar de la siguiente manera:

$$k = \frac{T}{\varphi} \quad \text{Ecuación 7.12}$$

donde k es la rigidez torsional, T es el toque aplicado y φ es el ángulo de deflexión. La Figura 7.8 muestra un ejemplo de curva que muestra el torque versus el número de ciclos.

El radio efectivo para cada punto de datos dado se puede calcular basándose en el cambio de rigidez torsional. El radio efectivo reducido se puede representar mediante la siguiente relación:

$$r_N^4 = r_i^4 \frac{k_n}{k_i} \quad \text{Ecuación 7.13}$$

donde r_N es el radio efectivo de la muestra en el ciclo N (mm); r_i es el radio inicial de la muestra (4 mm); k_n es la rigidez torsional en el ciclo N ; y k_i es la rigidez torsional inicial.

Finalmente, la longitud efectiva de la grieta se puede determinar en función del radio de muestra de cada ciclo usando la siguiente ecuación:

$$\alpha = r_i - r_N \quad \text{Ecuación 7.14}$$

A partir de la Ecuación 7.14, se puede determinar la tasa de agrietamiento, de manera análoga a la Ley

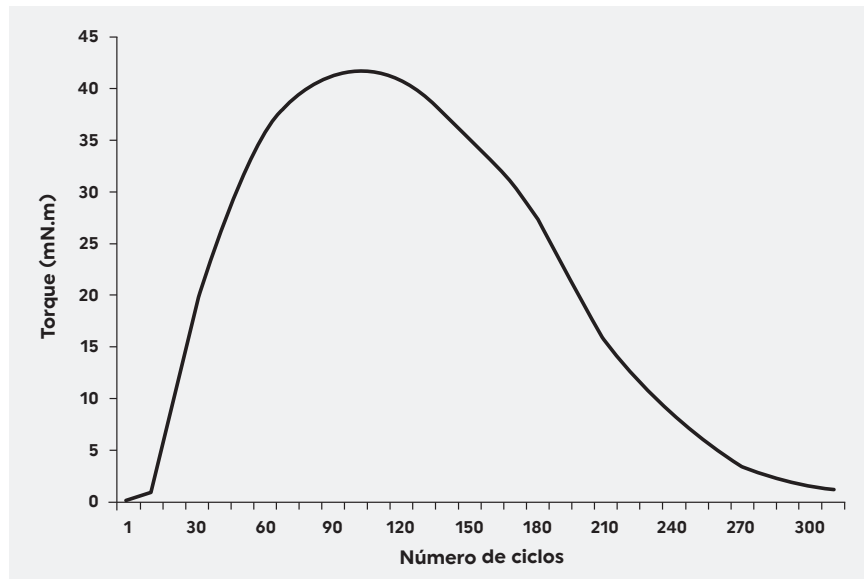


Figura 7.8. Ejemplo de gráfico de torque par versus el número de ciclos en una prueba de barrido de amplitud lineal.

de Paris, tal y como se muestra a continuación:

$$\frac{d_a}{d_N} = \frac{\Delta_a}{\Delta_N} \quad \text{Ecuación 7.15}$$

Donde,

$\frac{da}{dN}$ = tasa de crecimiento de la grieta,

Δa = cambio en la longitud de la grieta y

ΔN = Cambio en el número de ciclos de carga.

De manera gráfica, esto se puede visualizar en la siguiente Figura.

Hintz y Bahia (2013) también introdujeron una relación para determinar la tasa de liberación de energía de la siguiente manera:

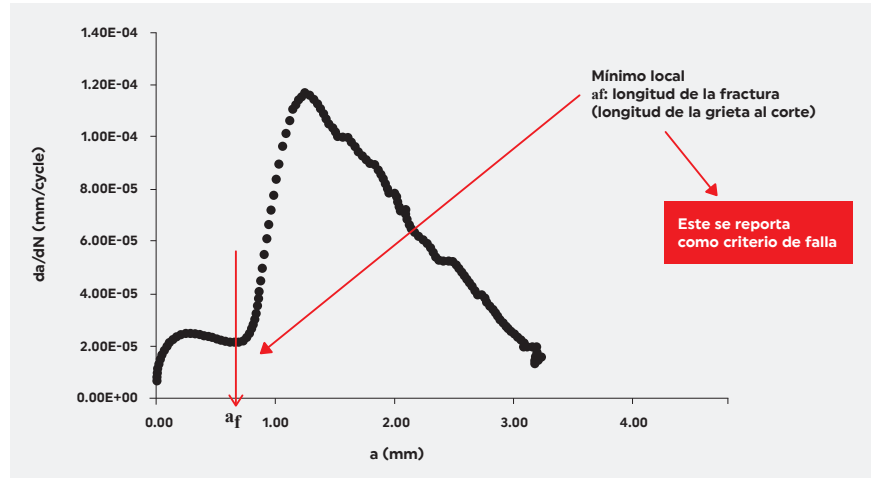


Figura 79. Criterio propuesto para determinar la longitud de la fractura.

$$G_f = \frac{|G^*|_0 \cdot \gamma_i^2 \cdot h}{2 \cdot r_i^2 (r_i - a)} [r_i - a + c(1 - e^{-a/c})]^3 (1 - e^{-a/c}) \quad \text{Ecuación 7.16}$$

Donde:

$|G^*|_0$: el módulo complejo sin daño;

h es la altura de la muestra;

r_i es el radio inicial de la muestra (4 mm);

a es la longitud de la grieta;

c es un factor numérico igual a 0,1 para los asfaltos ensayados implementando una geometría de placa paralela de 8 mm.

Un ejemplo de aplicación del ensayo de LAS lo aporta un artículo realizado por Sabouri, Mirzaiyan y Moniri (2018), donde se muestran varias curvas de fatiga para distintos ligantes asfálticos. Como se puede observar, hay ligantes modificados que exhiben un desempeño superior que los demás. La forma de interpretar el resultado es que, cuanto más arriba esté la curva, más resistencia a la fatiga tiene.

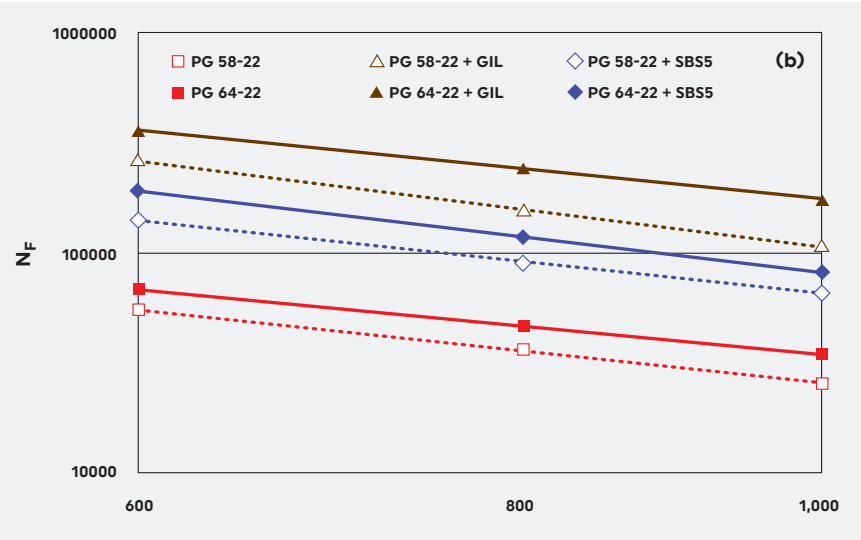


Figura 7.10. Aplicación del ensayo de LAS.

BIBLIOGRAFÍA CAPÍTULO 7

- Chen, H., Zeng, Z., Wang, R., & Zhang, D. (2023). Asphalt Binder Fatigue Life Estimation Based on Energy Principles. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 35(5), 04023075.
- Chen, Y., Zheng, W., Gao, R., Tebaldi, G., & Hossiney, N. (2022). Evaluation of test methods for fracture resistance of high modulus asphalt binders from rheological and mechanical perspectives. *Construction and Building Materials*, 329, 127216.
- Hajikarimi, P. & Moghadas Nejad, Fereidoon (2021). *Applications of Viscoelasticity: Bituminous Materials Characterization and Modeling*. (1ra ed.). Elsevier. <https://www.sciencedirect.com/book/9780128212103/applications-of-viscoelasticity>.
- Hajj, R. & Young, S. (2021). An analysis of theoretical and empirical relationships between two asphalt binder cracking parameters. En *Road Materials and Pavement Design*, 22, pp. S180-S196. <https://www.tandfonline.com/doi/abs/10.1080/14680629.2021.1906734>
- Hintz, C. & Bahia, H. (2013). Simplification of Linear Amplitude Sweep Test and Specification Parameter. En *Transportation Research Record*, 2370(1). <https://journals.sagepub.com/doi/abs/10.3141/2370-02>
- Ishaq, M. A. & Giustozzi, F. (2022). Correlation between rheological tests on bitumen and asphalt low temperature cracking tests. En *Construction and Building Materials*, 320. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061821038411#:~:text=The%20overall%20correlation%20between%20the,depending%20on%20the%20study%20considered>.
- Loría-Salazar, L. G. (2023, feb-21). Notas de clase. Materiales para pavimentos II. Notas de clase. Materiales para pavimentos II. Universidad Isaac Newton.
- Rowe, G.M., Barry, J. & Crawford, K. (2016). Evaluation of a 100% RAP Recycling Project in Fort Wayne Indiana. <https://www.hyrap.com/wp-content/uploads/2022/11/2015-Rowe-et-al-Evaluation-of-a-100-percentRap-Recycling-Project-in-Fort-Wayne-Indiana-Final-1-1.pdf>
- Sabouri, M., Mirzaiyan, D. & Moniri, A. (2018, may). Effectiveness of Linear Amplitude Sweep (LAS) asphalt binder test in predicting asphalt mixtures fatigue performanc. En *Construction and Building Materials*, 171, 281-290. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061818306457>
- Sun, G., Ma, T., Hu, M., Sun, X., Cao, Z. & Zhao, R. (2024, ene-12). An evaluation proposal for the fatigue and healing performances of high-viscosity polymer-modified bitumen based on continuous multiple linear amplitude sweep. En *Construction and Building Materials*, 411, 134632. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061823043519>

Tarar, M. A., Khan, A. H., ur Rehman, Z., Qamar, S., & Akhtar, M. N. (2020). Performance characteristics of asphalt binders modified with sunflower flour: A sustainable application of renewable resource derived material. En *Construction and Building Materials*, 242, 118157. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061820301628#:~:text=The%20SF%20addition%20to%20binders,points%2C%20and%20complex%20shear%20modulus>.

Ulker, O. (2023). Fatigue characterization of bituminous binders. [Tesis]. Politecnico di Torino. Turín, Italia. <https://webthesis.biblio.polito.it/29024/1/tesi.pdf>

Wang, R., Yue, M., Xiong, Y. & Yue, J. (2021). Experimental study on mechanism, aging, rheology and fatigue performance of carbon nanomaterial/SBS-modified asphalt binders. En *Construction and Building Materials*. <https://trid.trb.org/View/1752714>

Yang, K., Li, R., Castorena, C., & Underwood, B. S. (2022). Correlation of asphalt binder linear viscoelasticity (LVE) parameters and the ranking consistency related to fatigue cracking resistance. En *Construction and Building Materials*, 322, 126450. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S095006182200143X>

Zhang, R., Sias, J. E., & Dave, E. V. (2021, sep-27). Comparison and correlation of asphalt binder and mixture cracking parameters incorporating the aging effect. En *Construction and Building Materials*, 31. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0950061821018353#:~:text=The%20overall%20good%20correlations%20between,cracking%20properties%20of%20asphalt%20mixtures>.

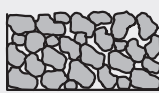
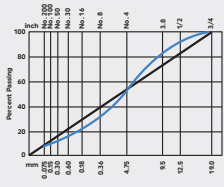
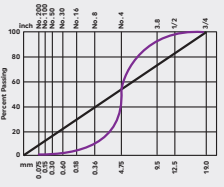
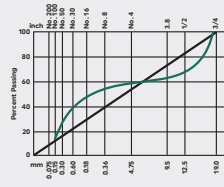
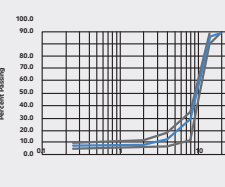
Zhang, R., Sias, J. E., & Dave, E. V. (2022). Development of new performance indices to evaluate the fatigue properties of asphalt binders with ageing. En *Road Materials and Pavement Design*, 23(2), 377-396. https://www.researchgate.net/publication/346273265_Development_of_new_performance_indices_to_evaluate_the_fatigue_properties_of_asphalt_binders_with_ageing

Zhang, Y., Liu, X., Ren, S., Jing, R., Lin, P., Apostolidis, P., Erkens, S., Wang, X & Scarpas, T. (2022). Effect of bio-oil on rheology and chemistry of organosolv lignin-modified bitumen. En *Journal of Materials in Civil Engineering*, 34(4), 04022009. <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29MT.1943-5533.0004140#:~:text=The%20Brookfield%20rotational%20viscometer%20showed,and%20improved%20the%20thermal%20stability>.

CAPÍTULO TULO 8

TIPOS DE MODIFICADORES

Actualmente, existe una amplia variedad de mezclas asfálticas que demanda la infraestructura vial y, conforme pasa el tiempo, el uso de los diferentes tipos de mezclas asfálticas requiere diferentes tipos de cementos asfálticos modificados con propiedades particulares y especificaciones prácticamente a la medida.

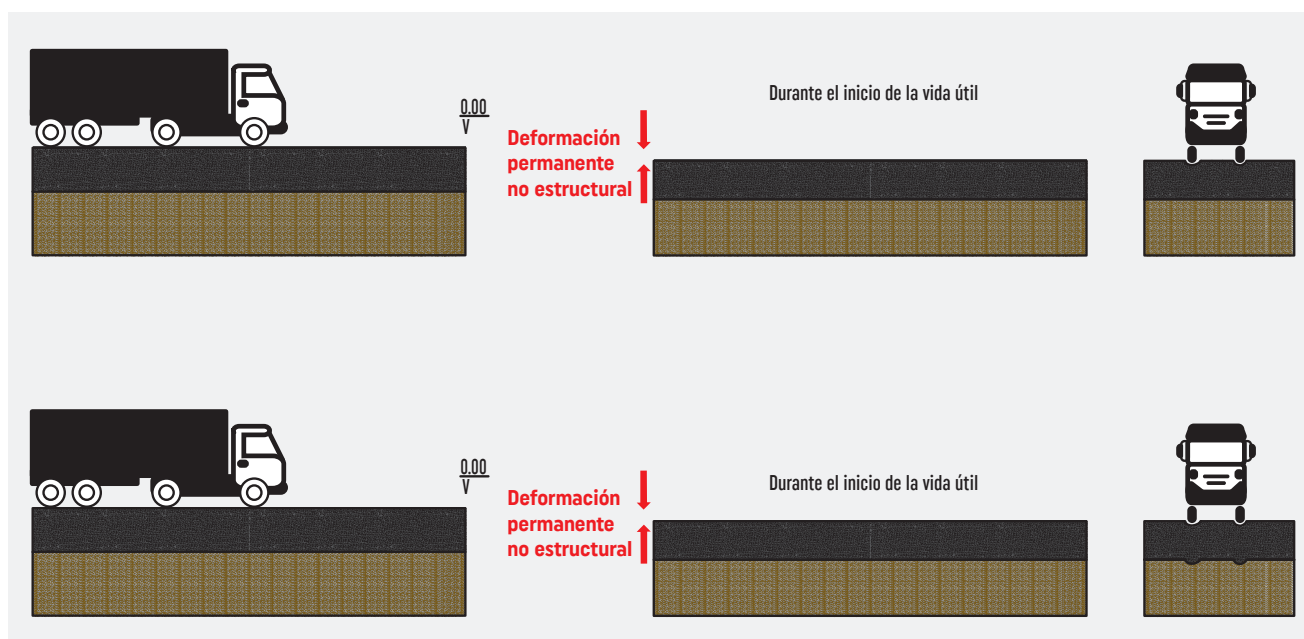
	MEZCLA DE GRADACIÓN Densa	MEZCLA DE GRADACIÓN ABIERTA	MEZCLA DE DISCONTINUA (SMA)	OPEN GRADE FRICTION COURSE (OGFC)
ESQUEMA TÍPICO	 Tamaño de partículas distribuidos equitativamente	 Primariamente agregado gruesos con pocos finos	 Agregado de tamaño medio inexistente o reducido	 Agregado grueso principalmente
GRANULOMETRÍA TÍPICA				
USOS:	Usadas externamente como una superficie de desgaste	Usadas como una superficie de desgaste o base permeable	Usadas como una superficie de desgaste	Usadas como capa de fricción y base permeable
MÉTODOS DISEÑO	Marshall Hvemm Superpave	FHWA NCAT	Típico Marshall Hvemm Superpave SMA NCAT Europeo	Superpave
% LIGANTE	4.5 - 6.0	Convencionales 5.0 - 7.0 Porosas 6.0 - 9.0	5.0 - 7.0	4.8% - 5.8%
% VACIOS COMPACTADA	6.0 - 8.0	Convencionales 10.0 - 12.0 Porosas 15.0 - 20.0	6.0 - 8.0	>12%
AGREGADOS	Modificados / No modificados	Modificados / No modificados	Modificados / No modificados	Modificados / No modificados + fibra
LIGANTE	Modificados / No modificados	Generalmente modificados	Modificados / No modificados	Modificados

Grafica 8.1. Tipos de mezclas asfálticas en caliente.

En la gráfica 8.1 podemos ver, por ejemplo, que las mezclas OGFC se pueden fabricar únicamente con asfaltos modificados y con una serie de especificaciones que requiere procesos refinados y de muy alta especificación, y que en muchas ocasiones se requiere combinar formulaciones y agentes modificadores para lograr el balance que le permita al asfalto no ser tan blando ni tan rígido. Asimismo, hoy los proyectos especiales en gran parte de Suramérica y Centroamérica demandan el uso de los asfaltos modificados y, por ende, el empleo de los agentes modificadores.

El principal objetivo del uso de los asfaltos modificados es lograr controlar los mecanismos de deterioro más comunes, como lo son la deformación permanente y el agrietamiento. Con el fin de ilustrar de manera muy general estos procesos, a continuación, se presenta la gráfica 8.2, en la cual se resume el proceso de deterioro de deformación.

La deformación permanente no estructural se genera por la repetición de cargas ante asfaltos de bajo desempeño; cuando se presenta una deformación estructural permanente, se da por la deformación en todas las capas.



Grafica 8.2. Deformación permanente.

El segundo mecanismo de deterioro más común es el agrietamiento, como se puede ver en la gráfica 8.3. Hay dos tipos de agrietamientos que pueden darse en un pavimento, el primero es el agrietamiento que generalmente se presenta en pavimentos delgados, debido al endurecimiento superficial del asfalto. Se caracteriza porque el agrietamiento se presenta de arriba abajo. El segundo tipo de agrietamiento es de abajo hacia arriba y se genera por las cargas de los vehículos y la fatiga del material.

El objetivo de incorporar agentes modificadores al cemento asfáltico es precisamente para controlar los mecanismos de deterioro más frecuentes en los pavimentos, entendiendo que si un pavimento que se construye con una mezcla asfáltica y con un cemento asfáltico convencional, y está expuesto a condiciones del tiempo muy calientes, altas carga y bajas velocidades, seguramente se va a deformar y agrietar durante su vida útil.

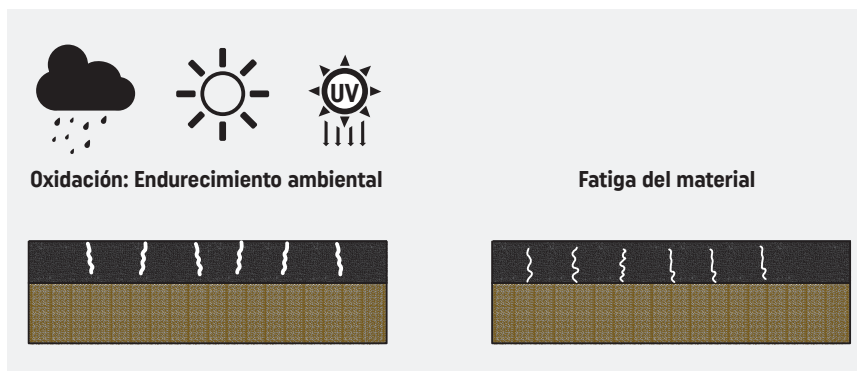


Gráfico 8.3. Agrietamiento.

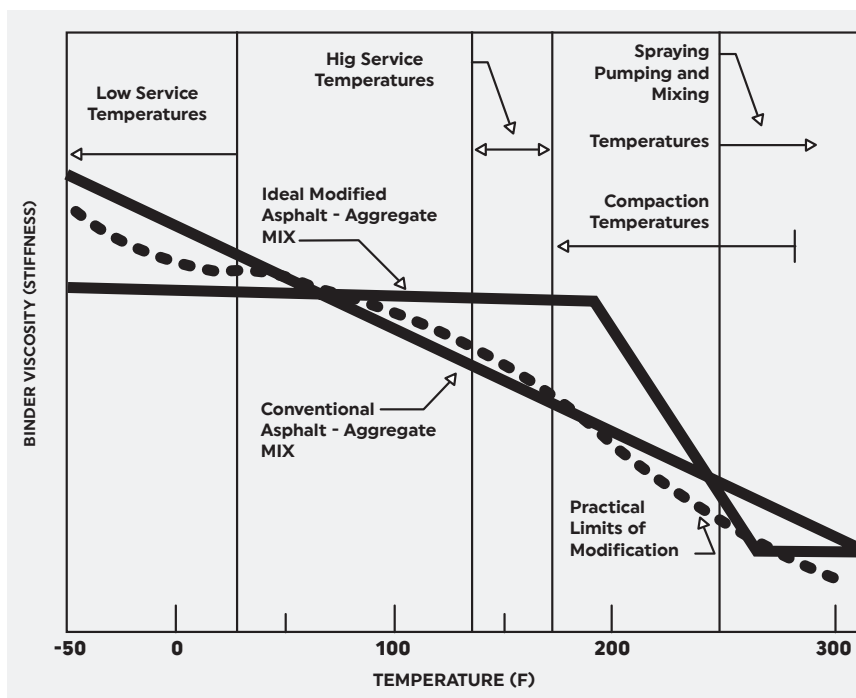
Los modificadores y aditivos que se utilizan para mejorar el desempeño del cemento asfáltico incluyen polímeros, modificadores químicos, extensores, oxidantes, antioxidantes, hidrocarburos y aditivos mejoradores de adherencia. Los polímeros cubren una amplia gama de modificadores, con elastómeros (cauchos o elásticos) y plastómeros (plásticos), siendo estos dos grupos los tipos más utilizados cuando se modifica el cemento asfáltico. Estos modificadores se emplean para reducir la formación de rodadas y mejorar la resistencia a la fatiga y al agrietamiento térmico.

El aumento en la cantidad de modificadores utilizados en los cementos asfálticos se puede atribuir principalmente a los siguientes factores (Roberts et al., 2009):

1. Una mayor demanda de pavimentos HMA (Hot Mix Asphalt). El volumen de tráfico, las cargas de tráfico y la presión de los neumáticos han aumentado significativamente en los últimos años, requiriendo que el HMA sea más resistente al ahuellamiento.
2. La especificación del ligante Superpave requiere que el ligante asfáltico cumpla con los requisitos de rigidez, tanto en temperaturas de servicio altas como bajas del pavimento. La mayoría de los cementos asfálticos puros (no modificados) no cumplen con estos requisitos en las regiones con condiciones climáticas extremas.
3. Presión ambiental y económica para eliminar algunos materiales de desecho y subproductos industriales (como neumáticos, tejas, vidrio, azufre y ceniza) como aditivos en HMA.
4. Disposición de los organismos públicos a pagar un primer coste mayor por pavimentos con una vida útil más larga o que reduzcan el riesgo de fracaso prematuro.

Dependiendo de la fuente de asfalto y las condiciones climáticas promedio, las principales razones para incluir un modificador determinado son las siguientes (Roberts et al., 2009):

- Aumentar la rigidez de la mezcla para minimizar la formación de surcos.
- Suaviza y aumenta la elasticidad de la mezcla para minimizar el agrietamiento.
- Mejorar la resistencia a la fatiga de la mezcla.
- Mejorar la unión del agregado asfáltico para reducir el desprendimiento o la sensibilidad a la humedad.
- Mejorar la resistencia a la abrasión para reducir el deshilachado.
- Rejuvenecer los aglutinantes asfálticos envejecidos.
- Reducir el enrojecimiento o el sangrado.
- Mejorar la resistencia al envejecimiento o la oxidación.
- Reducir el espesor estructural de las capas de pavimento.



Gráfica 8.4. Características de un ligante convencional y un ligante ideal modificado. Fuente: Terrel and Epps, 1989a, 1989b.

- Reducir los costos del ciclo de vida de los pavimentos HMA.
- Mejorar el rendimiento general de los pavimentos HMA.

Un aglutinante ideal debe modificarse para lograr las propiedades ilustradas en la Gráfica 8.3.

Cuando la temperatura de servicio es baja, se prefiere tener una menor rigidez y un cemento asfáltico más laxo para así reducir el agrietamiento térmico. Se desea una menor rigidez (o viscosidad) a altas temperaturas de construcción para facilitar el bombeo del ligante asfáltico líquido, así como el mezclado y

compactado de una mezcla asfáltica en caliente, pero se debe conservar una mayor rigidez a altas temperaturas de servicio para reducir la formación de ahuellamiento y desplazamiento. La adherencia entre el ligante asfáltico y el agregado debe ser fuerte en presencia de humedad para evitar que se dé la falta de adherencia entre ellos. La mayoría de estos criterios se pueden cumplir con modificadores.

8.1 Clasificación

Los polímeros que se emplean para modificar el asfalto se pueden clasificar de varias formas; sin embargo, acá se plantea una clasificación basada en la naturaleza de los modificadores empleados en el cemento asfáltico, por lo cual ordenaremos los modificadores en polímeros, plastómeros, bioligantes y otros modificadores no bituminosos

8.1.1 Polímeros

Actualmente, los aditivos poliméricos más comunes son el copolímero de estireno-butadieno-estireno (SBS), SBR y EVA. Los polímeros son macromoléculas que se obtienen mediante la reacción química de muchas moléculas (poli) más pequeñas (monómeros) entre sí para formar cadenas largas o grupos. La secuencia y estructura química de los monómeros determinan las propiedades físicas del polímero resultante. Los copolímeros consisten en una combinación de dos monómeros diferentes que pueden estar en una disposición aleatoria o en bloques. Por ejemplo, el poliestireno es un plástico duro y quebradizo, mientras que el polibutadieno es blando y gomoso; si estos dos monómeros claramente diferentes se mezclan aleatoriamente y reaccionan entre sí, se forma un nuevo polímero llamado copolímero, con propiedades variables dependiendo de la relación molar de monómeros incorporados en las cadenas.

Los polímeros pueden diseñarse para obtener una amplia gama de propiedades físicas; sin embargo, se pueden dividir en tres categorías generales: fibras, plásticos (plastómeros) y cauchos (elastómeros). Las divisiones están definidas por las propiedades térmicas y la morfología del polímero. Una fibra será predominantemente cristalina con un alto punto de fusión y una temperatura de transición vítrea modesta. Un plástico es predominantemente amorfo con una T_g (temperatura de transición vítrea, es la temperatura a la que un polímero amorfo cambia de un estado rígido y quebradizo a otro blando y maleable). Es una de las propiedades más importantes de cualquier polímero amorfo superior a su temperatura de uso. Un caucho es amorfo con una T_g muy por debajo de su temperatura de uso; para evitar que las moléculas de caucho, al fluir a temperatura ambiente, el caucho se entrecruza químicamente.

8.1.1.1 SBS

El estireno-butadieno-estireno (SBS) es un elastómero termoplástico sintético; es un copolímero en bloque, es decir, está formado por tres segmentos. La cadena principal está formada por una corta cadena de poliestireno, seguida de una larga cadena de polibutadieno y, finalmente, otra corta cadena de poliestireno.

El SBS es resistente al agua, a los productos químicos ácidos y a la lejía. También es resistente a la abrasión, lo que significa que puede soportar una gran cantidad de desgaste en comparación con otros cauchos; además, tiene buenas propiedades, algunas de las cuales son superiores al caucho natural. Sin embargo, tiene mala resistencia al ozono y a los rayos UV.

El copolímero tribloque SBS es un material elastomérico que se entrecruza químicamente; los bloques de poliestireno tienen una T_g superior a la temperatura de uso y sirven como enlaces cruzados. Cuando el material se calienta por encima de la T_g del bloque de poliestireno, el material se convierte en un líquido que fluye libremente y que es

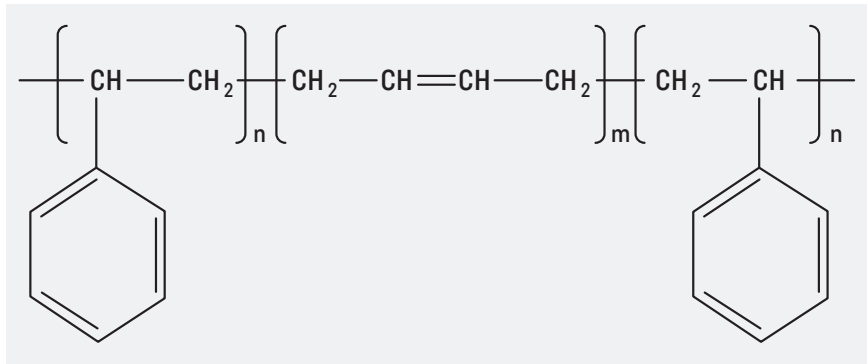


Figura. 8.5. Estructura química lineal de un polímero SBS. Fuente: Islam, S. et al., 2021.

fácil de dispersar a las temperaturas de procesamiento del asfalto. La estructura del SBS puede variar desde una cadena lineal polimérica a una cadena polimérica ramificada, que se designa como copolímero radial. Los copolímeros radiales SBS exhiben menores viscosidades de fusión que los copolímeros SBS lineales y, por lo tanto, permiten temperaturas de procesamiento más bajas.

El SBS es un modificador que se utiliza para dar flexibilidad, suavidad y resistencia al asfalto. También protege el asfalto de los cambios climáticos y los rayos UV y UVA. Además, tiene una mayor resistencia a las deformaciones en comparación con el asfalto convencional; también tiene una alta recuperación elástica.

8.1.1.2 SBR

El caucho estireno-butadieno, frecuentemente abreviado SBR (por sus siglas en inglés de Styrene-Butadiene Rubber) es un elastómero sintético obtenido mediante la polimerización de una mezcla de monómeros: estireno y butadieno. Es el caucho sintético con mayor volumen de producción mundial. Su principal aplicación es en la fabricación de neumáticos.

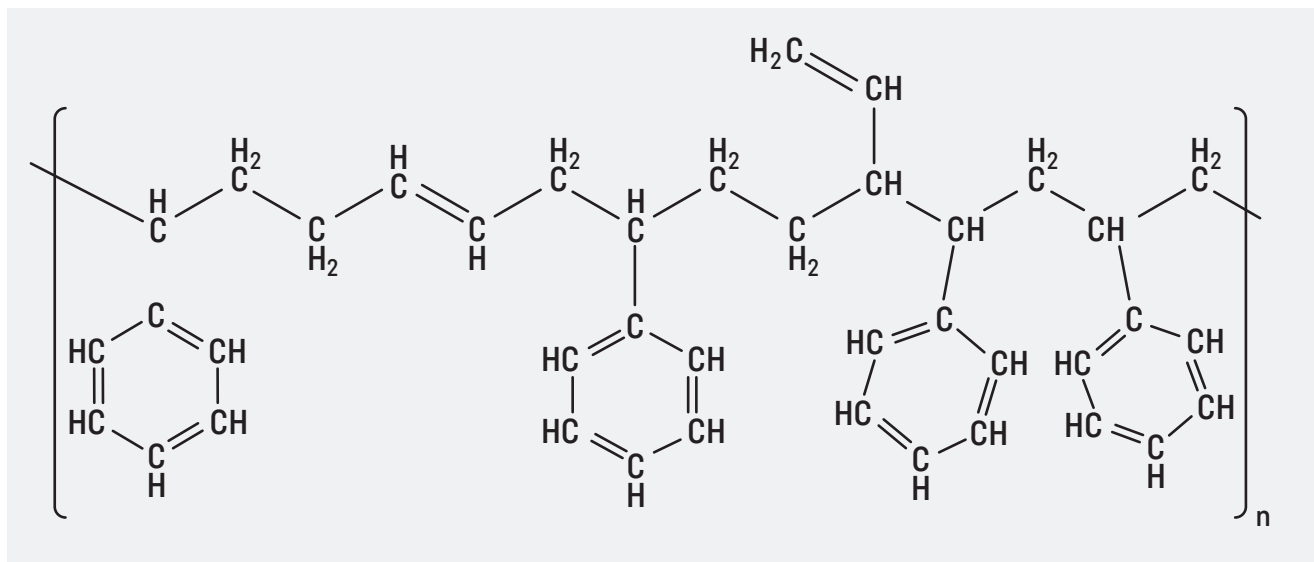


Figura. 8.6. Estructura química de SBR. Fuente: tomada de Wikipedia, 2023.

El SBR suele estar entrecruzado químicamente con azufre (vulcanización); el nivel de entrecruzamiento controla las propiedades finales que van desde un material blando y flexible adecuado para bandas de rodadura de neumáticos hasta un material duro adecuado para bolas de bolos. Las emulsiones SBR

utilizadas como modificadores son caucho ligeramente entrecruzados químicamente que no se funde completamente durante el procesamiento. El SBR normalmente se introduce como una emulsión de látex y el contenido de agua se elimina del cemento asfáltico.

Los polímeros se utilizan para aumentar el grado PG del aglutinante a alta temperatura y modificadores poliméricos depende de la concentración, morfología, peso molecular, composición química y estructura molecular del material.

8.1.2 Plastómeros

Los plastómeros son polímeros que tienen propiedades plásticas, lo que significa que pueden deformarse de manera permanente bajo carga aplicada y retener esta nueva forma. La utilización de plastómeros en la modificación de asfaltos es limitada. El polietileno se puede encontrar en tres formas: polietileno de baja densidad (LDPE), polietileno de alta densidad (HDPE) y polietileno lineal de baja densidad (LLDPE); estos, además, son los plásticos más comunes. Otras poliolefinas empleadas incluyen polipropileno y copolímero de etileno-propileno, y copolímero de EVA, acrilonitrilo-butadieno-estireno y caucho granulado.

8.1.2.1 EVA

El etileno-vinil-acetato (EVA) es un polímero termoplástico y semicristalino. Es un copolímero de etileno y acetato de vinilo, y su contenido de acetato de vinilo puede variar entre el 5 y el 40%. Es un polímero elastomérico que produce materiales similares al caucho: suaves y flexibles. Es resistente a la radiación UV, a la rotura por tensión y es impermeable. El acetato de vinilo contribuye a la adherencia, solubilidad, mejor adherencia a las superficies polares y flexibilidad a baja temperatura. El EVA es un excelente material para aplicaciones que requieren amortiguación, absorción de impactos y comodidad.

La incorporación de EVA en la mezcla asfáltica mejora las propiedades de la mezcla. La adición de EVA mejora las propiedades, incrementa la estabilidad, disminuye la formación de ahuellamiento y deformaciones.

8.1.2.2 Terpolímeros

Los terpolímeros se obtienen mediante la polimerización de tres monómeros en un solo reactor agitado en fase gaseosa. Los monómeros son etileno, propileno y un dieno no conjugado (ethylidene norbornene ENB).

Los terpolímeros elastoméricos reactivos (RET) se pueden utilizar para minimizar la separación de fases formando redes poliméricas en mezclas. Un RET funciona con metacrilato de glicidilo y puede reticularse y/o unirse químicamente con moléculas de asfalto y grupos funcionales para mejorar el rendimiento funcional del asfalto.

El ligante asfáltico mejorado por los terpolímeros elastoméricos reactivos mejora la vida útil del pavimento, debido a la sensibilidad reducida a la humedad que provoca una mejor adhesión del aglutinante de asfalto al agregado.

8.1.2.3 Caucho granulado (GCR/NFU)

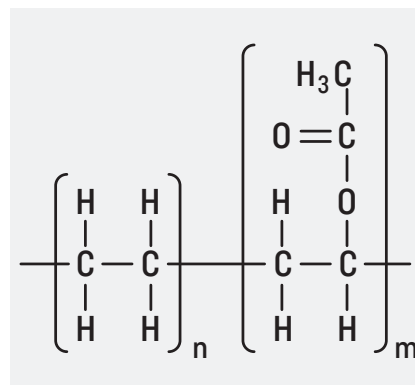


Figura. 8.7. Estructura química de EVA.
Fuente: Wikipedia, 2023.

Dado que las reservas de llantas de desecho crecen continuamente, una forma de ser amigable con el medio ambiente es el de eliminar los residuos de neumáticos. Una manera de resolver este problema de eliminación se produce triturando o rompiendo el caucho de los neumáticos en pequeñas partículas parecidas a migajas para utilizarlas en la modificación del cemento asfáltico. Por la experiencia que se ha desarrollado al trabajar con este tipo de modificador, resulta conveniente realizar un ajuste a la modificación con SBS, ya que la incorporación únicamente de caucho granulado, aunque aumenta el PG, hace que el asfalto aumente considerablemente su viscosidad y no representa un aporte significativo en la recuperación elástica. Modificación híbrida es el término que se emplea para denominar las modificaciones que se realizan al asfalto empleando dos tipos de modificadores, por supuesto esto requiere un proceso químicamente lógico para evitar inconvenientes al momento de aplicar los catalizadores.

Se recomienda especial cuidado con este tipo de modificadores, considerando que es un material que por su forma de producirse es muy heterogéneo y depende prácticamente del tipo y características de los neumáticos que se estén procesando sin que exista una caracterización homogénea.

8.1.3 Bioligantes

Las alternativas de base biológica que se están desarrollando en la industria en varios países podrían ser una solución para reducir la dependencia de la industria del asfalto de los recursos petroleros. Además de los esfuerzos por proporcionar aglutinantes alternativos, existe una tendencia hacia pavimentos más sostenibles, lo cual ha llevado a la industria de los pavimentos a poner más énfasis en la aplicación de tecnología para reducir huellas de carbono de los pavimentos, incluido el uso de asfalto de mezcla tibia (WMA), asfalto de mezcla media tibia y asfalto de mezcla fría, esto para reducir el consumo de combustible y la producción de CO₂.

Los bioligantes son productos naturales o derivados de fuentes biológicas que se utilizan como modificadores de asfalto. Estos pueden incluir aceites vegetales, alquitrán de madera, aceites de lignina, entre otros. Los bioligantes se utilizan a menudo como aditivos para mejorar la adhesión y la resistencia al envejecimiento del asfalto.

8.1.4 Otros modificadores no bituminosos

Esta categoría abarca una variedad de aditivos que se utilizan en la modificación del asfalto, ya sea total o parcial, pero que no son polímeros, plastómeros ni bioligantes. Pueden incluir aditivos químicos, como resinas, agentes antideslizantes, fibras, entre otros.

Estos materiales suelen clasificarse según su aplicación prevista; es decir, antioxidantes, agentes mejoradores de adherencia y agentes endurecedores.

8.1.4.1 Antioxidantes

La oxidación es la causa principal del envejecimiento a largo plazo de los pavimentos asfálticos. A medida que un pavimento se oxida, se endurece y eventualmente puede grieta. El uso de un antioxidante como potenciador del rendimiento en un ligante asfáltico podría retrasar el envejecimiento y así aumentar la vida de un pavimento asfáltico. La experiencia con antioxidantes hasta la fecha es limitada. Se han realizado evaluaciones de laboratorio, pero hay una escasez de experiencia y validación de campo adecuadas. Aquí se citan algunos de los esfuerzos más recientes para utilizar antioxidantes.

8.1.4.2 Mejoradores de adherencia

Para resistir el efecto de desprendimiento del asfalto en el agregado, se utilizan tanto aditivos líquidos mejoradores de adherencia como aditivos de cal. La mayoría de los agentes mejoradores de adherencia líquidos son de superficie. Agentes activos que, cuando se mezclan con cemento asfáltico, reducen la tensión superficial y, por lo tanto, promueven una mayor adhesión a la superficie. Estos aditivos están diseñados para mejorar la resistencia al deslizamiento y la delaminación, lo que contribuye a la durabilidad y la calidad general de la pavimentación.

Los aditivos mejoradores de adherencia se clasifican en aminas o en organosilanos. Considerando la importancia de este tema, se explica detalladamente cada uno de estos a continuación:

Aminas: Las aminas son compuestos químicos que contienen átomos de nitrógeno; se clasifican como bases debido a su capacidad para aceptar protones. Las aminas pueden funcionar como agentes antideslizantes o como agentes modificadores de la superficie del asfalto para mejorar su adherencia.

Organosilanos: Los organosilanos son compuestos químicos que contienen enlaces de silicio y se utilizan como agentes de acoplamiento o adhesión. Los organosilanos también se aplican en tratamientos superficiales para mejorar la adherencia entre el asfalto y los agregados pétreos. Los organosilanos pueden mejorar la resistencia al agua y la resistencia a la fatiga del asfalto, así como reducir la susceptibilidad a la delaminación y el desgaste. Se ha encontrado que, en dosis altas, los organosilanos reducen la temperatura de mezclado o alargan la manejabilidad de las mezclas fabricadas con asfaltos modificados.

8.1.4.3 Agentes endurecedores

La modificación de los ligantes asfálticos para mejorar las propiedades de desempeño ha crecido significativamente desde la implementación de las especificaciones de la carpeta SHRP. Ha aumentado el uso de polímeros y modificadores del caucho granulado. Para compensar la pérdida

Para obtener rigidez en rangos de temperatura elevados, se añaden agentes endurecedores como el ácido polifosfórico

- Ácido polifosfórico (PPA)

El PPA es un modificador químico que se puede utilizar en combinación con polímeros para aumentar la rigidez a altas temperaturas.

El ácido polifosfórico (PPA) es un compuesto químico concentrado de ácido fosfórico (H_3PO_4). El PPA es un compuesto no cíclico conformado por múltiples moléculas de ácido ortofosfórico que se unen por condensación.

El ácido polifosfórico se emplea como catalizador en la modificación de asfaltos para mezcla caliente. Reacciona desarrollando un encadenamiento químico entre el polímero y el asfalto. también puede emplearse como endurecedor para la fabricación de asfaltos de baja penetración o altas viscosidades.

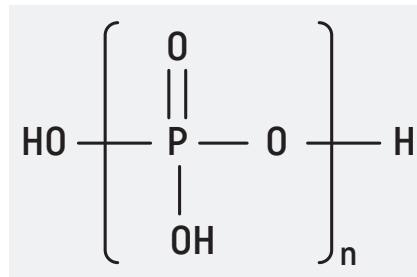


Figura. 8.8. Estructura química de PPA.
Fuente: Wikipedia, 2023.

8.2 Formulaciones

El tema importante al momento de modificar un cemento asfáltico es determinar cuál es el modificador o modificadores que debemos emplear, ya que como tal no existe una fórmula que permita determinar cuál es el mejor, esto en vista de la gran variedad de cementos asfálticos que nos podemos encontrar y que presentan un comportamiento muy diferente dependiendo de su caracterización química.

La formulación para realizar la modificación de un cemento asfáltico se ha convertido en una especie de técnica alimentada por la experiencia de quienes trabajan en los procesos de modificación de los cementos asfálticos y que cubre una serie de conocimientos prácticos de poca divulgación, considerando los secretos industriales de quienes modifican los cementos asfálticos.

Por supuesto que pueden darse formulaciones por parte de los proveedores de los modificadores, que no todos, pero en su gran mayoría cuentan con formulaciones base que se han definido como una receta, lo cual es un error que no se debe cometer al momento de modificar. En el capítulo 12 de este libro se ofrece una guía para el diseño de los asfaltos modificados que ilustra los parámetros por seguir para asegurar una adecuada formulación y, por supuesto, un excelente asfalto modificado.

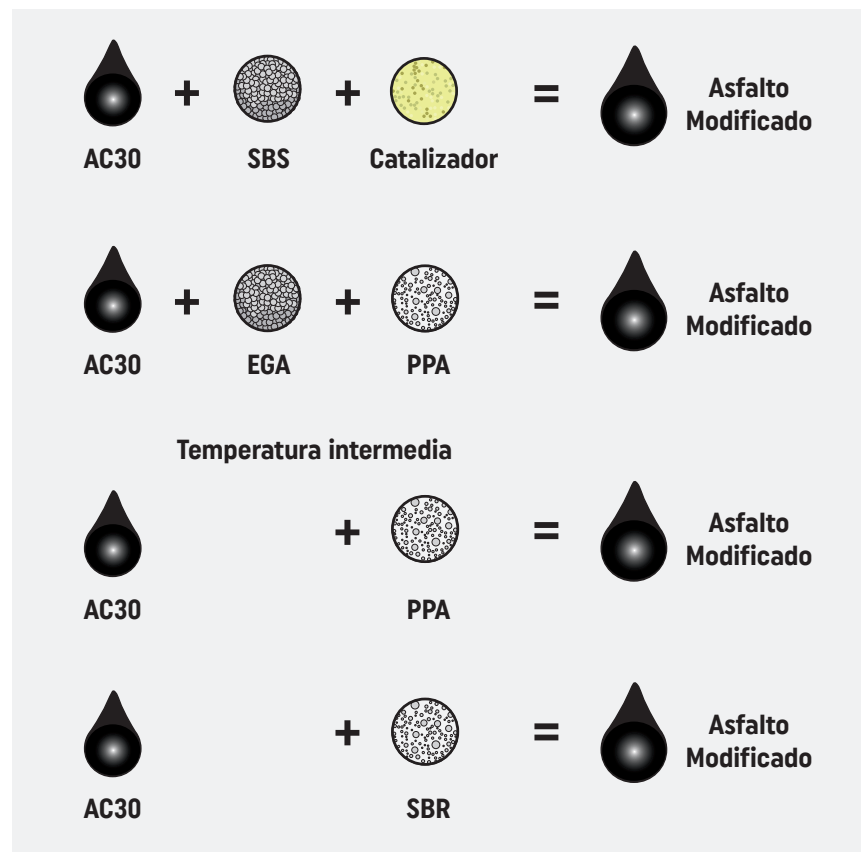


Figura 8.9. Principales combinaciones de modificadores empleados actualmente.

Acá se anexa un esquema con las principales combinaciones de modificadores que brinda una amplia variedad de opciones ¡Pero cuidado!, pues no todas brindan las mismas propiedades mecánicas ante los requerimientos de desempeño solicitados por las especificaciones. En el capítulo 12 se analiza de manera detallada cada una de estas modificaciones, determinando a través de la reología sus ventajas y desventajas.

BIBLIOGRAFÍA CAPÍTULO 8

McNally, T. (2011). Polymer Modified Bitumen. Properties and Characterization. Ed. Woodhead Publishing, EE. UU.

Daly, W. H. [consultor] (2017). NCHRP SYNTHESIS 511. Relationship Between Chemical Makeup of Binders and Engineering Performance. Ed. National Cooperative Highway Research Program, EE. UU.

Islam, S., Singh, S., Ransinchung R.N., GD & Ravindranath, S.S. (2021, dic-23). Performance Deterioration of SBS-Modified Asphalt Mix: Impact of Elevated Storage Temperature and SBS Concentration of Modified Binder. En Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 34(3). <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29MT.1943-5533.0004092>.

Terrel, R.L. & Epps, J.A. (1989) Using Additives and Modifiers in Hot Mix Asphalt, Section A. En Critical Issues in Transportation for 2024 and Beyond. <https://trid.trb.org/View/361507>.

Wikipedia (2023). SBR [imagen]. https://es.wikipedia.org/wiki/Caucho_estireno-butadieno

CAPÍTULO TÍTULO 9

**PRODUCTOS ESPECIALES
A PARTIR DE CEMENTOS
ASFÁLTICOS MODIFICADOS**

El mundo de los asfaltos modificados va más allá de sencillamente cumplir requerimientos de especificaciones de desempeño, como lo es el PG+MSCR. La modificación es la esencia de la tecnología que permite desarrollar soluciones sostenibles y además eficientes, desde la perspectiva del mantenimiento vial. A continuación, se detallan algunas aplicaciones que solo son posibles gracias a la tecnología de los asfaltos modificados.

9.1 Sellos de grietas

Las fisuras y grietas que se presentan en el pavimento son una preocupación importante en el mantenimiento de carreteras y otras superficies de asfalto debido a varios motivos:

9.1.1 Prevención de la infiltración de agua

Las fisuras en los pavimentos, ya sean de asfalto o de concreto, permiten que el agua se filtre dentro de la estructura de este. Como se muestra en la Figura 1, el agua infiltrada causa varios tipos de daños. La erosión (fenómeno de bombeo) crea vacíos sobre los cuales el pavimento pierde soporte. Además, las capas granulares saturadas presentan menor resistencia a esfuerzos cortantes, lo que debilita la estructura de forma general. Esto, eventualmente, acelera los deterioros y la formación de baches.

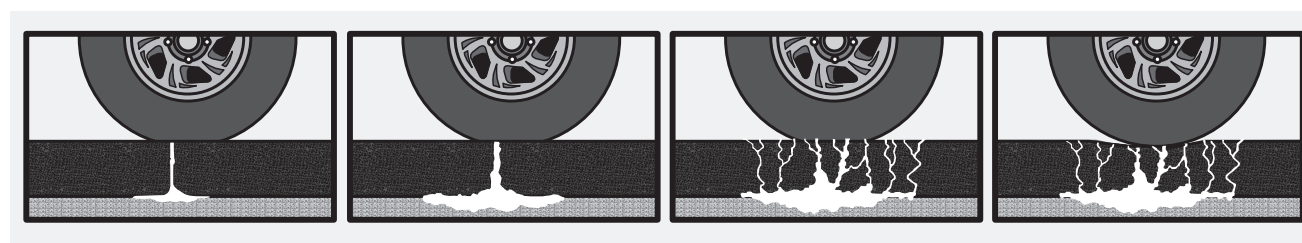


Figura 1. Proceso de deterioro en un pavimento con fisuras debido al efecto del agua.

9.1.2 Ralentizar la propagación de daños estructurales

Cuando no se sellan a tiempo las fisuras, estas pueden propagarse y convertirse en grietas aún más grandes. En el caso particular de los pavimentos de concreto, materiales incompresibles (por ejemplo, partículas pequeñas de agregado) puede entrar en las juntas o grietas. Cuando estas se cierran debido a las altas temperaturas, las partículas incompresibles generan esfuerzos concentrados altos que causan fracturas puntuales o “despatillamientos”. Este tipo de deterioro puede comprometer la integridad estructural del pavimento.

Sellando las fisuras en una etapa temprana, se puede prevenir la intrusión de partículas incompresibles y el deterioro estructural asociado.

9.1.3 La seguridad vial

Los procesos de fisuración y sus efectos en las estructuras de pavimentos son un factor que puede afectar la seguridad vial, principalmente para los vehículos de dos ruedas. Un pavimento con fisuras puede ser menos estable y provocar un manejo

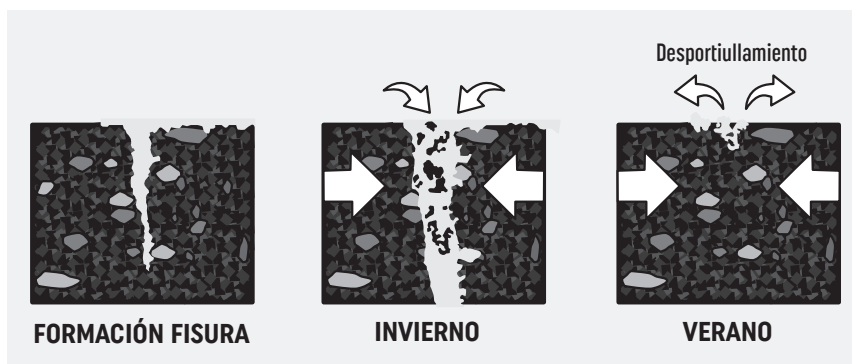


Figura 2. Proceso de deterioro de un pavimento con fisuras debido al relleno de residuos incompresibles.

inseguro, especialmente en condiciones de lluvia.

El inicio de los sellos de grietas con cementos asfálticos convencionales no ofreció un adecuado comportamiento. Su rápida oxidación y bajo desempeño no aseguraban un correcto sellado. Algunos productores fabricaban sellos a partir de la oxidación del asfalto indicando que serían más adecuados por aparentar ser rígidos. Sin embargo, altas rigideces no son la característica que se busca en un sello de grietas. A pesar de que existen tres familias de especificaciones a nivel internacional que enmarcan los sellos de grietas: FAA, ASTM D6990 y AASHTO M324, algunos fabricantes no las consideran y se concentran más en la rigidez que en la adhesión y la recuperación elástica. Dichos fabricantes producen sellos extremadamente rígidos, ya sea con el uso de plastómeros o con un exceso en la utilización de polvo de llanta (GCR/NFU). En la Figura 3 se puede ver el comportamiento cuando se emplean sellos demasiado rígidos.

Los sellos de grietas con asfaltos modificados son una técnica utilizada en el mantenimiento de pavimentos para reparar y prevenir la propagación de grietas en la superficie de la carretera. Estos sellos están compuestos por una mezcla de asfalto convencional (bitumen) modificado con polímeros, que le confieren propiedades mejoradas en comparación con el asfalto convencional.

La modificación del asfalto con polímeros ayuda a mejorar la flexibilidad, adherencia, resistencia al envejecimiento y durabilidad del material. Esto hace que los sellos de grietas con asfaltos modificados sean más efectivos para sellar grietas y prevenir la infiltración de agua y la formación de baches.

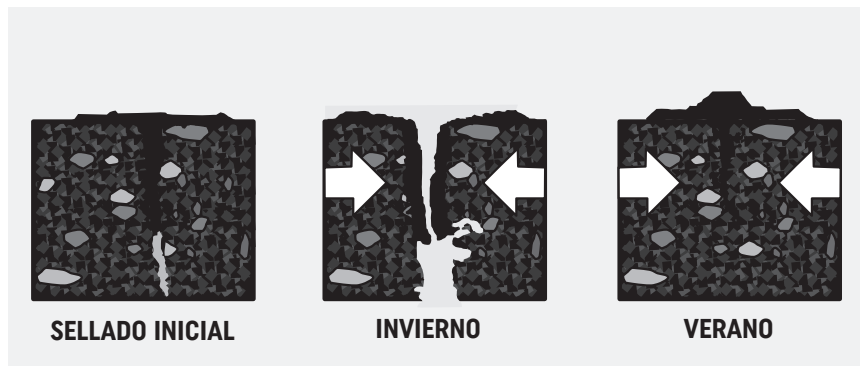


Figura 3. Proceso de daño de un sello de grietas al emplear sellos demasiado rígidos y de baja recuperación elástica.

9.2 Mastic

El mastic es un producto que se ha desarrollado para realizar el relleno de grietas grandes el cual consiste básicamente en una mezcla de cemento asfáltico modificado y agregados finos, tal como se ilustra en la Figura 4. El mastic está diseñado específicamente para sellar y reparar grietas de mayor tamaño en superficies de pavimentos de concreto o de asfalto, además se caracteriza por ser altamente viscoso y adherente, lo que le permite rellenar y sellar eficazmente las grietas, evitando la infiltración de agua y previniendo la intrusión de partículas incompresibles. El estándar ASTM D 8260 abarca las especificaciones en referencia al mastic.

El mastic se aplica en forma caliente, lo que ayuda a asegurar una buena adherencia al pavimento y facilita su manipulación durante la aplicación. Una vez aplicado y enfriado, forma una

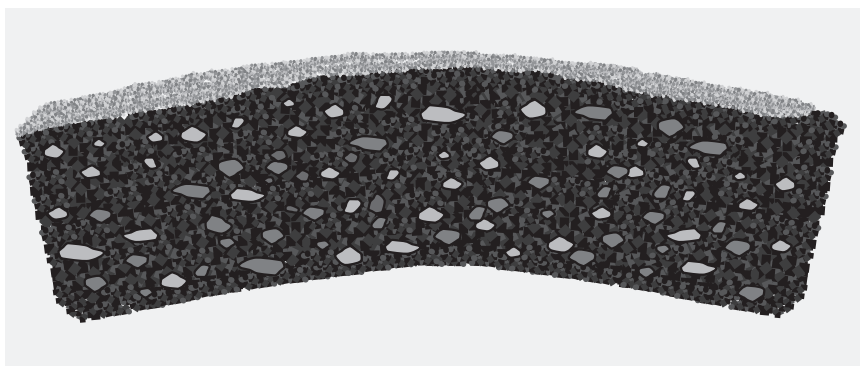


Figura 4. Estructura general del mastic.

capa flexible y duradera que ayuda a mantener la integridad estructural del pavimento. En la Figura 5 se puede ver la diferencia de usos en lo que respecta a un sello de grietas y al mastic.

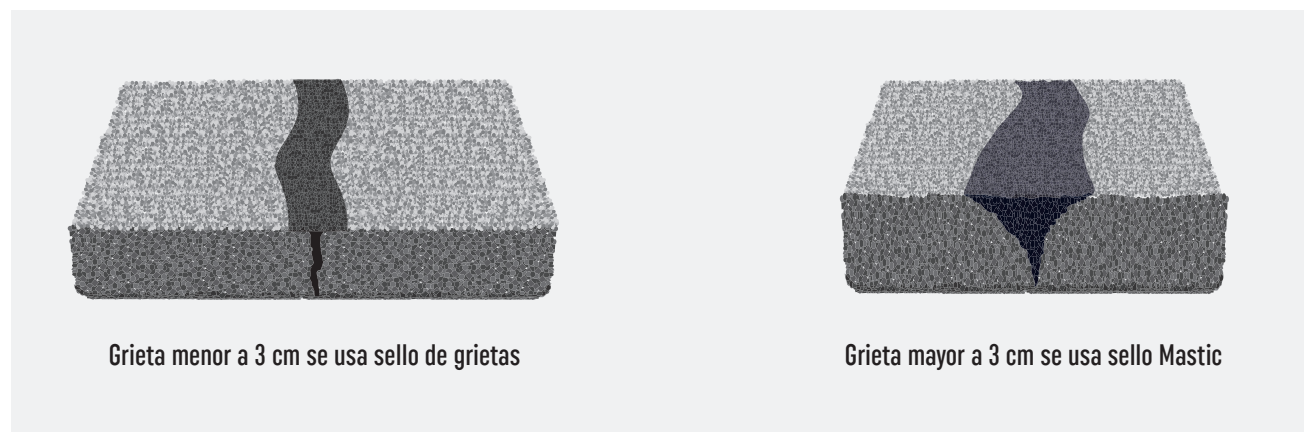


Figura 5. Tipos de aplicaciones en grietas mayores de 3 cm y menores de 3 cm.

Cuando las grietas son muy grandes o se tienen baches demasiado pequeños para utilizar asfalto caliente, el mastic ofrece la ventaja de poder tratar estos daños de manera adecuada.

En resumen, el mastic utilizado en el relleno de grietas grandes es un material esencial en el mantenimiento de vías, ya que proporciona una solución efectiva para reparar y prevenir daños mayores en la superficie del pavimento, contribuyendo así a mantener la seguridad vial y la durabilidad de la infraestructura.

La modificación del cemento asfáltico para la producción de mastic debe contar con una viscosidad y adherencia que asegure la estabilidad de la mezcla y se evite la segregación durante la aplicación. La segregación de un producto como los mastic, que es la separación del ligante y agregado fino, producirá un daño por exudación. Debido a esto, se debe considerar que la aplicación de estos requiere un adecuado control en la temperatura y el uso adecuado de los equipos para su manejo.

9.3 Emulsiones modificadas

Para explicar el concepto de las emulsiones modificadas, se abordarán la dos maneras en las que se puede realizar la modificación. En la Figura 6 se observa el proceso de producción de una emulsión mo-

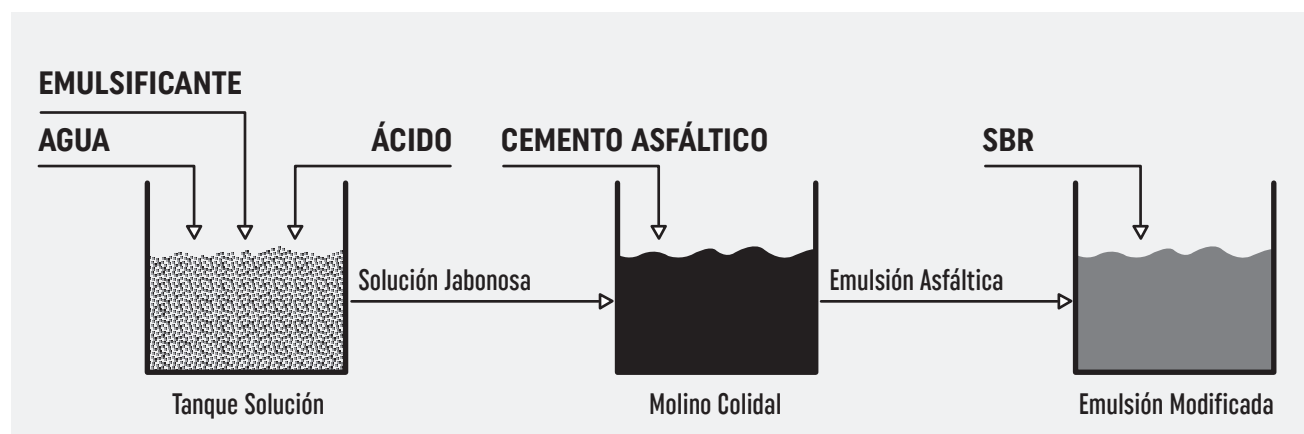


Figura 6. Producción de emulsión modificada con SBR.

dificada con SBR. El proceso de producción de la emulsión es el normal; sin embargo, al final de dicho proceso, se adiciona entre 2% y 5% de SBR como modificador. Existe la recomendación por parte de algunos proveedores de SBR de que este sea incorporado en la preparación de la solución jabonosa; no obstante, esto depende mucho de las características específicas y concentración del SBR.

Por otra parte, se han desarrollado sistemas de producción de emulsiones modificadas a partir de cementos asfálticos modificados, lo cual permite tener un mayor desempeño en las emulsiones e incrementar la adherencia de estas. En la Figura 7 se observa el proceso de la fabricación de la emulsión a partir de un cemento asfáltico modificado; por supuesto, este proceso de producción requiere plantas especiales que consideren el manejo de las temperaturas de los asfaltos modificados. El incremento de temperaturas en una planta convencional generaría el rompimiento de la emulsión.

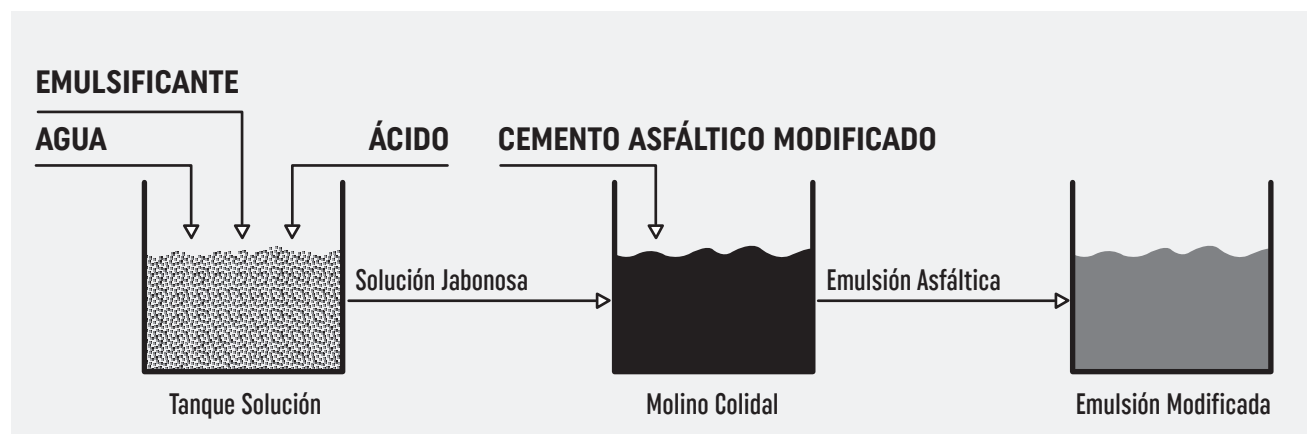


Figura 7. Producción de emulsión a partir de un cemento asfáltico modificado.



Figura 8. Principales tipos de aplicaciones en donde se emplean emulsiones asfálticas.

Las emulsiones modificadas han tomado un papel muy importante en la infraestructura y mantenimiento vial. En la Figura 8 se observan los principales tipos de aplicaciones en donde se emplean emulsiones y en casi todos los casos se pueden emplear las modificadas. Incluso aplicaciones como el micropavimento exigen el uso de emulsiones modificadas para asegurar su desempeño.

Cuando se aplica una carpeta producida con mezcla asfáltica modificada, de igual manera se recomienda emplear emulsiones modificadas como liga. Asimismo, cuando se colocan carpetas sobre losas de concreto, el empleo de las emulsiones modificadas es prácticamente obligatorio

para asegurar la adecuada adherencia entre las carpetas.

Las necesidades de contar con emulsiones de mayor desempeño han tomado un papel muy importante actualmente, tal como ocurre con las nuevas metodologías propuestas para evaluar el desempeño de las emulsiones empleadas en los tratamientos superficiales (riegos con gravilla). La propuesta considera evaluar la calidad de las emulsiones, tomando en cuenta el desempeño del asfalto residual de la emulsión.

9.4 Mezcla en frío con asfalto modificado

Las mezclas frías tienen una participación relevante en los productos de fácil acceso para realizar reparaciones locativas, así como para reparaciones en sitios donde es muy compleja la llegada de las MAC. En su mayoría, las mezclas asfálticas en frío se producen con asfaltos convencionales; sin embargo, los requerimientos de mezclas en frío de mayor desempeño han demandado el uso de cementos asfálticos modificados para su elaboración.

La utilización de cementos asfálticos modificados ha aumentado considerablemente la durabilidad de las mezclas asfálticas en frío, brindando una solución versátil a problemas puntuales y que demandan una pronta solución.

La mayor parte de los productores recurren a la producción de las mezclas asfálticas en frío a partir de las emulsiones lentas y, por supuesto, con la incorporación de polímeros en las emulsiones en algunos casos. Sin embargo, estas mezclas tienen tiempos de almacenamiento bajos. Por otra parte, existen los sistemas de producción de mezclas asfálticas en frío teniendo como base una mezcla asfáltica en caliente, cuyo desarrollo cuenta con aditivos que se incluyen directamente al cemento asfáltico que se empleará en la fabricación de la mezcla.

9.5 HIMA

La sigla HIMA significa “Highly Modified Asphalt”, que en español se traduce como “Asfalto Altamente Modificado”. Este tipo de asfalto se produce mediante la modificación química del asfalto convencional con polímeros y otros aditivos, lo que mejora significativamente sus propiedades físicas y mecánicas. Por lo general, el contenido de polímero en un HIMA suele oscilar entre 4% y 7% en peso. Este polímero puede ser elastomérico o plastomérico, diseñado para

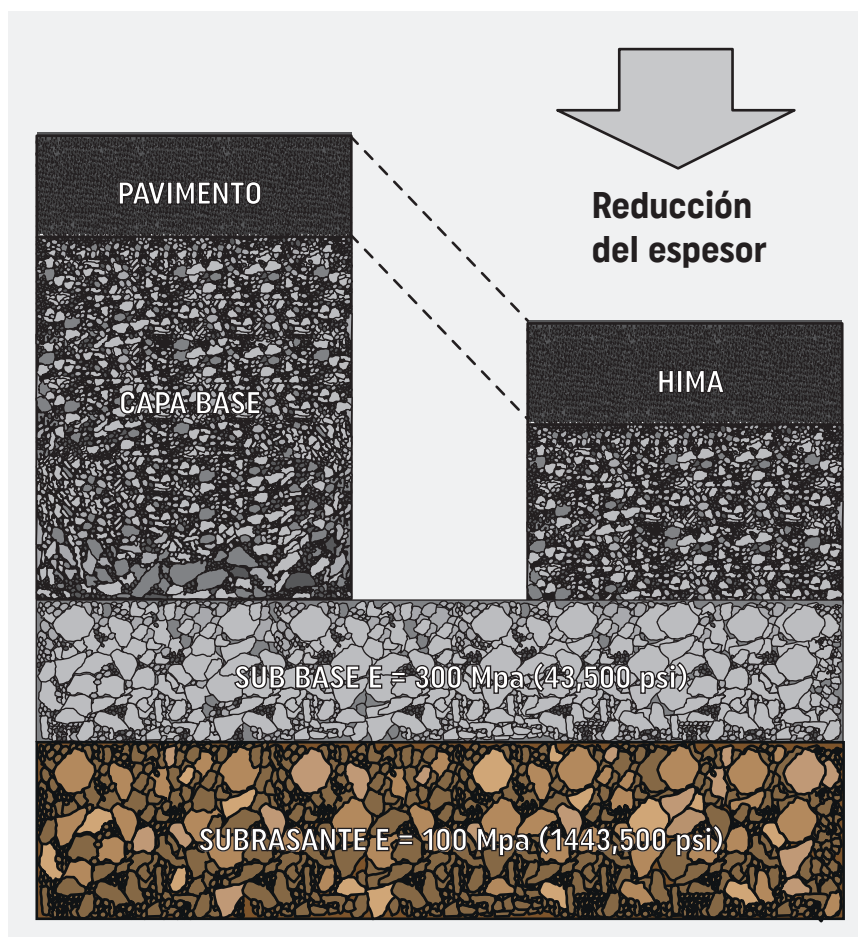


Figura 9. Esquema de las opciones de reducción de espesor al usar HIMA.

mejorar las propiedades del cemento asfáltico, como la resistencia a la deformación permanente, la fatiga y el envejecimiento.

Algunas de las características y beneficios del HIMA incluyen:

- Mayor resistencia a la deformación permanente causada por el tráfico pesado y las altas temperaturas.
- Mayor resistencia a la fisuración por fatiga y al agrietamiento por envejecimiento.
- Mejor cohesión y adherencia, lo que contribuye a una mejor resistencia al desgaste.

En la figura 9 se aprecia una ventaja adicional que puede ofrecer el uso de los HIMA en la fabricación de las MAC y es la reducción de los espesores de las estructuras de soporte.

Para reducir los espesores del pavimento utilizando el módulo del cemento asfáltico modificado, se puede recurrir a un diseño de pavimentos mecanicistas-empíricos (MEPD, por sus siglas en inglés de “Mechanistic-Empirical Pavement Design”). Estos modelos de diseño de pavimentos tienen en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la construcción del pavimento para determinar el espesor óptimo de este, incluyendo el módulo dinámico del cemento asfáltico modificado.

En resumen, el HIMA es una opción avanzada y eficaz para mejorar la durabilidad y el rendimiento de las carreteras y otras superficies pavimentadas, lo que ayuda a reducir los costos de mantenimiento a largo plazo y a proporcionar una experiencia de conducción más segura y cómoda.

CAPÍTULO TULO 10

TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO DE CEMENTO Y LIGANTE ASFÁLTICO

10.1 Factores de transporte y almacenamiento que afectan la calidad del cemento y el ligante asfáltico.

La calidad del cemento asfáltico está influenciada por diversos factores relacionados con su transporte desde la planta de producción hasta el lugar de aplicación. Estos factores son esenciales para garantizar un buen desempeño del material, los cuales toman en cuenta desde consideraciones logísticas hasta condiciones ambientales, tal como se resume en la Figura 10.1.



Figura 10.1. Factores de transporte y almacenamiento que afectan la calidad del cemento y el ligante asfáltico.

La relevancia del del transporte y de las condiciones de almacenamiento radica en asegurar que el cemento asfáltico y el ligante asfáltico sean capaces de mantener las características específicas para lo cual se diseñaron. Se debe tener en cuenta que, el comportamiento de estos materiales es complejo y está vinculado a una interacción de múltiples factores. Es importante comprender detalladamente estos procesos para diseñar estrategias efectivas que mitiguen la propensión a la separación de fases, el envejecimiento, la contaminación y aseguren la estabilidad y calidad del cemento y el ligante asfáltico (Fu et al., 2006). En este capítulo, exploraremos la complejidad de este fenómeno, destacando la necesidad de enfoques precisos y adaptativos en el transporte y almacenaje para garantizar el éxito a largo plazo en la implementación de cementos asfálticos y asfaltos modificados.

El asfalto, con su comportamiento viscoso, elástico o ambas características según la temperatura, se ve influenciado no solo por su propia naturaleza, sino también por la presencia de polímeros, lo que puede inducir fenómenos de sedimentación o separación de fases debido a las diferencias de densidades (Villegas et al., 2013). En el caso particular de los ligantes asfálticos, se produce un enriquecimiento en el ligante de polímeros en la parte inferior o superior del tanque, dependiendo de si sedimentan o floculan, respectivamente, por lo que este fenómeno puede ser propiciado por una dispersión incorrecta del polímero o por incompatibilidad (Angulo Rodríguez y Duarte Ayala, 2005).

Por último, se ha destacado la agitación como una práctica beneficiosa para evitar la separación de los componentes del asfalto modificado, aunque se ha señalado que su uso prolongado puede conllevar a la degradación del material modificado (Federal Highway Administration, 2005).

10.2 Sistemas de transporte empleados en la actualidad.

El transporte de cemento y ligante asfáltico es una parte esencial de la cadena de suministro en la industria de la construcción y mantenimiento de carreteras. Su transporte seguro y eficiente es crucial para garantizar la disponibilidad oportuna y la calidad del material en los sitios de construcción.

Este proceso implica desafíos únicos debido a las propiedades viscoelásticas del material, que varían según su temperatura, consistencia y cambio en su composición química. Existen distintos grandes grupos de transporte, uno es el transporte en caliente y el otro es el transporte en frío, sistemas que han sido adaptados a sus propias consideraciones logísticas, para los cuales la implementación de medidas control son necesarias con el fin de asegurar la calidad del producto y son fundamentales para prevenir la contaminación y garantizar la integridad del asfalto durante su viaje desde la planta de producción hasta el lugar de destino.

Los requerimientos específicos y factores particulares han propiciado la necesidad de desarrollar métodos de transporte distintos al convencionalmente asociado con el transporte en caliente. Un paradigma de esta adaptación es el creciente aumento del transporte del asfalto en frío. En la Figura 10.2, se presenta un esquema detallado de los sistemas comúnmente empleados para llevar a cabo el transporte del cemento y el ligante asfáltico en diversas condiciones, generando una visión integral de las prácticas actuales de transporte de estos materiales.

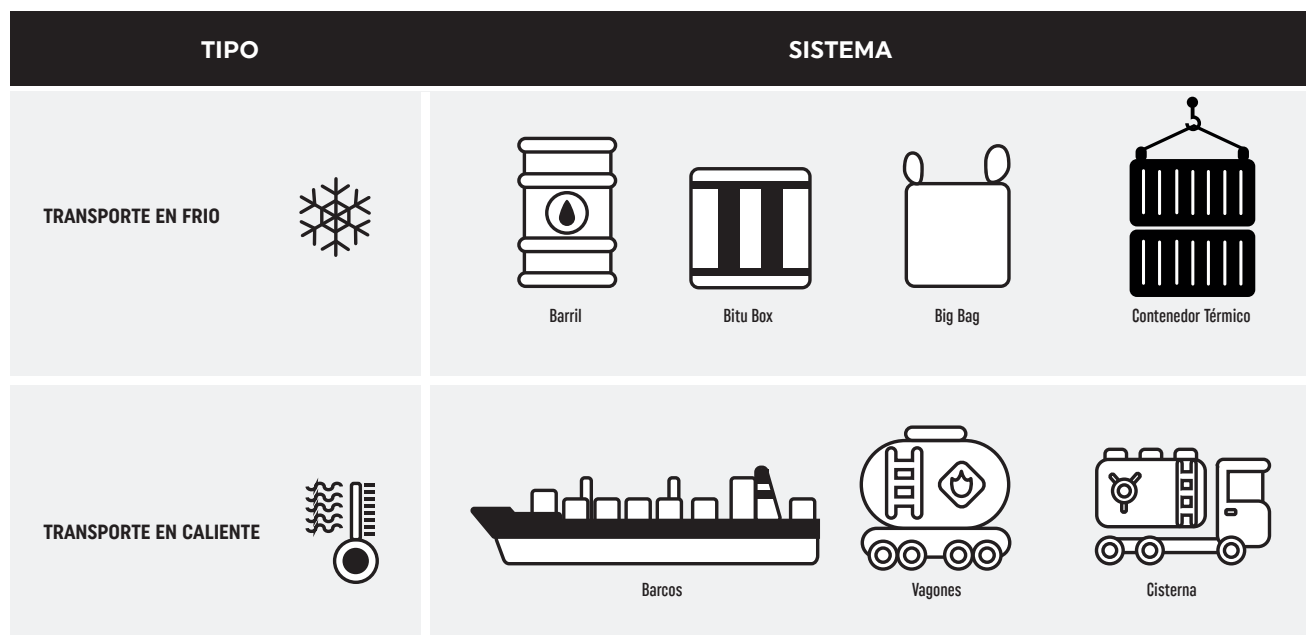


Figura 10.2. Sistemas comúnmente empleados para llevar a cabo el transporte del cemento y el ligante asfáltico.

10.2.1 Transporte en frío.

Aunque no se ha establecido de manera precisa el inicio y origen del transporte de asfalto en frío, existe evidencia de que este proceso se ha utilizado en diversas regiones del mundo durante muchos años. En países de Sudamérica, esta práctica ha sido implementada durante más de una década, como por ejemplo Bolivia, por su situación geográfica y lo complicado de la logística de abastecimiento; este país, así como

otros de la región, adoptó sistemas de transporte de asfalto en frío como estrategia efectiva para optimizar los costos asociados al transporte en caliente y asegurar un suministro continuo de asfalto a lo largo de todas las estaciones del año. A continuación, se presentan métodos más utilizados cuando se transporta el asfalto en frío, los cuales se explicarán de forma general a lo largo de esta sección.

Barriles

Los barriles metálicos han sido uno de los primeros sistemas empleados para el transporte de asfalto en frío, gracias a su practicidad y facilidad de distribución. Estos recipientes, específicamente los barriles de 55 galones, con un peso aproximado de 208 kilogramos (dependiendo de la densidad del cemento o ligante en cuestión), permiten acomodar hasta 150 barriles en un contenedor estándar de 20 pies, tal como se muestra en la Figura 10.3.

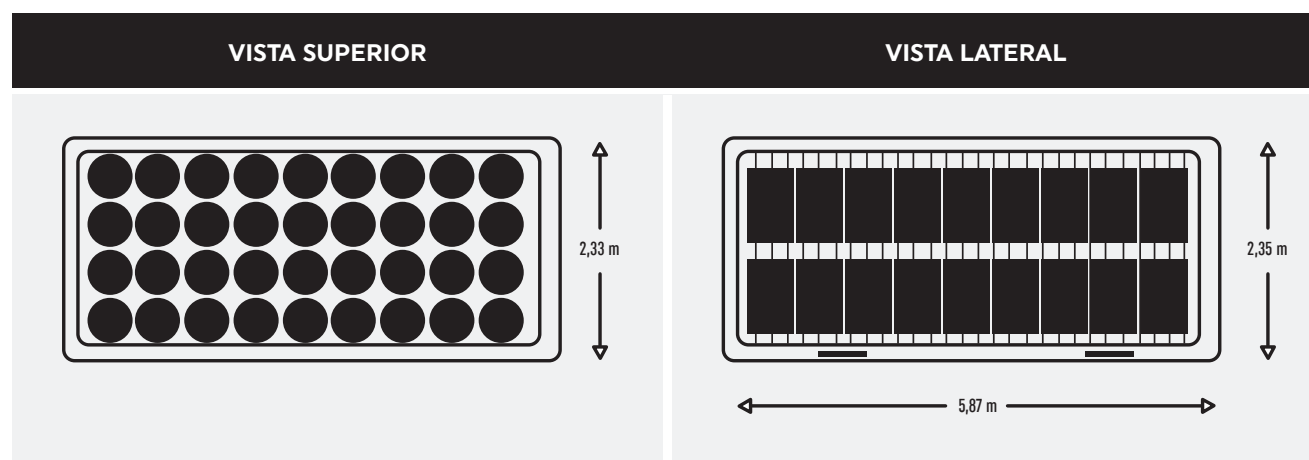


Figura 10.3. Esquema de ubicación espacial de barriles metálicos en contenedor.

Aunque este método es utilizado en la actualidad, su uso ha disminuido considerablemente. Los barriles metálicos han sido ampliamente empleados para el transporte de asfalto en frío por su durabilidad y versatilidad; sin embargo, las prácticas contemporáneas han propiciado la diversificación hacia sistemas de transporte que ofrecen mayores capacidades de carga y eficiencia logística. (Figura 10.4).

El uso de barriles, al igual que los sistemas de cajas, facilita la optimización logística al aprovechar eficientemente el espacio de los contenedores. Sin embargo, este sistema presenta la desventaja de ser más lento en el proceso de transformación del asfalto empaquetado hacia los tanques de almacenamiento, un procedimiento que llamaremos “derretido”.

El llenado de los barriles se trabaja a la temperatura normal de manejo de los asfaltos, es decir, no es necesario reducir la temperatura para almacenar, por supuesto se debe trabajar una temperatura que permita llenar de manera adecuada la mayor parte del barril y evitar exceder la temperatura, para así controlar la expansión del volumen el asfalto, lo cual limita la temperatura de llenado en cierta medida.

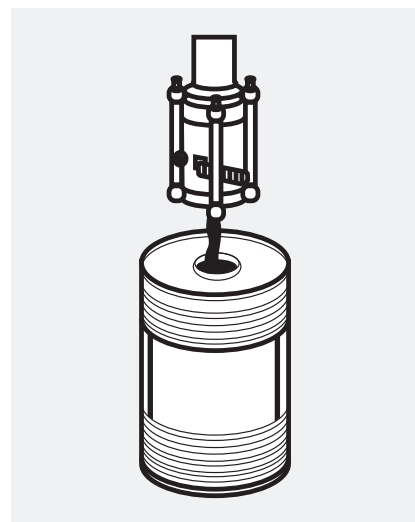


Figura 10.4. Llenado de barriles.

Bitu Box

Es el nombre que se ha popularizado para denotar al cemento asfáltico o ligante asfáltico que se empaqueta en cajas de playwood con diferentes capas internas para el adecuado almacenamiento y, así mismo, para su fácil manipulación al momento de derretirlo. Este sistema ha adquirido considerable prominencia debido a su versatilidad y, particularmente, a su facilidad de manipulación. Una caja (Bitu Box) tiene la capacidad de almacenar aproximadamente 1 tonelada de asfalto, lo que implica que en un contenedor estándar de 20 pies se puede transportar una carga total de 22 toneladas, como se muestra en la Figura 10.5.

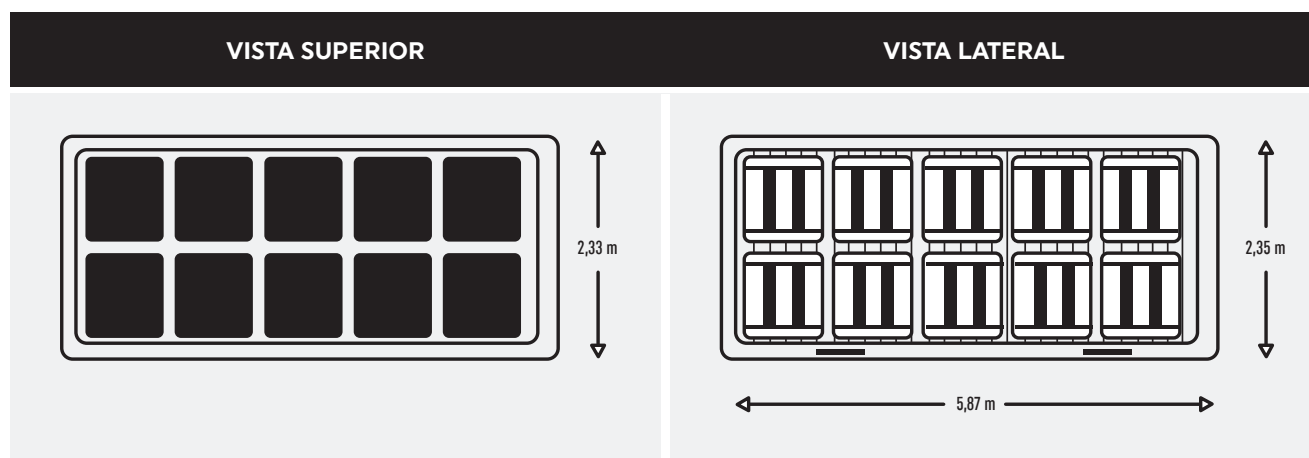


Figura 10.5. Esquema de ubicación espacial de Bitu Box (cajas) en contenedor.

Este enfoque de transporte, basado en cajas, destaca por su eficiencia logística y su capacidad para adaptarse a diversas condiciones operativas, lo cual lo consolida como una alternativa práctica en el transporte y almacenamiento del cemento asfáltico o ligante asfáltico.

La ventaja más significativa de este sistema es la facilidad del proceso de transformación (derretido). Este sistema tiene la particularidad que poder despojar el cemento asfáltico o el ligante asfáltico de la cobertura, la cual es un plástico especial tipo celofán, que se despega muy fácilmente del bloque de asfalto, lo que permite que no se presenten contaminaciones en el producto final ya que este queda sin residuos.

Una ventaja adicional de este sistema se presenta en el transporte, ya que se pueden mover dos contenedores con un solo equipo, lo cual disminuye considerablemente los costos de traslado de puerto a los sitios de almacenaje. En la figura 10.6 se aprecia el sistema en el que un mismo camión puede transportar dos contenedores, que es conocido como “sistema de doble remolque” o “sistema de doble acoplado”. En algunos países, también puede ser conocido como “tren de carretera” o “doble remolque articulado”.

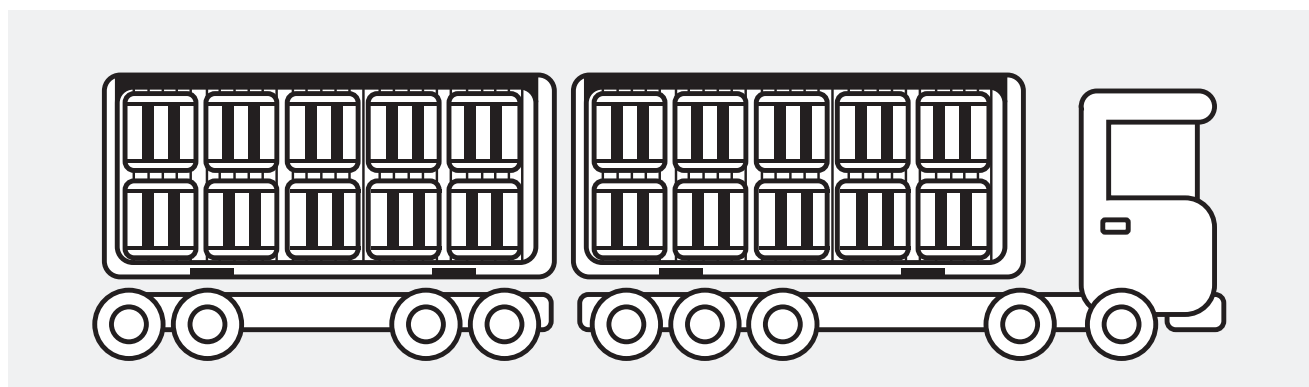


Figura 10.6. Sistema de doble remolque.

Este sistema es ampliamente utilizado para transportar ligantes asfálticos debido a sus ventajas significativas. En primer lugar, asegura la ausencia de residuos plásticos, a diferencia del sistema de Big Bag. Además, al trabajar con ligantes asfálticos, permite almacenar hasta tres niveles, lo que resulta en ahorros logísticos significativos. En la Figura 10.7, se puede observar el sistema de llenado de este tipo de cajas.

Al momento de llenar las cajas, estas permiten que el asfalto se almacene a temperatura de trabajo, ya sea para los cementos asfálticos como para los ligantes asfálticos, permitiendo mayor eficiencia en el empaque.

Big Bag

El término Big Bag se refiere a una bolsa de gran tamaño utilizada comúnmente en la industria para el almacenamiento y transporte. Estas bolsas, también conocidas como FIBC (por sus siglas en inglés de Flexible Intermediate Bulk Containers) o bolsas a granel, son estructuras flexibles y resistentes diseñadas para contener grandes cantidades de material y, en el caso del cemento asfáltico, permiten almacenar hasta 1 tonelada de producto. En el caso del ligante asfáltico, incluido el transporte, es muy limitado debido a que este tipo de empaque requiere llenados a temperaturas cercanas a 100 °C, lo cual es muy costoso operativamente y por esto se emplea muy poco.

En la Figura 10.8 se puede observar la configuración general del transporte en Big Bag y, a diferencia del sistema Bitu Box que pueden transportar 22 ton de producto en contenedor de 20 pies, en Big Bag solo se pueden transportar 22 toneladas de producto por contenedor de 40 pies, en primer lugar, porque solo se hace en un piso; y en segundo lugar, por las restricciones de peso en las vías de los diferentes países.

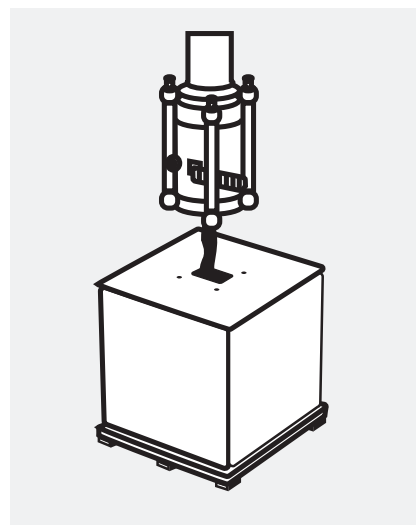


Figura 10.7. Llenado de Bitu Box.

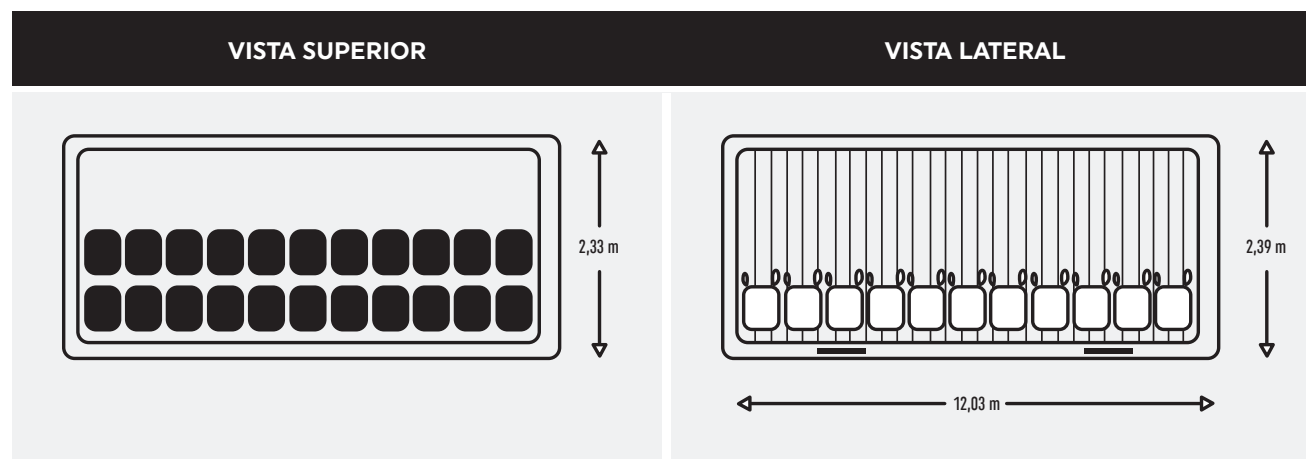


Figura 10.8. Esquema de ubicación espacial de Big Bag (bolsas) en contenedor.

Este método, el cual ha sido bastante utilizado en el mercado, ha experimentado una disminución en su utilización, por la preferencia en favor de las cajas Bitu Box. Este cambio se atribuye a lo complicado del almacenamiento de las Big Bag, ligado a las dificultades logísticas para el transporte y almacenamiento, no obstante, la generación de contaminación del cemento asfáltico o ligante asfáltico derivada de las capas de plástico que no pueden retirarse completamente han reducido la preferencia que inicialmente tenían en el mercado. Lo anterior es especialmente problemático en los tanques de almacenamiento, lo que dificulta el manejo y mantenimiento de estos, pero además la calidad del cemento y ligante asfáltico.

Adicionalmente, se ha observado que, en algunos casos, el empaque plástico de las Big Bag puede presentar incompatibilidades con ciertos productos destinados a la modificación del asfalto, añadiendo complejidad a su utilización.

Al examinar las capas internas de una Big Bag utilizada para embalar cemento asfáltico, la Figura 10.9 proporciona una representación de las capas internas. Al abrir la Big Bag para que el cemento asfáltico se descargue en el derretidor, la segunda bolsa queda adherida al cemento asfáltico.

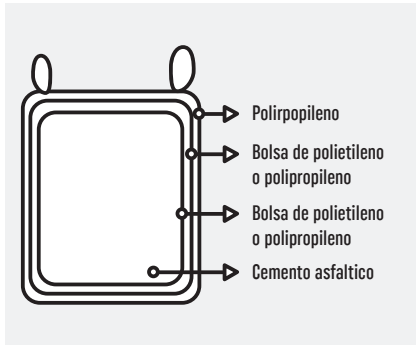


Figura 10.9. Detalle de una Big Bag de cemento asfáltico.

Contenedores térmicos

Los contenedores térmicos para cemento y ligante asfáltico están diseñados para su transporte y almacenamiento a temperaturas controladas, como se muestra en la Figura 10.10. Dada la naturaleza viscoelástica del material, su manipulación y aplicación eficientes están ligadas en mantener la temperatura dentro de un rango específico. Los contenedores térmicos, conocidos también como calefactados, están equipados con sistemas de calefacción que permiten controlar y mantener la temperatura del asfalto durante su transporte y almacenamiento.

Estos contenedores, concebidos específicamente para el transporte de cemento y ligante asfáltico, se han diseñado mediante sistemas de calentamiento avanzados. Dichos sistemas utilizan recirculación de aceite térmico, dispositivos eléctricos como resistencias o, en determinadas instancias, mediante la implementación de quemadores conectados directamente a un sistema de recirculación de calor como se muestra en la Figura 10.10. La adopción de estos contenedores, sin embargo, ha experimentado restricciones considerables, principalmente atribuibles a los elevados costos logísticos asociados, como por ejemplo el retorno del sistema vacío. Estas limitaciones han hecho que alternativas como las “Big Bag” y los “Bitu Box” aumenten considerablemente en el mercado.

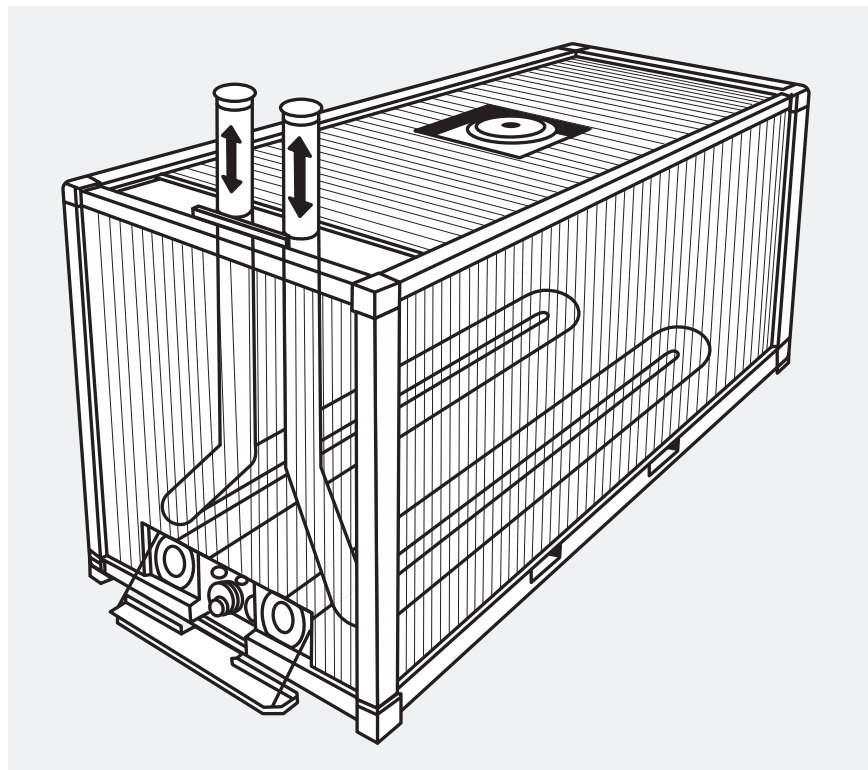


Figura 10.10. Contenedor térmico con quemadores.

10.3 Sistemas de calentamiento para el almacenamiento y transporte de cemento y ligante asfáltico.

El mantener el cemento y el ligante asfáltico a la temperatura adecuada es la función principal de los

sistemas de calentamiento, permitiendo un material homogéneo y facilita su manejo y calidad final. Esto mejora el desempeño de la pavimentación y contribuye con la durabilidad de la infraestructura.

Por otro lado, el cemento y el ligante asfáltico pueden aumentar su viscosidad en tanto las temperaturas sean más bajas, esto dificulta su manejo y aplicación. Los sistemas de calentamiento están diseñados para que estos materiales mantengan una viscosidad adecuada, facilitando su transporte y aplicación durante la construcción de carreteras. A bajas temperaturas, estos materiales se solidifican y forman grumos, esto dificulta su descarga y mezclado, por lo tanto, es necesario garantizar que los materiales se mantengan en un estado fluido y listo para su uso.

Es importantes evitar problemas asociados con la viscosidad inadecuada o la solidificación del cemento o ligante asfáltico, con el fin de mejorar la eficiencia operativa; pero también, reducir los desperdicios de estos materiales, generando ahorros significativos de costos para proyectos de construcción. Entre los sistemas de calentamiento más utilizados se encuentran:

- Sistema de aceite térmico: En la Figura 10.11 se muestra este sistema, el cual ha sido de los más utilizados por la industria a través del tiempo, esto por ser una alternativa tecnológica vigente. Inicialmente, se utilizaron de forma común los sistemas eléctricos (Resistencias), pero en los últimos años, su presencia en el mercado se ha visto disminuida significativamente debido a su elevado consumo de energía y, por supuesto, los costos de calentamiento. Por el contrario, los sistemas térmicos han tomado auge como alternativas más eficientes desde una perspectiva económica y su ventaja competitiva en términos de costos. Sin embargo, es necesario tener en cuenta que la implementación de sistemas térmicos necesita la utilización de infraestructuras especializadas para su instalación y operación, para lo cual son necesarios requerimientos detallados en el diseño y en la utilización del sistema.

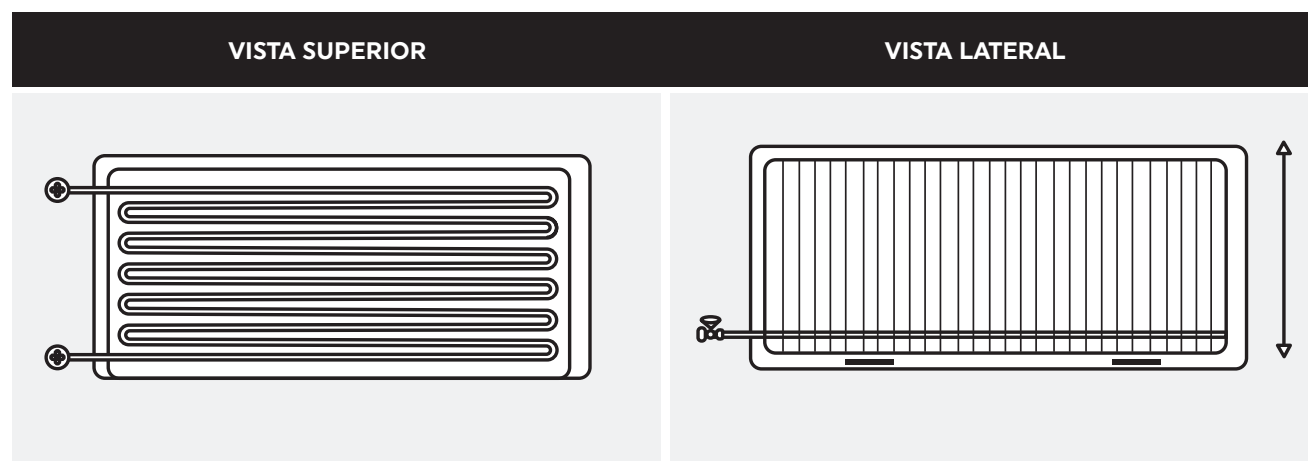


Figura 10.11. Sistema de aceite térmico.

- Sistemas de quemadores y tuberías de calentamiento: Son muy utilizados en la actualidad por consistir en sistemas de mucha practicidad y de sencilla implementación, como se muestra en la Figura 10.12. No obstante, existe la posibilidad de generar problemas significativos por un control inadecuado de la temperatura interna de dichos sistemas. Esta mala práctica podría generar envejecimiento y oxidación del cemento y el ligante asfáltico, propiciado por el contacto directo entre el material asfáltico y áreas susceptibles de alcanzar temperaturas superiores a los 500 °C. Por lo tanto, es necesaria una exhaustiva supervisión y control de la temperatura, a pesar de lo práctico

que puede resultar el uso de estos sistemas, con el fin de prevenir complicaciones en términos de calidad, integridad y durabilidad por afectaciones del cemento asfáltico y del asfalto modificado.

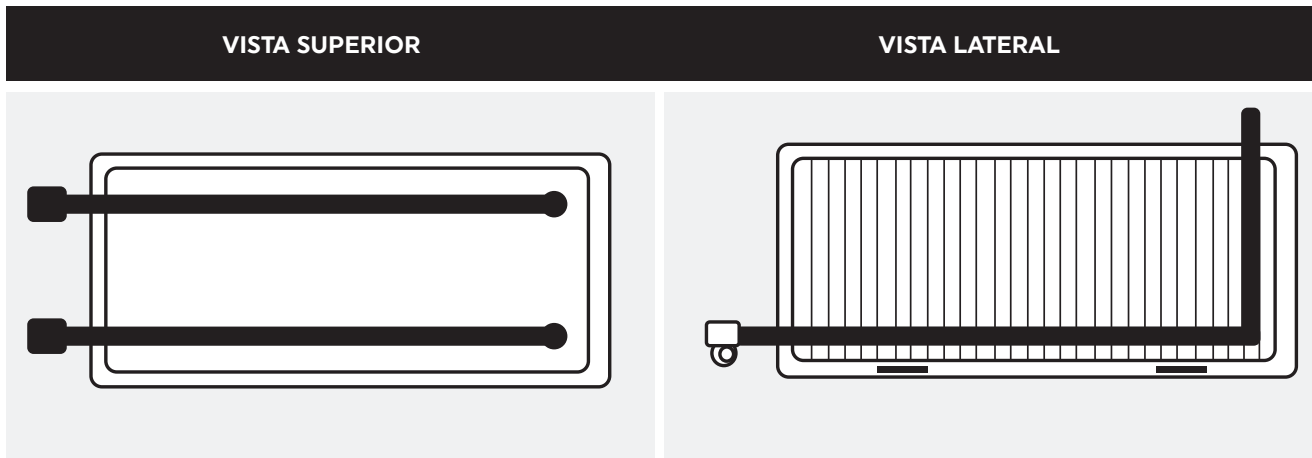


Figura 11.11. Sistemas de quemadores y tuberías de calentamiento.

10.4 Tanques de almacenamiento.

Generalmente, para el almacenamiento de cemento y ligante asfáltico es necesario emplear depósitos diseñados para mantener el material en condiciones óptimas que permitan su posterior comercialización y/o aplicación (Figura 10.12). Estos depósitos o tanques de almacenamiento se producen en una variedad de diseños y dimensiones, adaptándose a las características específicas del material que albergarán. En determinadas condiciones, se integran dispositivos de agitación o calentamiento para mantener las propiedades del producto durante períodos prolongados, asegurando así su calidad a lo largo del tiempo (Abarca y Villegas, 2021).

Por otro lado, los tanques cilíndricos verticales de fondo plano (Figura 10.13) permiten almacenar cantidades mayores a un costo inferior, con la restricción de que deben operar bajo presiones atmosféricas o presiones internas relativamente bajas (Abarca y Villegas, 2021).

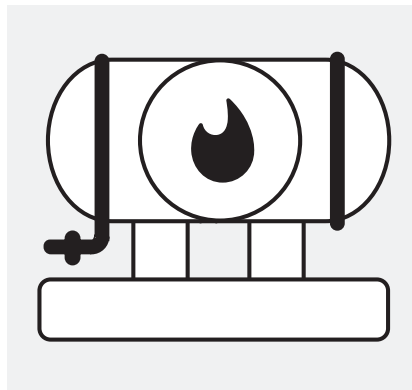


Figura 10.12. Tanque de almacenamiento cilíndricos horizontales.

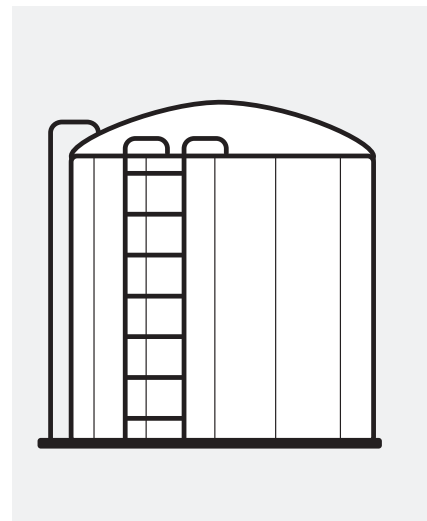


Figura 10.13. Tanque de almacenamiento vertical de fondo plano.

El código API-650 es el marco normativo fundamental para el diseño, producción, ensamblaje, pruebas y operación de tanques de almacenamiento empleados en la industria petrolera. Este código rige las consideraciones y requisitos específicos que deben utilizar diseñadores, fabricantes, ensambladores y operadores. Es aplicado en tanques de gran tamaño, ya sean horizontales o verticales, construidos in situ y de operación aérea, que funcionan a presiones de vapor inferiores a 1,5 psi y a temperaturas que no excedan los 121 °C (Carreño Vázquez y Hernández Luna, 2008).

Los parámetros principales que deben tomarse en cuenta para llevar a cabo el diseño eficientemente inclu-

yen aquellos vinculados al fluido por ser almacenado y las condiciones operativas. Entre los factores clave están el volumen del contenido, la temperatura, peso específico y la corrosión permisible, los cuales son requisitos fundamentales para el desarrollo adecuado del diseño (Carreño Vázquez y Hernández Luna, 2008).

Los tanques de almacenamiento se caracterizan por su relación de aspecto, definida como la proporción entre la altura y el radio del tanque. En este sentido, se consideran relaciones de aspecto bajas para tanques de mayor anchura, mientras que las relaciones de aspecto altas corresponden a tanques de mayor delgadez. Estas variaciones en las relaciones de aspecto inciden directamente en el comportamiento de los tanques (Abarca y Villegas, 2021).

Consecuentemente, los tanques de mayor anchura, es decir, aquellos con radios más anchos, almacenan una mayor cantidad material por unidad de altura en comparación con los tanques de menor anchura o más delgados. Por lo anterior, se espera que las fuerzas de inercia totales que actúan sobre las paredes de los tanques anchos sean superiores en comparación con aquellas presentes en tanques con menor radio, pero igual altura (Spritzer y Guzey, 2017a).

10.5 Separación de partículas en tanques.

La separación de partículas es un proceso que se hace más evidente en el ligante asfáltico que en el cemento asfáltico, en el cual, por la naturaleza y la interacción del cemento asfáltico y del polímero, el diseño del tanque de almacenamiento y sus condiciones de temperatura, presión y la ausencia o no de agitación pueden facilitar la separación de fases por suspensión o sedimentación, tal como se observa en la Figura 10.14.

Es de gran relevancia la determinación del tamaño de partícula en el proceso de diseño de tanques de almacenamiento. En este sentido, la longitud de la partícula, representada ya sea por su radio o diámetro, es de vital importancia en el diseño. Esta magnitud incide directamente en el cálculo de la velocidad de separación y, por ende, es un parámetro para establecer un límite temporal al proceso. Este variable facilita el diseño de tanques, el cual debe considerar también restricciones físicas y económicas inherentes a los proyectos respectivos (Pérez, 2005).

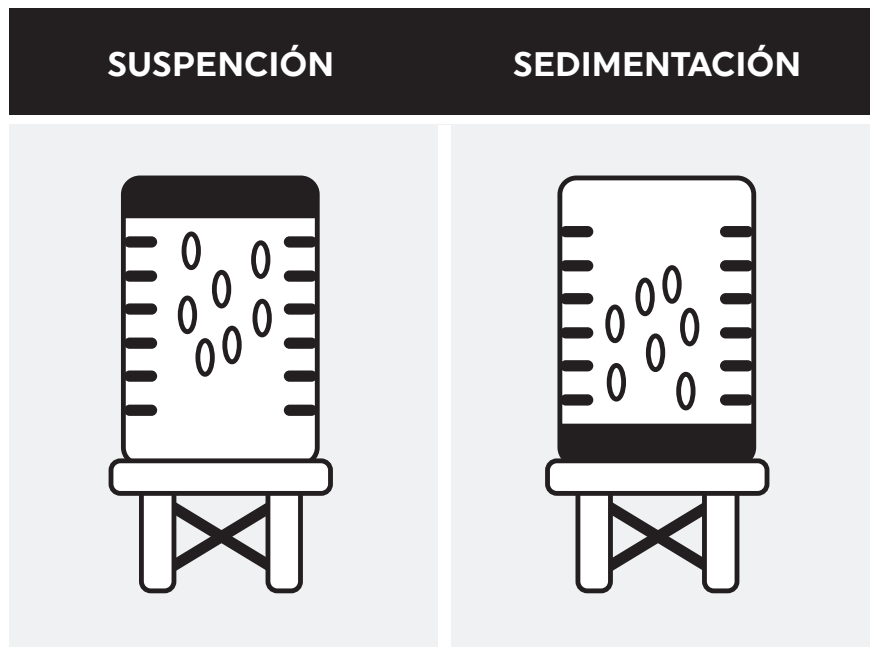


Figura 10.14. Separación de fases por suspensión o sedimentación.

Cuando se produce la separación entre partículas debido a la influencia de la gravedad, este fenómeno se rige por la Ley de Stokes. Esta ley postula que el desplazamiento de las partículas está restringido por las fuerzas de fricción entre los fluidos circundantes, la ecuación que describe la velocidad de separación es la siguiente:

$$V_s = \frac{2}{g} \frac{r^2 g (\rho_p - \rho_f)}{n}$$

Donde,
Vs= velocidad de asentamiento (cm/s)
g = aceleración de la gravedad (cm/s2)
r = radio de la partícula (cm)
pp = densidad del fluido pesado (g/cm3)
pf = densidad del fluido liviano (g/cm3)
μ = viscosidad del medio continuo (cP)

El efecto principal de esta ley es que la fuerza de arrastre aumenta linealmente con la velocidad de la partícula y el radio de esta, y es proporcional al coeficiente de viscosidad del fluido. En la Figura 10.15 se muestra el efecto de cada una de estas variables en un ligante asfáltico contenido en un tanque de almacenamiento.

<i>r</i>	RADIO EQUIVALENTE DE LA PARTÍCULA	A mayor radio de partícula, más difícil la incorporación del polímero y mayor facilidad de separación del ligante asfáltico.
<i>g</i>	GRAVEDAD	Promueve la sedimentación de la partícula.
<i>ρ_p</i>	DENSIDAD DE LA PARTÍCULA	A mayor densidad de partículas, éstas tienden a sedimentarse en el tanque y a menor densidad de partículas estas se suspenden.
<i>ρ_f</i>	DENSIDAD DEL FLUIDO	A mayor densidad del fluido, fomenta la suspensión de partículas en el tanque y menor densidad del fluido fomenta la suspensión.
<i>n</i>	VISCOSIDAD DEL FLUIDO	Está directamente relacionada con la factibilidad del proceso de modificación y la estabilidad de almacenamiento del ligante asfáltico.

Figura 10.15. Incidencia de las variables de la Ley de Stokes en el almacenamiento de los ligantes asfálticos.

Los parámetros de la Ley de Stokes anteriormente analizados son una herramienta valiosa para entender el comportamiento de los componentes del ligante asfáltico en situaciones de falta de agitación en el tanque, situación crítica en el proceso de almacenamiento. La ecuación anterior exhibe parámetros fundamentales no solo en el almacenamiento de los ligantes asfálticos, sino también en el diseño de estos, estableciendo relaciones entre las propiedades inherentes a los cementos asfálticos y los polímeros empleados en su modificación.

BIBLIOGRAFÍA CAPÍTULO 10

Abarca Jiménez, M. F. & Villegas Villegas, R. E. (2021). Equipo para la determinación de tiempos de almacenamiento de asfalto modificado a condiciones críticas. En *Infraestructura Vial*, 23(42), 1-12. https://www.scielo.sa.cr/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2215-37052021000200001

Angulo Rodríguez, R. & Duarte Ayala, J. (2005). Modificación de un asfalto con caucho reciclado de llanta para su aplicación en pavimentos. [Tesis] Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga. <https://docplayer.es/31530597-Modificacion-de-un-asfalto-con-caucho-reciclado-de-llanta-para-su-aplicacion-en-pavimentos-ricardo-alberto-angulo-rodriguez-jose-luis-duarte-ayala.html>

Carreño Vázquez, G. & Hernández Luna, J. (2008). Diseño y Calculo de un Tanque de Almacenamiento para Nafta con Diámetro de 70ft x 30ft de Altura Bajo la Norma API 650. [Tesis]. Instituto Politécnico Nacional, México. https://www.academia.edu/34066778/INSTITUTO_POLITECNICO_NACIONAL_ESCUELA_SUPERIOR_DE_INGENIERIA_MECANICA_Y_ELECTRICA_DISE%C3%91O_Y_CALCULO_DE_UN_TANQUE_DE_ALMACENAMIENTO_PARA_NAFTA_CON_DIAMETRO_DE_70ft_X_30ft_DE_ALTURA_BAJO_LA_NORMA_API_650_

Federal Highway Administration. (2005). Evaluation of the laboratory asphalt stability test. Publication No. FHWA-HRT-04-111). Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation. <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/pavements/04111/04111.pdf>

Fu, H., Xie, L., Dou, D., Li, L., Yu, M. & Yao, S. (2006). Storage stability and compatibility of asphalt binder modified by SBS graft copolymer. En *Construction and Building Materials*, 21(7), 1528–1533. doi:10.1016/j.conbuildmat.2006.03.008

Pérez Farrás, L.E. (2005). Teoría de la sedimentación. Instituto de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. http://www.fi.uba.ar/archivos/institutos_teoria_sedimentacion.pdf

Rassamdana, H., Dabir, B., Nematy, M., Farhani, M. & Sahimi, M. (1996, ene). Asphalt flocculation and deposition: I. The onset of precipitation. En *AIChE Journal*, 42(1), 10–22. doi:10.1002/aic.690420104

Spritzer, J., y Guzey, S. (2017a). Review of API 650 Annex E: Design of large steel welded aboveground storage tanks excited by seismic loads. En *Thin-Walled Structures*, 112, 41–65. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0263823116305997>

Villegas-Villegas, R. E., Rodríguez-Castro, E., Aguiar-Moya, J. P., Loría-Salazar, L. G., Salazar-Delgado, J., & Navas-Carro, A. (2013). Estabilidad al almacenamiento de asfaltos modificados en función del cambio en sus propiedades reológicas y su distribución de partículas según la microscopía de fuerza atómica. <https://www.lanamme.ucr.ac.cr/repositorio/handle/50625112500/537>

CAPÍTULO TÍTULO 11

PROCESOS DE MODIFICACIÓN

Cuando hablamos de asfaltos modificados es importante explorar las diversas formas en las que se puede modificar un cemento asfáltico. En muchos casos, para cumplir con la especificación designada como PG 70-22, es necesario modificar el cemento asfáltico para poder alcanzar esta especificación. Por lo general, los asfaltos convencionales son especificados mayoritariamente por viscosidad (AC-30 o AC-20), dependiendo del país donde se utilicen, y normalmente se clasifican como PG 64-22. Es necesario aclarar que lo anterior no es una generalización, pero desde el punto de vista práctico, es una tendencia observada a lo largo de los años y muchas evaluaciones de asfaltos procedentes de Guatemala, el golfo de México y Colombia; sin embargo, se han encontrado asfaltos con un PG 70-22 en asfaltos procedentes de Europa.

Es importante tener en cuenta que, al asignar la clasificación por desempeño PG (Figura 1), esta clasificación se establece en un ámbito de $\pm 6^\circ\text{C}$ por norma; sin embargo, al analizar específicamente la temperatura precisa de falla, nos encontramos con asfaltos que podrían oscilar dependiendo de su origen entre los 59 y 69 $^\circ\text{C}$, no precisamente PG 64-22. Lo anterior sugiere que a la hora de evaluar los cementos asfálticos por PG, la temperatura precisa de falla es un factor que puede marcar una diferencia importante siempre que esté acompañada de otros factores reológicos, lo cual se puede ver con mayor detalle en el Capítulo 12.

La Figura 1 define de manera concisa la clasificación PG que eventualmente pueden mostrar los cementos asfálticos en todo el ámbito de su clasificación. La línea desde el PG 82-10 hasta el PG 46-46 y que delimita los cementos asfálticos producidos generalmente por las refinerías y los rangos de PG corresponden a cementos asfálticos modificados.

El avance significativo en tecnología ha transformado la industria del cemento asfáltico desde su proceso de refinación hasta su destino. Cada país establece especificaciones particulares, tanto físicas como químicas, para los cementos asfálticos, en donde cada proveedor, al adquirir un cemento asfáltico, exige cumplir con requisitos específicos a sus proveedores. A su vez, estos proveedores, ya sean refinerías, plantas de mezclado o sistemas de adición, trabajan para alcanzar las especificaciones requeridas en procesos comunes de modificación, los cuales no siempre representan la opción óptima.

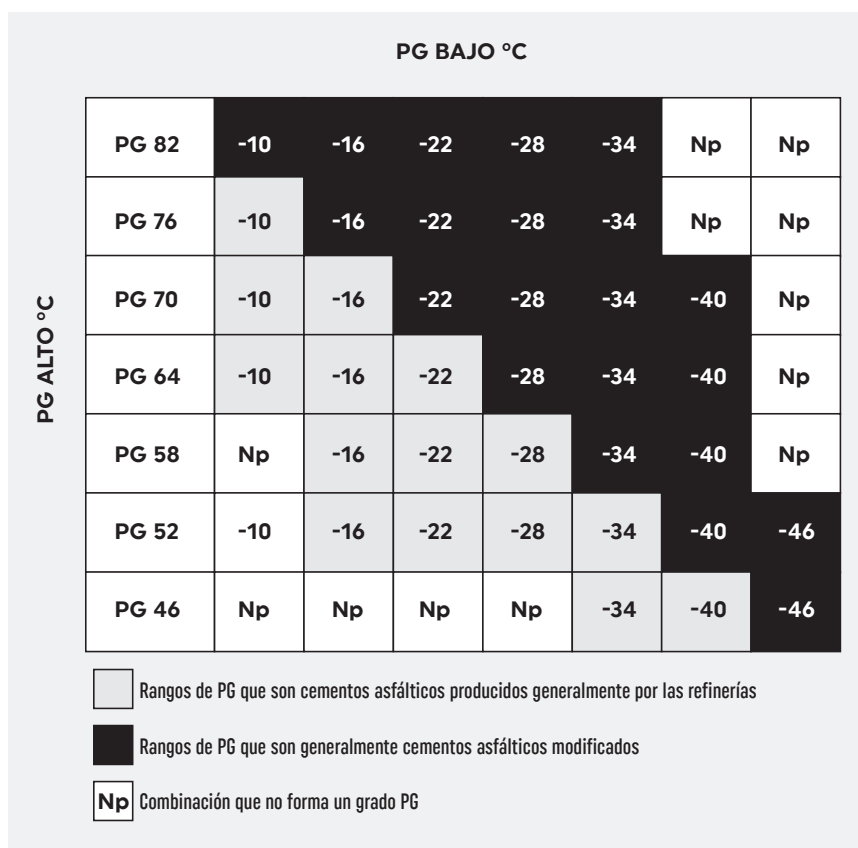


Figura 1. Clasificación por grado de desempeño (PG).

Es necesario comprender que la modificación de los cementos asfálticos puede ocurrir desde la refinería, mediante la combinación de dos o más tipos de asfalto, conocido comúnmente por el término en

inglés “blending”. La modificación de cemento asfáltico desde su producción hasta su comercialización puede incluir aditivos o productos volátiles para ajustar las especificaciones.

Antes de explorar los métodos de modificación, es esencial señalar que los asfaltos recibidos pueden experimentar variaciones sustanciales de un lote a otro, presentando una caracterización muy dispar. Estas diferencias pueden generar desafíos significativos, tanto en el proceso de modificación como en los resultados finales de las mezclas asfálticas. En la Figura 2 se muestra el esquema de modificación según logística de comercialización del cemento asfáltico.

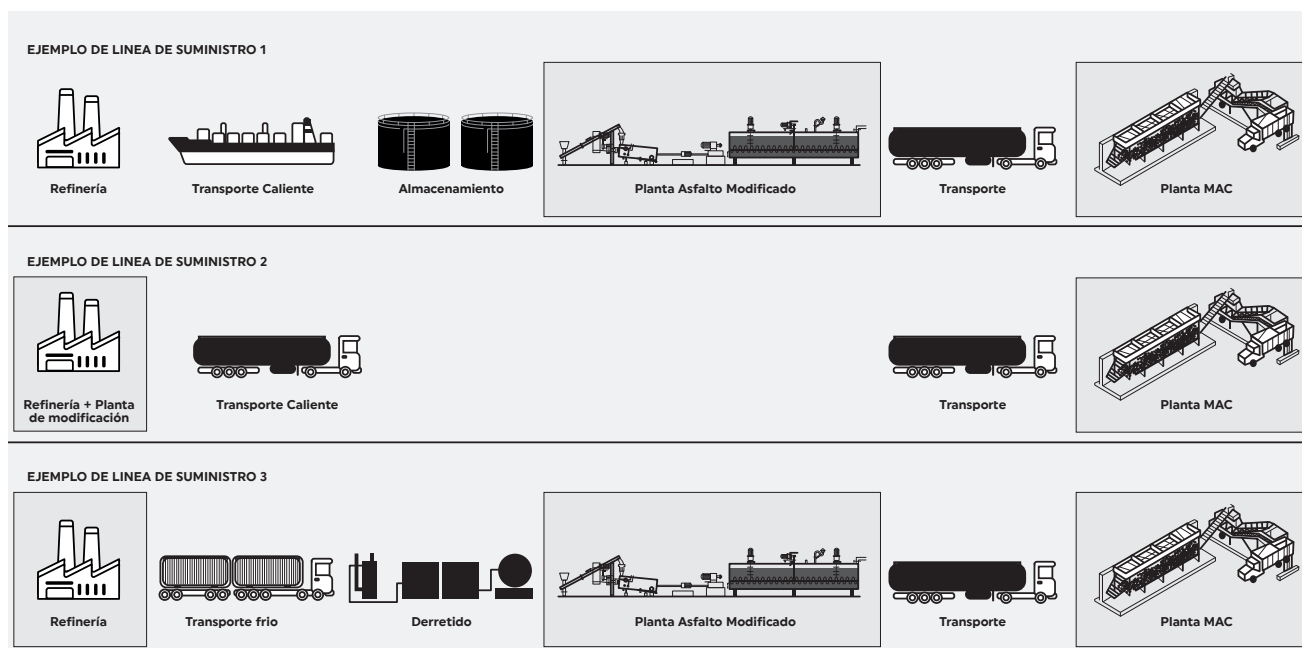


Figura 2. Esquema de modificación según logística de comercialización del cemento asfáltico.

De la Figura anterior, se puede observar que la línea de suministro 1 representa una ruta convencional de distribución de cemento asfáltico, en donde este material es extraído de la refinería en caliente. A continuación, se transporta por barco hasta su destino, luego se almacena y, finalmente, se suministra al cliente para diversos usos, como la producción de mezclas asfálticas, emulsiones u otras aplicaciones. En esta línea específica, el asfalto se somete a modificaciones, ya sea en una planta dedicada exclusivamente a la producción de asfaltos modificados o por el propio productor de mezclas asfálticas en el lugar de producción.

El proceso de la línea de suministro 2 ha experimentado implementaciones en diversos países, implica una modificación del asfalto en refinerías o terminales de almacenamiento antes de su entrega al consumidor final. Este enfoque redefine no solo la logística, sino también la naturaleza misma del material que pavimenta nuestras carreteras.

Por otro lado, la línea de suministro 3 ilustra el proceso del método en frío. En este sistema, el cemento asfáltico se empaqueta prácticamente desde la salida de la refinería o terminal. Una ventaja clave de este enfoque, como exploraremos más adelante, es la capacidad de transportar asfaltos modificados fríos, minimizando muchos problemas del sistema en caliente debido a problemas de estabilidad durante el almacenamiento a largo plazo a temperaturas elevadas.

La Figura 3 proporciona una representación detallada de la tecnología detrás de la línea de suministro de asfalto en frío, revelando los sistemas de dosificación, mezcla y transporte que convergen para crear un proceso de alta eficiencia operativa. La integración de tecnologías de vanguardia en la automatización y control de procesos garantiza un resultado final óptimo, al tiempo que minimiza los márgenes de error.

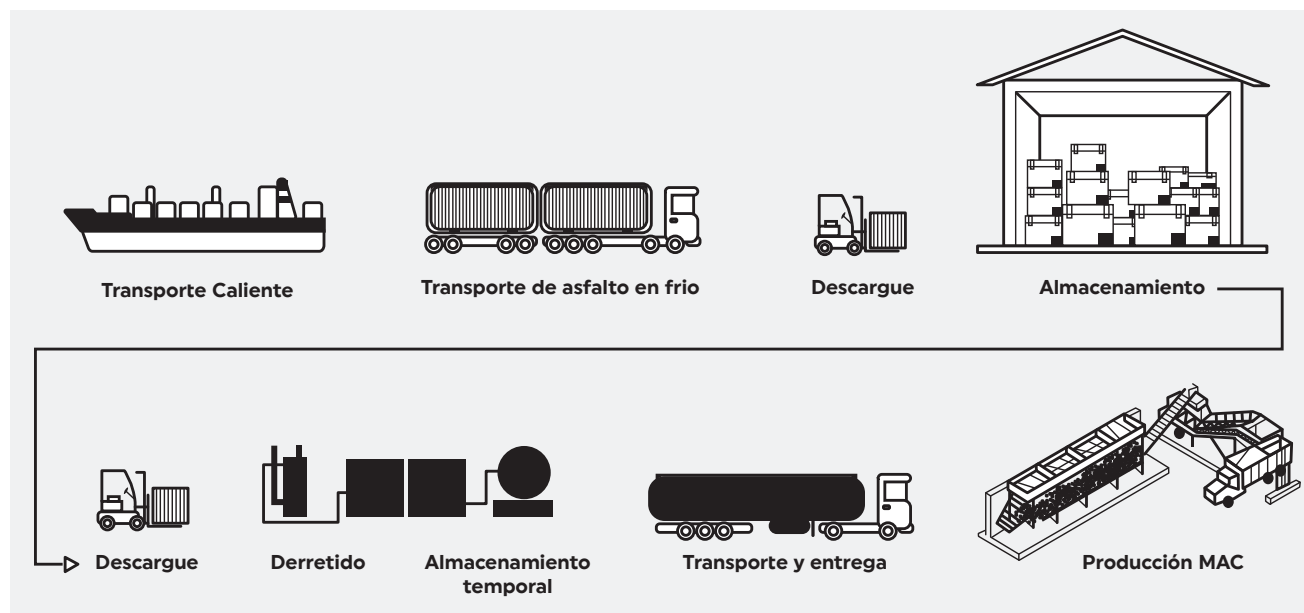


Figura 3. Línea de suministro asfalto en frío.

11.1 Métodos de modificación

En la búsqueda de la mejora continua en la industria de los cementos asfálticos, los métodos de modificación han evolucionado con el tiempo, diversificándose para adaptarse a las demandas cambiantes del mercado. En este contexto, los sistemas de uso común se han categorizado según el tipo de polímero empleado en la modificación, ofreciendo una variedad de enfoques para optimizar las propiedades del asfalto.

Aunque los terpolímeros empezaron a tener una presencia significativa en diferentes partes de Latinoamérica, gran parte de los sistemas de producción de asfaltos modificados por esta razón se centraron inicialmente en tanques de agitación, los cuales son de tipo horizontal en su mayoría y tienen una participación importante en algunos países; sin embargo, actualmente las eficiencias en costos y, por supuesto, en los resultados de desempeño han jugado un papel muy importante en la migración del uso de terpolímeros al uso del SBS, el cual se detallará más adelante.

En el complejo proceso de fabricación de cemento asfáltico modificado con terpolímeros, la dosificación tipo emerge como una práctica esencial que determina las propiedades fundamentales del producto final. $\text{Dosificación} = \text{Cemento Asfáltico} + X\% + Y\%$

El primer componente, representado como X%, corresponde a la proporción de terpolímero en relación con la masa del asfalto virgen. Este terpolímero, al incorporarse, cambia la estructura del cemento asfáltico, con el objetivo de otorgarle propiedades mejoradas de resistencia a la fatiga, deformación permanente y resistencia a baja temperatura.

El segundo componente, identificado como Y%, involucra un catalizador esencial en el proceso: el ácido polifosfórico, comúnmente abreviado como PPA. Este catalizador desempeña un papel clave en propiciar la transformación química necesaria para la modificación del asfalto. Aunque el ácido polifosfórico ha sido confiable en el proceso de modificación, se plantea una consideración crítica en algunos casos específicos. En situaciones donde el objetivo principal es elevar el grado de desempeño (PG) del cemento asfáltico, se ha observado que el uso exclusivo del PPA puede tener efectos significativos en la reducción de la recuperación elástica del asfalto modificado, como se desarrollará en el Capítulo 12.

La dosificación que se defina debe ajustarse y probarse en laboratorio antes del proceso de producción, con el fin de asegurar las características esperadas, pues de esto depende utilizar una buena base asfáltica para la modificación, así como de dotar las características particulares al asfalto modificado que se quieran obtener. Por lo tanto, es de suma importancia la ejecución precisa y comprobada en el laboratorio de la dosificación antes del proceso de producción industrial y al proceso de mejora continua de modificación de los asfaltos modificados.

La formulación inicial que se utiliza en producción es generalmente remitida por los vendedores de terpolímeros, la cual no presenta generalmente los parámetros para determinar los efectos de un modificante sobre el asfalto base durante la modificación. Es importante hacer énfasis en que no es recomendable trabajar con una formulación única; los asfaltos modificados se deben reformular desde el laboratorio pues, como se ha comentado en capítulos anteriores, los lotes de asfalto base tienen variaciones significativas, lo cual genera cambios en la química del asfalto y también en sus características de desempeño, principales características que se buscan en la modificación de un cemento asfáltico.

Cuando el diseñador de asfaltos modificados es neófito, tiende a minimizar la complejidad de la modificación asfáltica, creyendo que es un proceso sencillo; sin embargo, en la medida que se empiezan a presentar los problemas en planta, donde los asfaltos modificados no cumplen las especificaciones requeridas, es cuando entiende que los procesos de modificación requieren especial cuidado, ya que las consecuencias pueden ser catastróficas, tanto para los equipos de modificación como para la calidad final del producto.

11.1.1 Método de fabricación de asfalto modificado con terpolímeros

La metodología para la fabricación de asfalto modificado se basa en la experiencia y las técnicas perfeccionadas por los propios proveedores de polímeros. En este sentido, la formulación emerge como el pilar central del proceso, delimitando con precisión los porcentajes de polímero y catalizador sobre masa del cemento asfáltico.

Como se mencionó previamente, la formulación se basa simplemente a los porcentajes de polímero y catalizador, pero su elaboración es un arte que demanda rigurosidad. Un error común es utilizar formulaciones basadas únicamente en la recomendación del proveedor; aquí se advierte, que el riesgo de depender de estas formulaciones o de otras del tipo de bolsillo no respeta los estándares necesarios para garantizar la calidad del asfalto modificado en función de las especificaciones establecidas.

El proceso predilecto, ampliamente adoptado por los productores en los procedimientos de modificación, sigue una secuencia determinada. Antes de iniciar este proceso, es esencial que el asfalto alcance una temperatura mínima de 185 °C, manteniéndose bajo agitación constante (Figura 4). Es crucial destacar que el cuidado en no sobrecalentar el asfalto reviste importancia primordial, dado que un calentamiento excesivo podría propiciar la oxidación y degradación del polímero. No obstante, cabe

señalar que existen ciertos tipos de asfalto que requieren un aumento de temperatura por encima de los 190 °C para llevar a cabo el proceso de modificación, aunque esta determinación específica solo puede efectuarse mediante pruebas en el laboratorio.

En la Figura 4, se presentan de manera visual los sistemas de agitación comúnmente empleados, los cuales desempeñan un papel vital en el proceso de modificación de los cementos asfálticos. Estos sistemas, sin embargo, a menudo pasan inadvertidos al momento del almacenamiento y esta falta de consideración puede dar lugar a problemas significativos de inestabilidad en el cemento asfáltico modificado.

Una vez que el asfalto alcanza la temperatura adecuada y se asegura de que no descenderá, se inicia la adición del polímero. Este proceso se lleva a cabo de

forma gradual, a una velocidad de 300 kg/h. Se disponen de dispositivos recomendados por los proveedores y otros desarrollados por los fabricantes para garantizar una dispersión efectiva del polímero en el asfalto, manteniendo simultáneamente la agitación constante y la temperatura controlada. Estos dispositivos facilitan la integración homogénea del polímero en la mezcla asfáltica, asegurando la uniformidad y la calidad del resultado final.

En el caso de la modificación en el laboratorio, el polímero debe agregarse lentamente, a una velocidad de adición de aproximadamente 3 g/min en 2-3 kg de asfalto. La incorporación lenta en ambos casos permite evitar la aglomeración de los pélets del polímero.

Un exceso de polímero puede resultar en su aglomeración, provocando una disolución deficiente en el asfalto y generando la presencia de grumos en la mezcla. La formación de estos grumos es irreversible, ya que tienden a flotar y su incorporación al asfalto se vuelve compleja. Este fenómeno puede ocasionar una modificación inadecuada del cemento asfáltico, afectando su desempeño y provocando un desperdicio innecesario de polímero.

Estos grumos, al acumularse en los tanques de producción, generan sedimentos que se adhieren a los sistemas térmicos cada vez que los tanques son desocupados. Esto resulta en una pérdida de eficiencia calorífica, incrementando los costos de producción y afectando la calidad del asfalto al contener una menor cantidad de polímero. Estas situaciones solo se identifican cuando surgen problemas de calidad, evidenciados por resultados insatisfactorios en los valores de grado de desempeño (PG) o por obstrucciones en las líneas térmicas que se reflejan en la ineficiencia de los procesos de calentamiento del cemento asfáltico.

Lamentablemente, estos problemas suelen surgir debido a la falta de un adecuado control de calidad en

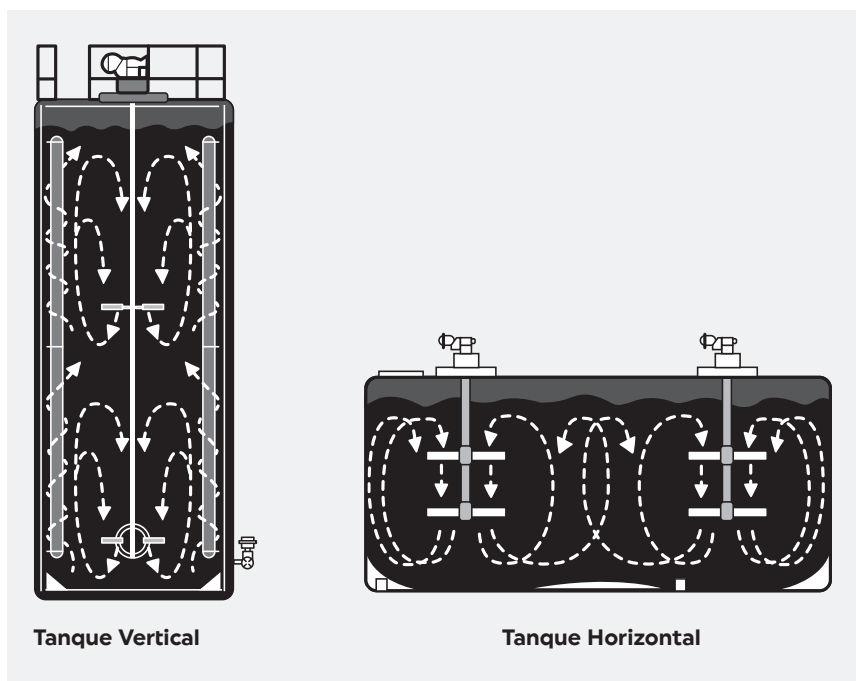


Figura 4. Sistemas verticales y horizontales de agitación.

la producción, ya que no todos los fabricantes cuentan con un Reómetro Dinámico de Cortante (DSR) para evaluar la producción de los asfaltos modificados. La carencia de esta herramienta es un obstáculo significativo que impide detectar y corregir los problemas a tiempo, afectando tanto la eficiencia del proceso como la calidad del producto final.

Una vez completada la adición del polímero, es crucial permitir un tiempo adecuado para lograr su disolución total en el asfalto, asegurándose de mantener tanto la agitación constante como la temperatura mínima de 185 °C. Por lo general, un periodo de agitación de 2 horas después de finalizar la adición del polímero suele ser suficiente. Sin embargo, este lapso puede variar según la distribución y configuración específica de la planta de modificación.

Aunque se ha establecido que el proceso suele tener una duración aproximada de 2 horas, existen situaciones en las cuales este periodo puede extenderse hasta 3 horas. Esta variación está directamente vinculada a la cantidad de polímero utilizado, ya que, por ejemplo, la modificación de un cemento asfáltico PG-64 para alcanzar un PG-70 requiere un tiempo significativamente diferente al necesario para alcanzar un PG-76.

Es esencial reconocer que los tiempos de modificación también están influenciados por la naturaleza de los polímeros empleados como se puede observar en el Capítulo 8. Estar al tanto de estas variables y adaptarse a las particularidades de cada caso es crucial para lograr resultados óptimos en la producción de asfalto modificado con las especificaciones deseadas.

En el laboratorio, la disolución del polímero se puede verificar visualmente al detener la agitación por unos segundos. Si se observan pélets emergiendo a la superficie del ligante asfáltico, se debe reanudar la agitación y otorgar más tiempo para lograr la disolución total del polímero. Una vez que la superficie del asfalto se visualiza libre de pélets, se procede a reanudar la agitación para poder agregar el ácido polifosfórico.

Otra manera de verificar la disolución es pasar el asfalto por el tamiz #20. Es fundamental asegurarse de que, si hay retención de polímero en la malla, este sea reincorporado al recipiente donde se está llevando a cabo la modificación del asfalto. Dado que en las modificaciones en laboratorio se utilizan cantidades reducidas de polímero, no reincorporar la retención podría afectar el desempeño del ligante asfáltico. Esto se debe a que la omisión de la retención conlleva a una disminución en la cantidad total de polímero (porcentaje de adición en masa/volumen) empleado inicialmente en el cemento, comprometiendo así la calidad del producto final.

Nunca debe agregarse el ácido polifosfórico si el polímero no está completamente disuelto, si existen pélets en el asfalto. Si se agrega el ácido polifosfórico, se llevará a cabo una polimerización en la superficie, evitando que los pélets continúen disolviéndose.

Si el polímero está completamente disuelto, es posible agregar el ácido polifosfórico para promover interacción polímero-asfalto. La adición del ácido polifosfórico debe realizarse lentamente, manteniendo el asfalto (con el polímero completamente disuelto) en agitación y a la temperatura mínima de 185 °C.

La adición del ácido polifosfórico se puede establecer en un rango de 2 a 3 kg/min aproximadamente, asegurándose de mantener un flujo constante pero no excesivamente rápido. La facilidad para incorporarlo puede variar según la viscosidad del ácido polifosfórico (PPA 116%) a la temperatura ambiente. En un entorno de laboratorio, la velocidad de adición suele ser de alrededor de 6 g/min.

Después de adicionar el ácido polifosfórico la mezcla requiere de tiempo para que la reacción polímero-asfalto se lleve a cabo. Se recomienda un periodo de reacción de 35 a 45 minutos, sin embargo, este tiempo puede variar dependiendo del sistema de molienda, por lo que se aconseja muestrear a diferentes tiempos para evaluar el desempeño y así, establecer el tiempo particular de reacción necesario para planta de producción en la que se está trabajando (Figura 5).

Es importante hacer notar que en cuanto se establece la conexión con el PPA, el proceso queda de forma permanente. En otras palabras, si los ensayos de laboratorio no cumplen con los parámetros solicitados, el proceso está en una etapa que impide cualquier ajuste para lograr un aumento en el PG. En términos prácticos, si después de la adición del PPA la revisión de la modificación mediante el DSR se obtiene un PG-64 y el objetivo es alcanzar un PG 70, no es posible agregar más polímero para llegar al PG especificado.

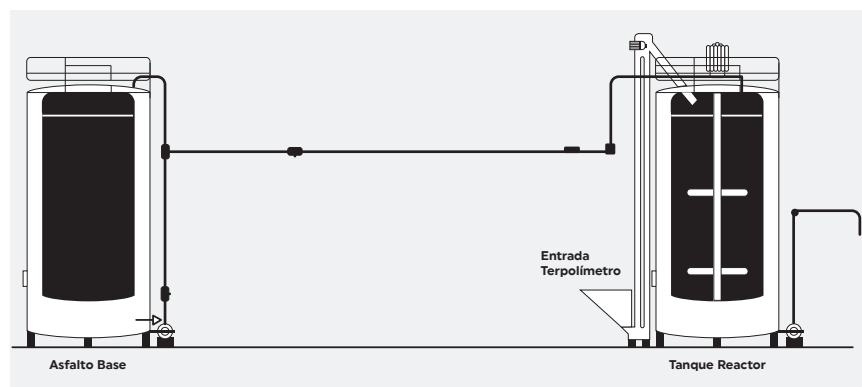


Figura 5. Planta de producción de asfaltos modificados con terpolímeros.

La Figura 5 presenta un esquema general de una planta destinada a la producción de asfalto modificado con terpolímeros. La configuración comprende un tanque destinado al almacenamiento del cemento asfáltico base, el cual está equipado con un sistema para elevar la temperatura. Este ingresa a la planta a una temperatura aproximada de $145\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$, el cual debe elevarse a $185\text{ }^{\circ}\text{C}$. Posteriormente, el asfalto es transferido a un tanque mediante bombas de tipo piñón, para finalmente dirigirse al tanque de producción conocido como reactor.

El tanque reactor cuenta con un sistema de agitación, como se observa en la Figura 5; este consta de espas para la incorporación del polímero al cemento asfáltico, a medida que estas espas giran y generan el

efecto de vórtice, el polímero se hunde y se inicia su proceso de incorporación. El sistema de dosificación mostrado trabaja con sinfines para el traslado del polímero hacia la parte superior. Es muy frecuente el uso de sinfines para asegurar las correctas tasas de aplicación del polímero y en los tanques verticales es prácticamente necesario, considerando temas de seguridad y manejo en alturas.

También es posible implementar sistemas de agitación horizontal, como el que se detalla en la Figura 6. Este sistema es amplia-

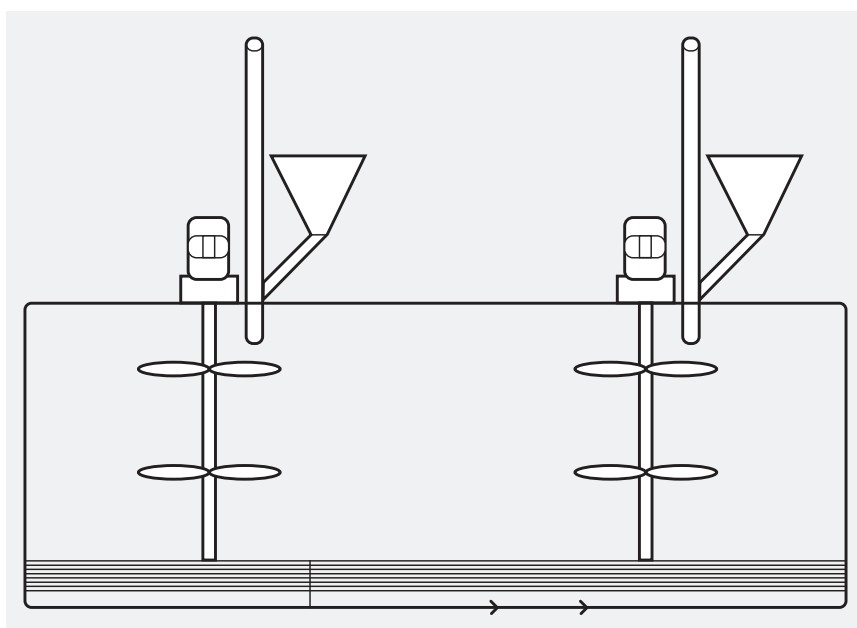


Figura 6. Sistema convencional de tanques de modificación.

mente utilizado debido a la facilidad de incorporación y la capacidad de integrar un mayor número de agitadores, así como sistemas para la inclusión del polímero.

En relación con los dispositivos ilustrados en la Figura 6 para la incorporación del polímero, el cual tiene forma de embudo, es crucial garantizar que estén equipados con un respiradero. Este detalle facilita la liberación de los vapores del cemento asfáltico y, al mismo tiempo, se deben ubicar lo más cerca posible de los sistemas de aspas, para garantizar que el polímero se sumerja. La inmersión del polímero es una función esencial de los agitadores y, por lo tanto, las aspas deben configurarse adecuadamente para lograr este efecto en el asfalto modificado y evitar no solo la mala calidad de este, sino también daños progresivos en los tanques de producción.

11.1.2 Método de fabricación de asfaltos modificados con SBS

A diferencia de los terpolímeros, cuando se realiza un proceso de modificación con SBS necesariamente se debe recurrir a otros sistemas de incorporación del polímero, como son los sistemas de molienda. Los molinos trigonales son la base de la modificación cuando se modifica con SBS.

Un molino trigonal consiste en tres rodillos dispuestos de manera triangular, de ahí su nombre “trigonal”. Estos rodillos pueden ser de diferentes materiales y están diseñados para girar a diferentes velocidades y en direcciones opuestas. Por supuesto el mercado ofrece una variedad considerable de equipos en los cuales podemos tener molinos con altas eficiencias y velocidades de incorporación del SBS.

El asfalto, al introducirse en el molino, pasa entre los rodillos, donde es sometido a fuerzas de corte y compresión. Este proceso de molienda permite incorporar el SBS y modificar las propiedades del cemento asfáltico, como su viscosidad, temperatura de trabajo, desempeño, entre otras.

Existe actualmente en el mercado la opción de comprar el SBS en presentación granular que, a diferencia de los pélets, se puede modificar siguiendo una metodología muy similar a la de los terpolímeros; sin embargo, los altos precios de esta presentación granular del ABA ha hecho que su uso se limite a ser empleado en ensayos de laboratorio para quienes no cuentan con molinos de producción y requieren evaluar este tipo de polímeros.

En la Figura 7 se presenta un esquema detallado de una planta de producción de asfalto utilizando SBS. Es fundamental destacar que existen diversos mecanismos para realizar una prehomogeneización antes de que el polímero ingrese al molino.

Dado que el SBS debe estar previamente mezclado con el asfalto al entrar al molino, este proceso generalmente se lleva a cabo mediante sistemas de digestión u homogeneización antes de la entrada al molino. Esto asegura que tanto el asfalto como el polímero estén completamente homogéneos antes de su ingreso.

Los molinos trigonales, que operan a aproximadamente 5000 rpm, logran reducir el tamaño de los pélets, que generalmente tienen un diámetro de alrededor de 5 a 6 milímetros, aclarando que los pélets no son esféricos. Es esencial garantizar que el SBS alcance un tamaño promedio de unas 6 micras para asegurar su correcta incorporación. Dependiendo del tipo de molino, el proceso de incorporación del SBS puede requerir varias pasadas del polímero a través del molino trigonal.

Posterior al proceso de la incorporación del polímero al cemento asfáltico mediante el uso del molino

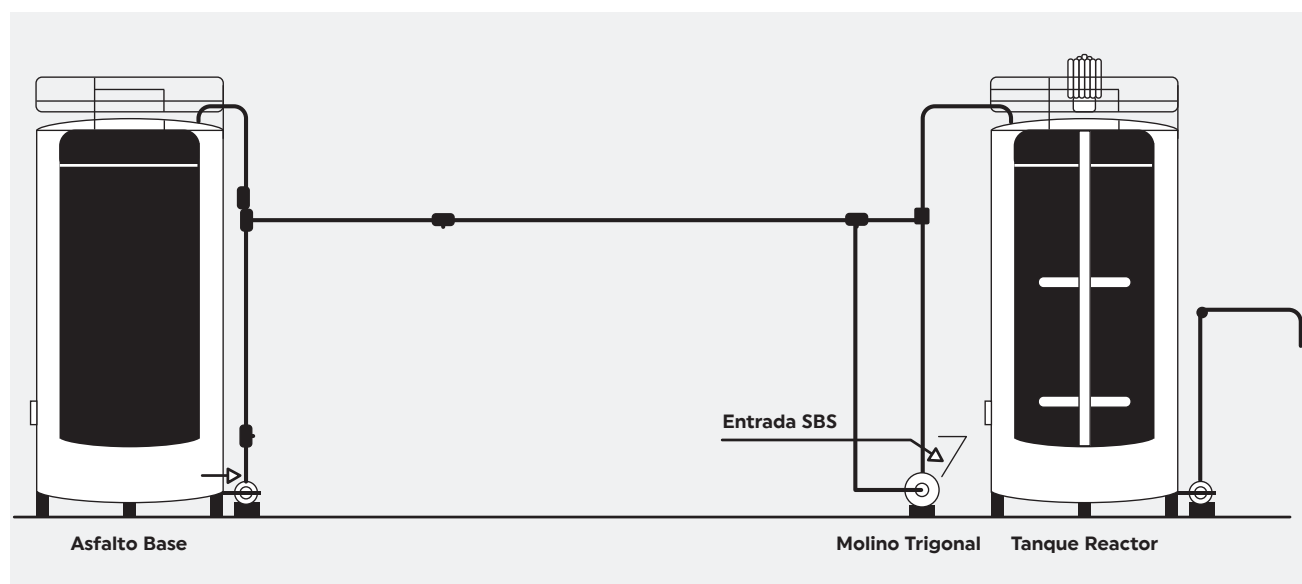


Figura 7. Planta para producción de asfaltos modificados con SBS.

trigonal, este debe pasar a un tanque con un sistema de agitación, el cual va a facilitar que el polímero continúe su incorporación y se mantenga homogéneo, dependiendo del grado de incorporación de este puede nuevamente pasar por el molino. Este proceso se realiza mediante tuberías que salen de la parte interior de los tanques y alimentan nuevamente al molino para continuar con el proceso de incorporación.

El aumento de la concentración del polímero puede generar atascamiento del molino, por esto es poco frecuente que este flocule, es decir, la presencia de grumos pues el molino evita este proceso, pero también, se pueden dar atascamientos en los sistemas de prehomogeneización. El tiempo de modificación en este tipo de molinos, dependen del tamaño de este y de su capacidad, pero también dependerá de la cantidad de polímero que requiere el cemento asfáltico para lograr el grado de modificación deseado.

Este tipo de plantas, aunque se han destinado para la modificación con SBS, son empleadas de igual manera para la incorporación de los terpolímeros, por lo que se logran menores tiempos de incorporación del polímero en el cemento asfáltico y un aumento en el rendimiento de producción.

Existen equipos que permiten un buen control de calidad para el proceso de modificación de los cementos asfálticos. El microscopio de fluorescencia permite observar la morfología del proceso de modificación, lo cual ayuda a precisar los tiempos requeridos para la adecuada incorporación polimérica, como es el caso del SBS (Figura 8).

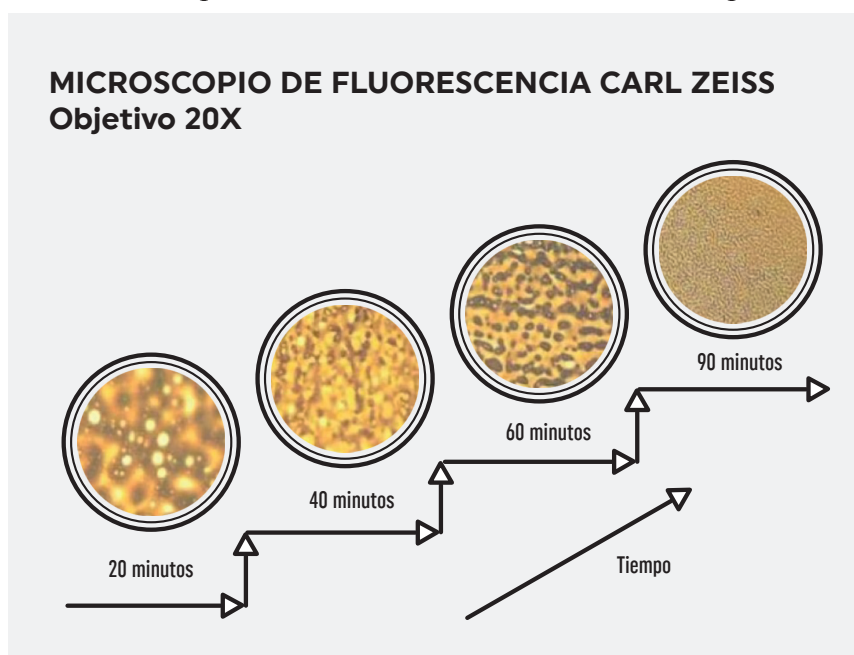


Figura 8. Evaluación con microscopio de fluorescencia en el proceso de modificación.

En los procesos de ajuste de planta se realizan verificaciones del asfalto con el fin de evaluar la reducción del tamaño de las partículas de SBS y asegurar la incorporación de este. Una vez determinadas las curvas de incorporación, se definen los tiempos del proceso de molienda y, de manera continua, se valida con los microscopios de fluorescencia los procesos de producción. El microscopio, además de ser parte de los controles de calidad, también es el indicador de que el molino requiere de un ajuste en la apertura de los platos, para así asegurar que los rendimientos y la calidad no se vean afectados.

Una vez que se ha logrado la incorporación del SBS en el asfalto, se procede a realizar la incorporación del catalizador, en este caso azufre en polvo, el cual debe adicionarse de tal manera que se asegure su adecuada incorporación y homogenización.

La modificación con SBS presenta la ventaja de su flexibilidad al enfrentar la necesidad de aumentar el grado de desempeño (PG) de un asfalto ya modificado. A diferencia de los terpolímeros, cuando se utiliza SBS se permite que el asfalto continúe incrementando su PG después de la aplicación del catalizador.

A manera de ejemplo, si se busca elevar un asfalto base de PG-64 a PG-70, después de realizado el proceso de modificación y de aplicar el catalizador (azufre), se verifica el asfalto en el reómetro dinámico de cortante (DSR), se obtiene un PG-68. En este caso, es posible ajustar la cantidad de SBS, llevando a cabo nuevamente el proceso de incorporación y aplicar la cantidad proporcional de catalizador para aumentar el PG y alcanzar los grados deseados. Esta flexibilidad inherente a los polímeros SBS permite realizar correcciones y garantizar la adecuada incorporación con eficacia.

Es importante enfatizar que, en el proceso de aplicación del azufre, se recomienda agitación y recirculación del asfalto modificado durante por lo menos una hora, realizando los muestreos y el control de calidad adecuado para asegurar la correcta modificación del asfalto.

Los procesos de producción con SBS reducen significativamente los problemas por inestabilidad al momento de almacenarse; sin embargo, esto no quiere decir que se puedan ignorar las recomendaciones del almacenamiento y los cuidados para asfaltos modificados, tales como recirculación y agitación durante periodo largos de almacenamiento.

11.1.3 Método de fabricación de asfaltos modificados con SBR

Hay algunas empresas dedicadas a la producción de mezclas asfálticas que adquieren plantas de asfalto con sistemas que permiten la inyección del SBR al asfalto durante el paso de este hacia el tambor de producción de la mezcla asfáltica.

Estos sistemas (Figura 9) resultan ser bastante complejos, ya que la garantía de una modificación de cemento asfáltico adecuada se convierte en un proceso aleatorio, dado que opera en la línea de producción de la mezcla asfáltica y está sujeto a posibles problemas en la inyección del SBS. Lamentablemente, en muchos países de nuestra región, las pruebas de calidad del asfalto modificado están ligadas a los parámetros de diseño establecidos por las metodologías de diseño de mezclas asfálticas como Marshall o Superpave. Esta limitación impide la inclusión de ensayos de desempeño que aseguren el correcto rendimiento del asfalto modificado.

Es fundamental tener una comprensión clara del alcance de la modificación con estos polímeros, ya que alcanzar niveles elevados de modificación no siempre es factible; existe un límite que está fuertemente influenciado por las propiedades inherentes del asfalto base. No se puede establecer una regla general sobre el grado máximo que se puede alcanzar con un SBR, pero es importante destacar que lograr un PG 76E-22 no es posible con este tipo de polímero.

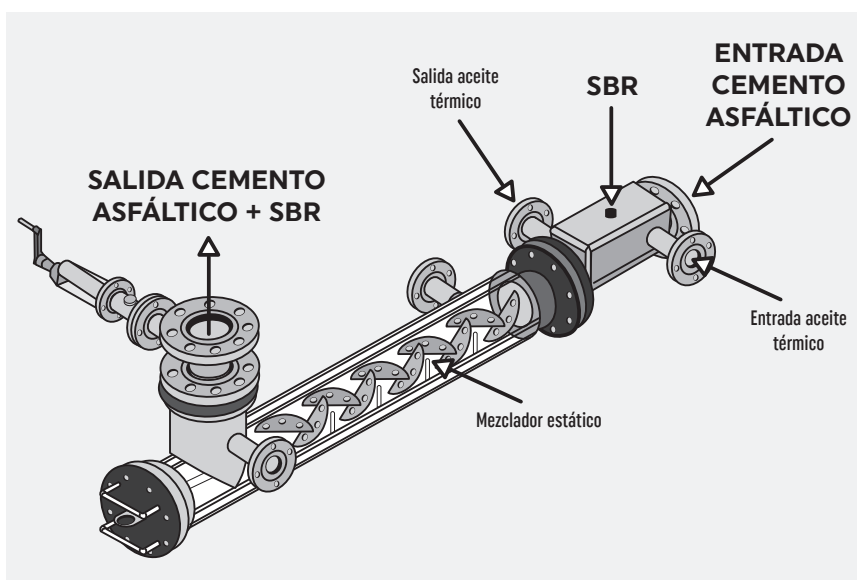


Figura 9. Mezclador estático para SBR.

La dosificación del SBR puede variar significativamente según el tipo de modificación deseada, oscilando entre 2 y 5%. Este tipo de polímero se utiliza comúnmente para la modificación de emulsiones asfálticas, especialmente aquellas empleadas en la aplicación de micro pavimento.

11.1.4 Método de fabricación de asfaltos modificados con GCR o NFU

El uso del polvo de caucho producto de la trituración de las llantas ha tomado pasos importantes a nivel mundial, esto como parte de los procesos de sostenibilidad en lo correspondiente a los cementos asfálticos. Podemos ver que en algunos países ya se exige la incorporación de por lo menos 10% en masa. Por lo tanto, los sistemas de producción para este tipo de modificación requieren de sistemas que permitan incorporar adecuadamente el polvo de caucho de la llanta al cemento asfáltico (Figura 10).

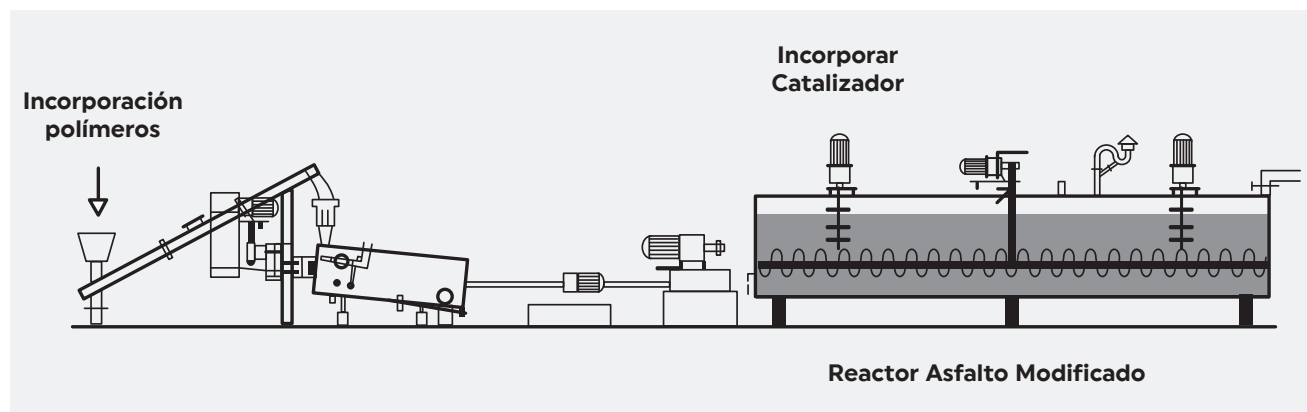


Figura 10. Esquema de planta para realizar la producción con GCR / NFU.

En la Figura 10 se aprecia un sistema que permite incorporar GCR / NFU, en el cual se observa que este debe contar con un sistema de prehomogeneización, molino trigonal y un reactor que cuente con sistemas de agitación en el nivel inferior. A diferencia de otros polímeros, estos tienden a migrar a la parte superior del tanque; en el caso del GCR/FFU, por su densidad, tiende a sedimentarse en los tanques, por esto es necesario que estos contenedores cuenten con sistemas de agitación a nivel inferior, lo cual garantiza la adecuada homogeneización e incorporación del caucho.

Actualmente, las industrias dedicadas a la producción de polvo de llanta triturada ofrecen una variedad considerable de tamaños y calidades, los cuales deben ser evaluados con detenimiento a la hora de la modificación (Figura 11), ya que la variación en la calidad del GCR/NFU hace que estos procesos de modificación requieran de mayores controles de calidad, debido a su heterogeneidad por la dificultad del proceso.

11.1.5 Método de fabricación de asfaltos modificados mediante concentrados

Cuando se tienen altas demandas de producción de asfaltos modificados, se suele recurrir a los sistemas de asfaltos modificados concentrados, que como su nombre lo indica, consiste en desarrollar formulaciones que nos permitan realizar altas incorporaciones de polímero y así efectuar la modificación en pequeñas cantidades, con el objetivo de utilizarlas como base para realizar producciones de grandes lotes.

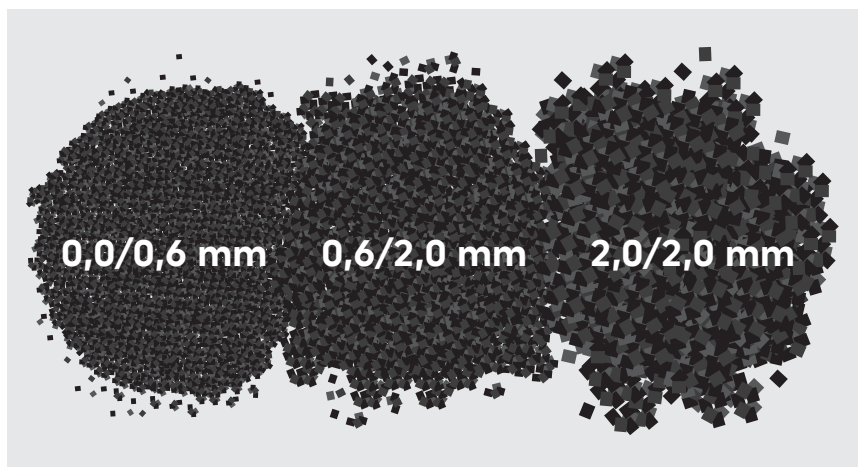


Figura 11. Tamaños de GCR / NFU.

Las plantas de este tipo (Figura 12) están equipadas con tanques adicionales destinados a la etapa inicial de modificación, conocidos como “tanques de concentración”. Estos tanques albergan elevadas concentraciones de polímeros y pueden emplearse tanto en la producción de terpolímeros como en la modificación con SBS. Estos facilitan la producción de asfaltos altamente modificados, en otras palabras, se diseñan asfaltos modificados con tres y cuatro veces la concentración necesaria de polímero en estos tanques, para luego llevar a cabo la mezcla con cementos asfálticos mediante un proceso denominado “blending”.

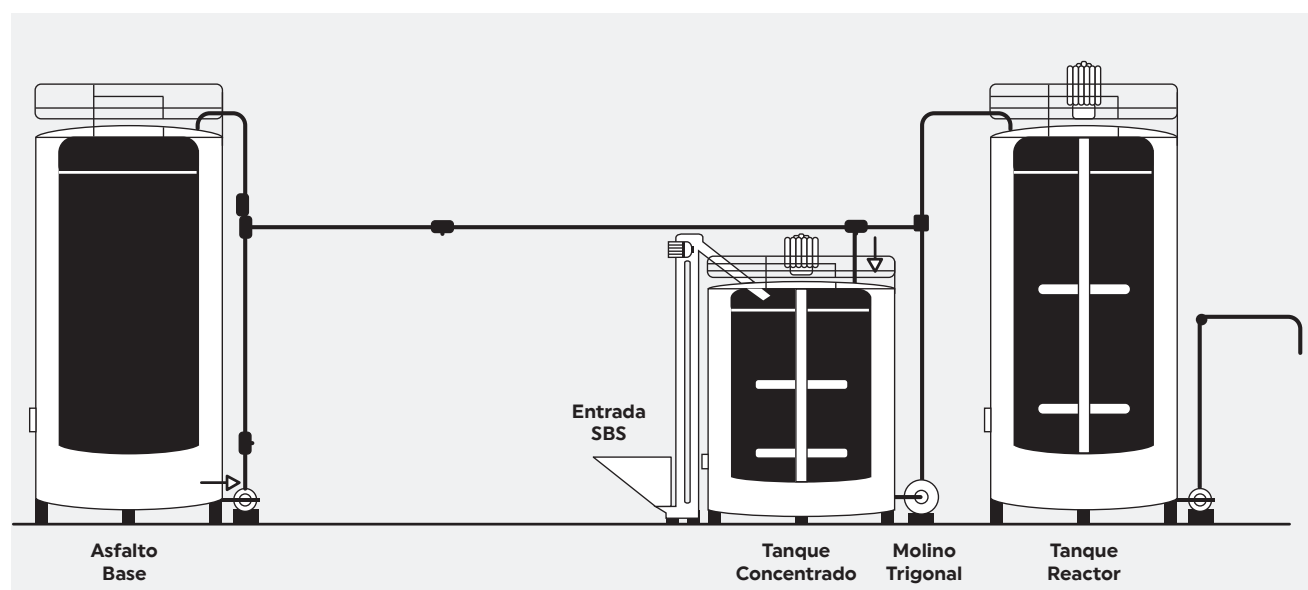


Figura 12. Planta de producción de cementos asfálticos modificados mediante sistemas de concentración.

La limitante en este proceso es la cantidad de polímero que el asfalto base permita incorporar, puesto que en algunos casos y especialmente con los terpolímeros, las altas concentraciones de polímero para preparar los concentrados están limitadas por el aumento considerable de la viscosidad que genera este tipo de polímero. La variedad de SBS que existen en el mercado permiten realizar altas concentraciones que pueden estar entre 7 y 9%, dependiendo del tipo del cemento asfáltico base con el que se esté trabajando.

11.2 Pruebas de campo

Es esencial verificar la completa disolución del polímero; en la planta, este proceso puede confirmarse mediante pruebas empíricas. Estas pruebas representan una base que permite identificar posibles problemas en la planta y optimizar los tiempos de producción. Sin embargo, es importante señalar que las pruebas definitivas que validan si un asfalto está correctamente modificado son los ensayos realizados en el DSR (Reómetro Dinámico de Cortante), el microscopio de fluorescencia y el ensayo de estabilidad al almacenamiento.

La prueba de la pizza, aunque simple, proporciona a los operadores y técnicos de la planta de producción una manera práctica de evaluar el progreso en la incorporación del polímero. Los pasos de esta prueba son los siguientes: se toma una muestra del tanque de producción, asegurándose de que sea representativa; posteriormente, se enfría y, con la ayuda de un plato con agua, se genera una bola de asfalto modificado. Luego, se comienza a estirar la muestra como la masa de una pizza, procurando obtener una capa extremadamente delgada para observar la presencia de partículas de polímero.

La prueba de tamiz No. 30 implica pasar una muestra representativa del asfalto extraído del tanque a través de un tamiz o malla #20 (0,84 mm). Si se retienen gránulos en la malla, significa que el polímero no se ha disuelto completamente y se requiere aplicar más tiempo de agitación a la temperatura mínima de 185 °C. Si no se encuentran gránulos retenidos en el tamiz, indica que el polímero se ha disuelto adecuadamente y, por lo tanto, se puede proceder con la incorporación del aditivo para el entrecruzamiento del polímero.

Estas pruebas deben complementarse con inspecciones visuales en planta para identificar posibles problemas, los cuales se abordarán más adelante.

11.3 Asfaltos modificados prefabricados

El avance en la tecnología ha posibilitado la prefabricación de asfaltos modificados, una tendencia en constante crecimiento que, en algunos países, prácticamente satisface toda la demanda de asfaltos modificados. Estos sistemas, conocidos como asfaltos modificados prefabricados, se resumen en refinerías equipadas con sistemas de modificación de asfaltos. Estos se envasan en Big Bags, barriles o cajas especialmente diseñadas para este tipo de productos.

Diversas compañías han introducido innovadores sistemas que posibilitan el envasado del asfalto en empaques diseñados para su transporte, seguido por la capacidad de calentar el cemento asfáltico modificado para su uso en la producción de mezclas asfálticas. En la Figura 13 se puede observar un sistema que facilita el embalaje del cemento asfáltico modificado.



Figura 13. Sistema de embalaje asfalto modificado prefabricado.

Un esquema general de un sistema de paletizado se ilustra en la Figura 14, que básicamente implica almacenar el cemento asfáltico o el ligante asfáltico en un empaque diseñado para su transporte y, posteriormente, fundirlo para almacenarlo en tanques.

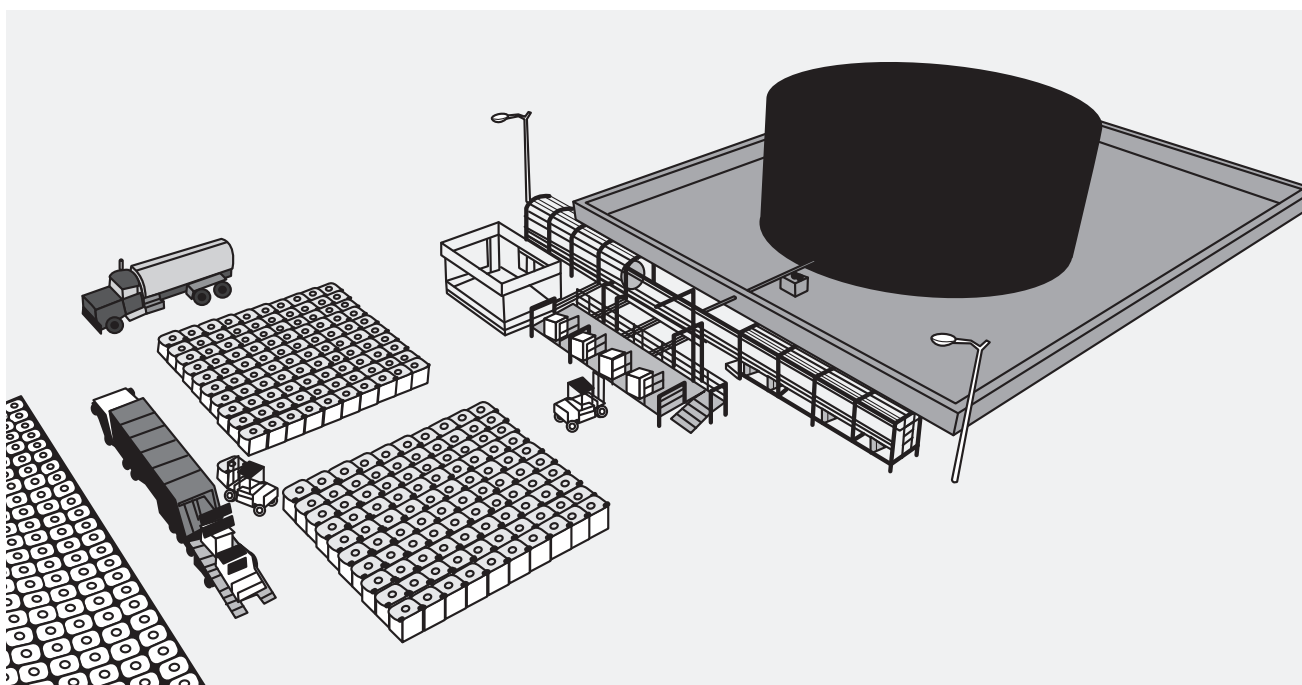


Figura 14. Planta de producción de asfaltos modificados prefabricados.

Una vez que llega el barco, el asfalto prefabricado es transportado y almacenado; posteriormente, se lleva a un equipo de derretido, facilitando que el asfalto se pueda almacenar en tanques para posteriormente ser llevado en cisternas a las plantas de producción de mezcla asfáltica.

11.4 Molinos de laboratorio

Estos equipos desempeñan una función especial en las formulaciones con polímeros, ya que posibilitan producciones a escala que facilitan la verificación de las cantidades de polímeros que se desean emplear en la producción de asfaltos modificados. A pesar de la amplia variedad de molinos disponibles en el mercado, la selección debe realizarse con especial cuidado, ya que una elección acertada asegura una correlación adecuada entre los ensayos realizados en laboratorio y los realizados en la planta de producción.

La experiencia de los técnicos y la definición de procesos precisos en los ensayos de modificación a escala son de gran ayuda para evitar situaciones complejas en las plantas de producción. Problemas

como dispersiones de polímeros, procesos de gelación, incrementos significativos en la viscosidad y la incompatibilidad, en algunos casos, con aditivos adicionales como los mejoradores de adherencia, pueden detectarse de manera previa, evitando así complicaciones en la planta.

Las pruebas en planta tienden a ser complejas, dado que involucran volúmenes significativos de asfalto modificado. Un problema durante el proceso de modificación puede tener repercusiones en la operación de la planta y ocasionar un producto de mala calidad, llegando incluso a resultar en pérdidas económicas.

CAPÍTULO TÍTULO 12

**GUÍA DE DISEÑO PARA
LA SELECCIÓN Y ELABORACIÓN
DE ASFALTOS MODIFICADOS**

La modificación del asfalto convencional con la adición de polímeros toma más relevancia cada día, ya sea porque las especificaciones en los países migran de las clasificaciones de penetración y viscosidad hacia las clasificaciones por desempeño (PG / MSCR) o porque se empiezan a especificar asfaltos de mayor desempeño (modificados) en los proyectos viales. Sin embargo, no existe una guía que permita a los ingenieros, técnicos y/o responsables de la producción de asfaltos modificados seleccionar el mejor cemento asfáltico base, el polímero para la modificación y determinar el porcentaje óptimo de polímeros y catalizadores por emplear en la modificación del asfalto.

Basados en la experiencia, en técnicas empleadas con éxito durante los procesos de modificación de asfalto por varios años, y la producción de miles de toneladas, se ha desarrollado una guía que permite y facilita a los ingenieros y profesionales del área tomar la mejor decisión en cuanto al tipo de polímero, cantidad, sistemas de producción y la selección técnica del mejor asfalto modificado para el proyecto por desarrollar. De igual manera, este capítulo tiene por objetivo brindar una guía de los parámetros reológicos adicionales a las especificaciones internacionales que deben ser considerados, así como los procesos de la evaluación por desempeño que deben seguirse para complementar la selección final del asfalto modificado.

Con este capítulo se busca brindar mejores perspectivas sobre:

- Seleccionar el mejor cemento asfáltico (asfalto virgen, no modificado) no solo para la producción de un ligante asfáltico (asfalto modificado), sino que podrá elegir el mejor asfalto cuando tenga opciones en el mercado para la producción de MAC con diferentes opciones de cementos asfálticos.
- Conocer los parámetros que pueden afectar los procesos de la modificación de un cemento asfáltico.
- Manejar de manera adecuada la información que nos brinda la reología y así poder determinar qué asfalto es el más adecuado, ya sea para la producción de mezclas asfálticas o para los procesos de modificación.
- Determinar el polímero más adecuado y compatible para el tipo de asfalto, considerando el asfalto base y las especificaciones requeridas.
- Seleccionar, dentro de diferentes ligantes modificados, el más conveniente considerando las variables reológicas.

Esta guía permite llevar un orden lógico de la manera en que se debe realizar la modificación de un asfalto con polímeros en términos generales y apunta a complementar la experiencia del ingeniero que desea desarrollar una formulación completa. Los detalles específicos pueden variar según los requisitos del proyecto y los tipos de polímeros utilizados.

Es importante resaltar que la guía incluye la evaluación de los cementos asfálticos base y los ensayos que se deben realizar con el fin de establecer los mejores criterios de selección dentro de un marco técnico. Esto permite una mejor selección del asfalto base y del polímero modificador, ante posibles restricciones de disponibilidad en el mercado local.

12.1 Evaluación del asfalto base

Como se ha hecho en capítulos previos, “cemento asfáltico” se refiere a asfalto base sin modificación y “ligante asfáltico” se refiere a cemento asfáltico que se ha modificado.

El primer paso para una modificación es realizar una evaluación precisa del cemento asfáltico. A continuación, se compartirán algunos de los ejemplos basados en la experiencia.

12.1.1 Parámetros físicos del cemento asfáltico

Es de vital importancia el conocimiento de las propiedades reológicas del cemento asfáltico que se modificará y su compatibilidad con el polímero que se utilizará para la modificación. Generalmente, los parámetros de desempeño que se explicaron detalladamente en el Capítulo 4, correspondientes a la especificación Superpave PG, son utilizados como base técnica en este proceso. Nótese que estos parámetros incluyen propiedades como G^* y δ , en lugar de solamente etiquetar el cemento asfáltico por su nomenclatura PG.

Frecuentemente, cuando se recurre a un proveedor de polímeros, se tienen dos opciones para evaluar la compatibilidad de un cemento asfáltico con la calidad y cantidad del polímero por utilizar. La primera opción es remitir una muestra del cemento asfáltico al proveedor para que él proporcione detalles de la fórmula de modificación; la segunda es solicitar una muestra de polímero y, localmente, realizar los ensayos necesarios que determinen la formulación. En este paso, es muy importante tomar en cuenta que las propiedades de los cementos asfálticos, aun si vienen de la misma refinería, varían.

Los procesos de refinería, las fuentes de crudo y, asimismo, la cadena de procesos involucrados en la producción de los derivados del petróleo introduce variaciones que resultan en cementos asfálticos con propiedades distintas. Este problema se agrava cuando las compras de cementos asfálticos se realizan a intermediarios, que muchas veces ajustan el asfalto mediante la incorporación de aditivos, solventes y por supuesto la mezcla para lograr cumplir con las especificaciones de los clientes que, en la mayoría de los casos, están dadas por una simple nomenclatura PG.

A continuación, se definen algunos puntos que deben ser considerados al momento de evaluar la mejor opción de cemento asfáltico para modificación, no solo desde la perspectiva de una nomenclatura o denominación PG, sino de propiedades reológicas, como G^* y δ . En paralelo a la explicación, se llevarán ejemplos que permitirán analizar casos reales y, de esta manera, soportar cada uno de los puntos que se desarrollan.

12.1.2 PG continuo o temperatura crítica

Según AASHTO M 320, para que un cemento asfáltico tenga una denominación de, por ejemplo, PG 64-22, debe tener un $G^*/\sin\delta \geq 1,00$ kPa medido a una temperatura de 64 °C. Sin embargo, dos cementos asfálticos (A y B), de refinerías diferentes, pueden producir valores distintos de $G^*/\sin\delta$ medidos a 64 °C, ambos mayores a 1,00 kPa. Esto produciría que estos dos cementos asfálticos, que tienen propiedades reológicas distintas, posean la misma denominación PG. Por ello, no es recomendable basarse solamente en el “nombre” del cemento de acuerdo con el sistema PG de Superpave.

Una mejor manera de caracterizar cementos asfálticos es utilizar el concepto de temperatura crítica (T_c). La temperatura crítica se mide en grados Celsius y es aquella a la cual un cemento asfáltico presenta un parámetro medido igual al de la especificación. Por ejemplo, el parámetro $G^*/\sin\delta$ disminuye con el aumento de la temperatura (el cemento se vuelve menos rígido); de manera que, si un PG 64-22 tiene un $G^*/\sin\delta \geq 1,00$ kPa a 64 °C es de esperar que tenga un $G^*/\sin\delta = 1,00$ kPa a una temperatura mayor de 64 °C.

Para este ejercicio, digamos que la temperatura crítica (T_c) es 67 °C. Entonces, siguiendo el ejemplo del párrafo anterior, el cemento asfáltico “A” puede tener $T_c = 65$ °C y el cemento “B” $T_c = 67$ °C. El cemento “B” es más rígido que el “A”, pero ambos pueden llamarse PG 64-22. Además, ninguno puede llamarse PG 70-22, que es el siguiente grado comercial. Muchas veces la temperatura crítica también

se conoce como PG continuo. Este ejemplo se puede apreciar, de manera conceptual, en la Figura 1. T_c se calcula realizando una interpolación entre parámetros a temperaturas medidas, usando el logaritmo del eje vertical.

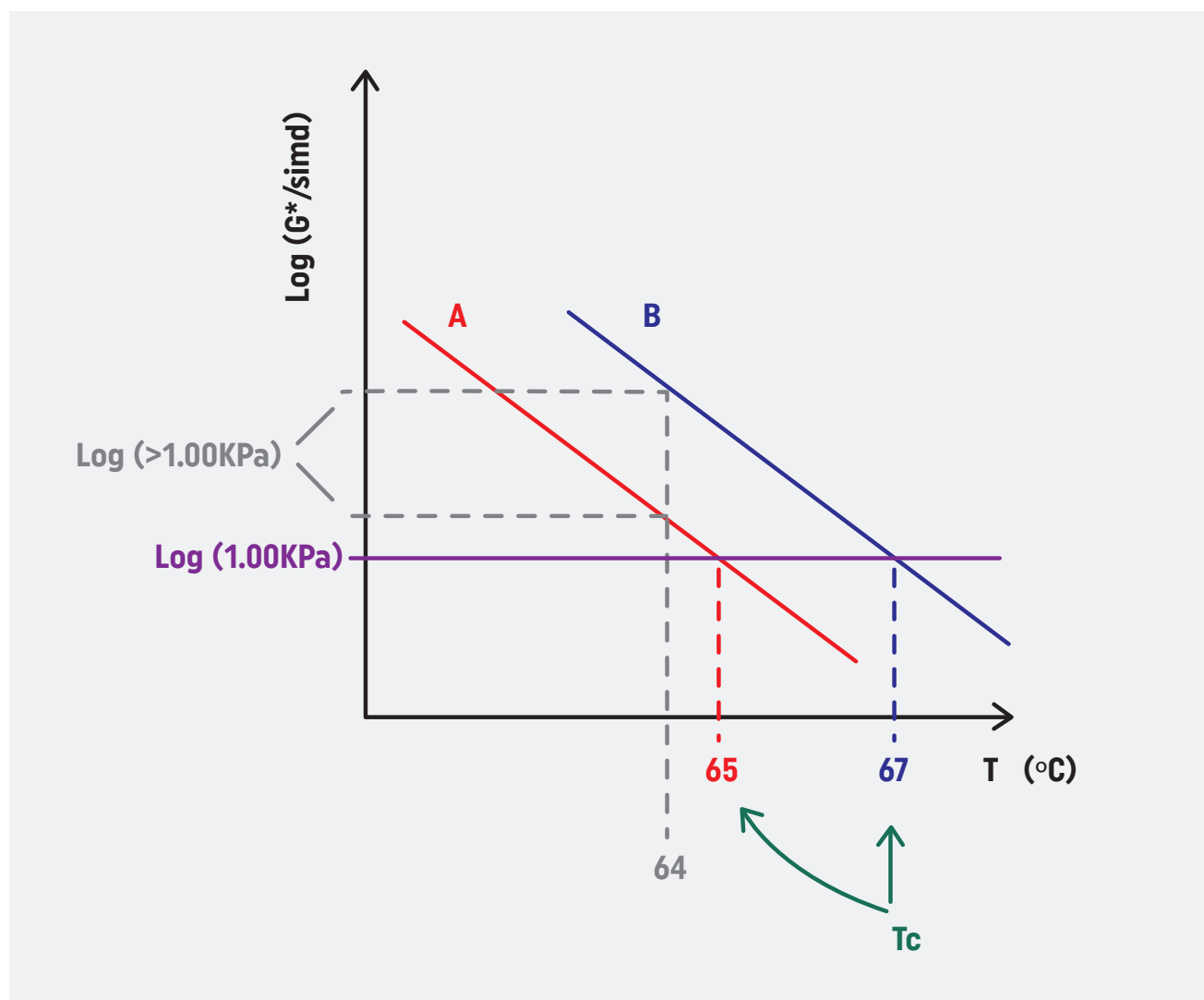


Figura 1. Concepto de temperatura crítica.

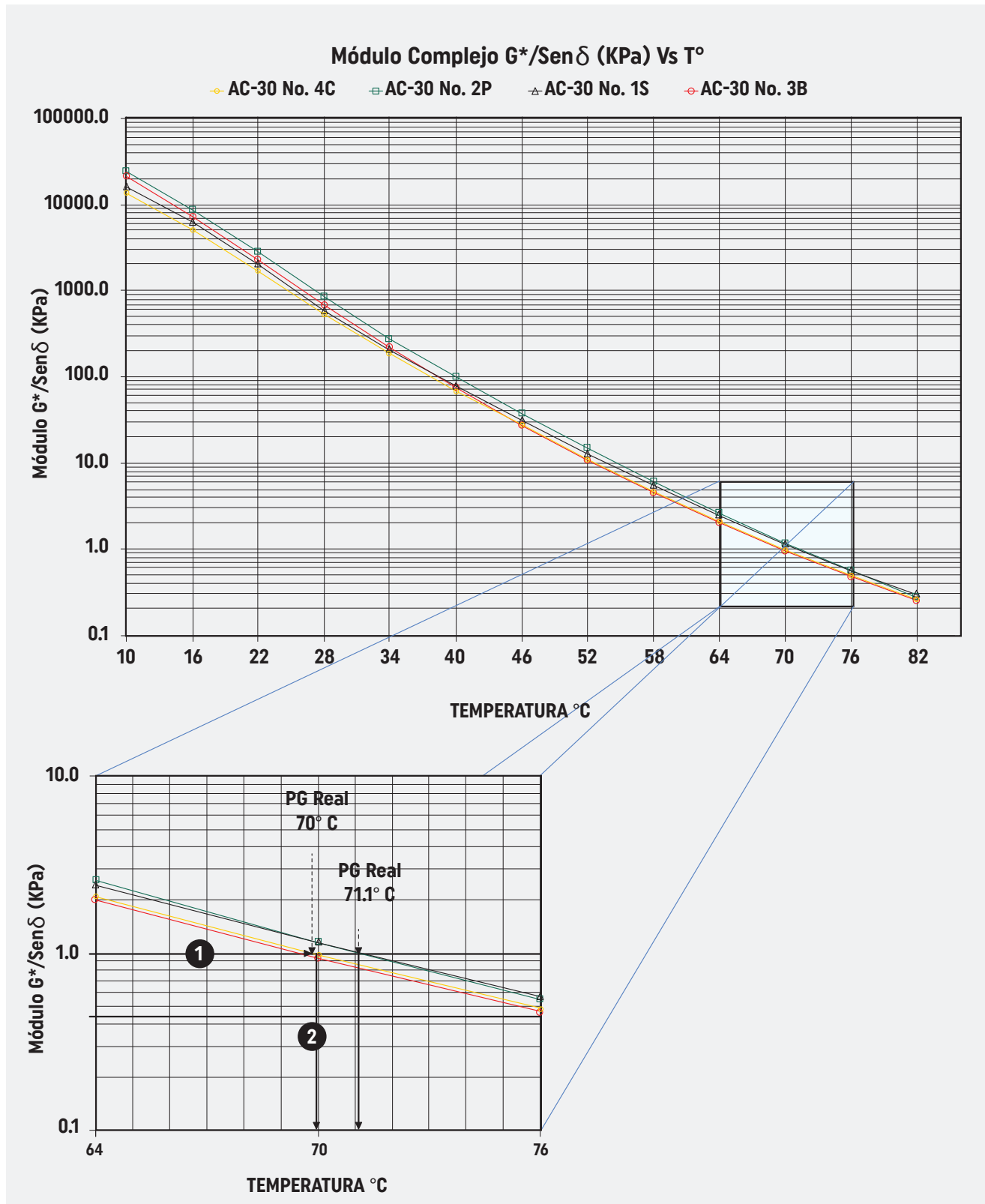
En la Figura 2 se muestra el comportamiento real de cuatro cementos asfálticos con un mismo PG (64 $^{\circ}\text{C}$), los cuales se listan a continuación. Aquí, se midió el parámetro $G^*/\sin\delta$ desde 10 $^{\circ}\text{C}$ hasta 82 $^{\circ}\text{C}$ de acuerdo con ASTM 7643.

AC-30 No. 1S: Asfalto en frío procedente directamente de refinería.

AC-30 No. 2P: Asfalto en frío procedente directamente de refinería.

AC-30 No. 3B: Asfalto en caliente procedente del mercado.

AC-30 No. 4C: Asfalto en caliente procedente del mercado.

Figura 2. Parámetro $G^*/\text{Sen } \delta$ versus Temperatura.

Al analizar las temperaturas críticas de los cementos asfálticos de la Figura 2, se nota que hay dos pares de materiales, cada uno con T_c similares al otro; esto hace difícil la selección de la mejor base para la modificación. Preliminarmente, se podría indicar que el par con T_c cercanas a $71,1^\circ\text{C}$ es más adecuado

comparado con aquellos cuyo T_c es cercano a 70 °C. Pero ¿cuál de esos dos cementos, que tienen la misma temperatura crítica (71,1 °C), es el mejor? Es decir, el AC-30 2P o el AC-30 1S.

12.1.3 Susceptibilidad térmica

De la Figura 2 también se puede notar que la rigidez relativa, medida mediante el parámetro $G^*/\sin\delta$, entre los diferentes materiales cambia con la temperatura. El cemento AC-30 3B, que muestra un alto $G^*/\sin\delta$ (relativamente hablando) a temperaturas bajas, tiene un $G^*/\sin\delta$ bajo a temperaturas más altas comparado con los otros AC-30. Este cambio de rigideces relativas está relacionado con la susceptibilidad térmica del material.

La susceptibilidad térmica se refiere a qué tan “rápido” un material cambia sus propiedades con el aumento o disminución de temperatura. En este caso particular, podría “visualizarse” como la pendiente de una gráfica de rigidez, G^* , versus temperatura. Pendientes más altas representan materiales que son más susceptibles térmicamente hablando. Estos materiales adoptan un comportamiento demasiado viscoso (opuesto a elástico), acumulando deformaciones permanentes altas, con incrementos moderados de temperatura. En la Figura 3 se observa este comportamiento. El asfalto AC-30 2P a bajas temperaturas mantiene un G^* mayor que los presentados en el asfalto AC-30 1S; sin embargo, a partir de los 70 °C, G^* del AC-30 2P es menor que el de AC-30 1S. Lo cual indica que el asfalto AC-30 2P presenta una mayor susceptibilidad térmica que el asfalto AC-30 1S.

La Tabla 1 muestra con mayor precisión lo indicado referente a la diferencia de rigideces entre los asfaltos AC-30 2P y el AC-30 1S.

Temperatura (°C)	AC-30 No. 4C			AC-30 No. 2P			AC-30 No. 3B			AC-30 No. 1S		
	G^* (KPa)	Angulo de Fase (°)	$G^*/\text{Angulo de Fase}$ (KPa)	G^* (KPa)	Angulo de Fase (°)	$G^*/\text{Angulo de Fase}$ (KPa)	G^* (KPa)	Angulo de Fase (°)	$G^*/\text{Angulo de Fase}$ (KPa)	G^* (KPa)	Angulo de Fase (°)	$G^*/\text{Angulo de Fase}$ (KPa)
10	23400.0	23400.0	23400.0	12400.0	66	13600.0	21300.0	80	21600.0	13600.0	58	16000.0
16	7580.0	7580.0	7580.0	4380.0	60	5050.0	6590.0	66	7220.0	4840.0	52	6140
22	2470.0	2470.0	2470.0	1500.0	61	1710.0	2060.0	66	2260.0	1580.0	54	1960.0
28	768.0	768.0	768.0	486.0	65	536.0	641.0	70	685.0	493.0	59	573.0
34	253.0	253.0	253.0	174.0	68	187.0	208.0	73	218.0	180.0	63	203.0
40	95.2	95.2	95.2	65.2	71	68.9	72.3	76	74.7	71.1	65	78.4
46	36.0	36.0	36.0	26.8	75	27.8	26.7	78	27.3	28.7	69	30.8
52	14.35	14.35	14.35	10.85	78	10.95	10.65	81	10.75	11.95	72	12.55
58	5.940	5.940	5.940	4.630	82	4.680	4.490	83	4.520	5.250	76	5.420
64	2.550	2.550	2.550	2.080	84	2.090	2.000	85	2.000	2.380	79	2.430
70	1.150	1.150	1.150	0.978	86	0.980	0.943	87	0.944	1.130	82	1.140
76	0.548	0.548	0.548	0.488	88	0.488	0.473	88	0.473	0.561	84	0.564
82	0.280	0.280	0.280	0.259	89	0.259	0.249	89	0.249	0.293	86	0.293

Tabla 1. G^* medido de cementos asfálticos a diferentes temperaturas.

12.1.4 Ángulo de fase

El análisis de G^* y $G^*/\sin\delta$ es importante debido a que da un indicativo de qué tan rígido es un material; sin embargo, ellas no terminan de describir el comportamiento del cemento en su totalidad. El valor del ángulo de fase δ , por sí solo, puede describir el nivel de elasticidad del asfalto. Como se explicó en el Capítulo 4, la rigidez se refiere a qué tanto se deforma un material con la aplicación de cargas y la elasticidad, por otra parte, a la capacidad del material de recuperarse de dichas deformaciones. Para el buen desempeño de los cementos asfálticos, es vital que el material, además de deformarse poco, sea capaz de recuperarse ante las deformaciones.

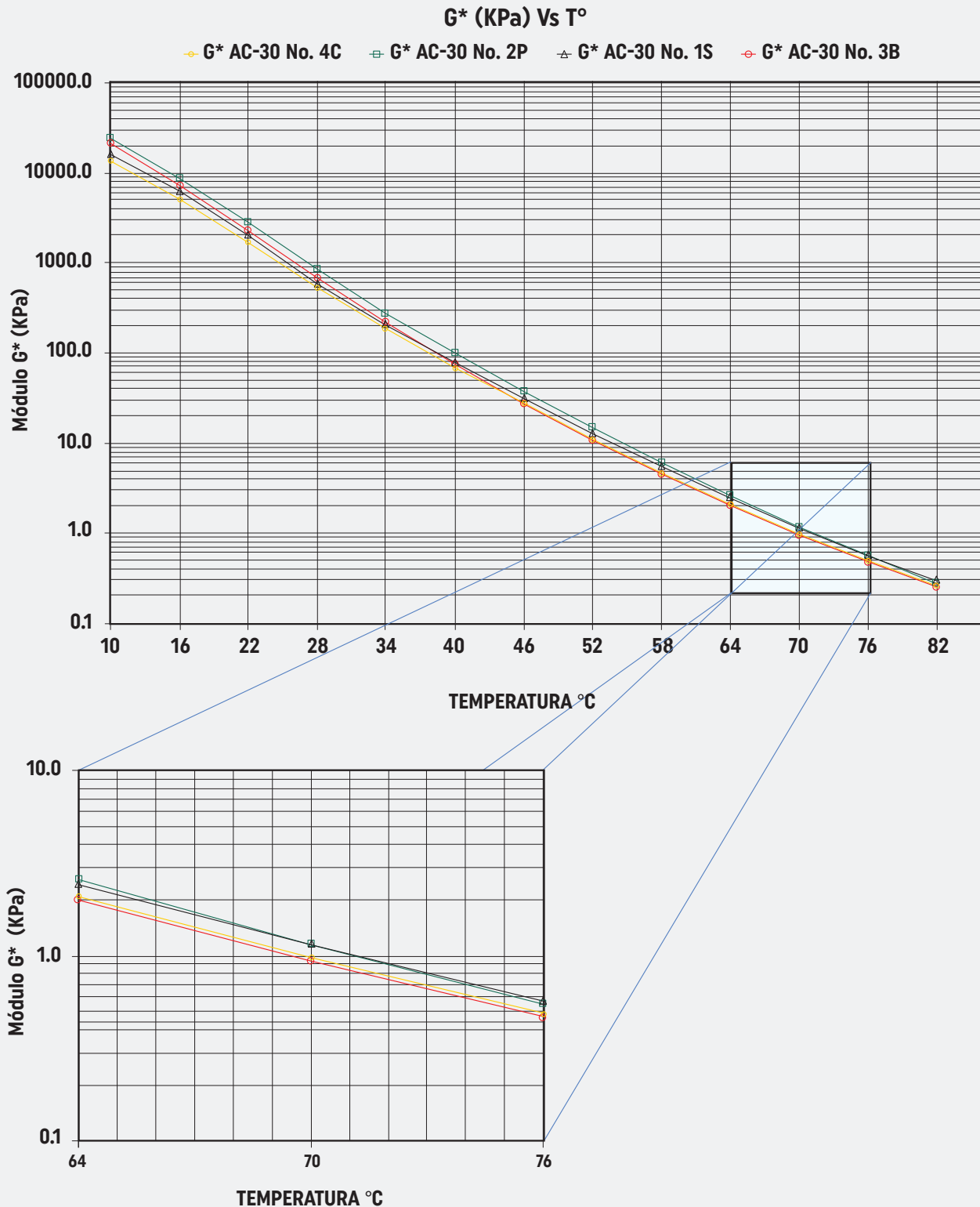


Figura 3. G* versus temperatura.

El ángulo de fase, teóricamente, puede tener valores desde 0°, indicando materiales totalmente elásticos, hasta 90°, indicando materiales totalmente viscosos. En la práctica, ángulos de fase mayores a 80° se consideran altos y describen materiales en los cuales prima el componente viscoso. Ángulos menores

son comunes en materiales con un componente elástico más pronunciado, los cuales son preferidos.

La Figura 4 describe el ángulo de fase de los materiales con respecto de la temperatura y muestra diferencias más significativas que las observadas en la Figura 2 y la Figura 3.

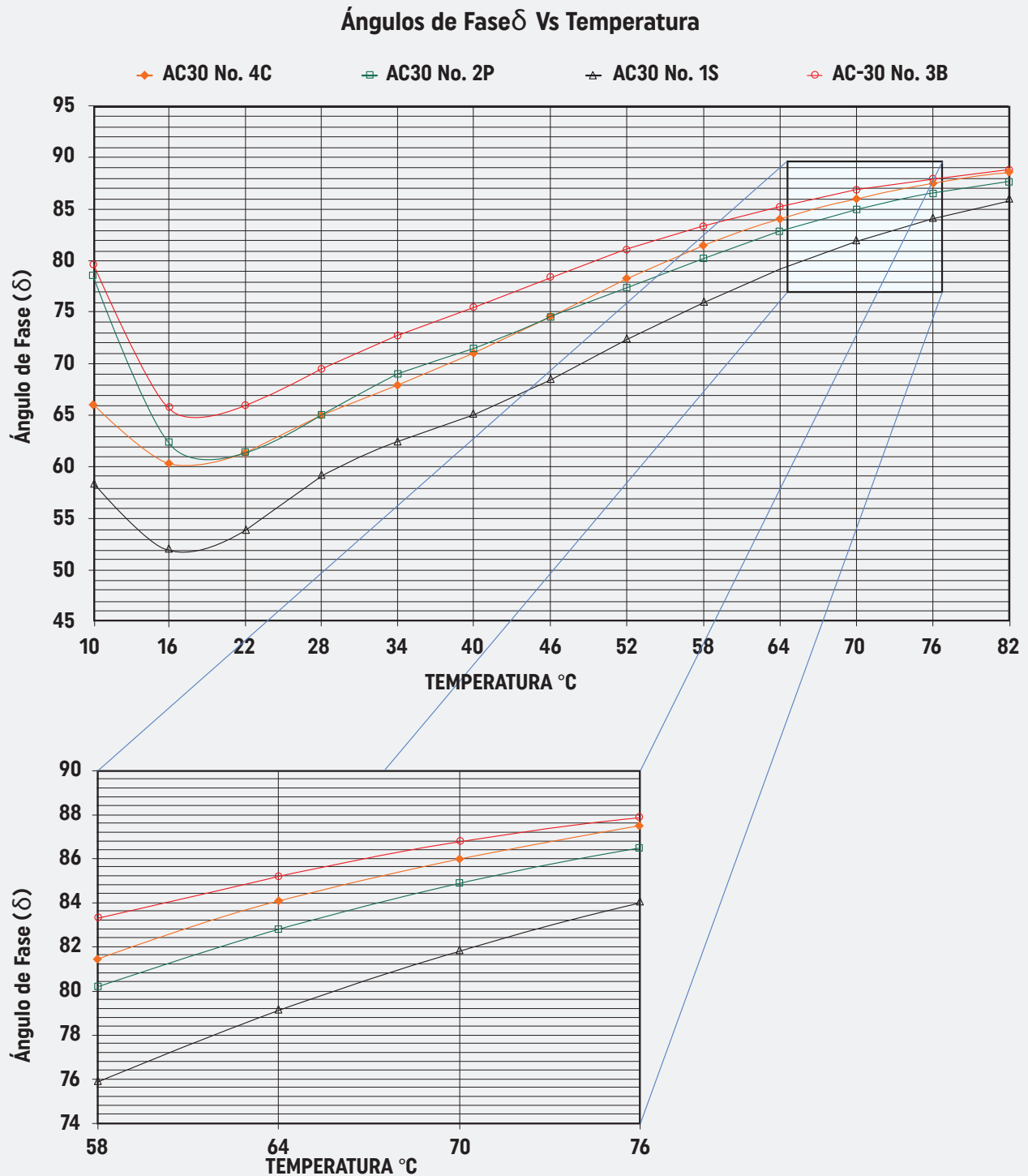


Figura 4. Ángulo de Fase versus Temperatura.

En la Figura 4 se observan amplias diferencias entre los ángulos de fase de los materiales en el rango común del PG Alto (64 °C y 70 °C), indicando claramente las elasticidades relativas entre estos.

12.1.5 Componentes viscoso y elástico

En el Capítulo 4 se definió G^* y se explicó que, básicamente, es la resultante vectorial de los componentes elásticos y viscosos del módulo dinámico cortante del material.

El componente elástico se conoce como módulo de almacenamiento G' y representa la capacidad del material de almacenar energía de deformación. Un G' alto describe un material altamente elástico, el cual puede recuperarse de gran parte de las deformaciones producidas por la carga.

El componente viscoso se conoce como módulo de pérdida (G'') y representa la capacidad del material de disipar energía en forma de calor mientras es deformado. Un G'' alto indica que el material es altamente viscoso, el cual se comportará muy plásticamente.

Los componentes G' y G'' se encuentran al descomponer el módulo complejo (G^*), sabiendo que el ángulo de fase (δ) da la dirección del módulo con respecto de la horizontal, tal como se mostró en la Figura 10 del Capítulo 4. De forma compleja, también se puede escribir como aparece en la Ecuación 1.

$$G^* = G' + iG'' \quad (\text{Ecuación 1})$$

El análisis de cada componente por separado (G' y G'' , respectivamente) nos da una amplia idea de las propiedades viscoelásticas del material, las cuales son importantes para su selección como cemento asfáltico base en el proceso de modificación. La Tabla 2 presenta las ventajas y desventajas de las magnitudes

MÓDULO		VENTAJAS	DESVENTAJAS
G' Módulo de almacenamiento (Módulo elástico)	ALTO	Un G' alto generalmente indica que el asfalto es altamente elástico (y generalmente más rígido). Esto puede ser beneficioso en aplicaciones donde la resistencia a las deformaciones es crucial, como en pavimentos de carreteras sometidos a cargas pesadas.	Un asfalto demasiado rígido es generalmente frágil (aunque no necesariamente) en temperaturas demasiado bajas, lo que podría ser un problema en climas con variaciones térmicas significativas.
	BAJO	Un G' bajo indica una mayor capacidad de flujo y deformación, lo que puede ser beneficioso en aplicaciones donde la flexibilidad y la capacidad de adaptarse a las deformaciones son importantes, como en pavimentos sujetos a movimientos de suelo.	Un asfalto con un (G') muy bajo puede ser susceptible a deformaciones permanentes bajo cargas pesadas o a altas temperaturas.
G'' Módulo de pérdida (Módulo Vicoso)	ALTO	Un G'' alto puede indicar una mayor capacidad del asfalto para disipar energía, lo que puede ser beneficioso en situaciones donde se desea que el material disipe impactos o vibraciones.	Sin embargo, un asfalto muy viscoso puede ser menos flexible y más propenso a deformaciones permanentes bajo cargas repetidas. Además, un alto G'' puede sugerir una mayor susceptibilidad a la fatiga.
	BAJO	Un G'' más bajo indica que el asfalto es menos viscoso y tiene una mayor capacidad para recuperar su forma original después de deformaciones temporales. Esto puede ser beneficioso en aplicaciones donde la resistencia a la deformación permanente es crucial.	Un asfalto con un (G'') demasiado bajo podría ser más propenso a vibraciones y resonancias, lo que podría afectar negativamente la comodidad del usuario y la durabilidad del pavimento.

Tabla 2. Ventajas y desventajas de la magnitud relativa de G' .

relativas de G' y G'' en zonas tropicales, donde se encuentra gran parte de países latinoamericanos.

La Figura 5 muestra los componentes elásticos y viscosos de los asfaltos reales estudiados en este capítulo, en donde se puede apreciar en detalle cuál material tiene un mejor aporte a los requerimientos de deformación y fatiga. En este caso, y para los países tropicales, se aprecia que un asfalto como el AC-30 No. 1S aporta un mayor módulo elástico en comparación con los demás.

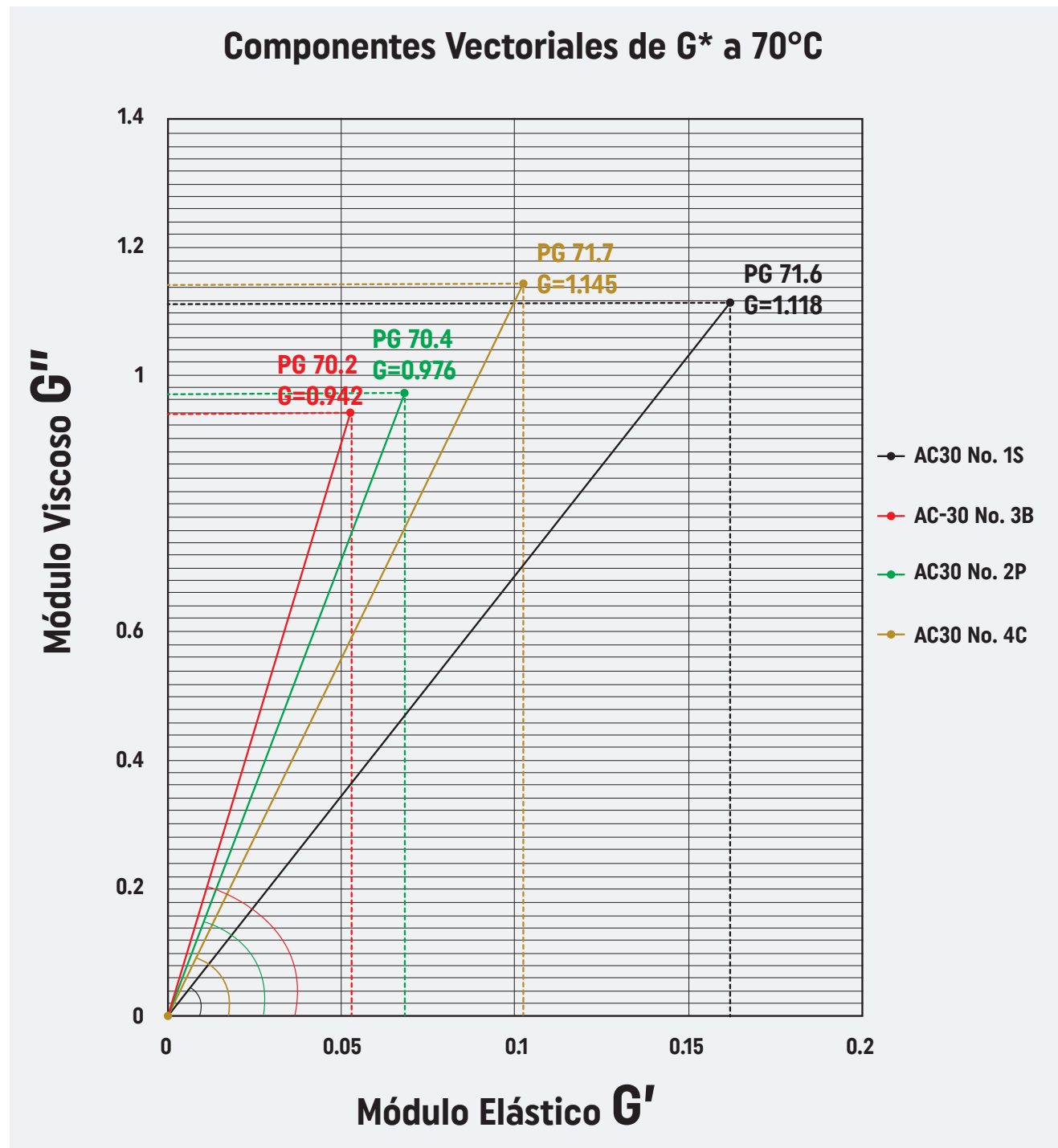


Figura 5. Componentes elásticos y viscosos de cementos asfálticos.

12.1.6 Variabilidad de las fuentes de cementos asfálticos

Como se introdujo al principio del capítulo, las propiedades de los cementos asfálticos base pueden

tener variabilidades significativas a través del tiempo, aun cuando provienen del mismo proveedor o fuente. Estas variabilidades están relacionadas con las variaciones del producto crudo, además de los procesos de producción en las refinerías.

Las formulaciones de modificación están ligadas a las propiedades de los cementos asfálticos base y son muy sensibles a cambios en sus propiedades; de manera que, si se esperan variaciones en los cementos base, se deben realizar pruebas de laboratorio frecuentes para ajustar o rehacer las formulaciones de modificación.

En este capítulo se muestra, con data real, las variaciones de las propiedades de cuatro cementos asfálticos provenientes de cuatro fuentes distintas. Estas propiedades mostradas en las siguientes figuras fueron medidas en periodos de 3 a 12 meses y tienen una frecuencia aproximada mensual.

La Figura 6 muestra el cambio de temperatura crítica (T_c) del asfalto AC-30 1S a través del tiempo. Se puede notar cómo T_c puede variar desde cerca de los 69 °C hasta los 72 °C, con una confiabilidad de más de 95%.

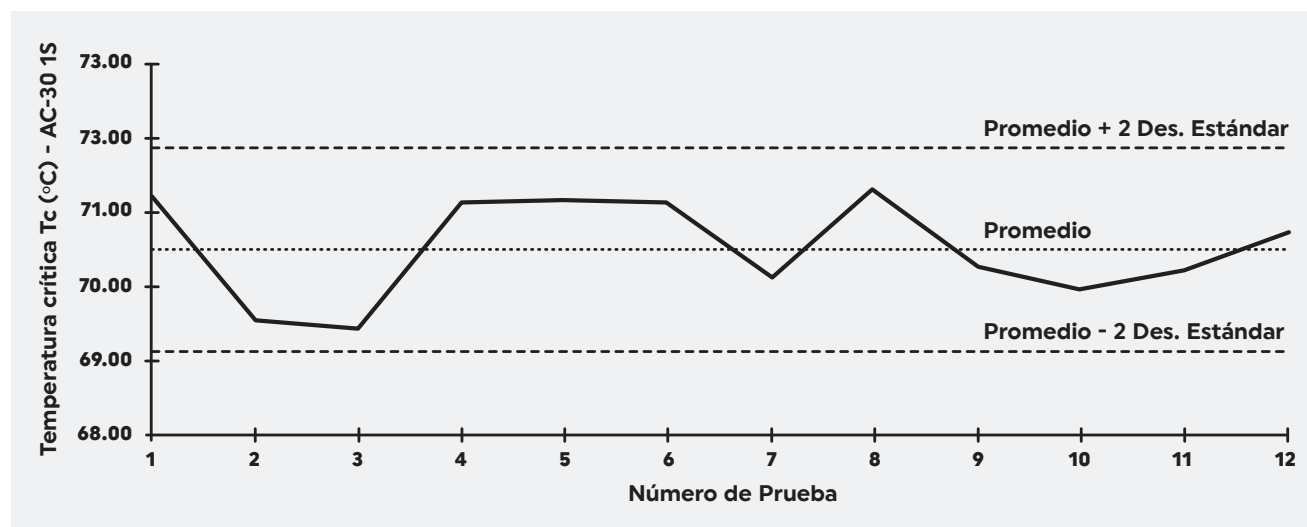


Figura 6. Variación de la temperatura crítica (T_c) con el tiempo para el cemento AC-30 1S.

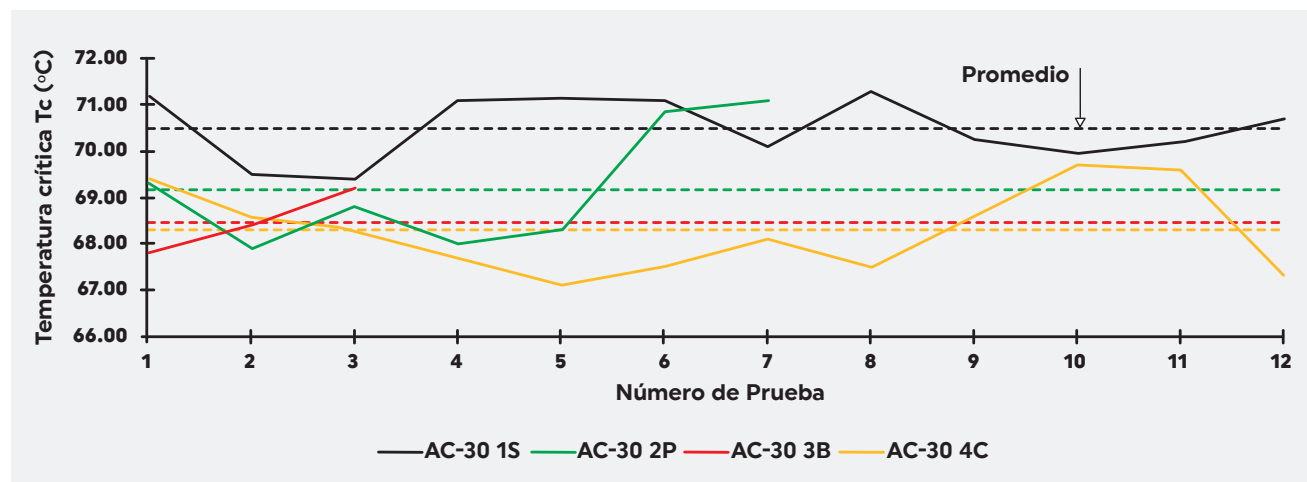


Figura 7. Variación de la temperatura crítica (T_c) con el tiempo.

La Figura 7 muestra el cambio de temperatura crítica para todos los asfaltos. La Tabla 3 muestra las desviaciones estándar de T_c para cada tipo de cemento asfáltico.

Nótese que algunas de las desviaciones estándar son relativamente altas, lo que generarían evaluaciones incorrectas de T_c para proyectos puntuales si solamente se reportan promedios de periodos largos.

CEMENTO ASFÁTICO BASE	DESVIACIÓN ESTÁNDAR DE T_c , S (°C)
AC-30 1S	0.67
AC-30 2P	1.26
AC-30 3B	0.70
AC-30 4C	2.12

Las figuras 8, 9 y 10 muestran las variaciones de propiedades y parámetros reológicos como G^* , δ y $G^*/\sin\delta$, respectivamente. Se aprecia que, en muchos de los casos, las curvas se traslapan, lo que resulta en asfaltos “mejores” dependiendo en el momento que se adquiriera el producto del proveedor. Esto requiere de una evaluación de laboratorio continua, para realizar formulaciones que reflejen la realidad del material.

Tabla 3. Desviaciones estándar de T_c con el tiempo.

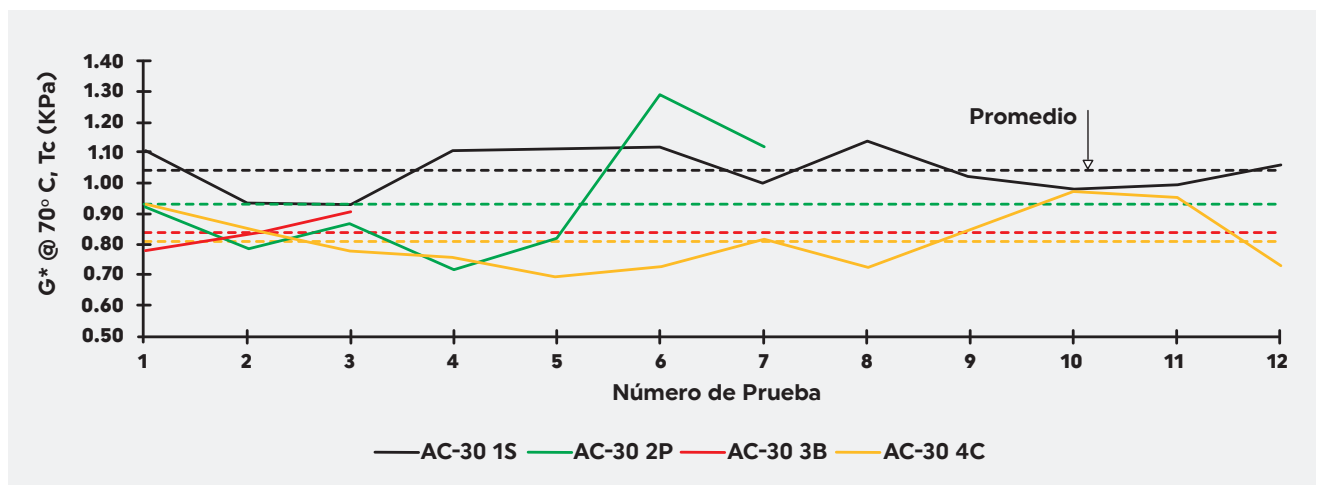


Figura 8. Variación de G^* con el tiempo.

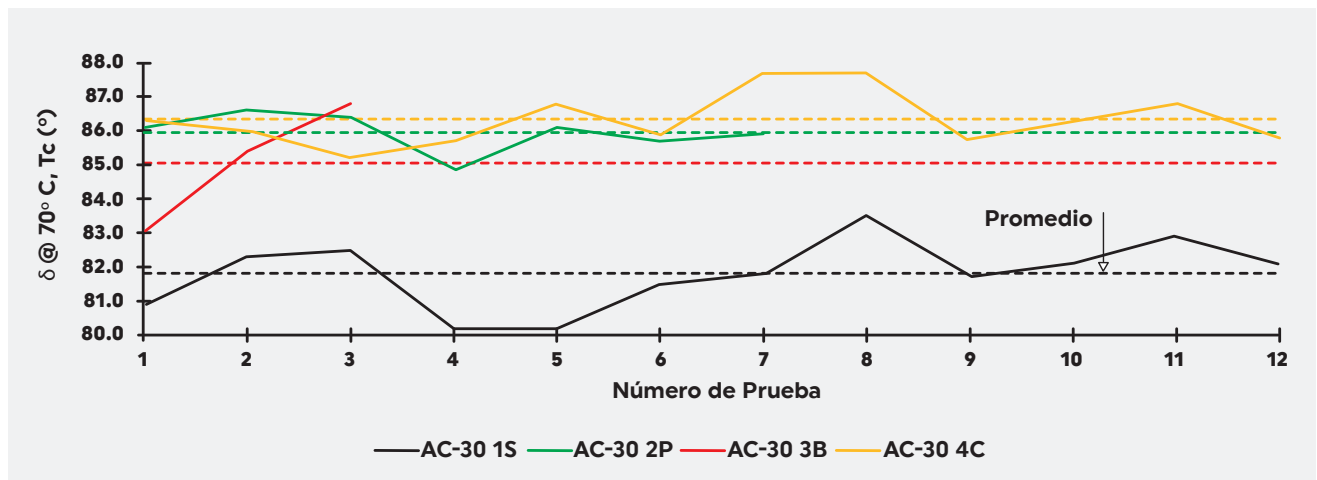


Figura 9. Variación de δ con el tiempo.

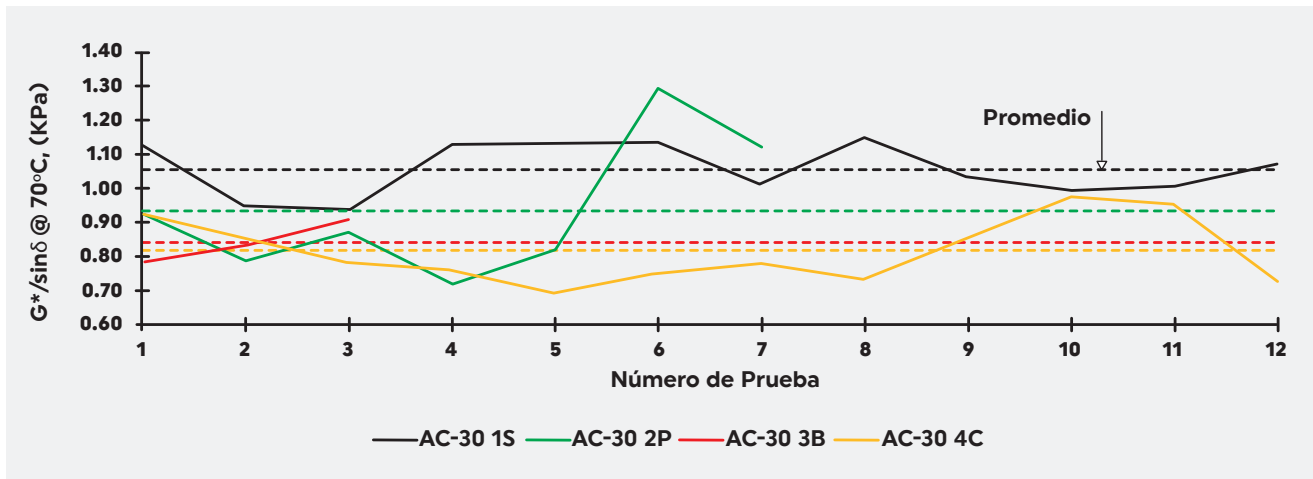


Figura 10. Variación de $G^*/\sin\delta$ con el tiempo.

A pesar de que las variaciones de las fuentes de asfalto existen, sí se puede hacer una evaluación global (aunque no para propósitos de formulación) y asegurar que una fuente consistentemente presenta propiedades que son mejores o más beneficiosas para la formulación. La Figura 11 muestra cómo el asfalto AC-30 1S tiene un “mejor” componente elástico de manera sostenida.

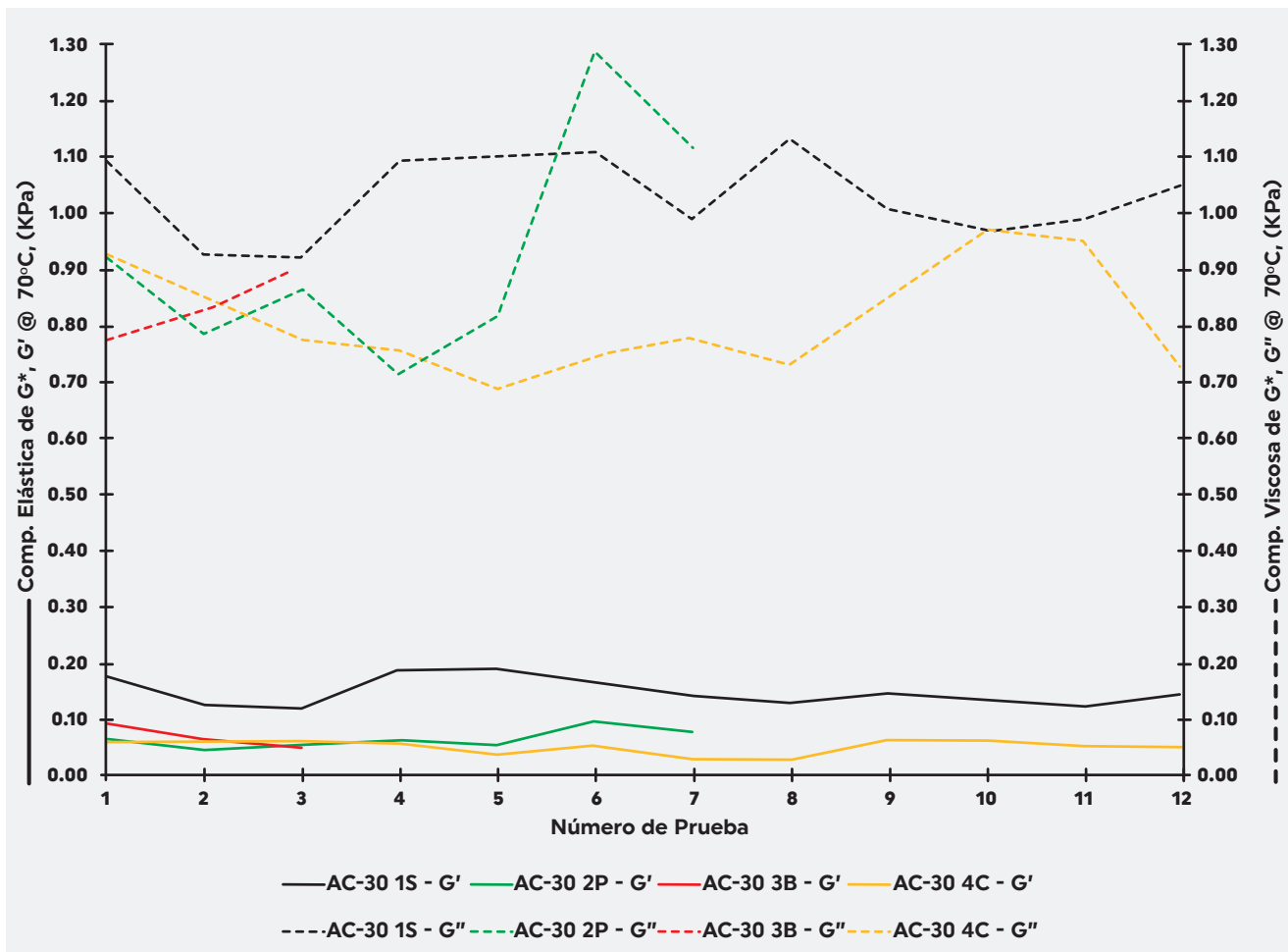


Figura 11. Variación de los componentes elásticos y viscosos de G^* con el tiempo.

12.1.7 Parámetros químicos del asfalto base

La determinación de las fracciones del cemento asfáltico (SARA) nos permite caracterizar los procesos que contribuyen al envejecimiento del material, como lo son el endurecimiento oxidativo, la pérdida de componentes volátiles y la exudación.

El contenido de resinas y aromáticos disminuye con el envejecimiento, mientras que los asfaltenos aumentan (parte de los aromáticos se convierten en resinas, las cuales posteriormente van a transformarse en asfaltenos).

Para determinar el contenido de asfaltenos debemos recurrir al método de prueba estándar para la separación del asfalto en cuatro fases (ASTM D4124) o el ensayo de cromatografía de capa fina capilar en Iatroscan TLC-FID.

Las fracciones SARA proporcionan una idea general del comportamiento del asfalto. Conociéndolas, se pueden realizar ajustes a las formulaciones de modificación y definir el tipo de cemento asfáltico que se ajusta mejor a las necesidades de un proyecto determinado.

La Tabla 4 muestra cómo los componentes químicos del análisis SARA afectan la formulación en el proceso de modificación.

PARÁMETRO A CONTROLAR	DESCRIPCIÓN	INCIDENCIA EN LA MODIFICACIÓN	DETALLE
Alto contenido de asfaltenos	Alto peso Molecular, Determinan la dureza del asfalto, Alta Viscosidad, proveen Elasticidad, resistencia y Adhesión. 5% - 20%.	Compatibilidad del asfalto con los polímeros.	Afecta la dispersión y la interacción efectiva entre el polímero y el asfalto.
		Viscosidad y manejabilidad del asfalto modificado.	Aumenta la viscosidad afectando las temperaturas y tiempos de modificación.
		Propiedades mecánicas	Podría contribuir a propiedades como la resistencia al corte.
		Estabilidad a largo plazo.	Afectación en la durabilidad y el comportamiento a largo plazo
Alto contenido de resinas	Alto Peso Molecular, Mantienen los asfaltenos en suspensión coloidal, Determinan las propiedades de adhesión, fluidas cuando se calientan, frágiles cuando se enfrían. Proveen ductilidad. 20- 41%	Alta probabilidad de aumento en la rigidez.	Comportamiento sólido del material, disminuyendo la incorporación de los polímeros en el ligante y saturación del mismo, aumenta la viscosidad.
Alto contenido de saturados	Masa Molecular Media, Compuestos no polares. Mayor Componente en los asfaltos. 40 - 65%	Beneficio medio en la adhesividad.	Reducción de la dureza, alta estabilidad al envejecimiento y a los cambios de oxidación.
Alto contenido de aromáticos	Compuestos No Polares, Aumentan la Fluidéz (Plasticidad). Pueden contener ceras que se transforman en fase con el oxígeno. 2 - 16%	Beneficio alto en la adhesividad.	Se disminuye de manera mínima la resistencia al cortante.

Tabla 4. Efectos de los componentes químicos del asfalto en el proceso de modificación.

La Figura 12 presenta un ejemplo con datos reales de las fracciones SARA, correspondientes a los cementos que se han trabajado durante el capítulo

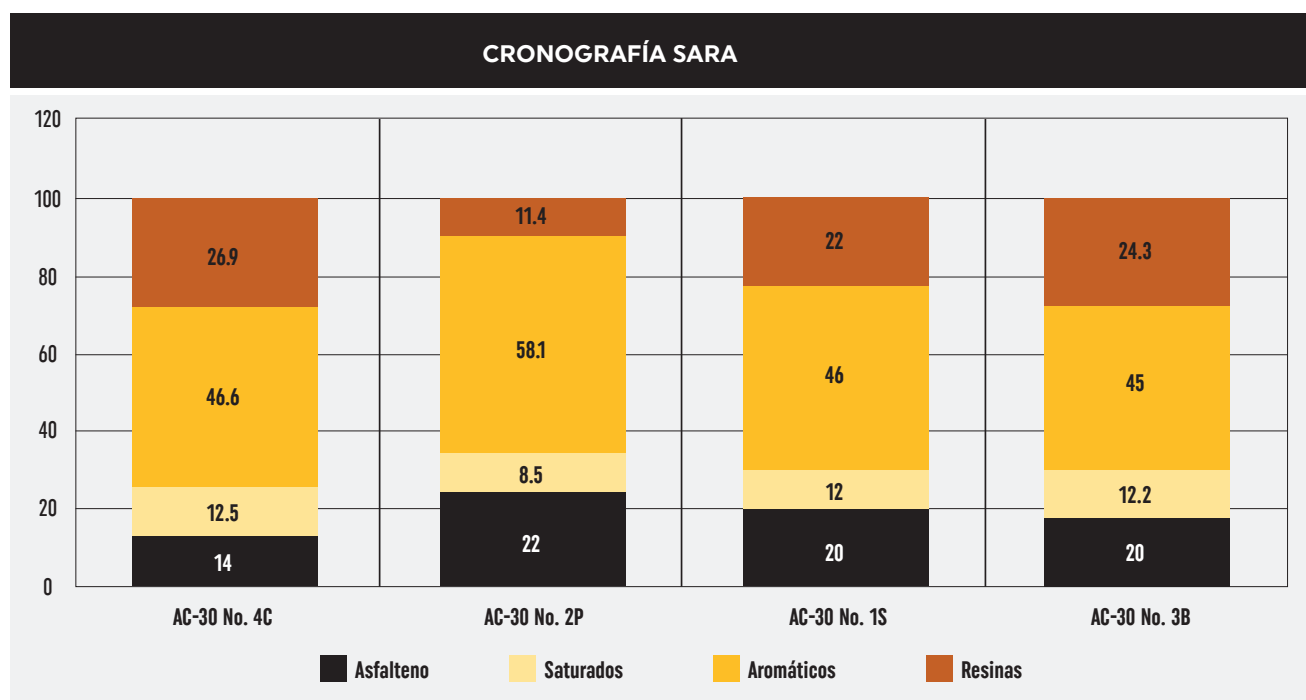


Figura 12. Fracciones SARA.

Basándome en las características proporcionadas, seguidamente se presentan observaciones sobre las ventajas y desafíos potenciales de cada cemento asfáltico para clima cálido, considerando el control de la deformación permanente, la fatiga y el tráfico pesado:

AC-30 2P**Ventajas potenciales:**

- Alto contenido de aromáticos para proporcionar flexibilidad.
- Proporción equilibrada de resinas y saturados.
- Contenido de asfaltenos podría contribuir con la estabilidad estructural.

Desafíos potenciales:

- El alto contenido de aromáticos podría hacerlo más susceptible a la deformación permanente en climas cálidos.

AC30 4C**Ventajas potenciales:**

- Contenido moderado de resinas y saturados.
- Proporción equilibrada de componentes químicos.
- La proporción de asfaltenos puede contribuir con la estabilidad estructural.

Desafíos potenciales:

- Puede tener menor resistencia a la fatiga debido al contenido moderado de aromáticos.

AC-30 1S**Ventajas potenciales:**

- Bajo contenido de resinas y saturados.

- Alto contenido de aromáticos para resistencia a la fatiga.
- La proporción de asfaltenos podría contribuir con la estabilidad.

Desafíos potenciales:

- La baja proporción de saturados podría afectar la resistencia a la deformación permanente.

AC-30 3B

Ventajas potenciales:

- Contenido moderado de resinas y saturados.
- Proporción equilibrada de componentes químicos.
- La proporción de asfaltenos podría contribuir con la estabilidad.

Desafíos potenciales:

- El contenido moderado de aromáticos y la proporción de asfaltenos podrían afectar la fatiga y la deformación permanente.

Aunque no es una regla que se intenta definir en este documento, ya que forma parte de la experiencia particular, se definen los siguientes rangos de parámetros como puntos de control:

Resinas: Rango Normal: 5-15%

Aromáticos: Rango Normal: 25-45%

Saturados: Rango Normal: 15-25%

Asfaltenos: Rango Normal: 10-20%

12.2 Selección del polímero

La selección del polímero debe estar en función de las propiedades deseadas, las cuales dependen de su uso final; sin embargo, la atención se concentrará en lograr un PG deseado y alcanzar parámetros óptimos de recuperación elástica y deformación permanente; es decir, MSCR.

Un resumen de los principales polímeros empleados en la modificación de cementos asfálticos se presenta a continuación:

EGA (Etilen Glicidil Acrilato)
 SBS Radiales
 SBS Lineales
 SBS Mixtos
 SBR
 Blending

Algunos aspectos que influyen y limitan la selección de un tipo de modificador u otro son:

Tipo de planta: La mayoría de los países solo cuentan con sistemas de agitación y recirculación, lo cual condiciona a usar únicamente EGA y/o PPA.

Especificación local: En algunos países, las especificaciones no requieren cumplimiento de MSCR y, por lo tanto, se aumentan las dosis de PPA, reduciendo el uso de EGA. Este procedimiento únicamente busca cumplir con un PG especificado mediante el aumento del G^* sin considerar parámetros de elasticidad con el ángulo de fase.

Equipo para la modificación: Las plantas que únicamente cuentan con sistemas de inyección con SBR inclinan la balanza hacia el uso de estos modificadores; sin embargo, esta modificación permite, generalmente, aumentar un grado PG y, en casos excepcionales, dos grados. Por supuesto se debe prestar atención a la recuperación elástica, la cual es muy limitada cuando se usa SBR.

Estas limitaciones determinan en gran medida el tipo de modificación utilizada; sin embargo, no están relacionadas con producir la mejor modificación en términos de desempeño, el cual sí toma en cuenta temperaturas del pavimento, carga y velocidad de tráfico.

Las especificaciones locales deben requerir, principalmente, el cumplimiento de parámetros de desempeño relacionados con la rigidez del ligante y, especialmente, su elasticidad (determinada con el ángulo de fase y la recuperación elástica en el MSCR), al igual que requerimientos de adherencia. Esto motivará la selección del modificador con base en el desempeño del material y no en el equipo disponible localmente.

La Tabla 5 detalla algunas propiedades de los modificadores empleados:

TIPO DE POLÍMERO	DENSIDAD (g/cm³)	ÍNDICE DE FLUIDEZ (g/10 min)	TEMPERATURA DE INCORPORACIÓN °C	PUNTO DE FUSIÓN (°C)	RESISTENCIA A LA TRACCIÓN (PSI)	CONTENIDO DE ACTIVO PRINCIPAL (%)	ALARGAMIENTO EN ROTURA (%)
EGA	0.95	8	190	82	2177	25 acrilato de metilo	719
SBS Radial	0.94	2	185	-	3916	Poliestireno 30-34	820
SBS Lineal	0.94	2	185	-	4786	Poliestireno 30-32	880
SBS mixtos	0.94	2	185	-	1450	Poliestireno 34-36	900
SBR	0.93	-	-	-	-	Sólidos totales 64 estireno 24.0 Butadieno 76.0	-

Tabla 5. Propiedades de modificadores.

12.3 Determinación de la dosificación

Una vez seleccionado el polímero (o conjunto de polímeros) más adecuado para realizar la modificación del cemento asfáltico, se procede a generar la matriz de ensayos que permite determinar la adecuada dosificación de polímero y catalizador. Las proporciones de polímero y catalizador, en porcentajes, se le conoce comúnmente como “formulación”.

Esta formulación se consigue al probar diferentes combinaciones, es decir, diferentes proporciones de modificador y catalizador. Estas combinaciones se presentan en forma de matrices de ensayo.

Seguidamente, se presenta un ejemplo base del establecimiento de la formulación del polímero y el catalizador.

Ejemplo:

Asfalto base para modificación:
AC-30 1S.

Objetivo: Asfalto modificado
con grado de desempeño PG
76E-22.

-Variable #1: Polímero A

-Variable #2: Catalizador A1

-Rango de trabajo para el polímero (según proveedor 2-3%, porcentaje en peso del cemento base para el caso de los SBS)

-Rango de trabajo para el catalizador polímero (según proveedor 0,05-0,10%)

La matriz de ensayos en donde se realizan pruebas relacionadas con las especificaciones PG y MSCR es la siguiente:



Sumado a los ensayos de PG y MSCR, se debe realizar el ensayo de estabilidad al almacenamiento para evaluar la compatibilidad del polímero con el cemento asfáltico. Finalmente, la formulación que cumpla mejor los requerimientos de la especificación es seleccionada para la modificación final.

Un parámetro relevante es el cálculo de la viscosidad, la cual está relacionada ampliamente con las temperaturas de mezclado, temperatura de compactación y con el porcentaje de asfalto que deba emplearse. Se ha determinado con base en los resultados de viscosidades y, por supuesto, de la formulación del asfalto que, a menores viscosi-

MATERIA PRIMA	OPCIÓN #1	OPCIÓN #2	OPCIÓN #3
Asfalto Base	100%	100%	100%
Polímero A	2.000	2.000	2.000
Catalizador A1	0.050	0.075	0.100

MATERIA PRIMA	OPCIÓN #4	OPCIÓN #5	OPCIÓN #6
Asfalto Base	100%	100%	100%
Polímero A	2.500	2.500	2.500
Catalizador A1	0.050	0.075	0.100

MATERIA PRIMA	OPCIÓN #7	OPCIÓN #8	OPCIÓN #9
Asfalto Base	100%	100%	100%
Polímero A	3.000	3.000	3.000
Catalizador A1	0.050	0.075	0.100

dades, los porcentajes de asfalto en los diseños son menores y, claro está, las temperaturas de mezclado y compactación también.

Al analizar los datos podemos concluir que tenemos mayores viscosidades cuando se realiza modificaciones con EGA, situación que a su vez demanda mayor cantidad de asfalto generalmente en los diseños de mezclas asfálticas. Por otra parte, al analizar los datos encontramos que al realizar modificaciones con SBS las viscosidades son menores a las obtenidas con EGA y por supuesto se pueden usar menores contenidos de asfalto en los diseños de mezclas.

12.4 Evaluación PG

Como es común el principal parámetro reológico que se ha considerado evaluar es el PG, sin embargo, es un parámetro que no debe analizarse por sí solo y debe estar acompañado del análisis del MSCR, a fin de asegurar que el asfalto este debidamente modificado.

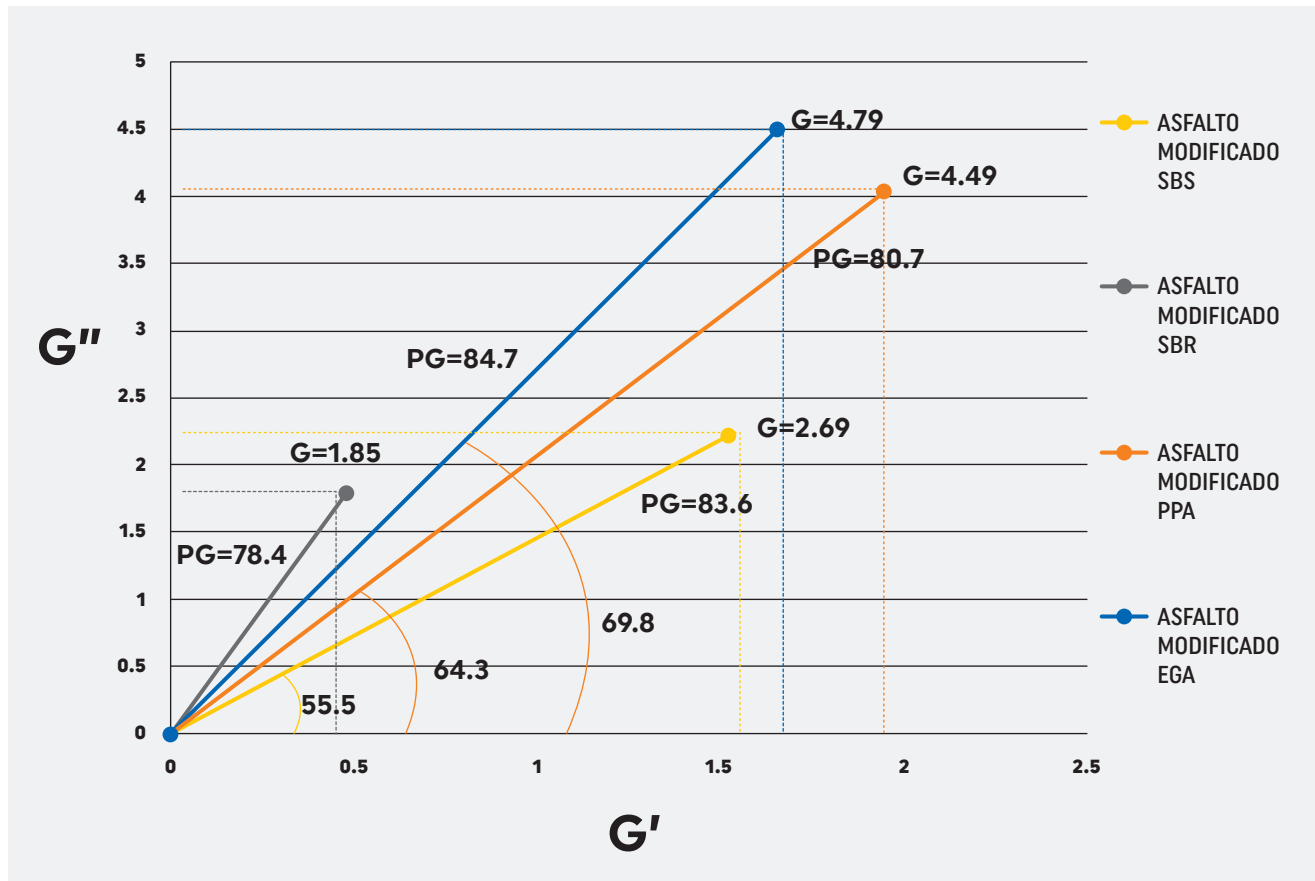
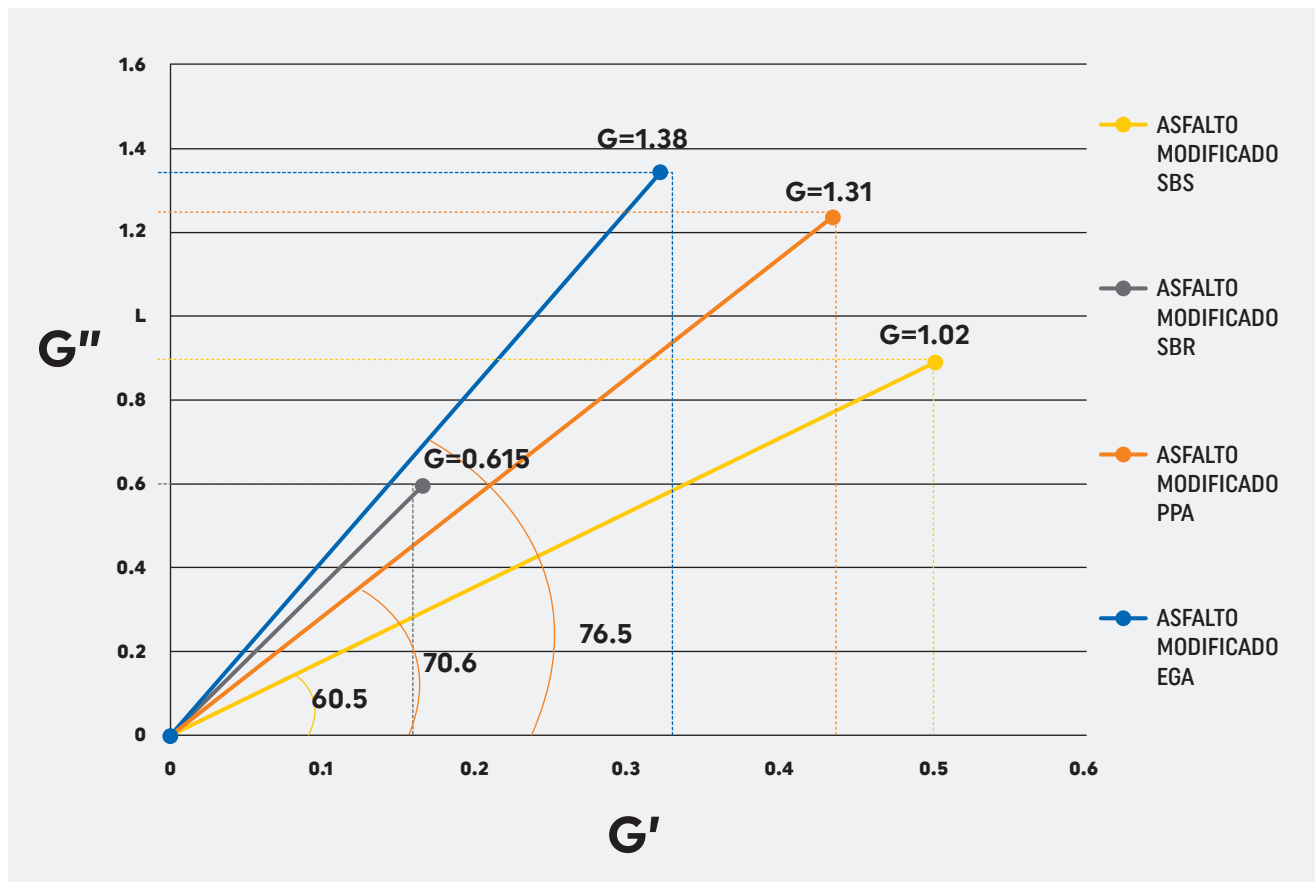


Figura. 13. Componentes G' y G'' a 70°C

Como se puede apreciar en la figura 13, se tienen 4 asfaltos modificados con los polímeros indicados, y en el caso del PPA se logró llegar a un PG de 80.7, lo cual si se analiza solo el PG se estaría cumpliendo con un PG 76.

Fig. 14. Componentes G' y G'' a 82°C.

Al analizar la modificación en particular del asfalto modificado con PPA, se observa que, al aumentar la temperatura del ensayo, se aprecia la caída significativa de G , el cual cae en un 70%, mientras que el asfalto modificado con EGA cae en un 71%, y el asfalto modificado con SBS cae en un 62%. Es decir, el SBS es menos susceptible térmicamente y se comporta mejor que el PPA y el EGA a mayores temperaturas. Al analizar los ángulos de fase, se aprecia un mejor comportamiento del SBS.

Si se considera únicamente el PG como punto de evaluación, se puede estar cayendo en el error de valorar equivocadamente el desempeño de un asfalto modificado, por lo cual se recomienda evaluar el MSCR como más adelante se va a explicar.

12.5 Análisis de la estabilidad al almacenamiento

El estándar para determinar la tendencia a la separación del polímero del asfalto es ASTM D 7173, en el cual se prepara una muestra del asfalto modificado y es acondicionada en un cilindro vertical. El cilindro se coloca en un horno a una temperatura de 163 °C durante 1, 2, 3 o 5 días, para luego separar y analizar la parte superior e inferior mediante las normativas de ensayo ASTM D 36 (ensayo de reblandecimiento mediante anillo y bola) o ASTM D 7175.

La determinación de las propiedades reológicas del ligante asfáltico utilizando un reómetro de corte dinámico se realiza aplicando las siguientes ecuaciones:

Para ASTM D 36:

$$\Delta TSP = \left(\frac{\text{Temp. superior de ablandamiento } ^\circ\text{C}}{\text{Temp. inferior de ablandamiento } ^\circ\text{C}} \right) \quad (\text{Ecuación 2})$$

La diferencia de temperatura de la muestra superior y de la muestra inferior (ΔTSP) deberá ser menor o igual de 2 °C, para 2 días.

Para ASTM D 7175:

$$R_s G^* = \frac{G_t^*}{G_b^*} (1)$$

(Ecuaciones 3 y 4)

$$R_s \delta = \frac{\delta_t}{\delta_b} (2)$$

Notas: Ambas relaciones denominan “Proporción de separación”. La ecuación 3 es la “Proporción de separación- G^* ” y la ecuación 4 es la “Proporción de separación- δ ”.

La ecuación 3 corresponde a la “Proporción de separación- G^* ” calculada a partir del módulo complejo de las muestras tomadas en la parte superior e inferior de la muestra luego del periodo y temperatura arriba indicados.

La ecuación 4 corresponde a la “Proporción de separación- δ ” calculado a partir de los ángulos de fase obtenidos de las muestras ensayadas en la parte superior e inferior de la muestra luego del periodo y temperatura arriba indicados

Para las ecuaciones 3 y 4, la Proporción de separación deberá estar entre los valores de 0,90 y 1,10.

Temperatura intermedia

En la mayoría de las ocasiones, estamos evaluando mayormente el comportamiento a temperaturas altas de los cementos asfálticos en su estado original y envejecido a corto plazo (prueba de acondicionamiento ASTM D 2872) y a temperaturas bajas (menores a 0 °C); olvidando por completo evaluar las propiedades en las que mayormente estarán los cementos asfálticos, que son las temperaturas intermedias.

Cuando un ligante asfáltico presenta un componente viscoso mayor que el componente elástico tiende a presentar aumentos significativos en su rigidez al exponerse al envejecimiento a largo plazo. Estos asfaltos son más susceptibles a la falla por fatiga, la cual ocurre a temperaturas intermedias .

12.6 Evaluación MSCR

Finalmente, para evaluar las propiedades viscoelásticas y de recuperación de los materiales asfálticos se realizó el ensayo MSCR, de tal manera que se pueda caracterizar la deformación permanente y determinar finalmente la mejor modificación.

En la Figura 15, se puede apreciar cómo el comportamiento de los polímeros con el asfalto (AC-30 1S) no es lineal con la temperatura y que, a medida que esta aumenta, se observa cierto incremento en la susceptibilidad térmica de algunos tipos de polímero. Esta susceptibilidad térmica genera una inversión

exponencial en sus componentes “viscoso” y “elástico”, como en el caso del asfalto modificado con PPA y EGA. El SBS muestra un comportamiento adecuado relacionado con sus propiedades viscoelásticas y de recuperación elástica.

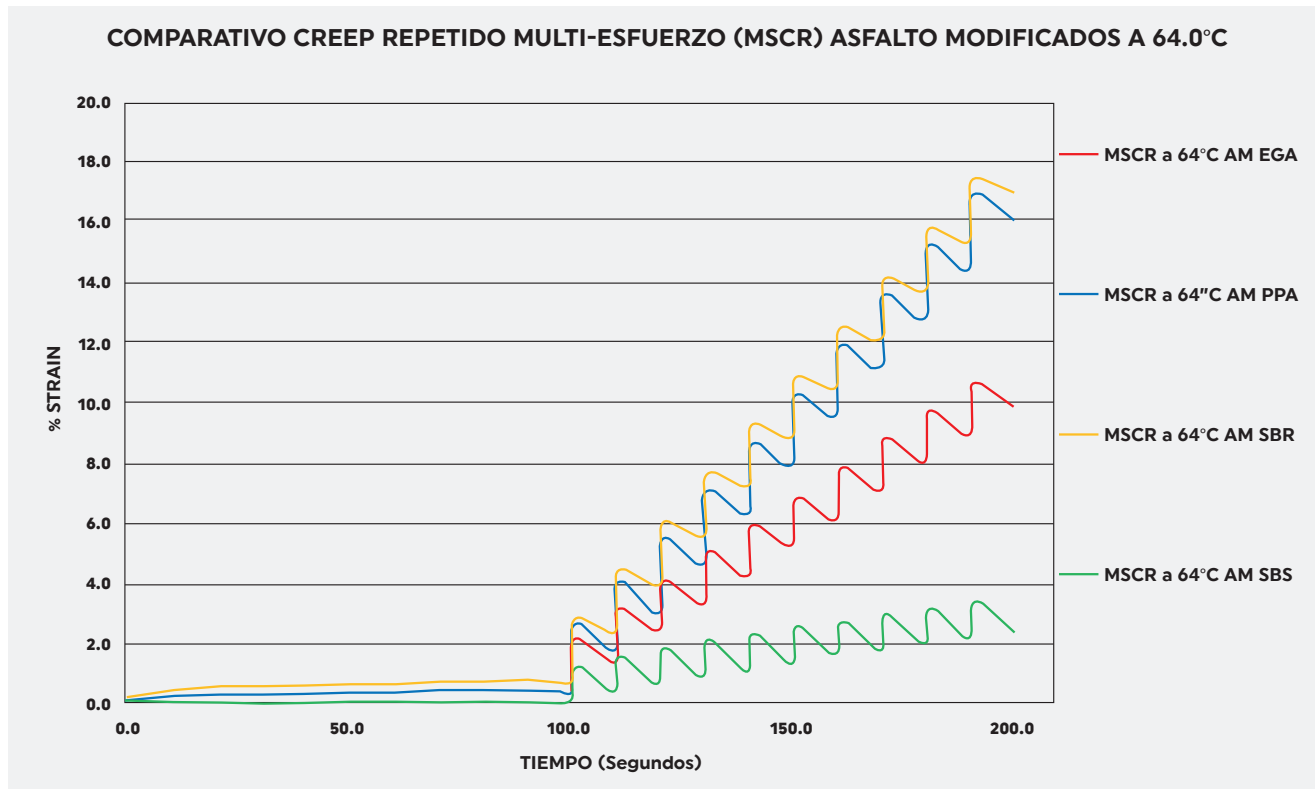


Figura 15. MSCR a 64 °C

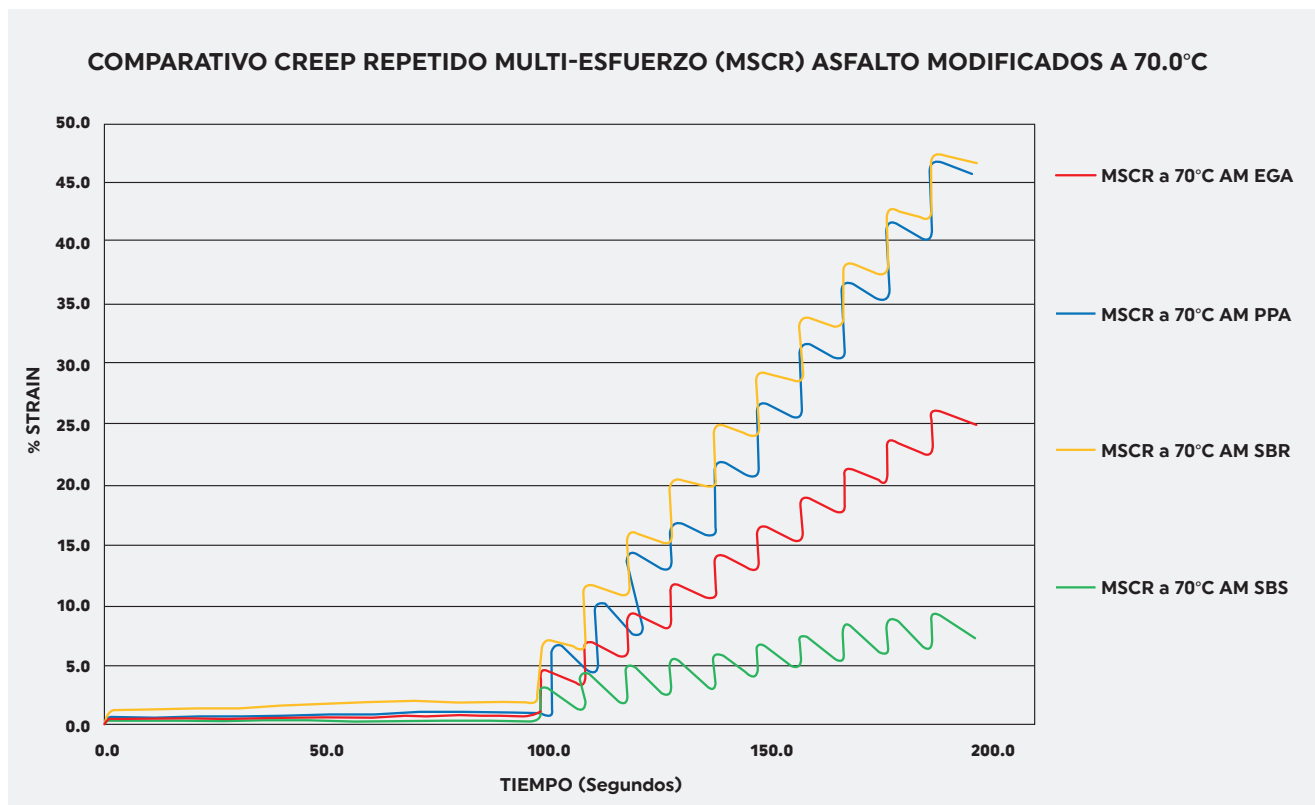


Figura 16. MSCR a 70 °C

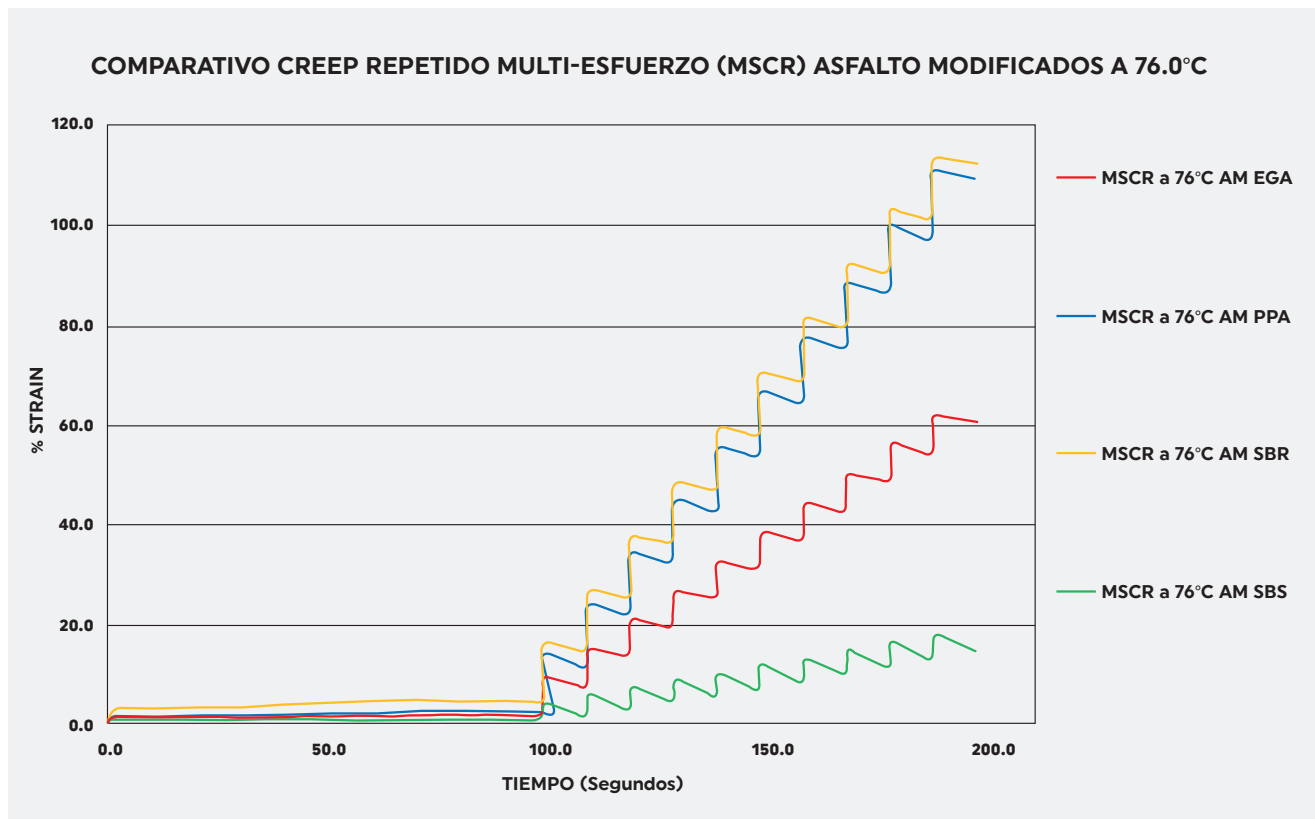


Figura 17. MSCR a 76 °C

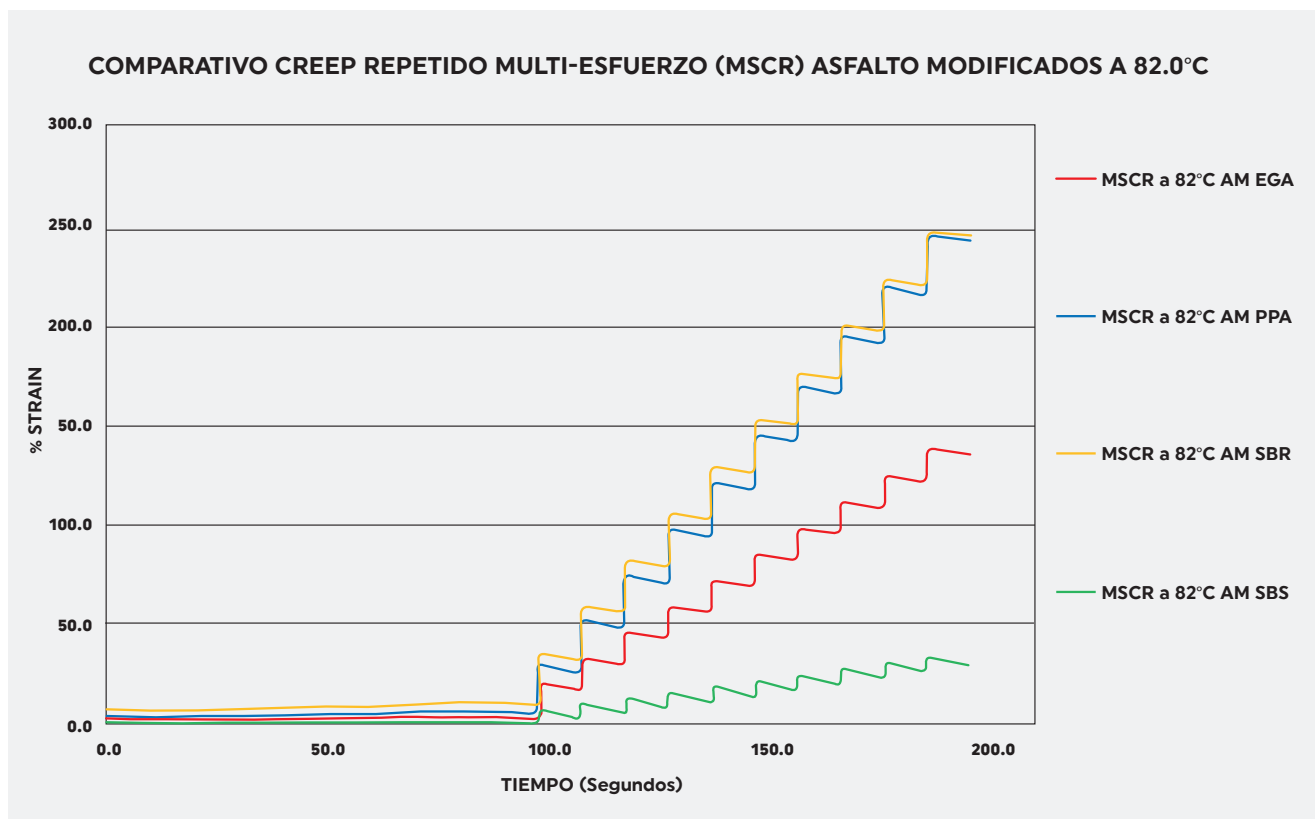


Figura 18. MSCR a 82 °C

Las Figuras 15, 16, 17 y 18 muestran claramente el comportamiento de los asfaltos modificados con los diferentes modificadores, en donde se aprecia que el cemento asfáltico modificado con SBS presenta un adecuado desempeño desde el punto de vista de sus propiedades reológicas (MSCR).

El SBS tiene ventajas frente a los otros modificadores del mercado, como el SBR, EGA y el PPA, demostrando que el PPA al igual que el SBR en temperaturas altas no brindan las propiedades viscoelásticas y de recuperación necesarios para un adecuado comportamiento del asfalto, aunque demuestran un PG alto.

Los cementos asfálticos modificados PPA y SBR al evaluarse en MSCR a temperaturas superiores a 70 °C demuestran poco desempeño ingenieril necesario para la elaboración de un pavimento asfáltico de alta duración, poniendo en duda si estos materiales pueden utilizarse en proyectos que exigen un desempeño superior de la carpeta asfáltica. El asfalto modificado con SBS desarrolló parámetros que ubicaron el nivel del tráfico en E, mientras que los asfaltos modificados con EGA no lograron desarrollar los parámetros para llegar a un nivel de tráfico E.

Nota final

Existen variables adicionales (ensayos) que se podrían considerar al momento de evaluar cuál es el mejor asfalto modificado; sin embargo, el análisis debe tener un concepto práctico y, considerando la experiencia que se ha tenido en la modificación de los asfaltos, los parámetros aquí definidos son el pilar al momento de analizar qué opción es la más adecuada para garantizar el desempeño de la mezcla asfáltica. Por supuesto que hoy se tiene una amplia variedad de opciones dentro de la cual están los asfaltos modificados en refinería u origen, los cuales brindan homogeneidad y una estabilidad al almacenamiento muy alta comparada con los asfaltos producidos “in-house”.

Este estudio no pretende ser, en ningún momento, concluyente y definitivo; por el contrario, se trata de ofrecer una visión técnica sobre la importancia de someter a ensayos de mayor jerarquía a los materiales asfálticos empleados para la modificación de cementos asfálticos.

