

# Ingeniería de pavimentos.

Innovación y sostenibilidad en la  
infraestructura vial

Mario Alberto Rodríguez Moreno

Fredy López-Pérez

Coordinadores académicos



**Ingeniería de pavimentos.**  
Innovación y sostenibilidad en la infraestructura vial



# Ingeniería de pavimentos.

## Innovación y sostenibilidad en la infraestructura vial

Mario Alberto Rodríguez Moreno  
Fredy López-Pérez  
*Coordinadores académicos*



*Ingeniería de pavimentos.  
Innovación y sostenibilidad en la infraestructura vial*

1a. edición: 2020

© Universidad de Medellín

RODRÍGUEZ MORENO, MARIO ALBERTO

*Ingeniería de pavimentos. Innovación y sostenibilidad en la infraestructura vial /* Coor. académicos Mario Alberto Rodríguez Moreno, Fredy López-Pérez. --1ª ed. – Medellín: Universidad de Medellín ; Sello Editorial Universidad de Medellín, 2020.

686 p. ; 17 x 24 cm.

Incluye referencias bibliográficas

ISBN (electrónico): 978-958-5473-45-4

1. INGENIERÍA. 2. PAVIMENTO. 3. ASFALTO. 4. INFRAESTRUCTURA VIAL. 5. DISEÑO ESTRUCTURAL. 1. López-Pérez, Fredy. cord.. 2. Universidad de Medellín. Sello Editorial Universidad de Medellín.

CDD 620.11

Catalogación bibliográfica - Universidad de Medellín. Biblioteca Eduardo Fernández Botero.

Sello Editorial Universidad de Medellín

selloeditorial@udem.edu.co

Carrera 87 N.º 30-65. Bloque 20, piso 2

Teléfono: (+57+4) 340 5242

Medellín, Colombia

Jefe: Paula Andrea Rivera Montoya

*Coordinación editorial*

Solangy Carrillo-Pineda

*Corrección de estilo*

Lorenza Correa Restrepo

*Revisión prueba diagramada*

Melissa Posada Vega

*Diagramación*

Hernán D. Durango T.

*Diseño de cubierta*

Valentina Rodríguez Fernández

Cubierta basada en la fotografía de Mario Alberto Rodríguez Moreno

Todos los derechos reservados.

Esta publicación no puede ser reproducida, ni en todo ni en parte, por ningún medio inventado o por inventarse, sin el permiso previo y por escrito de la Universidad de Medellín.

# Contenido

Prefacio .....	27
Introducción .....	31

## PARTE I - ASFALTOS

### CAPÍTULO 1

#### Cuantificación de la heterogeneidad de un asfalto colombiano de penetración 60-70

Eduardo J. Rueda, Alex E. Álvarez, Leidy V. Espinosa, Silvia Caro, José P. Aguiar y Luis G. Loria

Introducción .....	39
1.1. Materiales y procesos experimentales .....	41
1.1.1. Materiales .....	41
1.1.2. Caracterización convencional de asfaltos .....	41
1.1.3. Caracterización reológica de asfaltos .....	42
1.1.4. Energía superficial libre (ESL) .....	42
1.1.5. Análisis químico del asfalto .....	44
1.2. Resultados y discusión .....	45
1.2.1. Caracterización convencional .....	45
1.2.2. Caracterización reológica .....	47
1.2.3. Energía superficial libre (ESL) y parámetros de energía .....	49
1.2.4. Caracterización química .....	51
Conclusiones .....	53
Agradecimientos .....	54
Referencias .....	54

### CAPÍTULO 2

#### Evaluación de la consistencia en condición nueva, envejecida y rejuvenecida para asfaltos convencionales y modificados con polímeros

Santiago Cartagena Sanguino y Mario Alberto Rodríguez Moreno

Introducción .....	59
2.2. Materiales .....	61
2.2.1. Estireno-butadieno-estireno (SBS) .....	61
2.2.2. Residuo líquido polimérico (RLP) .....	62
2.2.3. Danox AR-J .....	63
2.2.4. Asfalto .....	64
2.3. Metodología .....	64
2.3.1. Condición .....	65
2.3.2. Dosificación .....	66
2.3.3. Ensayos .....	66
2.4. Resultados y discusión .....	68
Conclusiones y recomendaciones .....	73
Referencias .....	74

### CAPÍTULO 3

#### Comparación de asfaltos residuales del crudo pesado de pavimentación de Castilla, obtenidos empleando dos métodos de extracción de solventes

Allex E. Álvarez, Evelyn Ovalles, María C. Rodríguez, Pablo J. Castillo, Andrés F. Rodríguez, Julia C. Rivas, Andrea C. Rodríguez, Óscar J. Reyes-Ortiz y Jorge J. Peña

Introducción .....	79
3.1. Materiales y métodos .....	80
3.1.1. Protocolos de los métodos de pérdida de solventes en destilador (método PSD) y pérdida de solventes en horno (método PSH) .....	81
3.1.2. Ensayos de caracterización .....	83
3.2. Resultados y discusión .....	85
3.2.1. Protocolos de extracción de solventes .....	85
3.2.2. Comparación de índices de respuesta (ensayos tradicionales) .....	88
3.2.3. Comparación de propiedades reológicas.....	91
3.2.4. Comparación de parámetros de energía.....	92
Conclusiones .....	94
Referencias .....	96

### CAPÍTULO 4

#### Una mirada a la calidad de las espumas de asfalto colombiano

Sandra X. Campagnoli, Allex E. Álvarez, Óscar J. Reyes-Ortiz y Enrique Estupiñán

Introducción.....	101
4.1. Antecedentes y aplicaciones de los asfaltos espumados .....	102
4.2. Indicadores de calidad de las espumas de asfalto .....	103
4.3. Materiales y equipos .....	106
4.3.1. Cementos asfálticos .....	106
4.3.2. Unidades de espumado y técnicas de medida .....	106
4.4. Variables del proceso e indicadores de calidad evaluados .....	108
4.4.1. Variables.....	108
4.4.2. Indicadores de calidad evaluados .....	109
4.5. Resultados y discusión .....	109
4.5.1. Tendencias típicas de comportamiento, curvas ER - HL.....	109
4.5.2. Parámetros básicos ER, HL, FI, y ER×HL .....	110
4.5.3. BSD de las espumas .....	113
Conclusiones y recomendaciones .....	115
Agradecimientos .....	117
Referencias.....	118

### CAPÍTULO 5

#### Caracterización reológica de matrices asfálticas finas producidas con diferentes técnicas de asfalto espumado

Diana B. Sánchez, Gordon Airey, Silvia Caro y James Grenfell

Introducción .....	124
5.1. Materiales y métodos .....	126
5.1.1. Diseño de la matriz asfáltica fina.....	127
5.1.2. Características de las mezclas finas .....	128
5.2. Procedimiento experimental .....	129
5.2.1. Caracterización de las matrices finas fabricadas con diferentes técnicas de asfalto espumado .....	129
5.2.2. Caracterización de los asfaltos recuperados .....	131

5.3. Resultados y discusión .....	131
5.3.1. Propiedades viscoelásticas lineales de las matrices asfálticas finas .....	131
5.3.2. Propiedades viscoelásticas lineales de los asfaltos recuperados .....	138
Conclusiones y recomendaciones .....	139
Agradecimientos .....	140
Referencias .....	140

## PARTE II - MEZCLAS ASFÁLTICAS

### CAPÍTULO 6

#### Influencia en las propiedades volumétricas de mezclas asfálticas en caliente con residuos de carbón

Katerine Carreño García, Gilberto Martínez-Argüelles, Luis G. Fuentes y Daniana Gutiérrez

Introducción.....	146
6.1. Objetivos de la investigación .....	147
6.2. Materiales .....	147
6.2.1. Agregados .....	148
6.2.2. Asfalto .....	149
6.2.3. Residuo de carbón .....	150
6.2.4. Fórmula de trabajo .....	152
6.3. Procedimiento experimental.....	153
6.3.1. Determinación de emisiones .....	154
6.4. Resultados y discusión .....	155
6.4.1. Estabilidad y flujo Marshall .....	155
6.4.2. Propiedades volumétricas.....	156
6.4.3. Emisiones.....	157
Conclusiones y recomendaciones .....	159
Agradecimientos .....	160
Referencias.....	160

### CAPÍTULO 7

#### Nuevos usos para (SMA) a la luz de experiencias de Europa y Latinoamérica

Gonzalo Oroz, Stefan Schulz y Jens Gerstenberger

Resumen .....	165
7.1. Reseña histórica .....	166
7.2. ¿Qué es el SMA? .....	171
7.3. Ventajas del SMA respecto a otras mezclas asfálticas .....	175
7.4. Mezclas SMA la para disminución de emisiones de ruido.....	177
7.5. Nuevos usos para el SMA; también como capa intermedia .....	178
7.6. Ejemplos prácticos.....	180
7.6.1. Granulometría y tradiciones constructivas.....	180
7.6.2. Ejemplos de SMA en América Latina.....	182
7.7. Las principales características de las mezclas SMA en resumen .....	184
Referencias .....	185

### CAPÍTULO 8

#### Mezclas asfálticas modificadas para mejorar la durabilidad, implementadas en tramos viales reconstruidos de la malla vial local de Bogotá

Ferney Betancourt Cardozo, Octavio Coronado García y Ángela Patricia Álvarez Rodríguez

Introducción .....	190
8.1. Materiales y métodos .....	191

8.1.1. Materiales .....	191
8.1.2. Métodos .....	192
8.2. Resultados y discusión .....	195
8.2.1. Tramos de prueba seleccionados .....	195
8.2.2. Diseño de asfaltos modificados, mezclas asfálticas modificadas y estructuras de pavimento.....	196
8.2.3. Producción industrial de mezclas asfálticas y conformación de los tramos experimentales .....	203
8.2.4. Seguimiento técnico post-construcción.....	205
8.2.5. Estimativo de costos mediante análisis de precios unitarios.....	212
Conclusiones .....	214
Agradecimientos .....	215
Referencias .....	215

### CAPÍTULO 9

#### Fabricación y aplicación de mezclas con asfalto modificado con grano de caucho reciclado y agregados pétreos de Conasfaltos S. A.

Guilliana Agudelo y Natalia Valderrama

Introducción .....	221
9.1. Materiales y métodos .....	221
9.1.1. Caracterización de los materiales .....	222
9.1.2. Metodología de elaboración .....	225
9.2. Resultados y discusión .....	229
9.2.1. Asfalto con (GCR) tipo II.....	229
9.2.2. MGCR-19 .....	232
Conclusiones y recomendaciones .....	237
Referencias.....	238

### CAPÍTULO 10

#### Caracterización de la durabilidad de mezclas asfálticas porosas altamente modificadas con polímeros

Carlos A. Rivera, Silvia Caro y Edith Arambula

Introducción.....	243
10.1. Materiales y métodos.....	245
10.1.1. Propiedades viscoelásticas lineales de los asfaltos .....	246
10.1.2. Preparación de las mezclas abiertas.....	249
10.1.3. Ensayo de durabilidad.....	250
10.2. Resultados y discusión .....	251
Conclusiones y recomendaciones .....	253
Agradecimientos .....	255
Referencias.....	255

### CAPÍTULO 11

#### Análisis de imágenes aplicado a mezclas asfálticas para la caracterización del tamaño y su distribución de sus partículas

Óscar J. Reyes-Ortiz, Marcela Mejía y Juan Sebastián Useche-Castelblanco

Introducción.....	260
11.1. Materiales y métodos.....	261
11.2. Resultados y discusión .....	267
Conclusiones y recomendaciones .....	270

Agradecimientos .....	270
Referencias.....	271

**CAPÍTULO 12**

**Influencia de la heterogeneidad en las propiedades de fractura de mezclas asfálticas**

Laura M. Espinosa, Jaime Wills, Andrea Rodríguez-Silvia Caro y Andrew Braham

Introducción.....	276
12.1. Materiales y métodos .....	278
12.1.1. Diseño mezclas asfálticas .....	278
12.1.2. Fabricación y geometría del espécimen .....	278
12.1.3. Montaje del ensayo SCB.....	279
12.1.4. Medición del área de la zona de fractura .....	280
12.2. Resultados y análisis.....	281
Conclusiones y recomendaciones .....	285
Agradecimientos .....	285
Referencias.....	286

**CAPÍTULO 13**

**Efecto del Shakedown en materiales granulares sobre las capas asfálticas de pavimento**

Ricardo Cuevas Hernández

Introducción.....	291
13.1. Estudios realizados y hallazgos .....	292
13.2. Causas de fisuración invertida.....	293
13.3. Mecánica de formación de las fisuras invertidas – TOP DOWN CRACKING.....	294
13.3.1. Esfuerzos actuantes en la superficie de un pavimento.....	295
13.3.2. Causa principal del fisuramiento invertido relacionado con los esfuerzos interfase llanta-pavimento .....	296
13.3.3. Tipos de fisuración invertida relacionadas con los esfuerzos superficiales originados por tráfico .....	296
13.3.4. Investigaciones realizadas sobre esfuerzos de tensión relacionados con las cargas.....	297
13.4. Comportamiento de pavimentos asfálticos sobre materiales granulares.....	298
13.4.1. Análisis mecanicista del rebote de las deflexiones .....	299
13.5. Influencia de los materiales de subrasante en el comportamiento del shakedown de los granulares .....	302
13.6. Posible mecánica del desarrollo de la fisuración transversal invertida.....	303
13.7. Origen de la fisuración invertida transversal prematura identificada en Colombia .....	304
13.7.1. Causas de la relativa alta rigidez de las mezclas asfálticas .....	304
13.7.2. Altas viscosidades .....	305
Conclusiones .....	308
Recomendaciones.....	309
Referencias.....	309

**CAPÍTULO 14**

**Influencia de la química y mineralogía de los agregados en la calidad de la adhesión del sistema asfalto-agregado**

Andrés Cala, Silvia Caro, Vivian Cárdenas-Galindo, María Lleras-Jacobsen y Yamirka Rojas-Agramonte

Introducción.....	314
14.1. Materiales y métodos .....	316
14.1.1. Materiales .....	316
14.2. Resultados y discusión .....	322
14.2.1. Susceptibilidad al daño por humedad .....	322
14.2.2. Influencia mineralógica en la susceptibilidad al daño por humedad .....	326
Conclusiones y recomendaciones .....	328

Agradecimientos .....	329
Referencias .....	329

**CAPÍTULO 15**

**Nuevos conceptos de caracterización de geomallas para control de agrietamientos en capas asfálticas**

Lubinda F. Walubita y Omar Leonardo Torres Parada

Introducción.....	334
15.1. Objetivos .....	335
15.2. Materiales y tipo de mezcla .....	336
15.2.1. Geomallas.....	336
15.2.2. Mezcla asfáltica (MDC-19).....	336
15.2.3. Preparación de la mezcla asfáltica y probetas .....	337
15.3. Ensayos de laboratorio .....	339
15.3.1. Configuración de la máquina UTM y ensayo de las vigas.....	339
15.3.1. Ensayo de vigas en carga monotónica.....	340
15.3.2. Ensayos de vigas de concreto asfáltico en carga cíclica.....	341
15.3.3. Ensayo de resistencia al corte en la interfase.....	342
15.3.4. Ensayo de módulo de tensión cíclica al aire .....	343
15.4. Resultados de laboratorio .....	344
15.4.1. Ensayos de carga cíclica en probetas de mezcla asfáltica .....	344
15.4.2. Ensayos de resistencia al corte en la interfase de capas asfálticas .....	346
15.4.3. Ensayos de módulo de tensión cíclica en geomallas .....	347
15.5. Beneficios en el desempeño al agrietamiento .....	348
15.5.1. Factor de desempeño al agrietamiento entre capas (ICPF) – Lab .....	348
15.5.2. Factor de eficiencia de la geomalla - campo.....	350
15.5.3. Valores de GEF en la literatura .....	353
15.5.4. Resistencia al corte en la interfase .....	354
15.5.5. Módulo de tensión cíclica.....	355
Conclusiones .....	356
Referencias .....	358

**CAPÍTULO 16**

**Incidencia de las características del llenante mineral en la respuesta mecánica de una mezcla asfáltica mdc-19**

Oscar J. Reyes-Ortiz, Franceth Castellanos, Alex E. Alvarez, Sandra X. Campagnoli, Carlos Cepeda

Introducción.....	364
16.1. Materiales y métodos .....	365
16.2. Resultados y discusión.....	369
Conclusiones y recomendaciones .....	373
Agradecimientos .....	374
Referencias.....	374

**CAPÍTULO 17**

**Influencia del empaquetamiento de los agregados sobre la resistencia a la deformación permanente de mezclas asfálticas**

Didier Alexis Bellon Maldonado y David González Herrera

Introducción .....	379
17.1.1. Propiedades de los agregados para mezclas asfálticas.....	380
17.1.3. Deformación permanente de mezclas asfálticas.....	383
17.1.4. Método Bailey para dosificación de agregados.....	385
17.2. Materiales y métodos .....	389
17.3. Resultados y discusión.....	389



17.3.1. Aplicación del método Bailey .....	389
17.3.2. Diseño de mezclas .....	394
17.3.3. Deformación permanente .....	396
Conclusiones .....	396
Referencias .....	399

## PARTE III - DISEÑO ESTRUCTURAL

### CAPÍTULO 18

#### Análisis mecanístico y beneficios económicos de MAC reforzadas con fibras

Mena I. Souliman, Ashish Tripathi y Sami Haouili

Introducción.....	403
18.1. Materiales y métodos.....	403
18.1.1. Fibras en concreto asfáltico.....	403
18.1.2. Fibras de aramida y poliolefina .....	403
18.2. Metodología.....	405
18.2.1. Método mecanicista MEPDG .....	406
18.2.2. Diseño de la mezcla y fibras utilizadas .....	407
18.3. Resultados y discusión .....	407
18.3.1. Análisis mecanicista.....	407
18.3.2. Parámetros de entrada .....	408
18.3.3. Análisis mecanicista de fatiga.....	409
18.3.4. Análisis mecanicista de ahuellamiento .....	412
18.4. Análisis de costo.....	416
18.4.1. Costo de capeta asfáltica .....	416
18.4.2. Comparación de costos basado en resistencia a la fatiga y al ahuellamiento.....	417
18.4.3 Análisis de costo-beneficio.....	417
Conclusiones y recomendaciones .....	419
Referencias.....	420

### CAPÍTULO 19

#### Análisis por confiabilidad del modelo de diseño AASHTO 93 para pavimentos flexibles en el Valle de Aburrá

Mario Santiago Hernández, Juan Pablo Osorio y Juan Camilo Viviescas

Introducción .....	425
19.1. Metodologías del análisis .....	427
19.1.1. Método Aashto-93 .....	427
19.1.2. Metodología Invias 1998 .....	428
19.1.3. Funciones de densidad y coeficientes de variación.....	432
19.2. Resultados y discusión .....	434
19.2.1. Funciones de densidad del módulo resiliente.....	434
19.2.2. Funciones de densidad de falla .....	437
Conclusiones y recomendaciones .....	440
Referencias.....	441

### CAPÍTULO 20

#### Método simplificado para el diseño estructural de pavimentos con capas recicladas con asfalto espumado y cemento

Felipe Halles A. y Guillermo Thenoux Z.

Introducción .....	446
20.1. Evolución de la rigidez.....	448

20.2. Modelo conceptual para estimación de rigidez .....	452
20.3. Metodología simplificada de diseño estructural .....	455
Conclusiones .....	458
Agradecimientos .....	459
Referencias .....	459

## PARTE IV - ESTABILIZACIÓN

### CAPÍTULO 21

#### Disminución de expansión en suelo arcilloso mediante la adición de zeolita natural y cal hidratada

Sergio Antonio Emus García, Teresa López-Lara, Juan Bosco Hernández Zaragoza y Jaime Horta Rangel

Introducción.....	464
Fundamentación teórica .....	465
21.1. Metodología.....	468
21.1.1. Materiales .....	468
21.1.2. Límites de Atterberg .....	469
21.1.3. Condiciones iniciales de prueba .....	470
21.1.4. Preparación de muestras para pruebas de potencial de expansión.....	471
21.2. Resultados y discusión .....	472
21.2.1. Efecto de los agentes estabilizantes en los límites de Atterberg .....	472
21.2.2. Efecto de los agentes estabilizantes en el potencial de expansión .....	475
Conclusiones y recomendaciones .....	479
Agradecimientos .....	479
Referencias .....	480

### CAPÍTULO 22

#### Influencia en la resistencia a la compresión y tensión de tepetate con la adición y mezcla de fibras cortas de poliéster

J. Roberto Muñoz, Teresa López-Lara, J. Bosco Hernández y Jaime Moisés Horta Rangel

Introducción.....	485
22.1. Antecedentes .....	485
22.2. Metodología y pruebas de laboratorio en arena limosa (TEPETATE) .....	488
22.2.1. Propiedades de humedad-masa volumétrica .....	490
22.2.2. Pruebas de compresión no confinada (UCS).....	492
22.2.3. Pruebas de tensión indirecta (STS).....	493
22.2.4. Relación entre tensión indirecta y compresión no confinada (STS/UCS) .....	496
Conclusiones .....	497
Agradecimientos .....	498
Referencias .....	499

### CAPÍTULO 23

#### Mezclas con cemento para el mejoramiento de materiales granulares locales en vías terciarias

Vanessa Senior-Arrieta y Franco Hernando Benavidez Bolaños

Introducción .....	505
23.1. Estado de la práctica de mezclas de suelo con cemento .....	508
23.1.1. Antecedentes históricos en Estados Unidos y países europeos .....	509
23.1.2. Experiencia latinoamericana en el uso de la tecnología .....	509

23.2. Diseño de mezclas de suelos finos y granulares con cemento.....	512
23.2.1. Generalidades .....	512
23.2.2. Estabilización y modificación de los suelos mezclados con cemento.....	513
23.3. Metodología para determinar el contenido óptimo de cemento hidráulico.....	514
23.3.1. Aspectos básicos.....	514
23.3.2. Requisitos de cumplimiento para suelos finos y/o granulares .....	515
23.3.3. Tipos de cemento más adecuados .....	517
23.3.4. Ensayos de resistencia y durabilidad .....	517
23.3.5. Módulo resiliente.....	522
23.3.6. Ensayos no destructivos (Non-destructive tests) .....	524
23.3.7. Fórmula de trabajo .....	526
23.4. Análisis y discusión .....	526
Conclusiones .....	528
Referencias.....	529

## PARTE V - PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

### CAPÍTULO 24

#### Pavimento articulado de hormigón formado por bloques construidos *in-situ* utilizando geoceldas experiencia en Chile

Felipe Halles, Susana Achurra, Simón Arriaza y Gabriel García

Introducción.....	535
24.1. Características del sistema.....	536
24.1.1. Antecedentes generales.....	536
24.1.2. Características de las geoceldas.....	537
24.1.3. Mecanismo de distribución de esfuerzos .....	537
24.2. Tramo piloto. Experiencia y resultados seguimiento.....	538
24.2.1. Antecedentes tramo piloto .....	538
24.2.2. Inspección visual .....	539
24.2.3. Extracción de testigos .....	539
24.2.4. Evaluación estructural .....	541
Conclusiones .....	544
Agradecimientos .....	545
Referencias.....	545

### CAPÍTULO 25

#### Experiencias en Colombia con pavimentos de concreto usando losas cortas

Adriana Rodríguez, Ángela González, Juan Cabrales y Carol Bockelmann Campo

Introducción.....	550
25.1. Tensiones en la losa de hormigón .....	553
25.2. Configuración de carga para análisis de tensiones .....	554
25.3. Características principales del diseño TCP .....	556
25.4. Experiencia de proyectos ejecutados en Chile, Perú, Centroamérica .....	556
25.5. Estudios y experiencia de proyectos ejecutados en Colombia.....	557
25.5.1. Vía principal urbanización Sevillana, Valledupar, Cesar .....	557
25.5.2. Parqueadero Torres de Mayales, Valledupar, Cesar.....	560
25.5.3. Parqueadero Centro Comercial Poblado Plaza, Santo Tomás, Atlántico .....	562
25.5.4. Zona de maniobra Fazenda, Puerto Gaitán, Meta.....	564
25.5.5. Parque industrial Atlantik, Sabana Grande, Atlántico .....	568
Conclusiones .....	569
Referencias.....	570

## PARTE VI - SOSTENIBILIDAD PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

### CAPÍTULO 26

#### Uso alternativo de mezclas asfálticas en caliente y en frío con material reciclado tipo rap como material de base en pavimentos rígidos

Cristian Saavedra, Silva Caro, Bernardo Caicedo, Daniel Varela, Jaime Wills, María Alejandra Hernández y Óscar Velásquez

Introducción.....	575
26.1. Materiales y métodos .....	577
26.1.1. Materiales .....	577
26.1.2. Ensayo de erodabilidad .....	579
26.1.3. Modelación de la erosión en estructuras de pavimento rígido .....	581
26.2. Resultados y discusión.....	581
26.2.1. Ensayo de erodabilidad y calibración de modelo numérico .....	582
26.2.2. Modelación numérica de procesos de erosión en estructuras de pavimento rígido .....	584
Conclusiones y recomendaciones .....	588
Agradecimientos .....	589
Referencias.....	589

### CAPÍTULO 27

#### Uso de RAP con adición de cemento para bases de pavimentos

Juan Bastidas, Eliana Martínez y Luciano Amorin

Introducción.....	594
27.1. Materiales y métodos .....	595
27.1.1. Materiales .....	595
27.1.2. Ensayo de laboratorio.....	597
27.2. Resultados y discusión.....	599
27.2.1. Diseño de la mezcla asfáltica reciclada .....	599
27.2.2. Ensayo de compactación proctor modificado y determinación del CBR .....	599
Conclusiones y recomendaciones .....	602
Agradecimientos .....	603
Referencias.....	603

## PARTE VII - GESTIÓN DE INFRAESTRUCTURA VIAL

### CAPÍTULO 28

#### Efecto de los reductores de velocidad en la condición del pavimento

Boris Goenaga y Luis Fuentes

Introducción.....	609
28.1. Reductores de velocidad y sus características .....	610
28.2. Simulación de la carga dinámica .....	614
28.3. Método de análisis y resultados.....	616
Conclusiones y recomendaciones .....	622
Limitaciones del modelo.....	624
Referencias.....	624

**CAPÍTULO 29**

**Determinación de la condición estructural de pavimentos flexibles mediante el FWD**

Edwin Guzmán

Introducción.....	629
29.1. Resistencia del pavimento .....	629
29.2. Evaluación estructural del pavimento con base en ensayos NDT y DT .....	632
29.2.1. Método Aashto 1993.....	632
29.2.2. Método Aashto NDT II .....	634
29.2.3. Método de Wimsatt.....	635
29.2.4. Método de Gustav T. Rohde.....	636
29.2.5. Método de Howard .....	639
29.2.6. Estudio Guzmán 2016.....	640
29.3. Evaluación estructural del pavimento con base en ensayos NDT .....	640
29.3.1. Método de Romanoschi y Metcalf.....	640
29.3.2. Método de Noureldin .....	641
29.3.3. Método Yonapave.....	642
29.3.4. Método FHWA-RD-05-152/Estudios Chile - Lukanen.....	646
29.3.5. Método de Geoffrey Jameson.....	649
29.3.6. Método de Roberts .....	650
29.3.7. Método $E_{ij} - A_{UPP}$ .....	650
29.4. Evaluación estructural del sistema pavimento-subrasante .....	651
29.4.1. Método de Asgari.....	651
29.4.2. Método de Nueva Zelanda .....	652
29.4.3. Método de Sudáfrica .....	653
29.5. Resultados y discusión.....	654
Conclusiones y recomendaciones .....	658
Referencias.....	659

**CAPÍTULO 30**

**Reflexiones y experiencias sobre la calibración del modelo HDM-4: caso chileno**

Mauricio Salgado, Miguel Valdés, David Saldaña M. y Robinson Lucero

Introducción.....	664
30.1. La herramienta de gestión HDM-4 .....	665
30.2. Metodología de calibración del HDM-4 empleada en Chile.....	667
30.2.1. Descripción de la metodología de calibración de los modelos de deterioro de pavimentos (RD) empleada en el estudio .....	667
30.3. Análisis de resultados de la calibración de modelos de deterioro de pavimentos (RD) .....	674
Conclusiones y recomendaciones .....	683
Agradecimientos .....	683
Referencias.....	684

## Lista de figuras

Figura 1.1.	Valores de (a) punto de ablandamiento y (b) penetración.....	45
Figura 1.2.	Valores del índice de penetración .....	46
Figura 1.3.	Valores medios de (a) $ G^* $ y (b) $\delta$ , determinados a 25 °C y 10 Hz en asfaltos en estado original.....	47
Figura 1.4.	Comparación del incremento de $ G^* $ provocado por el envejecimiento, determinados a 47 45 °C y en función de la frecuencia en dos asfaltos en estado original.....	48
Figura 1.5	Valores de índice $ER_1$ para la interface asfalto-agregado.....	51
Figura 1.6	Espectro FTIR de los asfaltos analizados.....	52
Figura 2.1.	Proceso de elaboración del residuo polimérico .....	63
Figura 2.2.	Equipo ensayo de penetración del asfalto .....	67
Figura 2.3.	Equipo ensayo punto de ablandamiento.....	67
Figura 2.4.	Viscosímetro rotacional Brookfield .....	68
Figura 2.5.	Interacciones de la viscosidad.....	71
Figura 2.6.	Interacciones del punto de penetración.....	72
Figura 2.7.	Interacciones del punto de ablandamiento .....	72
Figura 3.1.	Comparación de pérdida de solventes en función del espesor de película y temperatura de horno .....	86
Figura 3.2.	Pérdida de solventes (a) obtenidos por los métodos de PSD y PSH en función del tiempo y (b) en función de la temperatura según el método de PSD .....	87
Figura 3.3.	Resultados de penetración sobre asfaltos residuales obtenidos por los métodos de PSD y PSH .....	89
Figura 3.4.	Curvas de viscosidad sobre CPP, CPP con pérdida de solventes del 50 %, y CPP con pérdida de solventes del 100 % (asfalto residual) obtenido por los métodos de PSD y PSH .....	90
Figura 3.5.	Resultados de (a) módulo dinámico y (b) ángulos de fase .....	92
Figura 3.6.	Trabajo de adhesión en (a) seco y (b) húmedo .....	94
Figura 4.1.	Plantas de laboratorio para espumado del asfalto (a) WLB-10 y (b) WLB-10S.....	107
Figura 4.2.	(a) Varilla graduada, y (b) cámara de video para captar burbujas .....	108
Figura 4.3.	Tendencias típicas de comportamiento de las espumas de asfalto colombiano (a) CIB, (b) Apiay.....	110
Figura 4.4.	Variación con la temperatura y la FWC de la (a) ER y (b) HL .....	111
Figura 4.5.	Variación con la temperatura y la FWC del (a) FI y (b) producto $ER \times HL$ .....	113
Figura 4.6.	BSD de las espumas de asfalto en 25 s y 50 s, fabricadas a 150 °C con FWC de 2.5 %.....	114
Figura 4.7.	Identificación de las zonas inestable y semi-estable en la curva de colapso (Bairgi y Tarefder, 2018).....	115
Figura 5.1.	Composición de las mezclas asfálticas: a) Mezcla asfáltica completa (HMA) y b) matriz asfáltica fina .....	125
Figura 5.2.	Esquema de producción de asfalto espumado mediante la técnica mecánica y b) planta de asfalto espumado (Wirtgen, 2014).....	126
Figura 5.3.	Configuración del ensayo de corte dinámico para matrices finas: a) preparación de especímenes, b) espécimen listo para ensayar, y c) instalación en el reómetro .....	130
Figura 5.4.	Variación con la temperatura y la FWC de la (a) ER y (b) HL .....	131
Figura 5.5.	Curva maestra de $ G^* $ de matrices finas fabricadas con asfalto espumado producidas mediante a) la técnica mecánica, y b) la incorporación de zeolitas.....	132
Figura 5.6.	Módulo complejo $ G^* $ para las matrices finas fabricadas con diferentes técnicas de asfalto espumado a una frecuencia de 0,001 Hz y 0,1 Hz.....	133
Figura 5.7.	Efecto del contenido y la dureza del asfalto en el $ G^* $ de las matrices asfálticas.....	135
Figura 5.8.	Curva maestra de $ G^* $ para asfaltos recuperados de todas las matrices finas .....	138
Figura 6.1.	Residuos mina de carbón La Estrella, Sardinata, Norte de Santander .....	148
Figura 6.2.	Curva de viscosidad Asfalto 60/70.....	150
Figura 6.3.	Imágenes en tamaño real y SEM de las muestras en estudio.....	151
Figura 6.4.	Gradaciones mezclas en comparación a una MDC-25 .....	152
Figura 6.5.	Propiedades mecánicas de las mezclas con valores de referencia para nivel de tránsito NT3 .....	156

Figura 7.1.	Daños en una capa de rodadura causados por neumáticos con tachones, Oregon USA.....	166
Figura 7.2.	Directrices para la estandarización de estructuras superiores de superficies de tránsito de la sociedad de investigación científica para caminos y medios de transporte, edición de 2012.....	168
Figura 7.3.	Dimensionamiento de capas superiores en capas de rodadura.....	169
Figura 7.4.	Representación gráfica de a) una mezcla SMA v/s b) una mezcla tipo de tipo concreto asfáltico AC .....	171
Figura 7.5.	Comparativa de curva de gradiente entre SMA 11 (en rojo) y AC 11 (línea punteada en negro) acorde a la norma ZTV Asphalt-StB 07/13 .....	171
Figura 7.6.	Resumen técnico de las mezclas SMA más usadas.....	175
Figura 7.7.	Proyecto con SMA 32 en Dobo, Bosnia .....	181
Figura 7.8.	Extrema rugosidad del proyecto Dobo en Bosnia .....	181
Figura 7.9.	Ruta 5 Sur (Chile). Tramos importantes de la Carretera Panamericana en Chile se han realizado con SMA .....	182
Figura 7.10.	Ruta 57 San Luis Potosí-Salttillo (México), tramo San Luis-Matehuala (febrero de 2018) .....	184
Figura 8.1.	Parámetros para la selección de tramos experimentales .....	193
Figura 8.2.	Dosificación de aditivos para la elaboración de mezclas asfálticas modificadas.....	197
Figura 8.3.	Comparación de parámetros de los diseños Marshall de mezclas asfálticas modificadas .....	199
Figura 8.4.	Relación de resistencias promedio a la tracción indirecta para las MAM.....	201
Figura 8.5.	Módulos resilientes de las mezclas asfálticas modificadas, a frecuencia de 1,6 Hz.....	202
Figura 8.6.	Leyes de fatiga de las mezclas asfálticas modificadas .....	203
Figura 8.7.	Programa de evaluación técnica del pavimento.....	206
Figura 8.8.	Variación de resultados de IRI por tramo experimental .....	207
Figura 8.9.	Variación de resultados de macro-textura por tramo experimental .....	208
Figura 8.10.	Variación del índice de curvatura superficial, ICS.....	210
Figura 8.11.	Variación del número estructural .....	210
Figura 8.12.	Variación resultados módulo retro-calculado de capas asfálticas .....	211
Figura 8.13.	Variación de la calificación según el índice de estado.....	213
Figura 9.1.	Gradación MGCR-19.....	223
Figura 9.2.	Gradación del GCR .....	225
Figura 9.3.	Imágenes de SEM: a) partícula de caucho, b), c) y d) mezcla de asfalto con el GCR .....	232
Figura 9.4.	Aplicación de MGCR-19 en Autopista Norte costado occidental .....	233
Figura 9.5.	Aplicación de MGCR-19 en Autopista Norte costado oriental .....	233
Figura 9.6.	Autopista Norte costado oriental, 6 meses después de la aplicación .....	236
Figura 9.7.	Autopista Norte, Medellín .....	236
Figura 10.1.	Curvas maestras de módulo dinámico del asfalto altamente modificado con polímeros (HP o HiMA).....	248
Figura 10.2.	Curvas maestras del módulo dinámico del asfalto modificado con polímeros (PMA .....	248
Figura 10.3.	Moldes de PVC y especímenes mezclas abiertas.....	250
Figura 10.4.	Resultados de los ensayos de cántabro para las cuatro mezclas abiertas.....	251
Figura 10.5.	(a) Deterioro de las mezclas con asfalto PMA; y (b) deterioro de las mezclas con asfalto HiMA, para varios ciclos del ensayo de cántabro .....	253
Figura 11.1.	Modelo de trabajo .....	262
Figura 11.2.	Fabricación de muestras .....	262
Figura 11.3.	Set y muestras para la toma de imágenes .....	263
Figura 11.4.	Binarización de la imagen.....	263
Figura 11.5.	Aplicación de operaciones morfológicas .....	264
Figura 11.6.	Tamizaje digital .....	265
Figura 11.7.	Ensayo Fénix .....	266
Figura 11.8.	Segmentación del agregado .....	267
Figura 11.9.	Error en la determinación de granulometría. ....	268
Figura 11.10.	Distribución de partículas – ejemplo distribución tamiz No 4.....	269
Figura 11.11.	Carga ensayo Fénix vs distribución.....	269



Figura 12.1.	Granulometría de mezclas.....	278
Figura 12.2.	Fabricación de los especímenes de ensayo SCB.....	279
Figura 12.3.	Esquema experimental del ensayo SCB.....	280
Figura 12.4.	Ejemplo de la curva de carga-desplazamiento resultante del ensayo SCB.....	280
Figura 12.5.	Comparación entre el área de la zona de fractura simplificada (Afractura) y actual (Afractura).....	281
Figura 12.6.	Área de zona de fractura simplificada (Afractura) y actual (Afractura) para cada uno de los especímenes ensayados.....	282
Figura 12.7.	Comparación entre $G_f$ y $\hat{G}_f$ para la Mezcla 1 y Mezcla 2.....	284
Figura 13.1.	Fisuración transversal invertida concentrada únicamente en las huellas de tráfico, sin presentar ahuellamiento sucedida prematuramente. Carretera Bogotá-Ibagué, Colombia.....	291
Figura 13.2.	Patrón de fisuración transversal en la huella del tráfico. Carretera Yopal – Aguazul – Hato Corozal.....	292
Figura 13.3.	Núcleo extraído en sector con fisuras transversales, muestra que ellas se inician en la parte superficial y avanzan hacia abajo (Carretera Bogotá-Ibagué, Colombia).....	294
Figura 13.4.	Fisuración longitudinal invertida carretera Bogotá - Zipaquirá, Colombia sin presentar ahuellamiento.....	295
Figura 13.5.	Esfuerzos que se generan sobre la superficie de un pavimento según el autor.....	296
Figura 13.6.	Magnitud tanto los esfuerzos verticales, longitudinales y laterales.....	297
Figura 13.7.	Deformaciones bajo cargas repetitivas.....	300
Figura 13.8.	Cuatro tipos de respuesta elástica/plástica de cargas continuas (Yu, 2005).....	302
Figura 13.9.	Variables que influyen en el comportamiento de los materiales granulares.....	303
Figura 13.10.	Histograma de frecuencia – viscosidad del asfalto utilizado en la pavimentación de la carretera Fuente de Oro – Puerto Rico, Departamento del Meta.....	306
Figura 13.11.	Frecuencia de la calidad del asfalto utilizado en la carretera Fuente de Oro, Meta, en función de la clasificación de los asfaltos por viscosidad, según la AASHTO.....	306
Figura 13.12.	Curvas de módulos típicas de mezclas asfálticas a 10 Hz tipo INV – MDC-2 de plantas asfálticas de Bogotá.....	307
Figura 14.1.	Vista estereoscópica de las rocas seleccionadas: a) granito (campo de visión: 1 cm); b) Serpentinita (campo de visión 8 mm); c) esquisto verde. (campo de visión: 8 mm); y d) mármol (campo de visión: 1 cm).....	317
Figura 14.2.	a) montaje de la muestra asfalto-agregado, todas las dimensiones en mm, y b) muestra bajo condiciones de humedad.....	320
Figura 14.3.	Ajuste de la celda de carga para la aplicación de carga axial sobre la muestra asfalto-agregado.....	321
Figura 14.4.	Evolución de una falla cohesiva a una adhesiva, en la cual el área de falla cohesiva se resalta en color rojo a partir del análisis de imagen realizado con ImageJ.....	322
Figura 14.5.	Coeficiente de correlación lineal de Pearson para los valores de los óxidos de las muestras de granito, serpentina y esquisto verde con el índice de daño por humedad.....	325
Figura 14.6.	Muestra de granito (GA) posterior a la falla tras un condicionamiento en agua por quince días.....	327
Figura 14.7.	Vista en sección delgada vista a través de un microscopio petrográfico (40x). Nótese que el asfalto (aquí visto de un color de naranja a negro) es retenido principalmente en los anfíboles y se pierde casi en su totalidad en minerales como cuarzo y la plagioclasa.....	328
Figura 15.1.	Ejemplo de pavimentos agrietados.....	334
Figura 15.2.	Colocación de geomalla como capa antirreflejo de agrietamientos en capas asfálticas.....	334
Figura 15.3.	Curva de gradación de los agregados de la mezcla MDC-19 utilizada.....	337
Figura 15.4.	Compactador ARC y mezcla asfáltica suelta en la primera capa a 127 °C antes de la compactación de la primera loseta.....	338
Figura 15.5.	Configuración de la máquina de ensayo UTM y carga de las vigas de ensayo.....	340
Figura 15.6.	Ensayo de vigas de control en carga monotónica.....	342
Figura 15.7.	Dispositivo de ensayo para pruebas de resistencia al corte.....	343
Figura 15.8.	Montaje y procesamiento de datos de prueba de módulo de tensión cíclica.....	344
Figura 15.9.	Gráfica de resistencia a la carga cíclica. Ciclos de carga a la falla en flexión ( $N_f$ ).....	345
Figura 15.10.	Aumento de la resistencia al agrietamiento para la FA 75 en función del espesor de la sobrecapa.....	346



Figura 15.11. Presentación gráfica de los resultados en términos del ICPF (a 25 mm de espesor de concreto asfáltico sobre la geomalla) .....	349
Figura 15.12. Presentación gráfica de los resultados en términos del ICPF (Con variación en el espesor de concreto asfáltico sobre la geomalla) .....	351
Figura 15.13. Representación gráfica del GEF (para 25 mm de espesor de capa asfáltica).....	352
Figura 15.14. Representación gráfica del GEF (Con variación en el espesor de concreto asfáltico sobre la geomalla) ....	352
Figura 15.15. Representación gráfica de la resistencia al corte de interfaces reforzadas .....	355
Figura 15.16. Representación gráfica del módulo de tensión cíclica en geomallas .....	356
Figura 16.1. Metodología de la investigación.....	366
Figura 16.2. Llenante mineral (a) RA, (b) RP, y (c) RC.....	367
Figura 16.3. Curvas granulométricas de los llenantes minerales .....	367
Figura 16.4. Valores de resistencia conservada .....	370
Figura 16.5. Ensayo FENIX (a) llenante mineral RA, (b) llenante mineral RP, (c) llenante mineral RC, y (d) máximos de carga para cada llenante mineral .....	371
Figura 16.6. Ensayo SCB (a) llenante mineral RA, (b) llenante mineral RP, (c) llenante mineral RC, y (d) máximos de carga para cada llenante mineral .....	372
Figura 17.1. Esquema de los parámetros volumétricos de la mezcla .....	383
Figura 17.2. Esquema de las divisiones del método Bailey .....	385
Figura 17.3. Selección del peso unitario suelto de los gruesos .....	387
Figura 17.4. Metodología de trabajo.....	389
Figura 17.5. Gradaciones del experimento - Mezclas 25 mm.....	392
Figura 17.6. Gradaciones del experimento - Mezclas 19 mm.....	393
Figura 17.7. Porcentaje de grava, arena y fino, superficie específica y contenido de asfalto .....	394
Figura 17.8. Parámetros volumétricos para el óptimo de asfalto .....	395
Figura 17.9. Parámetros Marshall para el óptimo de asfalto.....	395
Figura 17.10. Velocidad de deformación durante el ensayo de pista .....	396
Figura 18.1. Modulo Dinámico de mezclas asfálticas con y sin fibras de Aramida y Poliolefina .....	409
Figura 18.2. Esfuerzos de tensión máximo.....	409
Figura 18.3. Ley de Fatiga para mezclas con y sin fibras (Fatiga por Flexión en Viga, AASHTO T 321-14).....	410
Figura 18.4. Deformación Máxima en la parte inferior de la CA para las 54 diferentes estructuras.....	411
Figura 18.5. Números de ciclos de fatiga NF.....	411
Figura 18.6. Ensayo Dinámico Flow Number.....	412
Figura 18.7. Relación entre Deformación Permanente y Ciclos de Carga.....	412
Figura 18.8. Desplazamiento Máximo .....	413
Figura 18.9. Desplazamiento en la parte superior de la subrasante para ambas mezclas, bajo diferentes espesores, temperaturas y velocidades.....	415
Figura 18.10. Número de ciclos hasta la falla por ahuellamiento (NR) basado en el Flow Number .....	416
Figura 19.1. Regiones climáticas del Valle de Aburrá.....	430
Figura 19.2. Diagrama de flujo del procedimiento estadístico implementado en el desarrollo del proyecto .....	434
Figura 19.3. Funciones de densidad del módulo resiliente para el suelo tipo S1. ....	435
Figura 19.4. Funciones de densidad del módulo resiliente para el suelo tipo S2 .....	436
Figura 19.5. Funciones de densidad del módulo resiliente para el suelo tipo S3 .....	436
Figura 19.6. Carga de diseño asociada a una confiabilidad del 90 %, en las estructuras de pavimento de la Metodología INVIAS 1998, considerando las FDN, para la región R2.....	437
Figura 19.7. Carga de diseño asociada a una confiabilidad del 90 %, en las estructuras de pavimento de la Metodología INVIAS 1998, considerando las FDLN, para la región R2.....	438
Figura 19.8. Carga de diseño asociada a una confiabilidad del 90 %, en las estructuras de pavimento de la Metodología INVIAS 1998, considerando las FDN, para la región R4.....	438
Figura 19.9. Carga de diseño asociada a una confiabilidad del 90 %, en las estructuras de pavimento de la Metodología INVIAS 1998, considerando las FDLN, para la región R4.....	439

Figura 20.1.	Evolución de la rigidez de la mezcla en proyecto de Sudáfrica.....	447
Figura 20.2.	Rigidez retro-calculada en proyecto de Grecia .....	447
Figura 20.3.	Ejemplo de un ensayo de fatiga a la tracción indirecta (ITFT) .....	449
Figura 20.4.	Resultados ensayos de evolución de la rigidez para mezclas con distinto contenido de asfalto y mismo contenido de cemento .....	451
Figura 20.5.	Resultados ensayos de evolución de la rigidez para mezclas con distinto contenido de cemento y mismo contenido de asfalto .....	452
Figura 20.6.	Diagrama conceptual de la propuesta para definir el Módulo Resiliente de largo plazo de las mezclas con asfalto espumado y cemento.....	454
Figura 20.7.	Curvas de evolución del Módulo Elástico Efectivo (EEM) .....	455
Figura 21.1.	Ubicación del muestreo .....	468
Figura 21.2.	Ensayo límite de contracción .....	470
Figura 21.3.	Consolidómetro. ....	472
Figura 21.4.	Efecto del agente estabilizador en el límite líquido .....	474
Figura 21.5.	Efecto del agente estabilizador en el límite de contracción.....	474
Figura 21.6.	Curva de compresibilidad del suelo natural.....	477
Figura 21.7.	Curva de compresibilidad 8 % zeolita + 8 % cal.....	477
Figura 21.8.	Curva de compresibilidad 8 % zeolita + 10 % cal.....	478
Figura 21.9.	Curva de compresibilidad 8 % zeolita + 12 % cal.....	478
Figura 22.1.	Gráfico esquemático de las interacciones mecánicas entre partículas de suelo y fibra.....	488
Figura 22.2.	Características de la humedad-masa volumétrica del suelo virgen (0 %) y suelo reforzado con fibra de 10 mm a dosificación variable (0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 %).....	490
Figura 22.3.	Características de la humedad-masa volumétrica del suelo virgen (0 %) y suelo reforzado con fibra de 20 mm a dosificación variable (0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 %).....	491
Figura 22.4.	Proceso de ensaye de UCS .....	492
Figura 22.5.	Variación de UCS para diferentes longitudes y porcentaje de fibra .....	493
Figura 22.6.	Diagrama esquemático del espécimen para ensaye STS .....	495
Figura 22.7.	Proceso de ensaye de STS.....	495
Figura 22.8.	Variación de STS para diferentes longitudes y porcentaje de fibra.....	496
Figura 22.9.	Variación del radio STS/UCS para diferentes longitudes y porcentaje de fibra .....	497
Figura 23.1.	Inventario de la Red vial Nacional. ....	505
Figura 23.2.	Inventario preliminar de la red vial nacional.....	507
Figura 23.3.	Características de la humedad-masa volumétrica del suelo virgen (0 %) y suelo reforzado con fibra de 20 mm a dosificación variable (0.5, 1.0, 1.5 y 2.0 %).....	515
Figura 23.4.	Aplicación de la sobrecarga para la compactación del espécimen de suelo mezclado con cemento .....	518
Figura 23.5.	Ejecución ensayo de resistencia a la compresión confinada en especímenes de suelo mezclado con cemento .....	521
Figura 23.6.	Comportamiento de la resistencia a la compresión simple vs. Porcentaje de cemento de uso especial .....	521
Figura 23.7.	Comportamiento de la resistencia a la compresión simple vs. Porcentaje de cemento de uso general.....	522
Figura 23.8.	Resultados típicos en un ensayo de carga repetida o cíclica .....	523
Figura 23.9.	Comportamiento del módulo de elasticidad dinámico simple vs. Porcentaje de cemento de uso especial.....	524
Figura 23.10.	Comportamiento del módulo de elasticidad dinámico simple vs. Porcentaje de cemento de uso general.....	525
Figura 24.1.	A la izquierda: Geocelda rellena con material granular. A la derecha: Geocelda rellena con concreto .....	535
Figura 24.2.	Geocelda con sistema Bubble-Lock.....	536
Figura 24.3.	a) Carga sobre el pavimento. b) Activación del mecanismo de transferencia de carga .....	538
Figura 24.4.	Fotografía de Prueba en Antepuerto y detalle de terminación superficial .....	539
Figura 24.5.	a) Colapso de pared de celda en Testigo 3; b) Testigo en fisura inducida producto de la celda .....	541

Figura 24.6.	Parámetro AREA en base a deflexiones superficiales .....	543
Figura 25.1.	Ensayo de prueba. Universidad de Illinois .....	551
Figura 25.2.	Posición de las cargas y dimensiones de las losas .....	553
Figura 25.3.	Comparación de la tensión de tracción de una losa cargada mecánica.....	554
Figura 25.4.	Comparación entre la dimensión y espesor de losas para tensiones máximas equivalentes en la superficie .....	555
Figura 25.5.	(a) Ruta 9: Cueva Milodon, Cerro Castillo, 9 cm, construido en 2009; (b) Cerro Sombrero, Onaisin, 14 cm con fibra. Construido en 2012.....	557
Figura 25.6.	Secuencia de construcción. Corte de juntas.....	558
Figura 25.7.	Pavimento construido. Urbanización Sevillana, Valledupar.....	558
Figura 25.8.	Eficiencia de la transferencia de carga. Urbanización Sevillana, Valledupar .....	559
Figura 25.9.	Deflexión central, losas optimizadas. Urbanización Sevillana .....	560
Figura 25.10.	(a) Estructura de pavimento Torres de Mayales, Valledupar; (b) Construcción de pavimento optimizado.....	561
Figura 25.11.	Pavimento construido. Urbanización Torres de Mayales, Valledupar .....	561
Figura 25.12.	Mediciones con FWD sobre capa de suelo cemento. Parqueadero Santo Tomás.....	563
Figura 25.13.	Pavimento construido. Parqueadero Santo Tomás.....	563
Figura 25.14.	Deflexión central, losas optimizadas. Parqueadero C.C. Santo Tomás .....	564
Figura 25.15.	Losas optimizadas. Parqueadero C.C. Santo Tomás.....	564
Figura 25.16.	Estructura de pavimento en Proyecto La Fazenda, Puerto Gaitán.....	566
Figura 25.17.	Pavimento construido. Fazenda .....	566
Figura 25.18.	Eficiencia de la transferencia de carga. Fazenda.....	567
Figura 25.19.	Deflexión central, losas optimizadas. Fazenda.....	568
Figura 25.20.	Estructuras de pavimentos Parque Industrial, Atlántico. PCA vs TCP .....	569
Figura 26.1.	Ensayo erosión con mesa vibratoria modificando el modelo de Phu (1979) .....	580
Figura 26.2.	(a) Montaje erodabilidad con sensores; (b) probeta típica de ensayo y (c) esquema del funcionamiento del ensayo.....	582
Figura 26.3.	Curva deterioro debido a la erosión para cada diseño .....	583
Figura 26.4.	Porcentaje al final del ensayo de material perdido por probeta de cada mezcla luego de 80.000 ciclos .....	584
Figura 26.5.	Esquema del modelo de diferencias finitas .....	585
Figura 26.6.	Tamaño de la cavidad en los materiales de base de pavimentos rígidos después de 5000 ciclos de carga .....	587
Figura 26.7.	Cavidad después de 5.000 ciclos para un material granular estabilizado con cemento y una mezcla asfáltica con 15 % de material reciclado en caliente.....	587
Figura 27.1.	Especificación granulométrica de material triturado convencional (DNIT, 2009) .....	596
Figura 27.2.	Material de reciclado. Procedencia: avenida sur W3 Brasilia.....	597
Figura 27.3.	Ensayo de compactación del material reciclado con adición de cemento Portland.....	598
Figura 27.4.	Análisis granulométrico de la mezcla asfáltica reciclada.....	599
Figura 27.5.	Curva de compactación a la energía del proctor modificado del material reciclado y del material triturado convencional para capas de bases de pavimentos .....	600
Figura 27.6.	Análisis granulométrico de la mezcla asfáltica reciclada.....	602
Figura 28.1.	Geometría de los reductores de velocidad comúnmente utilizadas.....	613
Figura 28.2.	Modelo de cuarto de camión utilizado para modelar la carga dinámica.....	615
Figura 28.3.	Esquema de análisis para cada reductor de velocidad.....	617
Figura 28.4.	Resultados del modelo para un reductor de velocidad circular, $L_b = 1.0$ m and $H = 0.1$ m.....	618
Figura 28.5.	Máxima carga registrada dentro y después del reductor de velocidad.....	619
Figura 28.6.	Daño relativo y coeficiente de carga dinámica (DLC) .....	621
Figura 28.7.	Máxima aceleración y máximo desplazamiento de la masa $M_s$ (cuerpo del camión).....	621
Figura 29.1.	Distribución de esfuerzo y medida del cuenco de deflexión bajo la carga del FWD. ....	636
Figura 29.2.	Geometría del modelo de Hogg. ....	643

Figura 29.3	Localización.....	654
Figura 29.4	Perfil de la exploración y modelo estructural.....	655
Figura 30.1.	Chequeo de la tendencia de los valores observados versus valores modelados en HDM-4 con $K_{jpi} = 1$ .....	671
Figura 30.2.	Comparación de valores observados versus valores modelados en HDM-4 con $K_i = 1$ para un caso donde procede llevar a cabo una calibración.....	671
Figura 30.3.	Minimización de la suma de los cuadrados de las diferencias entre valores estimados y medidos.....	673
Figura 30.4.	Perfil de la exploración y modelo estructural.....	673

## Lista de tablas

Tabla 1.1.	Cálculo de los parámetros de energía.....	43
Tabla 1.2.	Componentes de ESL y ESL total para los agregados (ergs/cm <sup>2</sup> ) .....	49
Tabla 1.3.	Componentes de ESL, ESL total, y trabajo de cohesión para los asfaltos (ergs/cm <sup>2</sup> ) .....	50
Tabla 1.4.	Estadística de los grupos funcionales para la muestra de 10 asfaltos evaluados .....	52
Tabla 2.1.	Propiedades del estireno-butadieno-estireno (SBS) .....	62
Tabla 2.2.	Propiedades del Danox A-RJ.....	63
Tabla 2.3.	Especificaciones del cemento asfáltico de penetración 60-70 .....	64
Tabla 2.4.	Matriz experimental de la investigación.....	65
Tabla 2.5.	Resultados de caracterización del asfalto en condición nueva.....	69
Tabla 2.6.	Resultados de caracterización del asfalto en condición envejecida.....	69
Tabla 2.7.	Resultados de caracterización del asfalto en condición rejuvenecida.....	70
Tabla 3.1.	Descripción de los agregados, componentes de ESL, y ESL total (1*10 <sup>-3</sup> J/m <sup>2</sup> ) .....	81
Tabla 3.2.	Comparación de los métodos de extracción de solventes .....	88
Tabla 3.3.	Temperaturas de manejo y valores de viscosidad a 135 °C.....	91
Tabla 3.4.	Caracterización de ESL de CPP, asfaltos residuales, y másticos (1*10 <sup>-3</sup> J/m <sup>2</sup> ) .....	93
Tabla 4.1.	Principales indicadores de calidad de las espumas de asfalto .....	104
Tabla 4.2.	Identificación de los cementos asfálticos .....	106
Tabla 4.3.	Propiedades de los cementos asfálticos.....	106
Tabla 5.1.	Propiedades físicas de los ligantes.....	127
Tabla 5.2.	Proporciones de las partículas en las matrices asfálticas finas .....	128
Tabla 5.3.	Características de las mezclas finas.....	129
Tabla 5.4.	Contenido de asfalto de las matrices asfálticas finas con diferentes técnicas de asfalto espumado.....	137
Tabla 6.1.	Gradación de los agregados.....	149
Tabla 6.2.	Propiedades físicas agregados naturales.....	149
Tabla 6.3.	Gradación RC.....	150
Tabla 6.4.	Elementos químicos presentes en las muestras.....	151
Tabla 6.5.	Propiedades físicas RC.....	152
Tabla 6.6.	Propiedades volumétricas de la mezcla .....	154
Tabla 6.7.	Emisiones de las diferentes estrategias .....	158
Tabla 7.1.	Tipos de calles y la correspondencia con la denominación de capacidad de carga (usos de SMA en verde) .....	170
Tabla 7.2.	Duración de capas asfálticas en años .....	173
Tabla 7.3.	Serie de mediciones de ruido en tramos de prueba de la BAST.....	178
Tabla 7.4.	Requerimientos para las capas intermedias en SMA.....	179
Tabla 8.1.	Tramos de prueba localizados en la malla vial local de la ciudad de Bogotá.....	195
Tabla 8.2.	Características de los aditivos empleados .....	197
Tabla 8.3.	Parámetros de diseño Marshall de las mezclas asfálticas modificadas.....	200
Tabla 8.4.	Estructuras de pavimento diseñadas para los tramos experimentales.....	204
Tabla 8.5.	Control de calidad en la producción de mezclas asfálticas modificadas.....	205
Tabla 8.6.	Tiempos de realización de campañas de seguimiento (meses) .....	205
Tabla 8.7.	Calificación general etapa de seguimiento .....	212
Tabla 8.8.	Análisis de precios unitarios (incluye producción e instalación) costos a 2015 .....	213
Tabla 9.1.	Propiedades de los agregados pétreos .....	223
Tabla 9.2.	Propiedades del asfalto base.....	224
Tabla 9.3.	Especificaciones del asfalto modificado con caucho según Invias 2013.....	227
Tabla 9.4.	Características obtenidas para porcentaje óptimo de asfalto-caucho.....	228

Tabla 9.5.	Temperaturas de mezclado y compactación de la MGCR-19.....	229
Tabla 9.6.	Grado de desempeño del asfalto modificado con GCR.....	230
Tabla 9.7.	Comparación de la caracterización del asfalto base y el asfalto modificado.....	231
Tabla 9.8.	Módulos dinámicos MDC-19.....	234
Tabla 9.9.	Módulos dinámicos MGCR-19.....	235
Tabla 9.10.	Resistencia a la deformación plástica.....	235
Tabla 10.1.	Diseño de las mezclas abiertas.....	246
Tabla 11.1.	Tamices de trabajo.....	265
Tabla 12.1.	Parámetros estadísticos de las metodologías para medición de área de zona de fractura.....	283
Tabla 12.2.	Parámetros estadísticos de la energía de fractura computada por diferentes metodologías.....	284
Tabla 13.1.	Resultados de la estabilidad Marshall de la mezcla MDC-1 colocada en la carretera Yopal-Aguazul-Hato Corozal que presentaron fisuración invertida transversal prematura.....	305
Tabla 14.1.	Composición química en óxidos (porcentaje del peso total) de las rocas empleadas en este trabajo.....	318
Tabla 14.2.	Resumen de los resultados de porcentaje de falla adhesiva y carga a la falla de todos los especímenes ensayados.....	323
Tabla 15.1.	Características de las geomallas evaluadas.....	336
Tabla 15.2.	Características de la mezcla asfáltica MDC-19.....	337
Tabla 15.3.	Detalles de mezclado y compactación de la mezcla asfáltica.....	338
Tabla 15.4.	Parámetros para ensayo en carga dinámica.....	341
Tabla 15.5.	Parámetros de ensayo de resistencia al corte en interface.....	342
Tabla 15.6.	Parámetros de ensayo de módulo de tensión cíclica.....	344
Tabla 15.7.	Resultados de ensayos de carga cíclica (número de ciclos a la falla).....	345
Tabla 15.8.	Resultados de ensayos de resistencia al corte en la interface.....	347
Tabla 15.9.	Resultados de ensayos de módulo de tensión cíclica “al aire”.....	348
Tabla 15.10.	Resultados en términos del ICPF.....	349
Tabla 15.11.	Resultados del Factor de eficiencia de la geomalla GEF.....	351
Tabla 15.12.	Comparación de valores de TBR/FEG reportados en la literatura [1], [4], [6], [9], [25].....	354
Tabla 16.1.	Gravedad específica y área superficial libre de los llenantes minerales.....	368
Tabla 16.2.	Características del asfalto de penetración 60-70 1/10 mm.....	368
Tabla 16.3.	Características del agregado grueso y fino.....	368
Tabla 16.4.	Contenidos óptimos de asfalto.....	369
Tabla 17.1.	Franjas granulométricas para mezclas de gradación continua.....	381
Tabla 17.2.	Puntos de control y zona restringida - Superpave.....	381
Tabla 17.3.	Parámetros volumétricos objetivo del diseño de mezclas.....	382
Tabla 17.4.	Definición de los tamices de control del método Bailey.....	386
Tabla 17.5.	Tamices de control en función del tamaño máximo nominal.....	386
Tabla 17.6.	Efecto de las propiedades de empaquetamiento sobre el desempeño.....	387
Tabla 17.7.	Rangos recomendados para los parámetros Bailey.....	388
Tabla 17.8.	Granulometría de los agregados individuales modificados.....	390
Tabla 17.9.	Características de los agregados individuales modificados.....	391
Tabla 17.10.	Porcentaje de los agregados individuales modificados sobre la mezcla.....	391
Tabla 17.11.	Parámetros Bailey para las gradaciones del experimento.....	393
Tabla 17.12.	Parámetros del diseño de mezcla para el óptimo de asfalto.....	394
Tabla 18.1.	Coefficientes de Regresión de la ecuación 3, por cada mezcla.....	407
Tabla 18.2.	Costo por 1.000 Ciclo de Fatiga, para ambas mezclas.....	413
Tabla 18.3.	Costo por Ciclo de Ahuellamiento, para ambas mezclas.....	414
Tabla 18.4.	Costo por ciclo de ahuellamiento, para ambas mezclas.....	417
Tabla 19.1.	Factores que causan incertidumbre en la evaluación del desempeño de un pavimento.....	425
Tabla 19.2.	Variables de diseño establecidas por la Metodología INVIAS 1998.....	429
Tabla 19.3.	Rangos contemplados en las cartas de diseño de la Metodología INVIAS 1998.....	429



Tabla 19.4.	Áreas de las regiones climáticas en el Valle de Aburrá.....	430
Tabla 19.5.	Coeficientes estructurales y de drenaje del pavimento correspondientes a las regiones climáticas R2 y R4.....	431
Tabla 19.6.	Categorías de diseño definidas para el Valle de Aburrá.....	431
Tabla 19.7.	Espesores de diseño asociados a las regiones climáticas, la resistencia de la subrasante y la categoría del tránsito. ....	432
Tabla 19.8.	Valores medios ( $j'$ ) y desviaciones estándar ( $s$ ) del módulo resiliente, para diferentes coeficientes de variación (CV), en cada categoría de subrasante establecida. ....	435
Tabla 20.1.	Stress-Ratio (SR) estimado para capa reciclada con asfalto espumado. ....	448
Tabla 20.2.	Detalle mezclas evaluadas. ....	450
Tabla 20.3.	Resultados rigidez de largo plazo y parámetro de rigidez remanente (RSIE).....	453
Tabla 20.4.	Cálculo de EEM para tres estructuras de pavimento.....	457
Tabla 21.1.	Yacimientos de zeolitas naturales en México.....	467
Tabla 21.2.	Composición química de la zeolita y cal (peso/peso).....	469
Tabla 21.3.	Resultados límites de Atterberg.....	473
Tabla 21.4.	Resumen de resultados y mezclas. ....	476
Tabla 22.1.	Propiedades físicas del suelo. ....	488
Tabla 22.2.	Características físicas y mecánicas de la fibra.....	489
Tabla 22.3.	Información general de cada prueba. ....	489
Tabla 22.4.	Resultados de humedad-masa volumétrica para la mezcla de fibra de 10 mm.....	491
Tabla 22.5.	Resultados de humedad-masa volumétrica para la mezcla de fibra de 20 mm.....	491
Tabla 23.1	Contratos ejecutados de mezcla de suelos y cemento para mejoramiento de la red vial terciarias en Colombia.....	511
Tabla 23.2.	Cuadro comparativo de los requisitos para materiales finos y/o granulares que serán mezclados con cemento.....	516
Tabla 23.3.	Requisitos de cemento para grupos de suelo AASHTO. ....	519
Tabla 23.4.	Resistencia a la compresión simple evaluada a diferentes edades y cemento de uso especial. ....	520
Tabla 23.5.	Resistencia a la compresión simple evaluada a diferentes edades y cemento de uso general.....	520
Tabla 24.1.	Datos deflexiones bajo el plato de carga ( $\mu\text{m}$ ). ....	541
Tabla 24.2.	Resultados de rigidez (MPa). ....	542
Tabla 24.3.	Efectividad en la transferencia de carga (%). ....	542
Tabla 24.4.	Valores de área típicos.....	544
Tabla 25.1.	Resultados de ensayo - Laboratorio de Illinois.....	551
Tabla 25.2.	Comparación diseño convencional vs. Diseño optimizado. ....	558
Tabla 25.3.	Comparación Diseño convencional vs. Diseño optimizado.....	562
Tabla 25.4.	Espesores obtenidos. Fazenda, Puerto Gaitán. ....	565
Tabla 25.5.	Estructura de pavimento en Proyecto La Fazenda, Puerto Gaitán. ....	565
Tabla 26.1.	Nomenclatura de las mezclas usadas en este trabajo. ....	578
Tabla 26.2.	Granulometrías y porcentaje de asfalto de las mezclas asfálticas. ....	579
Tabla 26.3.	Materiales disponibles en el modelo de diferencias finitas.....	585
Tabla 26.4.	Propiedades mecánicas de los materiales (i.e. módulo de elasticidad para mezclas estabilizadas con cemento hidráulico y módulo dinámico para las mezclas con ligantes asfálticos).....	586
Tabla 27.1.	Condiciones especificad de Material Triturado convencional (DNIT, 2009).....	596
Tabla 27.2.	Ensayos de compactación y resistencia CBR para capas de bases de pavimentos.....	598
Tabla 27.3.	Parámetros del ensayo de compactación y resistencia CBR de los materiales analizados.....	600
Tabla 28.1.	Resultados del modelo de cuarto de camión. ....	622
Tabla 29.1.	Coeficientes para la relación Mrr – SIS.....	637
Tabla 29.2.	Coeficientes para la relación SNeff – SIP.....	639
Tabla 29.3.	Coeficientes de ajuste de curvas para la determinación de la longitud característica.....	645
Tabla 29.4.	Coeficientes de ajuste de curvas para la determinación del módulo resiliente.....	646

Tabla 29.5.	Coeficientes para el modelo de Hogg .....	648
Tabla 29.6.	Coeficientes para el método de Asgari.....	652
Tabla 29.7.	Resultados del ensayo con FWD para la estructura de pavimento flexible analizada.....	655
Tabla 29.8.	Análisis comparativo de los métodos de evaluación estructural .....	656
Tabla 30.1.	Diseño Matriz Factorial para calibración de modelos de deterioro de pavimentos.....	669
Tabla 30.2.	categorías representativas a calibrar en pavimento flexibles.....	670
Tabla 30.3.	Categorías representativas a calibrar en pavimento rígido. ....	671
Tabla 30.4.	Factores de calibración y errores de estimación del modelo de agrietamiento total. ....	676
Tabla 30.5.	Factores de calibración y errores de estimación del modelo de agrietamiento ancho. ....	678
Tabla 30.6.	Factores de calibración y errores de estimación del modelo de ahuellamiento. ....	679
Tabla 30.7.	Factores de calibración y errores de estimación del modelo de IRI.....	681
Tabla 30.8.	Factores de calibración del Escalonamiento (Kjpnf), agrietamiento (Kjpc) e IRI (Kjpr) de pavimentos rígidos, SSD y la RMSE de las categorías del factorial, calibradas.....	683



## Prefacio

A gonizaba el año 1974 cuando, para rematar tres días de arduo trabajo académico en el contexto de unas actividades organizadas por el Instituto Colombiano de Productores de Cemento, nos juntamos en el bar del Hotel Continental de Bogotá tres ingenieros para ese entonces aún jóvenes y hoy ya veteranos (Norman Santander Restrepo, Hernán Otoniel Fernández Ordóñez y Hernán Gutiérrez Isaza) con Josué Gutiérrez Villegas, nuestro ya para entonces veterano mentor en la todavía novedosa especialidad de la Ingeniería de Pavimentos. Comenzamos por compartir impresiones sobre las actividades que acababan de terminar y, al amparo de buenos tragos y anécdotas, la conversación derivó bien pronto de la revisión del pasado inmediato a la visión del futuro. En ese ambiente de una camaradería que los tres sobrevivientes del cuarteto no hemos dejado marchitar se perfilaron y quedaron registradas en servilletas de papel las primeras ideas que pronto dieron paso a la convocatoria del Primer Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos.

Para ese entonces, como ocurre con frecuencia en otros campos del conocimiento, las nuevas necesidades y oportunidades emergentes en el medio nacional presionaban el mercado profesional en busca de ingenieros con experiencia o, por lo menos, con formación en Ingeniería de Pavimentos. Mientras que en algunas universidades esa disciplina, a duras penas, era una materia electiva; en la mayoría era un capítulo de asignaturas clásicas (Diseño de vías o Construcción de vías) y no faltaban aquellas en las que estuviera francamente ignorada. Mientras tanto, el Ministerio de Obras Públicas, de la mano de la misión francesa Ingeroute, avanzaba en el programa de recuperación de la red vial nacional pavimentada. Algunas entidades territoriales estaban destinando presupuestos significativos para ampliar la cobertura de sus redes pavimentadas y en el medio estaban apareciendo tecnologías novedosas para el diseño estructural de pavimentos viales (métodos de la Portland Cement Association y del Asphalt Institute, por ejemplo), para la evaluación de características de pavimentos viales nuevos o antiguos (viga Benkelman y densímetros nucleares, entre otros) y para la construcción (adoquines de concreto, mezclas asfálticas en frío y suelo-cemento, por ejemplo).

Ese crudo diagnóstico sobre la realidad vigente, unido a la preocupación por el notorio desbalance entre demanda y oferta de profesionales competentes,

Ese crudo diagnóstico sobre la realidad vigente, unido a la preocupación por el notorio desbalance entre demanda y oferta de profesionales competentes, además de la percepción compartida acerca de que era necesario y urgente “hacer algo”, dieron paso a la gestación de la propuesta, ya enunciada al principio, de promover la convocatoria del Primer Simposio Colombiano de Ingeniería de Pavimentos. La presidencia y la Junta Directiva de la Sociedad Antioqueña de Ingenieros y Arquitectos (SAI) acogieron la idea con entusiasmo y nos “castigaron” a los proponentes comisionándonos para ponerla en marcha. Comenzó entonces un trabajo frenético para buscar el compromiso de aliados estratégicos institucionales que legitimaran y apoyaran la convocatoria (Ministerio de obras públicas, secretarías territoriales de obras públicas, Sociedad Colombiana de Ingenieros, Asociación Colombiana de Facultades de Ingeniería, asociaciones regionales de ingenieros, Instituto Colombiano de Productores de Cemento, instituciones de educación universitaria y tecnológica afines a la especialidad, asociaciones de constructores viales y de consultores en ingeniería, entre otros). En forma paralela, realizamos un intenso trabajo de confección de una estructura académica adecuada al propósito de la convocatoria y de identificación de eventuales ponentes entre los líderes académicos y profesionales de la especialidad. En el camino surgió la idea, acogida de inmediato por Acofi, de hacer la víspera del Simposio el Primer Encuentro de Profesores de Ingeniería de Pavimentos.

A medida que transcurría el tiempo, la planificación y las actividades previas dieron paso a la logística para la realización de los dos eventos. La Facultad Nacional de Minas puso a disposición su aula máxima para que allí se realizaran las sesiones del Encuentro de Profesores y del Simposio. De las treinta y dos ponencias sometidas a consideración por la organización se seleccionaron veinte (cupó máximo asignado a la programación). Se transcribieron las ponencias seleccionadas, se gestionaron los recursos para editar el libro de Memorias, se tramitaron las inscripciones al Simposio de ciento sesenta profesionales procedentes de toda la geografía nacional y se prepararon los detalles para la realización del Encuentro de Profesores en el cual participaron dieciséis docentes de diversas instituciones educativas el 12 de mayo de 1975.

El Simposio se llevó a cabo durante tres días (13, 14 y 15 de mayo de 1975). En la ceremonia solemne de apertura, el decano de la Facultad de Minas saludó a los participantes y presentó en nombre de la academia el resumen

de las conclusiones del Encuentro de Profesores, realizado la víspera en el mismo recinto. Acto seguido, el presidente de la SAI instaló de manera formal el Simposio, refiriéndose en sus palabras de bienvenida al compromiso de la SAI con la formación continuada de los ingenieros y arquitectos, a la integración con las demás asociaciones de profesionales, así como al interés institucional por promover el desarrollo del país y por fortalecer la Ingeniería y la Arquitectura a nivel nacional.

Las jornadas académicas fueron intensas, y durante tres días cubrieron diversas facetas de la Ingeniería de Pavimentos. José María Wahanik hizo una amplia exposición sobre el plan de recuperación de la Red Nacional Pavimentada; Gilberto Saa Navia presentó tres experiencias en la construcción de pavimentos (pavimentación del aeropuerto de Pasto en concreto asfáltico, pavimentación de una carretera en el Huila con mezcla en frío y aplicación de tratamientos superficiales en una carretera en el sur del país); Fernando Sánchez Sabogal presentó tres trabajos relacionados con auscultación instrumental de estructuras de pavimentos (empleo de la viga Benkelman, correlaciones estadísticas para estimar el CBR de subrasantes y medición de la resistencia de pavimentos al deslizamiento); Hernán Otoniel Fernández Ordóñez y Esmeralda Illera de Vargas presentaron un trabajo sobre la necesidad de pistas experimentales y otro sobre evaluación del desempeño de un pavimento de concreto; Rodrigo Osorio M., Uriel Ángel B., Álvaro Aguirre y Fernando Vásquez presentaron un trabajo académico sobre evaluación del estado del pavimento de concreto en tres vías de Medellín; Guillermo Caro Mendoza y Mario Celis Niño expusieron un trabajo sobre la utilización de cenizas en los pavimentos; Guillermo Toro G. e Ignacio Arbeláez Restrepo expusieron un estudio de comparación de costos iniciales de pavimentos rígidos y pavimentos flexibles para carreteras; Hernando Muñoz Lara compartió su experiencia sobre la construcción de pavimentos rígidos en poblaciones pequeñas; Norman Santander Restrepo expuso un trabajo sobre pavimentos con adoquines de concreto; Carlos E. Restrepo B. compartió sus experiencias sobre construcción de bases en suelo-cemento en vías de Antioquia; Gustavo Gómez A., Luis Alfonso Herrera H. y Jorge Melgarejo se refirieron a la factibilidad técnica y económica del suelo-cemento en Bogotá; Juan Montero Olarte disertó sobre la clasificación petrológica de agregados pétreos para pavimentos; Jaime Echeverría Gerena presentó un trabajo sobre principios básicos para la estabilización de suelos con cal hidratada; Alfredo Carrizosa Gómez y Luis Gabriel

Parra Gómez presentaron una metodología para el diseño de recuperación de pavimentos flexibles, y, finalmente, Pablo Lederman y Manuel García López expusieron sobre la evaluación de los métodos empleados por el Ministerio de Obras Públicas para el diseño de pavimentos flexibles.

La satisfacción de los participantes con el desarrollo del Simposio no se reflejó solamente en las opiniones favorables plasmadas en las encuestas que se llevaron a cabo al final del evento, sino que propició la recomendación de convocar para dos años después el Segundo Simposio Colombiano de Ingeniería de Pavimentos, esta vez en Popayán, bajo la tutela de la Universidad del Cauca y la Asociación Caucana de Ingenieros.

El hecho de que para la época en la que se escriben estas notas el Simposio Colombiano de Ingeniería de Pavimentos exhiba ya una tradición que supera la veintena de realizaciones es motivo suficiente para presumir de que los visionarios de 1974 y quienes apoyaron la primera convocatoria no estábamos tan locos como algunos pudieron pensar. Gracias a las numerosas personas e instituciones que a lo largo de más de cuatro décadas han asumido con tanta generosidad y entusiasmo la dispendiosa, pero siempre gratificante tarea de convocar, preparar y realizar sus sucesivas versiones, el Simposio Colombiano de Ingeniería de Pavimentos puede hoy considerarse como un patrimonio de la ingeniería colombiana.

*ing. Hernán Gutiérrez Isaza*

## Introducción

---

Es un honor para la Universidad de Medellín y la Sociedad Antioqueña de Ingenieros ser los anfitriones de la versión n.º 21 del Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos en su sede de origen. A lo largo de estos 43 años ininterrumpidos prestigiosas universidades, asociaciones de ingenieros, corporaciones e instituciones del país se han dado a la tarea de organizar este certamen de carácter nacional con proyección internacional. El Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos se ha convertido en la principal reunión de profesionales interesados en esta área de la ingeniería, que cada dos años se congregan para actualizar conocimientos, conocer nuevas tecnologías en materiales, equipos de construcción, procesos constructivos y resultados de investigaciones, para apuntar el desarrollo de la infraestructura vial nacional hacia las nuevas tecnologías para la diseño, construcción, mantenimiento y gestión de la infraestructura vial.

Conscientes de los retos en infraestructura vial para lograr un adecuado nivel de desarrollo del país y del desafío por satisfacer esta necesidad sin comprometer la capacidad de las generaciones futuras para desarrollar sus propias necesidades, el comité científico del evento bajo el lema “Innovación y sostenibilidad en el desarrollo de la infraestructura vial” propuso a la comunidad en general desarrollar trabajos en diferentes líneas temáticas: diseño estructural de pavimentos, materiales y tecnologías para la construcción de infraestructura vial, tecnologías de mantenimiento vial, gestión de infraestructura vial, caminos no pavimentados, transferencia tecnológica Universidad-Estado-Empresa, hidrología y drenaje de carreteras, e impacto del cambio climático en redes viales.

Después de un largo camino en donde se realizaron revisiones de los diferentes trabajos propuestos por sus autores al nivel de resumen y posteriormente de artículo por parte de un *staf* de revisores de primer nivel, se logró seleccionar los trabajos de acuerdo con las temáticas propuestas, las cuales se consolidan en dos libros que presentan las memorias del Simposio.

El lector encontrará en primera instancia los trabajos de investigación desarrollados en cementos asfálticos, agrupados en la parte I. La parte II aborda todos los trabajos relacionados con mezclas asfálticas.

Nuestros lectores encontrarán en la primera parte de este libro, temas relacionados con la evaluación de la variabilidad de los asfaltos colombianos en relación con su desempeño medido a través de ensayos de consistencia frente a sus propiedades fundamentales; el desempeño de asfaltos nuevos, envejecidos y rejuvenecidos adicionados con polímeros y rejuvenecedores; una propuesta para la caracterización del desempeño de asfaltos residuales extraídos mediante diferentes técnicas de destilación; la evaluación de la calidad de las espumas de asfalto en relación con la penetración del asfalto utilizado, la temperatura de generación de la espuma, el tipo de procedimiento de espumado y el desempeño del material en donde es implementado.

En la segunda parte, se exponen temas de investigación cuyo foco principal tiene que ver con las mezclas asfálticas. Este foco reúne una variedad de temas, tales como la evaluación de la respuesta mecánica y dinámica de una mezcla asfáltica MDC-19 en relación con el contenido y características del llenante mineral, ventajas de las Stone Mastic Asphalt (SMA) desde el punto de vista de la durabilidad y la economía a través de la experiencia de su aplicación en Europa y América Latina, evaluación funcional y estructural de diferentes tipos de mezclas densas modificadas a través de trabajo de laboratorio y campo.

Además, se incorporan temas de sostenibilidad con base en el uso de residuos de carbón y su viabilidad para reemplazar el material fino granular de una mezcla asfáltica convencional. Se evalúa la alternativa de incorporación de fibras para disminuir la fatiga y mejorar la resistencia a la deformación permanente; y la durabilidad ante el desprendimiento de partículas de agregado en mezclas asfálticas abiertas que se fabricaron con cemento asfáltico altamente modificado con polímeros. Por último, se analiza la incorporación del grano de caucho como modificador del cemento asfáltico de una mezcla densa en caliente evaluado a partir de una prueba de campo.

Asimismo, se tocan temas innovadores a partir de la evaluación de imágenes digitales de mezclas densas para determinar su gradación y correlacionar su desempeño mecánico con datos obtenidos de ensayos de laboratorio, sin necesidad de realizar pruebas destructivas.

En cuanto al desempeño frente a deterioros convencionales de una mezcla asfáltica, se desarrollan trabajos que evalúan la influencia de la granulometría en la falla por fractura, causas de la fisuración invertida transversal (*top-down cracking*), influencia química y mineralogía de los materiales granulares en la calidad del puente de adherencia entre al cemento asfáltico y los materiales



granulares, evaluación de la relación entre el grado de empaquetamiento de los agregados y la resistencia a la deformación permanente, y el efecto del tipo de geomalla frente a la resistencia a la fisuración o capacidad de controlar el reflejo por agrietamiento.

Se continúa con los tópicos de diseño estructural. En este apartado se tocan temas relacionados con la variabilidad del método de diseño AASHO-93, específicamente en cuanto al efecto que sobre él tiene la variabilidad del módulo resiliente de la capa de sub-rasante. Por otro lado, se trata de definir el valor del parámetro de rigidez, condición relevante en una mezcla de materiales reciclados o estabilizados con asfalto espumado y cemento para incluirlos en los métodos de diseño estructural de las capas intervenidas.

La siguiente sección es sobre la *estabilización de materiales para carreteras*. Los artículos en esta sección abordan temas relacionados con el uso de materias primas alternativas que pueden ser adicionadas al suelo o materiales granulares para lograr una mejora en su desempeño y reducir el costo de construcción de la estructura de pavimentos en caminos no pavimentados, tales como zeolitas naturales con cal hidratada, fibras cortas de poliéster y cemento hidráulico.

En cuanto a la temática *pavimentos en hormigón*, se exponen propuestas innovadoras como el uso del concepto de madurez en el hormigón, normalmente utilizado para el control de calidad de concretos hidráulicos, pero usado muy poco en el control de la resistencia de pavimentos rígidos. Uno de los trabajos propone el uso de esta técnica buscando dar al servicio el pavimento de manera temprana y expone su aplicación en un caso de estudio adelantado en Chile. Por otro lado, la implementación de losas cortas en pavimentos de hormigón se fundamenta en que permiten que solo un set de llantas de vehículos pesados esté apoyado sobre un elemento del pavimento, reduciendo la condición de esfuerzos y, por lo tanto, el espesor de la losa. También se presenta la experiencia en Colombia desde el diseño, construcción y seguimiento de esta tecnología. Finalmente, se presenta la propuesta para desarrollar pavimentos articulados de hormigón con base en geo-celdas, lo cual muestra una serie de ventajas en cuanto a resistencia y desempeño, a través de un caso de estudio adelantado en un patio de contenedores en Chile.

Otro tema fundamental que se encuentra en este libro es la *sostenibilidad*. Uno de los matices característicos que se buscaron en el desarrollo de este

simposio fue mostrar la fragilidad del medio ambiente y la manera en que el desarrollo de la infraestructura vial puede mitigar el impacto a los recursos naturales. Bajo esta perspectiva se presentaron trabajos que buscan la reincorporación del RAP (*reclaimed asphalt pavement*) en la fabricación de capas asfálticas para ser usadas como bases de concretos hidráulicos y disminuir la ocurrencia de erosión. Por otro lado, se buscó la incorporación de RAP con materiales granulares y cemento, con lo cual se disminuyó la susceptibilidad a la humedad y se aumentó el valor de CBR de las estructuras analizadas.

Por último, se abordó el tema de la gestión de la infraestructura vial. Los reductores de velocidad son usados para el control de la velocidad de vehículos, y son instalados sin tener en cuenta su localización, altura y longitud, o el deterioro acelerado causado a la zona de instalación debido al incremento dinámico de las cargas vehiculares al transitar por este badén. Se presentan análisis de estos parámetros para definir su geometría y establecer el deterioro causado al pavimento. Otros estudios buscan compilar, analizar y dar a conocer los resultados y la variabilidad de la aplicación de diversas técnicas existentes para la evaluación estructural de pavimentos flexibles con base en la información del deflectómetro de impacto, junto con los datos de espesores obtenidos durante la exploración geotécnica. Desde hace varios años el Ministerio de Obras Públicas de Chile ha adelantado la calibración de los módulos utilizados por el *software* HDM-4 para la gestión de red de las carreteras chilenas; el trabajo presenta varias consideraciones técnicas para tomar en cuenta en este tipo de estudios, producto de la experiencia de años de trabajo en el tema y en especial de los resultados alcanzados a partir de la más reciente calibración de los modelos de deterioro de pavimentos para el caso de Chile.

Espero que todos los temas abordados en este libro sean del agrado de toda la comunidad relacionada con la infraestructura vial.

Mario Alberto Rodríguez Moreno, Ph. D.  
Presidente  
XXI Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos  
Universidad de Medellín  
Colombia  
Agosto de 2018





# Parte I

---

Asfaltos

# Cuantificación de la heterogeneidad de un asfalto colombiano de penetración 60-70

Eduardo J. Rueda  
Allex E. Álvarez  
Leidy V. Espinosa  
Silvia Caro  
José P. Aguiar  
Luis G. Loria

Resumen	38
Introducción	39
1.1. Materiales y procesos experimentales	41
1.1.1. Materiales	41
1.1.2. Caracterización convencional de asfaltos	41
1.1.3. Caracterización reológica de asfaltos	42
1.1.4. Energía superficial libre (ESL)	42
1.1.5. Análisis químico del asfalto	44
1.2. Resultados y discusión	45
1.2.1. Caracterización convencional	45
1.2.2. Caracterización reológica	47
1.2.3. Energía superficial libre (ESL) y parámetros de energía	49
1.2.4. Caracterización química	51
Conclusiones	53
Agradecimientos	54
Referencias	54

***Eduardo J. Rueda***

Doctor en Ingeniería Civil, Universidad de los Andes. Dedicado al trabajo experimental y de investigación en materiales asfálticos. Correo electrónico: ej.rueda117@uniandes.edu.co

***Allex E. Álvarez***

Ingeniero civil, doctor en Ingeniería Civil, Texas A&M University, College Station. Profesor investigador y director del Grupo Integrado de Investigación en Ingeniería Civil-GIIC, Universidad del Magdalena, Colombia. Correo electrónico: allexalvarez@yahoo.com

***Leidy V. Espinosa***

Ingeniera civil, estudiante de la maestría en Infraestructura de Transportes, Universidad de São Paulo, Brasil. Correo electrónico: leidy2418@hotmail.com

***Silvia Caro***

Ingeniera civil, magíster y doctora en Ingeniería Civil, Texas A&M University, College Station. Profesora asociada y vicedecana académica de la Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: scaro@uniandes.edu.co

***José P. Aguiar***

Doctor y MSCE en Ingeniería de transporte, University of Texas at Austin. Investigador especializado en el campo de materiales y pavimentos de LanammeUCR. Profesor de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica. Correo electrónico: jpaguiar@gmail.com

***Luis G. Loria***

Ingeniero civil, magíster en Ingeniería Civil, doctor en Ingeniería Civil. Se ha destacado como consultor en el campo del diseño y análisis de materiales, imparte cursos internacionales en varios países de la región. Correo electrónico: luis.loriasalazar@ucr.ac.cr

## Resumen

La principal refinería de Colombia produce aproximadamente entre el 70 y el 75 % de los productos derivados del crudo de petróleo en el país, incluyendo el asfalto empleado en pavimentación vial. Sin embargo, cambios en las condiciones de operación de la refinería y en la *dieta* diaria del crudo a refinar (i. e., mezcla de crudos de diferente origen en diferentes proporciones) podrían inducir variabilidad en las propiedades fundamentales del asfalto, la cual, a su vez, podría impactar la confiabilidad del comportamiento y deterioro de las mezclas asfálticas en campo. Adicionalmente, las metodologías convencionales empleadas para la clasificación y caracterización de asfaltos (i. e., penetración, punto de ablandamiento, y ductilidad) —las cuales constituyen la práctica actual en el país— podrían ocultar la incertidumbre relacionada con las propiedades fundamentales y el desempeño del material. En este contexto, el objetivo de este estudio es cuantificar la variabilidad de índices convencionales empleados en el país a partir de un grupo de diez muestras de asfalto de penetración 60-70 ( $1/_{10}$  mm), producidas en la principal refinería de Colombia entre 2013 y 2016. Esta variabilidad fue comparada con la obtenida de la cuantificación de algunas propiedades fundamentales sobre las mismas muestras de asfalto (i. e., reología, energía superficial libre y composición química). Los resultados señalan que los coeficientes de variabilidad asociados a la caracterización avanzada (i. e., evaluación de propiedades fundamentales) de las muestras de asfalto producidas a lo largo del período evaluado son significativamente más altos que aquellos obtenidos para los índices de caracterización convencionales, sugiriendo que existen posibilidades para mejorar los procesos de producción de asfalto en el país.

**Palabras clave:** asfalto; variabilidad; reología; envejecimiento; energía superficial libre; FTIR.

## **Introducción**

La vida de servicio de un pavimento flexible depende de diferentes factores, como las propiedades de los materiales, el diseño estructural, el proceso constructivo y la calidad con la cual fue realizado este proceso, las estrategias administrativas, las condiciones de operación y la ocurrencia de condiciones climáticas y de carga extremas. En términos de los materiales, las propiedades del ligante asfáltico son uno de los parámetros más importantes para promover un buen desempeño y durabilidad de las capas de mezcla asfáltica. En Colombia, la mayor parte del asfalto empleado se obtiene del proceso de refinar el petróleo en dos refinerías locales principales. Normalmente, el crudo de petróleo proviene de diferentes fuentes alrededor del país, el cual es dosificado en distintas proporciones o “dietas”, que pueden cambiar en función de la cantidad de crudo producida en cada fuente, las condiciones de demanda del mercado, y/o los requerimientos técnicos del proceso de producción de la refinería. La principal refinería de Colombia está ubicada en la ciudad de Barrancabermeja, al noreste del país, y produce actualmente entre el 70 y el 75 % de los productos derivados del crudo de petróleo, incluyendo el asfalto usado en proyectos de pavimentación [1].

La evaluación y el control de calidad del asfalto que se realiza actualmente en el país se basa en los métodos y especificaciones publicados por el Instituto Nacional de Vías (Invias) [2]. Algunos de estos ensayos y especificaciones proveen indicadores que no necesariamente constituyen una propiedad fundamental del material o un parámetro de desempeño (e. g. punto de ablandamiento, ductilidad y penetración —este último parámetro es actualmente empleado para clasificar los asfaltos—). Adicionalmente, a la fecha, ni la reología, ni las propiedades básicas de desempeño del ligante (e. g., fatiga o deformación permanente) son especificadas como parte de los procesos de clasificación del material o del control de calidad en su producción.

A pesar de cumplir con las especificaciones de penetración adoptadas por el Invias, los cambios en las “dietas” —o mezclas de crudos de petróleo de diferente origen en diferentes proporciones— y los cambios en las condiciones de operación de las refinerías pueden generar cambios significativos en la química del asfalto producido a través del tiempo y en sus propiedades mecánicas y termodinámicas. Como consecuencia, la respuesta y el desempeño de algunos subproductos (e. g., asfaltos modificados y emulsiones) también

se pueden ver afectados. La mayor preocupación de esta situación es que la variabilidad en la respuesta mecánica del material puede impactar los índices de condición de estado y la vida útil del pavimento en la red vial del país. Es de resaltar que algunos contratistas de vías en el país han manifestado variaciones en la manejabilidad, la respuesta y el desempeño de las mezclas asfálticas elaboradas con asfaltos vírgenes que, según el sistema de clasificación por penetración, se encontraban dentro de la misma categoría. Esta situación motivó que la Cámara Colombiana de Infraestructura financiara un estudio para cuantificar, entre otros aspectos, la diferencia en la composición química de dos asfaltos (i. e., asfaltos con penetración 60-70 y 80-100  $\frac{1}{10}$  mm) producidos en las dos refinerías del país en momentos diferentes [3]. Los resultados de este estudio demostraron que los asfaltos producidos durante días consecutivos presentaban diferencias significativas en su composición química.

Una posibilidad para enfrentar la incertidumbre asociada con las propiedades del material es realizar un reajuste de los diseños, tanto de la mezcla asfáltica como de la estructura de pavimento, en función de las propiedades del asfalto recibido en planta. Sin embargo, esta no es una solución realista ni práctica. Una solución más adecuada sería la de controlar la variabilidad en las propiedades del asfalto durante su proceso de producción. Esta posible solución está respaldada por estudios previos [3-4], los cuales han propuesto implementar un sistema de clasificación y caracterización diferente para los asfaltos, enfocado en garantizar la respuesta y el desempeño del ligante en campo.

En este contexto, y teniendo en cuenta que no hay información disponible sobre la dispersión de las propiedades fundamentales del asfalto producido en Colombia, este estudio tiene como objetivo cuantificar y analizar la variabilidad de los índices convencionales y las propiedades fundamentales del asfalto clasificado con penetración 60-70 ( $\frac{1}{10}$  mm) producido en Barranquermeja. Para esto, se cuantificó la variabilidad de diez muestras de asfalto 60-70 ( $\frac{1}{10}$  mm) recolectadas en diferentes momentos a partir de (i) índices de caracterización y clasificación convencionales, (ii) propiedades reológicas del asfalto en estado original y envejecido al corto plazo, (iii) determinación de la energía superficial libre del asfalto y su impacto en las adhesiones que desarrolla con agregados pétreos, y (iv) propiedades químicas medidas mediante espectrometría infrarroja por transformada de Fourier (FTIR). Se espera que los resultados obtenidos de este estudio puedan ser empleados

como parte del desarrollo de nuevas estrategias para producir asfaltos con desempeño más confiable (i. e., con propiedades menos variables).

## 1.1. Materiales y procesos experimentales

A continuación, se describen las características de los materiales empleados y el procedimiento experimental utilizado en esta investigación.

### 1.1.1. Materiales

Las muestras de asfalto fueron obtenidas durante un período de tres años (i. e., desde marzo de 2013 a mayo de 2016). En total se recolectaron diez muestras de asfalto 60-70 ( $1/_{10}$  mm) provenientes de la principal refinería del país. Además, seis tipos de agregados, típicamente empleados en proyectos de infraestructura vial del país, fueron considerados para evaluar la calidad de la adhesión con los asfaltos objeto de estudio.

### 1.1.2. Caracterización convencional de asfaltos

Las muestras de asfalto fueron sometidas a los siguientes ensayos de caracterización, especificados por el Invias en el año 2013: punto de ablandamiento (INV E-712-13), penetración (INV E-706-13), y ductilidad (INV E-702-13). Además, el índice de penetración —medida cuantitativa de los cambios en la consistencia del asfalto debido a los cambios en la temperatura— fue calculado usando los métodos propuestos por Pfeiffer y Van Doormal [5]:

- Método 1: el índice de penetración fue calculado con base en los valores de penetración a 25 °C y de punto de ablandamiento, a partir de las ecuaciones 1 y 2:

$$I_p = \frac{20 - 10f}{1 + f} \quad (1)$$

Donde  $f$  es:

$$f = \frac{50 \log\left(\frac{800}{P}\right)}{T_{sp} - 25} \quad (2)$$

Donde  $I_p$  es el índice de penetración,  $P$  es el valor de penetración en  $1/_{10}$  mm y  $T_{sp}$  es la temperatura del punto de ablandamiento en °C.

- Método 2: el índice de penetración fue calculado empleando la ecuación 3:

$$I_p = \frac{20 - 500A}{1 + 50A} \quad (3)$$

Donde  $A$  es la pendiente de la penetración en el asfalto en función de la temperatura (en escala logarítmica). Dentro de este estudio, el valor de la penetración fue determinado a 17, 23, 25, 27 y 30 °C. Es de destacar que el Invias [2] especifica este como el método a emplear para el cálculo del  $I_p$ .

### 1.1.3. Caracterización reológica de asfaltos

La determinación de las propiedades reológicas de los asfaltos se realizó para determinar la variabilidad de las propiedades del material en el rango viscoelástico lineal (i. e., módulo dinámico de corte,  $|G^*|$  y ángulo de fase,  $\delta$ ). Esta caracterización se llevó a cabo mediante el uso de un reómetro dinámico de corte (DSR por sus siglas en inglés) y consistió en realizar un barrido de frecuencias y temperatura. Así,  $|G^*|$  fue determinado en un rango comprendido entre 1 y 20 Hz, con incrementos de 1 Hz, y en un rango de temperatura de 25 a 75 °C, con incrementos de 10 °C. La caracterización de las propiedades viscoelásticas sobre cada muestra de asfalto se realizó en dos estados: (i) original y (ii) envejecido a corto plazo (para lo cual se empleó el ensayo de envejecimiento de película delgada rotatoria, más conocido como RTFO —Rolling Thin Film Oven—).

### 1.1.4. Energía superficial libre (ESL)

El parámetro de energía superficial libre (ESL) fue determinado tanto para los asfaltos como para los agregados, con el objetivo de establecer la calidad de la adhesión en el sistema asfalto-agregado. La ESL se define como el trabajo requerido para crear una nueva unidad de superficie en el material, bajo condiciones de vacío [6]. En esta investigación, la ESL fue calculada por medio de la teoría de Good-Van Oss-Chaudhury [7], en donde se definen las siguientes tres componentes de esta propiedad: monopolar ácida,  $\Gamma^+$ , monopolar básica,  $\Gamma^-$  (estos dos términos determinan la componente polar  $\Gamma^{AB}$ ) y la componente no polar,  $\Gamma^{LW}$ , también denominada componente Lifshitz-Van Der Waals. La combinación de estas componentes determina la ESL total,  $\Gamma$ , del material a través de la ecuación 4.



$$\Gamma = \Gamma^{LW} + 2\sqrt{\Gamma^+ \Gamma^-} \quad (4)$$

Estas componentes fueron cuantificadas para cada uno de los ligantes asfálticos por medio del método de la placa Wilhelmy, el cual permite medir el ángulo de contacto entre un líquido de prueba (i. e., líquido del cual se conocen sus componentes de ELS) y la superficie de contacto —ligante asfáltico de prueba [6]—. Para determinar la ESL de los agregados se empleó la máquina de adsorción universal (USD) aplicando la metodología propuesta por Bhasin y Little [8].

Con base en las componentes de ESL de los materiales (asfaltos y agregados), se calcularon diferentes índices de energía (tabla 1.1) para evaluar la calidad de la adhesión y la susceptibilidad al daño por humedad. El primer parámetro es el trabajo de cohesión de los asfaltos,  $W_{AA}$  (i. e., energía necesaria para generar dos nuevas unidades de área al fracturar el asfalto), el cual fue determinado empleando la ecuación 5. Adicionalmente, se calculó el trabajo de adhesión entre el agregado y el asfalto en condición seca,  $W_{AS}^{seco}$  (ecuación 6), y húmeda,  $W_{WAS}^{húmedo}$  (ecuación 7), en donde los subíndices  $A$  y  $S$  representan las componentes de ESL del asfalto y del agregado, respectivamente, y el subíndice  $W$  hace referencia al agua. El trabajo de adhesión en condición seca se define como la energía necesaria para propagar una grieta existente en la interfase de los materiales.

Tabla 1.1. Cálculo de los parámetros de energía

Parámetros ELS	Ecuaciones	Unidades
Trabajo de cohesión, $W_{AA}$	$W_{AA} = 2\Gamma_A^{LW} + 4\sqrt{\Gamma_A^+ \Gamma_A^-}$	ergs/cm <sup>2</sup> (5)
Trabajo de adhesión en condición seca, $W_{AS}^{seco}$	$W_{AS}^{dry} = \gamma_{AS} = 2\sqrt{\Gamma_A^{LW} \Gamma_S^{LW}} + 2\sqrt{\Gamma_A^+ \Gamma_S^-} + 2\sqrt{\Gamma_A^- \Gamma_S^+}$	ergs/cm <sup>2</sup> (6)
Trabajo de adhesión en condición húmeda, $W_{WAS}^{húmedo}$	$W_{WAS}^{wet} = \gamma_{AW} + \gamma_{SW} - \gamma_{AS}$	ergs/cm <sup>2</sup> (7)
Índice $ER_1$	$ER_1 = \frac{W_{AS}^{dry}}{W_{WAS}^{wet}}$	– (8)

Fuente: elaboración propia.

Por otra parte, el trabajo de adhesión en condición húmeda hace referencia a la energía empleada para romper la interfase entre el asfalto y el agregado por el efecto deletéreo del agua. El cálculo de los valores individuales de la ecuación 7 (i. e., energías interfaciales,  $\gamma_{ij}$ ) fue realizado a partir de la ecuación 9 para cada interfase de materiales indicada en la ecuación 7.

$$\gamma_{ij} = \Gamma_i + \Gamma_j - 2\sqrt{\Gamma_i^{LW} \Gamma_j^{LW}} - 2\sqrt{\Gamma_i^+ \Gamma_j^-} - 2\sqrt{\Gamma_i^- \Gamma_j^+} \quad (9)$$

Por último, para cuantificar la susceptibilidad al daño por humedad, se determinó el índice,  $ER_1$  [9], especificado en la ecuación 8. Altos valores de  $ER_1$  implican que la calidad de las propiedades adhesivas del asfalto con un agregado en condición seca son buenas y que dicha adhesión es resistente al deterioro promovido por la presencia de agua.

### 1.1.5. Análisis químico del asfalto

La espectrometría infrarroja por transformada de Fourier (FTIR) es una técnica eficiente para obtener información sobre la composición química del asfalto. Como resultado de este ensayo se obtiene el espectro infrarrojo (IR) del material, el cual es empleado para identificar su composición química y evidenciar grados de oxidación, contaminantes o la presencia de elementos ajenos al material de estudio. En este trabajo, los resultados de FTIR para cada uno de los asfaltos fueron obtenidos usando un espectrómetro Thermo Nicolet iS50, el cual tiene acoplado un accesorio de reflectancia total atenuada.

Con base en el espectro infrarrojo, diversos grupos funcionales fueron determinados para identificar la variabilidad química entre los asfaltos. Para esto, se cuantificó el área de cada uno de los grupos funcionales bajo el espectro con el objetivo de realizar el cálculo del índice del grupo funcional (IGF). Este parámetro consiste en la normalización del área de cada grupo funcional con respecto al área total del espectro, tal como se muestra en la ecuación 10, donde  $A_{FG}$  corresponde a la absorbancia de las bandas infrarrojas para cada grupo funcional, y  $A_{Total}$  corresponde a la absorbancia total bajo el espectro FTIR de cada asfalto.

$$FGI = \frac{A_{FG}}{A_{Total}} \quad (10)$$

## 1.2. Resultados y discusión

Esta sección presenta el análisis de variabilidad entre asfaltos de acuerdo con los resultados obtenidos de la (i) caracterización convencional, (ii) caracterización reológica, (iii) determinación de los parámetros de energía a partir de ELS y (iv) composición química.

### 1.2.1. Caracterización convencional

La figura 1.1 presenta los resultados de punto de ablandamiento y penetración para los diez asfaltos objeto de estudio. Vale la pena aclarar que para identificar cada uno de los asfaltos, se empleó un código compuesto por mes y año de producción. Esto significa que el asfalto “04-14” fue producido en abril de 2014

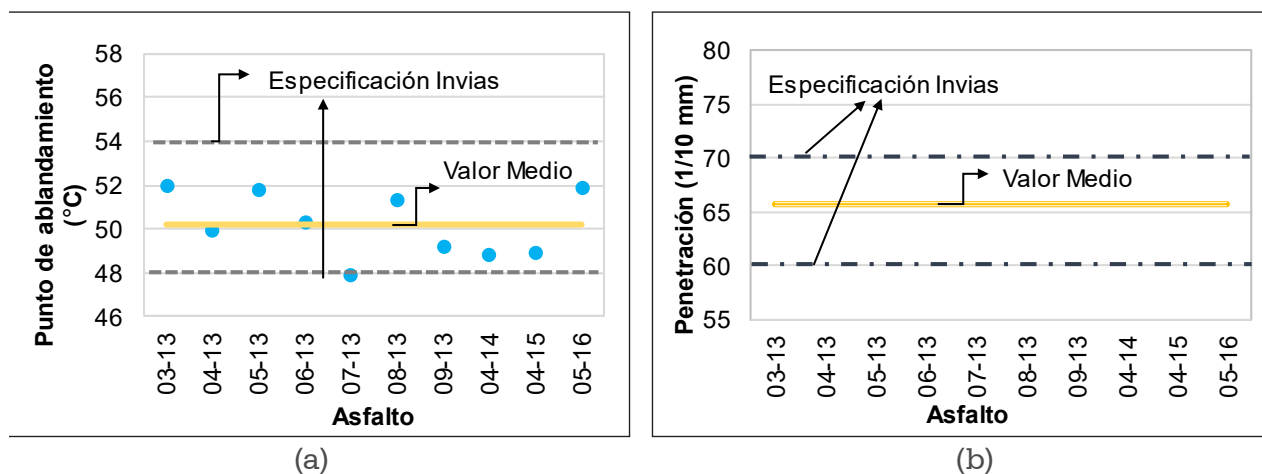


Figura 1.1. Valores de (a) punto de ablandamiento y (b) penetración

Fuente: elaboración propia.

Tal como se observa en la figura 1.1a, la mayoría de las muestras de asfalto evaluadas satisfacen la especificación establecida por el Invias para el punto de ablandamiento. Específicamente, el valor medio de estos resultados fue de 50,2 °C, con un coeficiente de variabilidad (COV) del 2,97 %. Por otra parte, los resultados de penetración fueron los esperados, puesto que todos los asfaltos analizados cumplieron con los límites especificados, con un valor medio de 65,6 (1/10 mm) y un COV de 6,71 %. Este resultado indica que todas las muestras de asfalto presentan consistencia similar a temperaturas intermedias.

Por otra parte, la figura 1.2 presenta los índices de penetración calculados por los dos métodos descritos en la sección 1.2.1. Las especificaciones del

Invias indican que el índice de penetración tiene una admisibilidad que varía entre  $-1,2$  a  $0,6$  [2]. En esta figura se muestra que cuando el índice de penetración fue calculado mediante el primer método, dos de los asfaltos no cumplieron con la admisibilidad establecida. Por el contrario, cuando el índice de penetración fue calculado mediante el segundo método, el cual es el método especificado por el Invias, todos los asfaltos cumplieron los rangos de admisibilidad, lo que sugeriría que todas las muestras de asfalto tienen una susceptibilidad similar ante cambios térmicos. No obstante, es de destacar que la cuantificación de este indicador y, por lo tanto, del cumplimiento de la especificación es función del método empleado para el cálculo del  $I_p$ . De hecho, las diferencias observadas entre los dos métodos (i. e., el  $I_p$  calculado mediante el segundo método sugiere que el 100 % de las muestras cumple con las especificaciones, mientras que el cálculo a través del primer método sugiere que el 20 % de las muestras no cumple con estas especificaciones) crean cuestionamientos sobre la confiabilidad del proceso actualmente empleado en el país para controlar la susceptibilidad térmica de los asfaltos.

En términos de la ductilidad de los asfaltos, la cual se relaciona con las propiedades de adherencia de los ligantes, ninguna muestra registró ruptura antes de los 148 cm (i. e., la distancia máxima de trabajo del equipo usado para medir este índice), lo que significa que todas cumplen con el requerimiento mínimo de 100 cm establecido por el Invias [2]. Dado que el valor exacto de la ductilidad no pudo ser establecido para cada asfalto, los resultados de este ensayo no permiten obtener una medida de la variabilidad de este indicador entre las diferentes muestras.

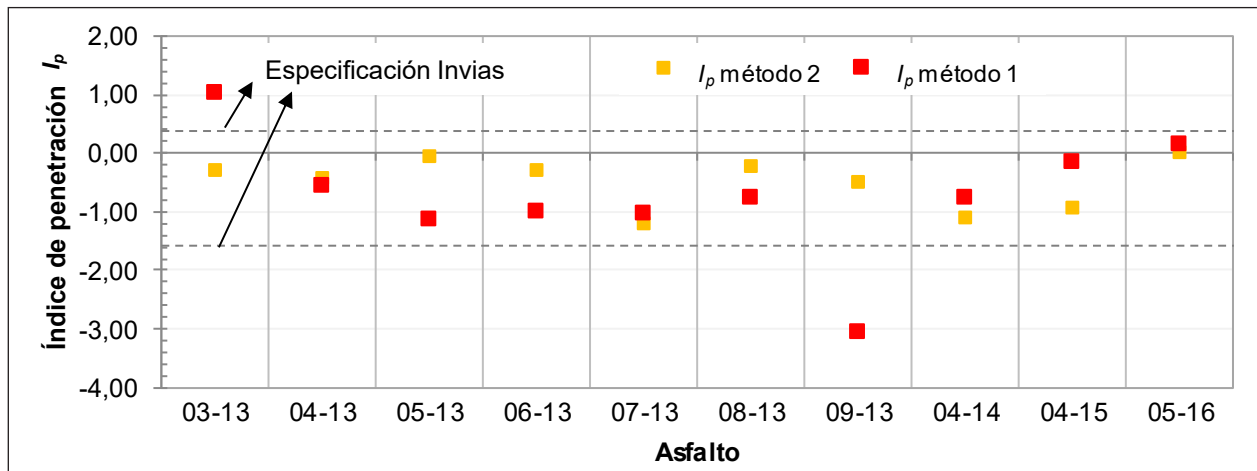
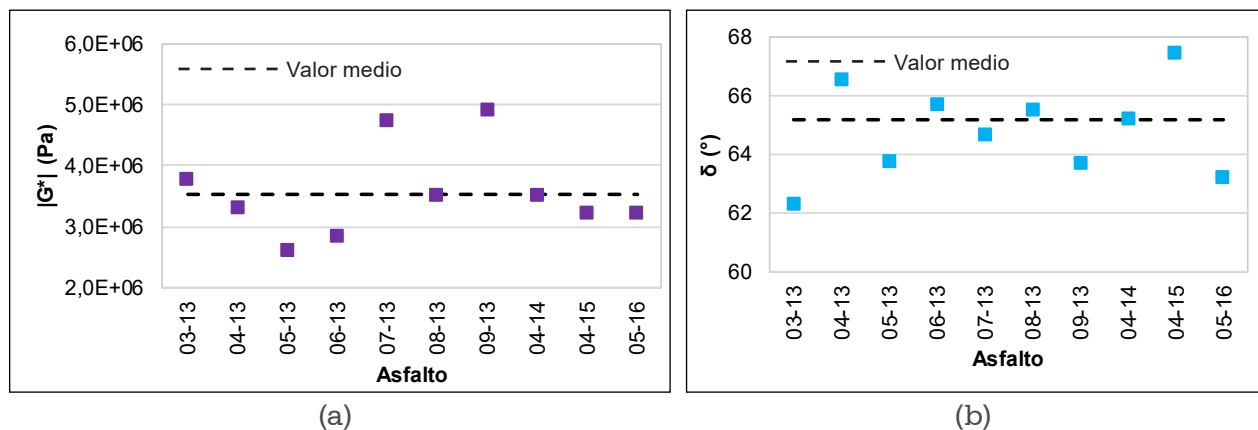


Figura 1.2. Valores del índice de penetración

Fuente: elaboración propia.

### 1.2.2. Caracterización reológica

Tal como se mencionó anteriormente, la caracterización reológica de los asfaltos (i. e., determinación de  $|G^*|$  y  $\delta$ ) se realizó considerando dos estados de envejecimiento (i. e., original y envejecido a corto plazo). Adicionalmente, para cada muestra de asfalto se ejecutaron tres réplicas de ensayo. La variabilidad del módulo dinámico de corte entre réplicas de un mismo asfalto, para las dos condiciones de envejecimiento, presentó valores de COV entre 4,10 y 6,76 %, disminuyendo con el aumento de la frecuencia y la reducción de la temperatura. Para el ángulo de fase, esta variabilidad entre réplicas estuvo entre 0,18 y 2,41 %, en donde la máxima variabilidad se presentó para bajas temperaturas y altas frecuencias. Para cuantificar la variabilidad entre las diferentes muestras se analizaron los valores medios por muestra, tanto de  $|G^*|$  como de  $\delta$ . La figura 1.3 presenta el valor promedio de las propiedades determinadas a 25 °C y 10 Hz, para todos los asfaltos estudiados en condición original.



**Figura 1.3. Valores medios de (a)  $|G^*|$  y (b)  $\delta$ , determinados a 25°C y 10 Hz en asfaltos en estado original**

Fuente: elaboración propia.

En este caso en particular, el valor promedio de  $|G^*|$  fue de  $3,53 \times 10^6$  Pa, con una desviación estándar de  $7,40 \times 10^5$ , dando como resultado un COV de 19,96 %. La variabilidad de esta propiedad para una temperatura constante de 25 °C estuvo en el rango de 19 a 25 %, siendo mayor para altos valores de frecuencia. Esta misma tendencia se encontró cuando se mantuvo un valor constante de frecuencia y se varió la temperatura. En términos de  $\delta$ , bajo las mismas condiciones de este caso, el valor promedio fue de 65,2 °C, con una

desviación estándar de 1,50 C° y un bajo valor de COV de 2,30 %. Sin embargo, el resultado más relevante de estos ensayos es que la magnitud de  $|G^*|$  de las diez muestras de asfalto es significativamente diferente.

En términos de los resultados obtenidos para los asfaltos envejecidos a corto plazo, una observación inicial es que el aumento en  $|G^*|$  de los asfaltos RTFO con respecto a los asfaltos originales fue distinto entre las diferentes muestras de asfalto, tal como se observa en la figura 1.4. En otras palabras, existen diferencias relevantes en el impacto del envejecimiento sobre las propiedades viscoelásticas lineales del conjunto de diez asfaltos, las cuales pueden estar relacionadas con las diferencias en la composición química de los materiales, tal como se discutirá posteriormente. Por ejemplo, como se muestra en la figura 1.4, el valor medio de  $|G^*|$  para el asfalto 04-13 entre la condición no envejecida y la envejecida aumentó en un rango de 66 a 97 %, dependiendo de la frecuencia de carga; mientras que para el asfalto 04-14 estos incrementos en el módulo estuvieron entre 10 % y 13 % (i. e., el incremento del módulo, causado por el envejecimiento fue más de dos veces mayor en el segundo asfalto que en el primero).

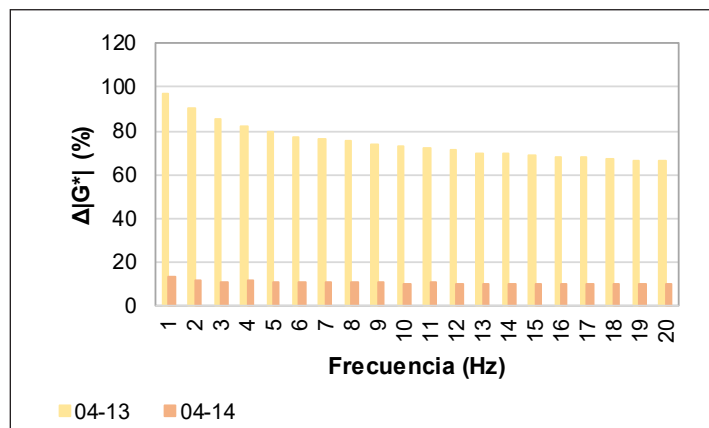


Figura 1.4. Comparación del incremento de  $|G^*|$  provocado por el envejecimiento, determinados a 45°C y en función de la frecuencia en dos asfaltos en estado original

Fuente: elaboración propia.

### 1.2.3. Energía superficial libre (ESL) y parámetros de energía

La tabla 1.2 presenta los componentes de ESL y la ESL total de los seis agregados empleados en este trabajo para evaluar la calidad de los enlaces adhesivos desarrollados con el conjunto de diez asfaltos. Es de destacar que tres de los agregados utilizados en este trabajo (i. e., ALB, BCM, y RIS) se caracterizaron en investigaciones previas [10-11]. La tabla 1.2 presenta los valores de las componentes de ESL, la ESL total y el trabajo de cohesión en condición seca para los asfaltos estudiados. Como se discutió anteriormente, el trabajo de cohesión ( $W_{AA}$ ) representa la cantidad de energía requerida para fracturar el material asfáltico creando dos nuevas unidades de superficie. Los valores más altos de este parámetro de energía están relacionados con materiales que tienen una mayor resistencia a la fractura.

El COV calculado para los valores de ESL total —y por ende, para los valores de trabajo de cohesión— de los asfaltos evaluados fue del 22,96 %. Esta variabilidad sugiere diferencias importantes en las propiedades termodinámicas de las diferentes muestras de asfalto. Se cree que una causa importante de estas diferencias está relacionada con las diferencias en la composición química de los asfaltos [12].

**Tabla 1.2 Componentes de ESL y ESL total para los agregados (ergs/cm<sup>2</sup>)**

Código del agregado	Geología	Componentes de ESL y ESL total				
		$\Gamma^{LW}$	$\Gamma^-$	$\Gamma^+$	$\Gamma^{AB}$	$G$
GUA	Gravas, con predominio de arenisca y pizarra	42,76	2,14	737,18	79,44	122,20
RIO	Gravas, con predominio de anfibolita	37,05	2,53	562,95	75,48	112,53
RUT	Cuarzo-latita, latita y toba	36,69	1,81	576,05	64,58	101,27
ALB	Gravas, con predominio de arenisca y limolita (Alvarez y Caballero, 2014)	35,93	0,26	363,45	19,44	55,37
BCM	Gravas, con predominio de arenisca (Alvarez y Caballero, 2014)	41,63	4,23	765,24	113,79	155,42
RIS	Gravas, con predominio de basalto (Alvarez <i>et al.</i> , 2012)	52,08	3,45	1.854,83	159,99	212,07

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 1.3 Componentes de ESL, ESL total, y trabajo de cohesión para los asfaltos (ergs/cm<sup>2</sup>)**

Asfalto	$\Gamma^{LW}$	$\Gamma$	$\Gamma^+$	$\Gamma^{AB}$	$\Gamma$	$W_{AA}$
03-13	11,47	0,00	1,00	0,00	11,47	22,95
04-13	10,37	11,24	0,40	4,24	14,61	29,22
05-13	5,76	4,51	2,54	6,78	12,53	25,07
06-13	17,40	3,58	0,00	0,00	17,40	34,80
07-13	5,59	7,55	1,76	7,29	12,88	25,76
08-13	4,64	6,76	2,99	8,99	13,63	27,26
09-13	7,05	0,00	2,84	0,00	7,05	14,10
04-14	17,27	2,55	0,04	0,67	17,94	35,87
04-15	16,61	1,91	0,14	1,03	17,64	35,28
05-16	16,41	0,65	0,05	0,35	16,77	33,53

Fuente: elaboración propia.

El COV obtenido para el trabajo de adhesión en seco fluctuó entre 24 y 38 % (i. e., calculado, respectivamente, para la combinación de los agregados ALB y RIS con los diez asfaltos). De forma similar, el COV para el trabajo de adhesión en húmedo presentó valores extremos de 18 y 22 % para los mismos agregados, respectivamente. Se empleó el parámetro  $ER_1$  para cuantificar el efecto potencial que la variabilidad de los valores de ESL de los asfaltos puede tener sobre la calidad de la adhesión —tanto en seco como en presencia de agua— de las interfases asfalto-agregado. La figura 1.5 muestra los valores del índice  $ER_1$  que resultan de combinar los diez asfaltos y los seis agregados. Estos resultados muestran que existe una alta variabilidad en este índice obtenido para la combinación de cada agregado con los diez asfaltos estudiados. Específicamente, el COV de  $ER_1$  que resulta de combinar los diez asfaltos con cada uno de los agregados varía entre 40,99 y 48,13 %. Estos resultados muestran que las variaciones en la ELS del conjunto de diez asfaltos, clasificados como asfalto de penetración 60-70 ( $1/_{10}$  mm), podrían tener un fuerte impacto en la incertidumbre asociada con la calidad de la adhesión y la resistencia al daño por humedad de mezclas asfálticas producidas con estos materiales.



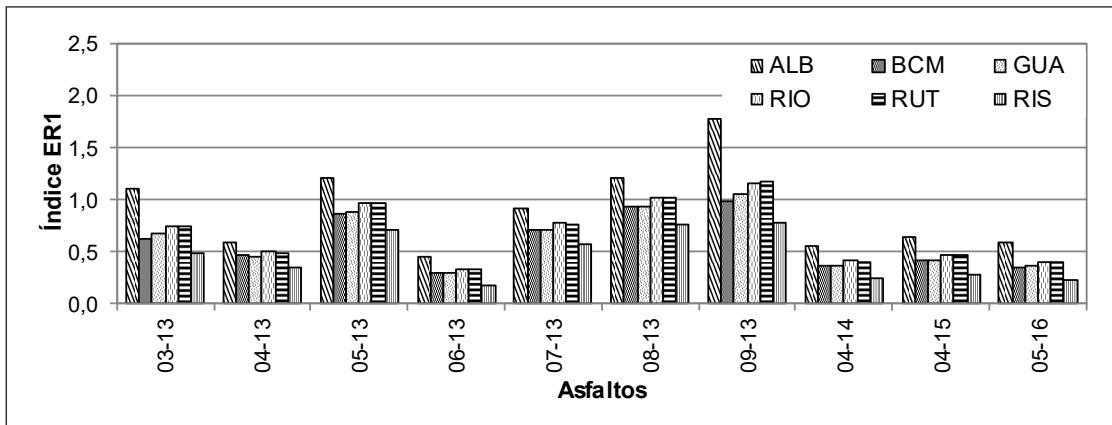


Figura 1.5. Valores del índice  $ER_1$  para la interface asfalto-agregado

Fuente: elaboración propia.

#### 1.2.4. Caracterización química

La figura 1.6 muestra los resultados del ensayo FTIR superpuesto para el conjunto de diez muestras de asfalto. Esta figura sugiere que los espectros obtenidos de las diferentes muestras de asfalto analizadas son bastante similares. Sin embargo, pequeños cambios en la intensidad de las señales, o en la aparición de señales distintas, están relacionados con cambios químicos entre los materiales, tales como procesos que involucran oxigenación del material. De hecho, la figura 1.6 muestra diferentes niveles en la intensidad de los espectros cercanos a las bandas asociadas con las funciones oxigenadas (sulfóxidos, carbonilos) y, en menor grado, cambios en compuestos aromáticos, alifáticos e insaturados. Se cree que los aglutinantes que muestran una señal cerca de  $1.700\text{ cm}^{-1}$  tienen una mayor presencia de enlaces C-O (carbonilos) que aquellos en los que la señal de carbonilo está ausente. El efecto de estos dobles enlaces puede estar relacionado con un aumento de la rigidez del material [13-14] y, por lo tanto, con cambios en la viscosidad del asfalto que afectarían la trabajabilidad [15] y respuesta reológica del material [16]. La flexibilidad reducida de los aglutinantes de asfalto también se puede atribuir a los dobles enlaces C-C (insaturados), a diferencia de los enlaces simples alifáticos (C-C), que permiten un mayor movimiento de las moléculas.

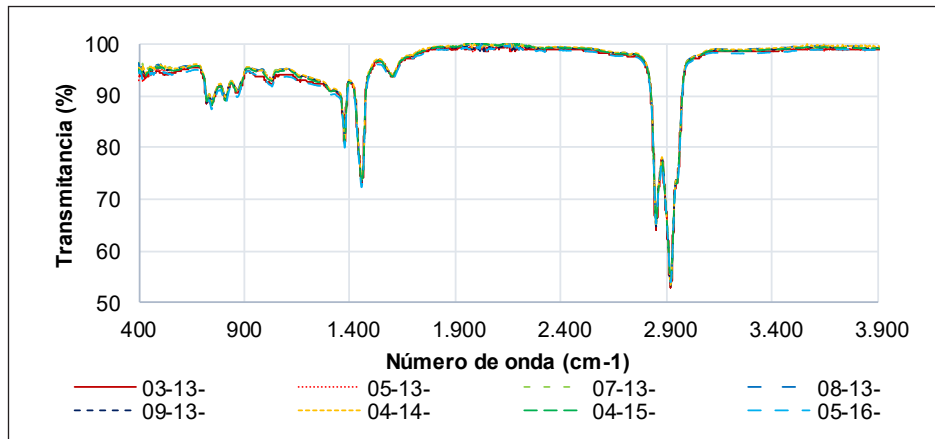


Figura 1.6 Espectro FTIR de los asfaltos analizados

Fuente: elaboración propia.

La tabla 1.4 presenta un resumen estadístico de la variabilidad obtenida entre las muestras de asfalto para los grupos funcionales evaluados. En resumen, estos datos confirman que la mayor variabilidad relativa de la composición química de los asfaltos evaluados está asociada con las funciones oxigenadas y, más específicamente, con las bandas de carbonilo.

Tabla 1.4 Estadística de los grupos funcionales para la muestra de 10 asfaltos evaluados

Grupo Funcional	Promedio	Desviación Estándar	COV	Valor mínimo	Valor máximo
Insaturados	0,0434	0,0006	1,45 %	0,0424	0,0445
Alifáticos	0,2662	0,0024	0,92 %	0,2626	0,2710
Carbonilos	0,0017	0,0004	21,76 %	0,0010	0,0023
Sulfoxidos	0,0146	0,0023	15,56 %	0,0103	0,0179
Aromáticos	0,0662	0,0024	3,59 %	0,0622	0,0702

Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones

En esta investigación se evaluó la variabilidad en los índices y propiedades de diez muestras de asfalto clasificado con penetración 60-70 ( $1/_{10}$  mm), producidas entre marzo de 2013 y mayo de 2016 en la mayor refinería de Colombia. La evaluación se basó en (i) ensayos de caracterización de asfalto convencional, (ii) determinación de las propiedades reológicas, (iii) evaluación de ESL de los asfaltos junto con un grupo de seis agregados, y (iv) análisis químico mediante FTIR.

Los resultados muestran que, aunque el conjunto de diez asfaltos presentó bajos valores de COV en los índices y propiedades convencionales (COV entre 2,97 y 6,71 %), las pruebas de caracterización avanzadas confirman la existencia de una variabilidad importante en sus propiedades reológicas (COV entre 19 y 25 % en  $|G^*|$ ), termodinámicas (COV de 22,96 % en los valores de ESL y entre 40,99 y 48,13 % en el parámetro  $ER_1$ , que mide la calidad de la adhesión que el ligante desarrolla con agregados) y químicas (COV entre 0,92 y 21,76 % para grupos alifáticos y carbonilos). Estas diferencias muestran que existen discrepancias importantes entre las diez muestras de asfalto clasificadas como asfalto de penetración 60-70 ( $1/_{10}$  mm) que pueden comprometer la confiabilidad en la respuesta y el desempeño del material en el campo al conformar mezclas asfálticas de pavimentación.

En resumen, los resultados del plan experimental realizado en este trabajo sugieren que las pruebas convencionales empleadas para clasificar y caracterizar los asfaltos producidos en el país presentan limitaciones para capturar la variabilidad en las propiedades fundamentales del material. Esta observación muestra la importancia de revisar y/o complementar las estrategias actuales de control de producción y de caracterización de los asfaltos, como una medida para aumentar la confiabilidad general del comportamiento y desempeño del material en campo.

## Agradecimientos

Los autores expresan sus agradecimientos a las diferentes compañías e ingenieros que apoyaron el suministro de los materiales empleados en esta investigación. Los autores también agradecen a los siguientes estudiantes e ingenieros de la Universidad del Magdalena, Universidad de los Andes y Universidad de Costa Rica, por su ayuda en la ejecución parcial de ensayos de laboratorio: Sharick Vides, Jessica Jacome, Mayra Bolivar, Carlos Rivera, Juan F. Cortés y Alejandra Baldi-Sevilla. Por último, los autores desean reconocer al apoyo recibido por parte de la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad del Magdalena y por el “Programa de Investigación 2012” de la Vicerrectoría de Investigaciones de la Universidad de los Andes.

## Referencias

- [1] Ecopetrol, *Refinería Barrancabermeja*, 2014 [En línea]. Disponible en: <https://www.ecopetrol.com.co/wps/portal/es/ecopetrol-web/nuestra-empresa/quienes-somos/lo-que-hacemos/refinacion/complejo-barrancabermeja>
- [2] Invias, *Especificaciones generales de construcción de carreteras y normas de ensayo para carreteras*, Bogotá, Colombia, 2013.
- [3] H. L. Arenas, “Propuesta técnica para garantizar la homogeneidad de los asfaltos producidos en las refinerías colombianas”. Cámara Colombiana de Infraestructura, Bogotá, Colombia, 2009.
- [4] S. Caro, “International Forum: Asphalt Market and Research Challenges in Colombia”. *Journal of the Association of Asphalt Pavement Technologists (AAPT)*, n.º 81, pp. 797-806. 2012.
- [5] J. Read, D. Whiteoak y R. Hunter, *The Shell Bitumen Handbook*. Londres: Thomas Telford Publishing, 2003.
- [6] A.W. Hefer, A. Bhasin, and D. N. Little, “Bitumen Surface Energy Characterization Using a Contact Angle Approach”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, n.º 18 pp. 759-767. 2006.
- [7] C.J. Van Oss, *Interfacial Forces in Aqueous Media*. New York: Marcel Dekker Inc., 1994.
- [8] A. Bhasin, and D. N. Little, “Characterization of Aggregate Surface Energy Using the Universal Sorption Device”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, n.º 19 pp. 634-641, 2007.

- [9] A. Bhasin, D. N. Little, K. L. Vasconcelos and E. Masad, "Use of Surface Free Energy to Identify Moisture Sensitivity of Materials for Asphalt Mixtures" in *86<sup>th</sup> Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington D. C. pp. 1-15, 2007.
- [10] A. E. Álvarez y M. M. Caballero. "Efecto del llenante mineral sobre la calidad de las interfases asfalto- agregado de mezclas asfálticas", en *Memorias de IX Jornadas Internacionales del Asfalto*, Medellín, Colombia, pp. 1-10, 2014.
- [11] A. E. Álvarez, E. Ovalle, and S. Caro, "Assessment of the Effect of Mineral Filler on Asphalt-Aggregate Interfaces Based on Thermodynamic Properties", *Construction and Building Materials*, n.º 28, pp. 599-606, 2012.
- [12] J. Wei, F. Dong, Y. Li and Y. Zhang, "Relationship Analysis Between Surface Free Energy and Chemical Composition of Asphalt Binder", *Construction and Building Materials*, n.º 71, pp.116-123, 2014.
- [13] J. P. Aguiar-Moya, J. Salazar-Delgado, A. Baldi-Sevilla, F. Leiva-Villacorta and L. Loria-Salazar, "Effect of Aging on Adhesion Properties of Asphalt Mixtures with the Use of Bitumen Bond Strength and Surface Energy Measurement Tests. Transportation Research Record". *Journal of the Transportation research Board*, 2505, pp. 57-65, 2015.
- [14] J. P. Aguiar-Moya, J. Salazar-Delgado, A. Baldi-Sevilla, F. Leiva-Villacorta and L. Loria-Salazar, "Effect of Aggregate-bitumen Compatibility on Moisture Susceptibility of Asphalt Mixtures". *Road Materials and Pavement Design*, n.º 18, pp. 1-11, 2017.
- [15] X. Jin, R. Han, Y. Cui and C. Glover, "Fast-Rate Constant-Rate Oxidation Kinetics Model for Asphalt Binders". *Industrial and Engineering Chemical Research*, n.º 50, pp. 13.373-13.379, 2011.
- [16] P. Juristyarini, R. Davison, and C. Glover. "Oxidation Hardening Kinetics of the Rheological Function  $G' / (\eta' / G')$  in Asphalts", *Petroleum Science and Technology*, n.º 29, pp. 2.027-2.036, 2011.

# Evaluación de la consistencia en condición nueva, envejecida y rejuvenecida para asfaltos convencionales y modificados con polímeros

Santiago Cartagena Sanguino  
Mario Alberto Rodríguez Moreno

Resumen	58
Introducción	59
2.2. Materiales	61
2.2.1. Estireno-butadieno-estireno (SBS)	61
2.2.2. Residuo líquido polimérico (RLP)	62
2.2.3. Danox AR-J	63
2.2.4. Asfalto	64
2.3. Metodología	64
2.3.1. Condición	65
2.3.1.1. Asfalto nuevo	65
2.3.1.2. Asfalto envejecido	65
2.3.1.3. Asfalto rejuvenecido	66
2.3.2. Dosificación	66
2.3.3. Ensayos	66
2.3.3.1. Penetración de los materiales bituminosos	66
2.3.3.2. Punto de ablandamiento de materiales bituminosos	67
2.3.3.3. Viscosidad del asfalto empleando el viscosímetro rotacional	67
2.4. Resultados y discusión	68
Conclusiones y recomendaciones	73
Referencias	74

***Santiago Cartagena Sanguino***

Ingeniero civil de la Universidad de Medellín. Auxiliar de ingeniero, Procopal S. A. Correo electrónico: [santiagocartagena25@gmail.com](mailto:santiagocartagena25@gmail.com)

***Mario Alberto Rodríguez Moreno***

Doctor en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile. Profesor asistente, Universidad de Medellín. Medellín, Colombia. Correo electrónico: [marodriguez@udem.edu.co](mailto:marodriguez@udem.edu.co)

## Resumen

Actualmente la constante búsqueda de materiales alternativos que sirvan de soporte para dar solución a los problemas que presentan las estructuras asfálticas ha impulsado investigaciones con el objetivo de mejorar las condiciones requeridas para la durabilidad de las capas asfálticas y que proporcionen a la superficie características que soporten las demandas exigidas para el tránsito vial. Entre estos, están los polímeros que, por su condición plástica y elástica, son buenos para su utilización y adición en mezclas asfálticas [1]. En esta investigación se presentan los resultados de un estudio realizado para modificar las condiciones de viscosidad del asfalto convencional, en donde se adicionaron dos tipos de polímeros: “Estireno-Butadieno-Estireno” (SBS) y “Residuo Líquido Polimérico” (RLP).

La evaluación se realizó llevando las mezclas a una condición nueva, envejecida por medio del ensayo en el horno de lámina asfáltica delgada en movimiento, y en condición rejuvenecida por medio de la adición de un producto rejuvenecedor de asfalto. Se realizaron ensayos de caracterización como punto de ablandamiento, índice de penetración y viscosidad, en tres dosificaciones de los polímeros adicionados (0, 2, 3 %). Se encontró que al adicionar los polímeros al asfalto, el punto de ablandamiento y la viscosidad aumentaron, mientras que el índice de penetración disminuyó. Esto indica una condición favorable a su susceptibilidad térmica. Además, el asfalto adicionado con SBS en estado envejecido supera la viscosidad del RLP en un 43 % para su mayor dosificación, por lo que se percibe un estado muy rígido en la fluidez del material asfáltico. Por otro lado, con respecto a la adición seleccionada del producto rejuvenecedor, el asfalto envejecido sin adición de polímero adquiere nuevamente características blandas, aumentando su penetración en un 191 %, en comparación con su condición nueva.

**Palabras clave:** asfaltos; asfaltos modificados; polímeros; envejecimiento; rejuvenecimiento; cementos asfálticos.



## Introducción

El cemento asfáltico es un material que se encuentra de manera natural o mediante la destilación del petróleo, y corresponde a un polímero termoplástico de elevada complejidad química. Es utilizado intensivamente en obras civiles, razón por la cual es constantemente estudiado para conocer sus características, estimar su comportamiento y lograr un uso eficiente.

Al- Dubabe *et al.* [2] indican que una mezcla asfáltica está esencialmente compuesta por dos materiales: agregado que representa cerca del 94-96 % del peso de la mezcla, y cemento asfáltico que conforma entre el 4-6 % de dicha composición. Aunque el porcentaje de cemento asfáltico es pequeño, este influencia el comportamiento del material en presencia de sollicitaciones climáticas (temperatura, radiación y agua) y sollicitaciones de tránsito. Por esta razón, gran parte de las investigaciones científicas están centradas en lograr una mejora de las características del cemento asfáltico, utilizando diferentes aditivos y modificadores.

En la actualidad, es cada vez más necesario el uso de nuevas técnicas y procedimientos que permitan desarrollar mejores cementos asfálticos capaces de soportar las exigencias del clima y del tránsito, por lo que se han desarrollado estudios que aportan a la mejora de sus propiedades. En general estos estudios buscan establecer la variación del comportamiento de las características consistentes y reológicas del cemento asfáltico, de tal manera que se pueda contar con un abanico de alternativas que permitan su utilización en la construcción o mantenimiento de una estructura de pavimento y garantizar un comportamiento de acuerdo con el nivel de servicio preestablecido a lo largo de su vida útil.

En el ámbito internacional el estudio de asfaltos modificados ha estado en ascenso, debido a la necesidad de un material que brinde mejores condiciones para afrontar apremiantes necesidades del clima, así como el tránsito de las mezclas asfálticas. Estas investigaciones han evaluado el comportamiento frente a la deformación, desgaste, resistencia, envejecimiento, susceptibilidad térmica, fatiga, adherencia, entre otros, que permitan establecer los beneficios que conlleva modificar las características del asfalto. Hernández [3] indica que en estos estudios se ha comprobado que los agentes modificadores que brindan mejor comportamiento al asfalto son los polímeros, ya que estos cambian significativamente el comportamiento de esfuerzo-deformación del material, modificando propiedades como viscosidad, ductilidad, susceptibilidad térmica y elasticidad.

Rondón Quintana *et al.* [4] indican que la mayoría de los polímeros utilizados en las investigaciones son producto del reciclaje o de desechos industriales, mostrando que los polímeros más utilizados son los que se encuentran dentro del grupo de los elastómeros.

Loria Salazar [5] encontró que los polímeros del tipo (SBS, asfaltita, negro humo, plastómeros, EGA, látex) presentan un grado de desempeño (PG) mayor a 76, lo que representa una mejora en las cualidades del ligante. En cuanto al uso del etinil glicidil acrilato (EGA), se encontró que este presenta una capacidad superior de deformación con respecto a los demás polímeros. Arias, Joskowicz, Rojas, Villegas, Escobar & Colina [6] agregaron azufre y SBS al asfalto para obtener una mezcla estable al almacenamiento, mejorando la resistencia a la deformación permanente y al agrietamiento por fatiga al presentar un comportamiento visco-elástico lineal. El Instituto de Desarrollo Urbano (IDU) y la Universidad de los Andes en 2002 [7] encontraron que el uso de grano de caucho reciclado mejora las condiciones reológicas del asfalto, al incrementar la rigidez y presentar un menor ángulo de fase porque le brinda un mejor comportamiento frente a deformaciones, fatiga y fisuramiento térmico; también aumenta la recuperación elástica y el punto de ablandamiento, así como disminuye la ductilidad y la penetración.

Pamplona *et al.* [8] modificaron el ligante asfáltico con el 2,5 % de SBS y el 2,5 % de organoarcillas de vermiculita y montmorillonita, y encontraron un comportamiento similar por medio de ensayos convencionales de caracterización del asfalto (penetración, punto de ablandamiento, viscosidad rotacional y susceptibilidad), ensayos reológicos dinámicos de corte y difracción de rayos X, al aglutinante modificado por 4 % de SBS, lo que confirmó que las arcillas modificadas conducen a un ahorro en el polímero requerido. También se mejoró el comportamiento reológico en la rigidez, la susceptibilidad térmica y los valores de penetración. López [9], encontraron que con el uso de SBS se mejoró la estabilidad en un 88,10 %. En cuanto al uso del SBR, al adicionarse en una mezcla en frío, la estabilidad mejoró en un 3,68 %, por lo que se pudo constatar que las mezclas calientes mejoraron notoriamente las características de la mezcla, con respecto a la modificación de una mezcla en frío.

En cuanto a las propiedades reológicas, en 2015, Qiang Wanga *et al.* [10] encontraron que el asfalto modificado con SBS es más sensible al envejecimiento por efecto del clima, pero indica un mejor comportamiento a bajas temperaturas, así como que el asfalto modificado con goma presenta una

mayor variación reológica en comparación con el asfalto base, lo que indica un cambio en la estructura química por el aumento de negro de humo en esta modificación. De igual manera, el estudio realizado por Alves Gama *et al.* [11] evidencia un aumento del porcentaje de recuperación elástica de carpeta cuando los contenidos de Polimul SX500 se agregaron al asfalto. El punto de reblandecimiento aumentó con la adición de polímero, lo que muestra mejora de la deformación permanente. Las pruebas reológicas también mostraron los efectos positivos de los polímeros cuando se mezclan con aglutinantes de asfalto. La adición del polímero resultó en un aumento de PG, mejorando así el comportamiento del aglutinante de asfalto a mayor rango de temperaturas de trabajo.

## 2.2. Materiales

Se realizó una búsqueda de posibles polímeros residuales de la industria, que fueran de utilidad para la modificación de asfalto; dentro de estos se seleccionaron cuatro polímeros: estireno-butadieno-estireno (SBS), residuos de siliconas, polietilenos, fibras de polipropileno y residuos de mezcla líquidas de poliméricos (RLP). Para cada material se realizaron pruebas para determinar su punto de fusión y su comportamiento ante altas temperaturas, que es lo que se necesita conocer para realizar la modificación del asfalto con los polímeros. En este proceso se descartaron los residuos de silicona y el polietileno.

Las fibras de polipropileno y el SBS son materiales ya estudiados y puestos en funcionamiento en la modificación del asfalto. De estos dos se seleccionó el SBS como un patrón para compararlo con la mezcla líquida de residuos poliméricos, ya que este último no ha sido objeto de estudio en este campo.

### 2.2.1. Estireno-butadieno-estireno (SBS)

El estireno-butadieno-estireno es un elastómero termoplástico sintético obtenido mediante la polimerización de una mezcla de estireno y de butadieno. Es un caucho duro que se usa generalmente para hacer cubiertas de neumáticos y otros productos donde es necesario tener una buena durabilidad; es un copolímero de bloque. Su cadena principal está constituida por tres segmentos: una larga cadena de poliestireno, una cadena de polibutadieno en el medio y, por último, otra sección de poliestireno. En la tabla 2.1 se especifican las propiedades del estireno-butadieno-estireno.

Tabla 2.1. Propiedades del estireno-butadieno-estireno (SBS)

<i>Propiedades</i>	<i>Unidades</i>	<i>Especificación</i>	<i>Norma de referencia</i>
<i>Físicas</i>			
Densidad	g/cm <sup>3</sup>	0,94	ISO 2781
Material volátil	Wt %	Máx. 0,5	ASTM D1416
Contenido de estireno	%	31	LSYQS1D011
<i>Mecánicas</i>			
Punto de fusión	g/10 min	< 1	ASTM D1238
Dureza	Shore A	79	ASTM D2240
Viscosidad en solución de tolueno	cst	13,4	ASTM D445
<i>Otras</i>			
Apariencia	–	Esferas	–
Estructura	–	Lineal	–
Punto de fusión	°C	200	

Fuente: adaptación de ficha técnica del SBS LGChem [12].

### 2.2.2. Residuo líquido polimérico (RLP)

Este residuo se describe como el residuo de resinas poliméricas utilizado en la industria de los acrílicos y pegamentos, más conocido como Aracryl. Este residuo es modificado en laboratorio para mejorar sus propiedades y garantizar una mejor adhesión. En el procedimiento de modificación se utilizan sustancias de propilenglicol para humectar la mezcla, antiespumante para ayudar a liberar el aire, silicato de sodio que ayuda al residuo polimérico a reaccionar. A continuación, se especifica el proceso de acondicionamiento mediante la caracterización de los pasos que se muestran en la figura 2.1:

- Se adiciona el humectante (propilenglicol) agitándose a 300 rpm durante cinco minutos.
- Se adiciona el antiespumante (NDW) a igual velocidad del humectante.
- Se adiciona de forma lenta el silicato de sodio a 500 rpm.
- Se homogeneiza constantemente por cinco minutos a 600 rpm.
- Se adiciona de forma lenta el residuo de Aracryl y se mezcla a 600 rpm.



**Figura 2.1. Proceso de elaboración del residuo polimérico**

Fuente: elaboración propia.

### 2.2.3. Danox AR-J

Danox AR-J es un producto líquido pastoso a la temperatura de 25 °C, de fácil adición al asfalto y de rápida integración al mismo. Este producto se utiliza como aditivo rejuvenecedor de asfalto para recuperar algunas propiedades que el asfalto pierde durante su vida útil en mezclas asfálticas, incrementando el grado PG del mismo. La tabla 2.5 presenta los resultados generales de los ensayos donde se encuentra el resultado numérico para el punto de ablandamiento, el índice de penetración y la viscosidad de cada dosificación en función de cada aditivo (SBS y RLP); para las mezclas asfálticas en una condición nueva. Asimismo, la tabla 2.6 muestra los resultados de la condición envejecida, y la tabla 2.7, de la condición rejuvenecida..

**Tabla 2.2. Propiedades del Danox A-RJ**

<i>Características físicas</i>	
Aspecto a 25 °C	Líquido pastoso
Olor	Característico amina
Densidad gr/ml	0,870 (25 °C)
<i>Especificaciones</i>	
Índice de amina total (mgKOH/g)	25,0 mín.
Humedad (% peso)	0,1 máx.

Fuente: adaptación de ficha técnica del Danox A-RJ [13].

## 2.2.4. Asfalto

Siguiendo las especificaciones técnicas del Instituto Nacional de Vías (Invias) para el cemento asfáltico, este estudio utiliza un cemento asfáltico de penetración 60-70. A continuación, en la tabla 2.3, se presentan los requisitos de calidad del asfalto establecidos por la norma para el asfalto en estudio. El asfalto ha sido suministrado por la empresa Procopal S. A. para efectos experimentales con el propósito de desarrollo de la propuesta de investigación.

**Tabla 2.3. Especificaciones del cemento asfáltico de penetración 60-70**

<i>Propiedad</i>	<i>Norma de referencia I.N.V.</i>	<i>Especificación</i>		<i>Resultado reportado</i>
		<i>Mín.</i>	<i>Máx.</i>	
Penetración a 25 °C, 100 g, 5 s	E-706	60	70	70
Punto de ablandamiento (°C)	E-712	48	54	49,6
Índice de penetración (IP)	E-724	-1,2	0,6	-0,48
Viscosidad absoluta a 60 °C (P)	E-716	1.500	-	2.492
Viscosidad Brookfield a 60 °C (P) Aguja 27, Torque > 90 %	E-717	1.500	-	2.327
Pérdida por calentamiento película delgada en mov. a 163 °C, 85 min (%)	E-720	-	0,8	0,44
Ductilidad a 25 °C, 5 cm/min, (cm)	E-702	100	-	133
Peso específico	E-707	-	-	1,013
Punto de chispa (°C)	E-709	230	-	292
Solubilidad en Tricloroetileno (%)	E-713	99	-	99,58
Contenido de agua (%)	E-704	-	0,2	0

Fuente: adaptación de ensayos realizados por Manufacturas y Procesos Industriales Ltda. (2016).

## 2.3. Metodología

Se planteó un diseño experimental definiendo un diseño factorial con réplica, para evaluar los factores que intervienen en el comportamiento del asfalto. Se diseñó una matriz experimental genérica para cada uno de los aditivos (SBS y RLP) (ver tabla 2.4) en función de la condición de la mezcla asfáltica, la dosificación y el tipo de ensayo realizado como variable de respuesta.



El diseño experimental permitió evaluar tres factores: tipo de aditivo con dos niveles, SBS y RLP; la condición con tres niveles, nuevo, envejecido y rejuvenecido; y la dosificación con tres niveles, 0, 2 y 3 %, en función de la variable de respuesta (viscosidad, penetración y punto de ablandamiento).

**Tabla 2.4. Matriz experimental de la investigación**

Condición		Dosificación	Ensayos
1. Nuevo	2. Envejecido	0 %	Viscosidad
			Penetración
			Punto de ablandamiento
	3. Rejuvenecido	2 %	Viscosidad
			Penetración
			Punto de ablandamiento
	3. Rejuvenecido	3 %	Viscosidad
			Penetración
			Punto de ablandamiento

Fuente: elaboración propia.

### 2.3.1. Condición

La condición del asfalto hace referencia al estado y propiedades que este presenta al momento de aplicación, ya que estas se ven alteradas por el tiempo, y por aspectos como la temperatura y el oxígeno; por lo tanto, para conseguir una carpeta asfáltica con mayor durabilidad se debe considerar el efecto del cambio en su composición fisicoquímica.

#### 2.3.1.1. Asfalto nuevo

El asfalto nuevo se considera como aquel que no ha sufrido ningún proceso de envejecimiento u oxidación por algún agente externo. El asfalto utilizado es el mencionado en la sección 2.2.4.

#### 2.3.1.2. Asfalto envejecido

Para el proceso de envejecimiento del asfalto, se empleó la metodología del ensayo al horno de lámina asfáltica delgada, para determinar los efectos del calor y del aire sobre una película de material asfáltico. Los efectos de este procedimiento se determinan mediante la medición de ciertas propiedades

del asfalto, en este caso, índice de penetración y punto de ablandamiento, antes y después de este ensayo.

En el ensayo se calienta una lámina de material asfáltico en un horno a 163 °C durante 5 horas. Los efectos del calor y del aire se determinarán a partir de los cambios en las propiedades físicas, medidas antes y después del tratamiento en el horno. Luego se enfrían las muestras a la temperatura ambiente, se determina su masa y se calcula el cambio en la masa, sobre la base del asfalto de cada recipiente.

### **2.3.1.3. Asfalto rejuvenecido**

Para la obtención de un asfalto rejuvenecido, se hizo uso del producto Danox AR-J, el cual se utilizó en un porcentaje de 3 % en relación con la masa del asfalto envejecido. Se agrega el producto de manera directa al asfalto a una temperatura de 100 °C para lograr una homogeneización de manera sencilla y en un período corto de tiempo. Una vez adicionado el producto, en el equipo homogeneizador de asfalto se agita durante 5 minutos aproximadamente a 250 RPM, para lograr una buena incorporación de este.

### **2.3.2. Dosificación**

La dosificación de los aditivos poliméricos (SBS y RLP) se definió según valores estándares normalmente utilizados en investigaciones de este tipo, por lo que se realizó una revisión bibliográfica para definir las proporciones usadas del 0, 2 y 3 %.

### **2.3.3. Ensayos**

El tipo de ensayo es la variable que permite realizar una comparación del comportamiento del asfalto en sus diferentes condiciones y dosificaciones para evaluar la mejor combinación resultante. Se realizarán tres ensayos de caracterización y consistencia del asfalto: penetración del material, punto de ablandamiento y viscosidad rotacional.

#### **2.3.3.1. Penetración de los materiales bituminosos**

Este ensayo, según Invias [14], consiste en derretir una muestra de un producto bituminoso y dejarla enfriar de manera controlada. Posteriormente, empleando un penetrómetro, con una aguja normalizada se penetra la muestra bajo unas condiciones específicas. El ensayo de penetración se usa para medir la



consistencia de los productos bituminosos a la temperatura de ensayo. Los altos valores de penetración indican consistencias más blandas. En la figura 2.2 se ilustra este tipo de ensayo.



**Figura 2.2. Equipo ensayo de penetración del asfalto**

Fuente: elaboración propia.

### 2.3.3.2. Punto de ablandamiento de materiales bituminosos

Este ensayo, según Invias 2013 [15], consiste en disponer de dos muestras de material bituminoso entre anillos de latón que se calientan a una velocidad controlada en un baño líquido, mientras cada uno de ellos soporta una bola de acero. El punto de ablandamiento se considera como el valor medio de las temperaturas a las cuales los dos discos se ablandan lo suficiente, para que cada bola envuelta en el material bituminoso caiga en una distancia de 25 mm., tal como se muestra en la figura 2.3.



**Figura 2.3. Equipo ensayo punto de ablandamiento**

Fuente: elaboración propia.

### 2.3.3.3. Viscosidad del asfalto empleando el viscosímetro rotacional

Este método, según Invias [16], se utiliza para medir la viscosidad del asfalto cuando se le aplica una temperatura determinada. Este parámetro se usa

para determinar la resistencia relativa a la rotación, lo que permite conocer la viscosidad del ligante en unidades de Pascal por segundo. En la figura 2.4 se muestra este tipo de ensayo.



Figura 2.4. Viscosímetro rotacional Brookfield

Fuente: elaboración propia.

## 2.4. Resultados y discusión

La tabla 2.5 presenta los resultados generales de los ensayos donde se encuentra el resultado numérico para el punto de ablandamiento, el índice de penetración y la viscosidad de cada dosificación en función de cada aditivo (SBS y RLP); para las mezclas asfálticas en una condición nueva. Asimismo, la tabla 2.6 muestra los resultados de la condición envejecida, y la tabla 2.7, de la condición rejuvenecida.

**Tabla 2.5. Resultados de caracterización del asfalto en condición nueva**

<i>Aditivo</i>	<i>Dosificación</i>	<i>Muestra</i>	<i>Punto de ablandamiento (°C)</i>	<i>Penetración (dmm)</i>	<i>Viscosidad (p)</i>
RLP	0 %	1	49,6	69	2.327
		2	49,6	70	2.332
	2 %	1	52,3	66	2.560
		2	52,1	65	2.557
	3 %	1	56,6	58	2.805
		2	56,7	57	2.790
SBS	0 %	1	49,6	69	2.327
		2	49,6	70	2.332
	2 %	1	57,2	56	2.830
		2	57,1	55	2.827
	3 %	1	61,4	42	3.015
		2	61,3	42	3.011

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 2.6. Resultados de caracterización del asfalto en condición envejecida**

<i>Aditivo</i>	<i>Dosificación</i>	<i>Muestra</i>	<i>Punto de ablandamiento (C°)</i>	<i>Penetración (dmm)</i>	<i>Viscosidad (P)</i>
RLP	0 %	1	54,7	59	5.630
		2	55,1	59	5.627
	2 %	1	57,1	57	5.550
		2	56,3	57	5.480
	3 %	1	60,9	42	6.510
		2	60,3	42	6.510
SBS	0 %	1	54,7	59	5.630
		2	55,1	59	5.627
	2 %	1	60,1	44	7.430
		2	60,0	45	7.418
	3 %	1	67,6	40	11.400
		2	67,1	40	11.400

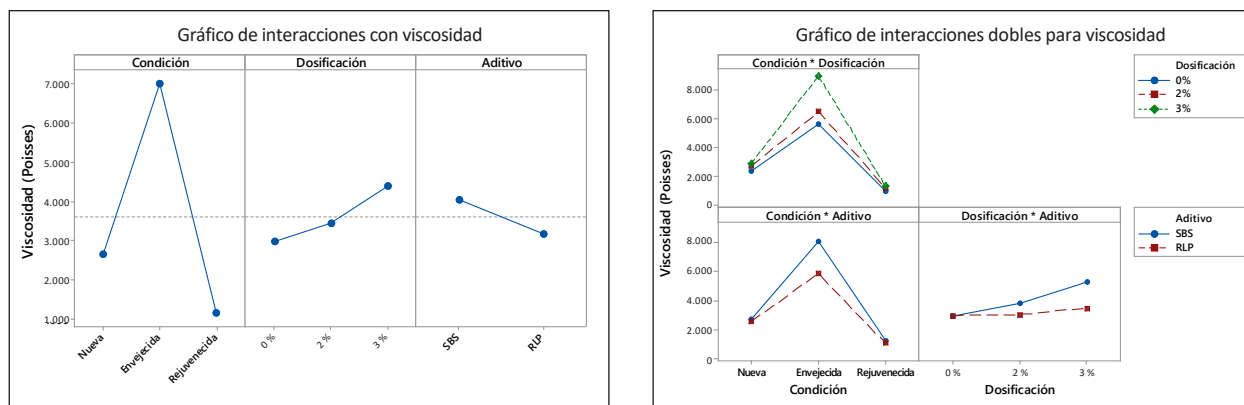
Fuente: elaboración propia.

Tabla 2.7. Resultados de caracterización del asfalto en condición rejuvenecida

Aditivo	Dosificación	Muestra	Punto de ablandamiento (°C)	Penetración (dmm)	Viscosidad (P)
RLP	0 %	1	42,5	134	980
		2	42,7	133	980
	2 %	1	44,8	125	1.077
		2	44,0	127	1.075
	3 %	1	48,6	109	1.180
		2	49,0	109	1.177
SBS	0 %	1	42,5	134	980
		2	42,7	133	980
	2 %	1	49,2	110	1.243
		2	49,6	108	1.238
	3 %	1	51,8	81	1.450
		2	52,3	80	1.482

Fuente: elaboración propia.

La viscosidad presenta valores superiores con el aditivo SBS y bajo dosificaciones altas en condición envejecida. Esto indica que a medida que aumenta la dosificación se incrementa el valor de la viscosidad. Además, se evidencia que la condición presenta mayor variación entre sus niveles, por el alto grado de influencia en el comportamiento de la mezcla asfáltica. En cuanto a la condición rejuvenecida, se evidencia una disminución considerable de este parámetro, lo que indica que al adicionar el producto rejuvenecedor este devuelve las propiedades viscoelásticas del material. En la figura 2.5 se muestran las interacciones de viscosidad.



**Figura 2.5. Interacciones de la viscosidad**

Fuente: elaboración propia.

La interacción de la viscosidad se ve afectada principalmente por la condición en la que se encuentre: sus valores cambian considerablemente en la condición envejecida o rejuvenecida, teniendo una viscosidad alta con el SBS. Todo esto indica que el SBS obtiene mejor comportamiento frente a la temperatura en comparación con el RLP, pero de igual manera requiere de más energía para su fácil manipulación.

La penetración en función de la dosificación tiene mayor significancia en el comportamiento del índice de penetración, donde se evidencia que a medida que aumenta la dosificación el índice de penetración disminuye.

La interacción para la penetración indica que las relaciones entre la dosificación y la condición son directamente proporcionales, debido a que mientras aumenta la dosificación también aumenta el índice de penetración. De manera contraria, la condición disminuye al estar en un estado envejecido, pero en la condición rejuvenecida recupera de manera significativa los valores altos de penetración, lo que indica la influencia del producto rejuvenecedor en la recuperación de la elasticidad del material asfáltico. El SBS presenta valores menores de penetración (ver la figura 2.6).



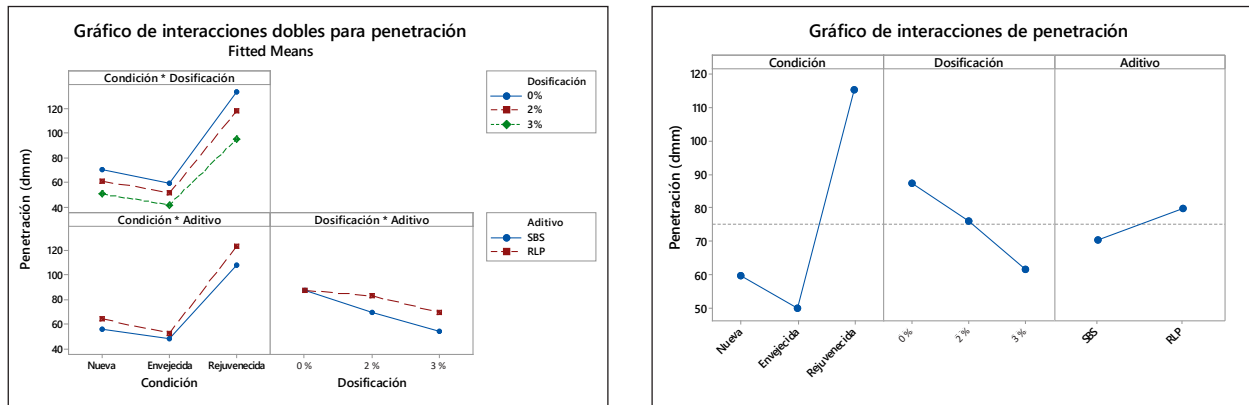


Figura 2.6. Interacciones del punto de penetración

Fuente: elaboración propia.

El punto de ablandamiento se ve afectado principalmente por la dosificación del aditivo, pues la temperatura de ablandamiento aumenta a medida que este crece. La interacción entre el punto de ablandamiento (Ver figura 2.7) y los factores presenta un aumento de temperatura con la dosificación, al igual que con la condición envejecida, así como valores más altos en el SBS.

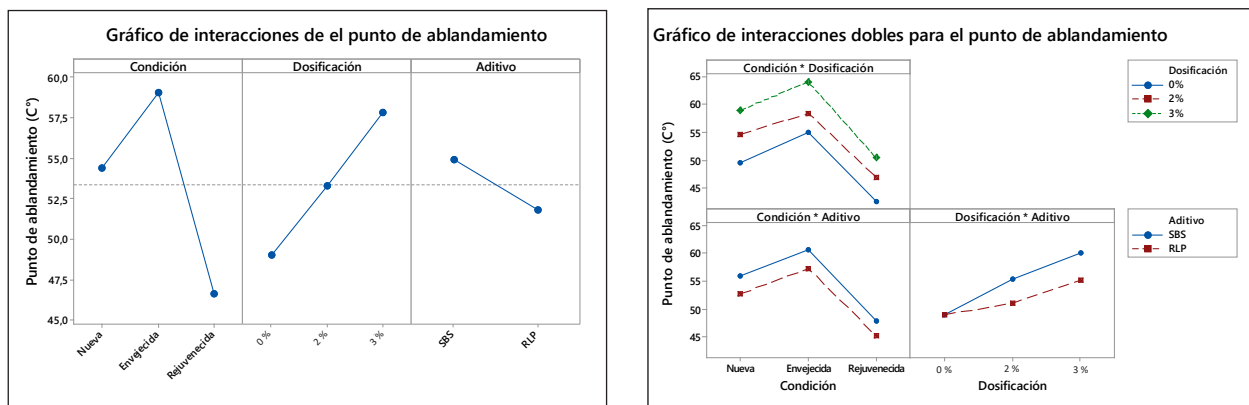


Figura 2.7. Interacciones del punto de ablandamiento

Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones y recomendaciones

Con el uso de los dos aditivos (SBS y RLP) en este estudio se evidenció que el asfalto adquirió un mejor comportamiento en comparación con uno convencional, mejoró sus propiedades reológicas y de consistencia, presentó mezclas con mayor viscosidad a temperaturas superiores, por lo que ayuda a reducir sus deformaciones y a recuperar su forma, disminuyendo cambios permanentes al momento de operación de la carpeta asfáltica. Asimismo, la utilización de polímeros subproductos de la industria como modificantes del asfalto permite una mejor utilización de los residuos, disminuyendo en gran medida los costos de fabricación del asfalto modificado y los impactos ambientales durante todo su ciclo de vida.

El SBS, como aditivo del asfalto, presenta una mejor relación con el asfalto convencional en comparación con el uso del RLP, que requiere mayores dosificaciones para alcanzar las propiedades que se logran con el primer aditivo; sin embargo, el aditivo RLP es económico y ambientalmente más favorable, incluso usando la dosificación mayor para adquirir la especificación técnica apropiada.

La temperatura del punto de ablandamiento en la condición nueva del asfalto modificado con SBS es superior en un 8 % aproximadamente a la alcanzada con el RLP, 61,4 °C para el SBS y 56,7 °C para el RLP en la dosificación más alta.

En el estado envejecido, la mezcla con RLP presenta una rigidez inferior en un 43 %, aproximadamente, en comparación con la evidenciada con SBS. La primera alcanza viscosidades hasta de 6.510. La segunda, en cambio, alcanza 11.400, reflejados en los resultados obtenidos para la temperatura de ablandamiento y el índice de penetración.

La condición rejuvenecida del asfalto indica que el producto, al adicionarse, retorna a las propiedades reológicas del material, proporcionando un aumento en las propiedades elásticas, y disminuyendo la viscosidad de este hasta en un 137%. Por ello se puede recomendar realizar un estudio más adecuado para encontrar una proporción óptima de este producto para no sobreadicionarlo.

La mezcla del RLP con el asfalto requiere de un mayor esfuerzo para alcanzar una homogeneización, porque este producto necesita una preparación previa que permita su estabilización y también un calentamiento para retirar el contenido de agua presente, para poderlo adicionar al asfalto y no generar

alguna reacción peligrosa. De igual manera, es importante entrar a evaluar el residuo de Aracryl sin modificar, para examinar su comportamiento como aditivo y analizar si es necesaria su modificación previa.

Es necesario tener un mayor control de la temperatura del mezclado para la homogeneización del material, dado que se presentaron errores en algunas mezclas porque no se alcanzaba la temperatura suficiente que lograra una disolución completa de los aditivos, lo que generó problemas en la realización de los ensayos de caracterización.

## Referencias

- [1] Cartagena Sanguino, S. & Rodríguez Moreno, M. A. (Agosto 2017). Evaluación de parámetros de consistencia y envejecimiento en cementos asfálticos convencionales y modificados con polímeros. Medellín, Colombia.
- [2] Al-Dubabe, I., Al-Abdul Wahhab, H., & Ali, M. (Agosto de 1998). Polymer Modification of Arab Asphalt. *Journal of Material in Civil Engineering*, 161-167.
- [3] Hernández, A. M. (2004). Asfalto modificados y pruebas de laboratorio para caracterizarlos. *Instituto Politécnico Nacional-Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura*. México D. F., México.
- [4] Rondón Quintana, H. A., Reyes Lizcano, F. A., Figueroa Infante, A. S., Rodríguez Rincón, E., Real Triana, C. M., & Montealegre Elizalde, T. A. (Febrero de 2008). Estado del conocimiento del estudio sobre mezclas asfálticas modificadas en Colombia. *Infraestructura Vial* (19), 10-20.
- [5] Loria Salazar, L. G. (Febrero de 2007). Evaluación de asfaltos modificados en laboratorio con distintos polímeros. *Infraestructura Vial* (17), 46-53.
- [6] Arias, L., Joskowicz, P., Rojas, I., Villegas, C., Escobar, J. M., & Colina, E. (2008). Asfalto venezolano modificado con polímero SBS. Punto Fijo, Venezuela.
- [7] Instituto de Desarrollo Urbano (IDU)-Universidad de los Andes. (23 de septiembre de 2002). Estudio de las mejoras mecánicas de mezclas asfálticas con desechos de llantas. Bogotá, D. C., Colombia.
- [8] Pamplona, T. F., Amoni, B. d., V. de Alencar, A. E., D. Lima, A. P., Ricardo, N. M., Soares, J. B., & Soares, S. d. (2012). Asphalt Binders Modified by SBS and SBS/Nanoclays: Effect Rheological Propierties. *Journal of the Brazilian Chemical Society*, 23(4).
- [9] López Jácome, S. W., & Veloz Vásquez, Y. A. (mayo de 2013). Análisis comparativo de mezclas asfálticas modificadas con polímeros SBR y SBS, con agregados provenientes de la cantera de Guayllabamba. Sangolqui.



- [10] Qiang Wang, Shuo Li, Xiaoyu Wu, Shifeng Wang & Chunfa Ouyang. (Diciembre de 2015) Weather aging resistance of different rubber modified asphalts.
- [11] Dennyale Alves Gama, José Manoel Rosa Júnior, Tomas Jeferson Alves de Melo, John Kennedy Guedes Rodrigues. (Diciembre 2015). Rheological studies of asphalt modified with elastomeric polymer.
- [12] LG CHEM. (29 de 03 de 2017). Obtenido de LG CHEM: [http://www.lgchem.com.tr/products/16122012-181836-spec-lg501\\_eng.pdf](http://www.lgchem.com.tr/products/16122012-181836-spec-lg501_eng.pdf)
- [13] KAO, 2015. *Hoja técnica Danox A-RJ*, Guadalajara: s. n.
- [14] Instituto Nacional de Vías (Invias, 2013). Penetración de los materiales bituminosos INV 706-13. Colombia.
- [15] Instituto Nacional de Vías (Invias, 2013). Punto de ablandamiento de materiales bituminosos INV 712-13 (Anillo y Bola). Colombia.
- [16] Instituto Nacional de Vías (Invias, 2013). Determinación de la viscosidad del asfalto empleando el viscosímetro rotacional INV 717-13.

# Comparación de asfaltos residuales del crudo pesado de pavimentación de Castilla, obtenidos empleando dos métodos de extracción de solventes

Alex E. Álvarez  
 Evelyn Ovalles  
 María C. Rodríguez  
 Pablo J. Castillo  
 Andrés F. Rodríguez  
 Julia C. Rivas  
 Andrea C. Rodríguez  
 Óscar J. Reyes-Ortiz  
 Jorge J. Peña

Resumen	78
Introducción	79
3.1. Materiales y métodos	80
3.1.1. Protocolos de los métodos de pérdida de solventes en destilador (método PSD) y pérdida de solventes en horno (método PSH)	81
3.1.2. Ensayos de caracterización	83
3.2. Resultados y discusión	85
3.2.1. Protocolos de extracción de solventes	85
3.2.2. Comparación de índices de respuesta (ensayos tradicionales)	88
3.2.3. Comparación de propiedades reológicas	91
3.2.4. Comparación de parámetros de energía	92
Conclusiones	94
Declaración de responsabilidad	96
Referencias	96

### ***Allex E. Álvarez***

Doctor en Ingeniería Civil, Texas A&M University, College Station. Profesor investigador y director del Grupo Integrado de Investigación en Ingeniería Civil-GIIC, Universidad del Magdalena, Colombia. Correo electrónico: [allexalvarez@yahoo.com](mailto:allexalvarez@yahoo.com)

### ***Evelyn Ovalles***

Ingeniera civil y especialista en Vías y Transporte. Investigadora del Grupo Integrado de Investigación en Ingeniería Civil –GIIC– de la Universidad del Magdalena. Correo electrónico: [eveovallesg@gmail.com](mailto:eveovallesg@gmail.com)

### ***María C. Rodríguez***

Ingeniera civil. Vinculada al Grupo Integrado de Investigación en Ingeniería Civil –GIIC–, Universidad del Magdalena, Colombia. Correo electrónico: [microdriguez@gmail.com](mailto:microdriguez@gmail.com)

### ***Pablo J. Castillo***

Ingeniero civil. Vinculado al Grupo Integrado de Investigación en Ingeniería Civil –GIIC–, Universidad del Magdalena, Colombia. Correo electrónico: [jhnhcsp@gmail.com](mailto:jhnhcsp@gmail.com)

### ***Andrés F. Rodríguez***

Ingeniero civil. Vinculado al Grupo Integrado de Investigación en Ingeniería Civil –GIIC–, Universidad del Magdalena, Colombia. Correo electrónico: [felipe.gallo96@gmail.com](mailto:felipe.gallo96@gmail.com)

### ***Julia C. Rivas***

Estudiante de grado de Ingeniería Civil. Semillerista y pasante del Grupo Integrado de Investigación en Ingeniería Civil –GIIC–, Universidad del Magdalena, Colombia. Correo electrónico: [julia.rivas.galvis@gmail.com](mailto:julia.rivas.galvis@gmail.com)

### ***Andrea C. Rodríguez***

Estudiante de octavo semestre de Ingeniería Civil. Semillerista del Grupo Integrado de investigación en Ingeniería Civil –GIIC–, Universidad del Magdalena, Colombia. Correo electrónico: [andreacarolinardgz@gmail.com](mailto:andreacarolinardgz@gmail.com)

### ***Óscar J. Reyes-Ortiz***

Doctor en Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor del Programa de Ingeniería Civil, Universidad Militar Nueva Granada, líder del grupo de investigación de Geotecnia y autor de varios artículos científicos y de patentes. Correo electrónico: [oscar.reyes@unimilitar.edu.co](mailto:oscar.reyes@unimilitar.edu.co)

### ***Jorge Peña***

Ingeniero civil y especialista en Vías Terrestre, docente de planta de la Universidad del Cauca, Colombia. Correo electrónico: [j2peca@gmail.com](mailto:j2peca@gmail.com)

## Resumen

Los crudos pesados de pavimentación (CPP) constituyen un material alternativo para la pavimentación de vías secundarias y terciarias, el cual se ha empleado en la construcción de este tipo de vías desde los años ochenta en diferentes departamentos de Colombia. Los CPP se pueden clasificar como asfaltos líquidos naturales, con contenidos de residuo asfáltico (o asfalto residual) del orden del 85 % por volumen. La adecuada caracterización del asfalto residual obtenido del CPP es importante para la comprensión de la respuesta potencial del material al conformar mezclas asfálticas. En este contexto, el objetivo del presente estudio es realizar una comparación de dos métodos empleados para inducir la pérdida de solventes de CPP a presión atmosférica, y de esta forma obtener su asfalto residual. El primer método (pérdida de solventes en destilador o PSD) sigue el procedimiento de destilación de asfaltos líquidos según norma INV E 723-13 (destilación a 360 °C), mientras que en el segundo método (pérdida de solventes en horno, o PSH), planteado como alternativo, la pérdida de solventes se realiza en horno a temperatura controlada, exponiendo una película de CPP de espesor pequeño. En el estudio se empleó CPP del campo Castilla (Meta). El diseño experimental para adelantar la comparación incluyó ensayos de penetración, punto de ablandamiento, ductilidad, viscosidad rotacional, reología, y energía superficial libre (ESL) sobre los CPP en condición: (i) original y (ii) de pérdida de solventes del 50 % y 100 % (asfalto residual). Además, los ensayos de penetración y ESL fueron realizados sobre másticos asfálticos fabricados con una llenante mineral natural en distintas concentraciones. Los resultados obtenidos sugieren que los métodos evaluados generan asfaltos residuales diferentes en términos de los índices y propiedades analizadas. Dada la facilidad de implementación del método PSH, su uso podría simplificar la caracterización de CPP para aplicaciones de pavimentación. No obstante, se sugiere realizar investigación futura para caracterizar químicamente los asfaltos residuales aquí obtenidos a partir del CPP Castilla, evaluar algunos CPP adicionales empleando los dos métodos aquí analizados y comparar con asfaltos residuales obtenidos de mezclas de campo. A partir de estos estudios futuros, será posible realizar una evaluación más general sobre estos asfaltos residuales con miras a la definición de una normativa de ensayo estandarizada para los CPP.

**Palabras clave:** crudos pesados de pavimentación; asfalto líquido natural; destilación; asfalto residual; energía superficial libre; pavimentos.

## Introducción

El desarrollo social y económico de Colombia en relación con parámetros de igualdad, inclusión y sostenibilidad ambiental requiere, en gran medida, de los avances que el país logre materializar en la condición de servicio y durabilidad de las soluciones de pavimentación adoptadas en sus vías secundarias y terciarias. Un estudio previo [1] reporta múltiples opciones técnicas para garantizar las condiciones de servicio de este tipo de vías. Alternativamente, en Colombia se han estudiado con anterioridad los crudos pesados de pavimentación (CPP) como materiales para la construcción de mezclas asfálticas y capas estabilizadas para la conformación de estructuras de pavimento tanto en vías secundarias como en las terciarias [2 - 6]. El CPP más empleado en el país ha sido el explotado en el campo Castilla en el Meta (CPP Castilla), con el cual se han construido pavimentos en diferentes departamentos de Colombia [6].

Los CPP corresponden a asfaltos líquidos naturales. En el caso del CPP Castilla, el contenido de solventes reportado previamente [6] es del 17 % aproximadamente por volumen (medido a partir del ensayo de destilación atmosférica a 360 °C). El residuo de destilación atmosférica, también denominado crudo reducido [7], puede someterse a destilación al vacío para la obtención de cemento asfáltico de pavimentación, tal como se realiza al nivel industrial en los complejos de refinación. No obstante, la aplicación del CPP para la fabricación de mezclas asfálticas para vías secundarias y terciarias está enfocada mayoritariamente en la utilización del material como asfalto líquido, el cual permite la mezcla con agregado en frío o en semi-caliente. Bajo este esquema de aplicación, en campo y laboratorio se ha adoptado como criterio de control permitir la evaporación del 50 % de los solventes reportados en el ensayo de destilación atmosférica a 360 °C para proceder inmediatamente a la compactación de las mezclas asfálticas [6 - 7]. Por lo anterior, no se prevé en campo la pérdida de los solventes que son extraíbles mediante destilación al vacío.

Dadas las condiciones anteriores, en este trabajo se caracteriza el residuo de destilación atmosférica como asfalto residual. La caracterización de estos asfaltos residuales es fundamental para la comprensión de la manejabilidad del ligante (e. g., relaciones viscosidad-temperatura), consistencia, calidad de la adhesión desarrollada con el agregado, y su comportamiento reológico, entre otros. En este contexto, el objetivo del presente estudio es realizar una comparación preliminar de dos métodos empleados para inducir la pérdida de solventes de CPP a presión atmosférica y, de esta forma, obtener

su asfalto residual. El primer método (pérdida de solventes en destilador o método de PSD) sigue el procedimiento de destilación de asfaltos líquidos según norma INV E-723-13 para adelantar destilación atmosférica a 360 °C, mientras que en el segundo método (pérdida de solventes en horno, o método de PSH) planteado como alternativo, la pérdida de solventes se realiza en horno, exponiendo a temperatura controlada una película de CPP de espesor pequeño.

Para instrumentalizar la comparación de los dos métodos de extracción de solventes, se planteó un diseño experimental conducente al contraste de índices de respuesta (basados en la ejecución de ensayos tradicionales, i. e., penetración, punto de ablandamiento, y ductilidad) y propiedades fundamentales (i.e., viscosidad, energía superficial libre (ESL), módulo complejo, y ángulo de fase) de los asfaltos residuales obtenidos a partir de cada método de extracción de solventes evaluados.

En relación con los antecedentes del método alternativo aquí propuesto (método PSH), el uso de bandejas para realizar el control de pérdida de solventes en mezclas asfálticas fabricadas con CPP fue reportado previamente [6]. No obstante, no se dispone de experiencias documentadas sobre el control de pérdida de solventes en CPP para obtener asfaltos residuales y su comparación con los asfaltos residuales generados a partir del método de PSD. De otra parte, el método de PSH encaja en la filosofía general de obtención de asfaltos residuales por evaporación a baja temperatura propuesto por ASTM (norma de ensayo ASTM D7497- 09; [8]) y la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes por sus siglas en inglés Aashto (con la norma de ensayo Aashto Designation: R78-16 [9]) para las emulsiones asfálticas.

### **3.1. Materiales y métodos**

El presente estudio se desarrolló empleando CPP del campo Castilla, que está localizado en el departamento del Meta (Colombia). La muestra de este CPP fue suministrada por Ecopetrol y corresponde a la producción del mes de enero de 2018. Adicionalmente, se caracterizaron másticos (i. e., mezclas de ligante asfáltico y llenante mineral; material pasa tamiz 200, 75  $\mu\text{m}$ ) a través de mediciones de penetración y ESL. Para la fabricación de los másticos, se empleó una llenante mineral natural obtenida a partir de la trituración conjunta de caliza, mármol, y granodiorita en una cantera de producción de materiales

para construcción vial localizada en el departamento del Magdalena. Finalmente, se emplearon seis agregados para el análisis de calidad de adhesión basado en las determinaciones de ESL. Estos agregados son empleados actualmente en Colombia para la fabricación de mezclas asfálticas. En la tabla 3.1 se presenta la descripción de los agregados y sus componentes de ESL (parámetros descritos en la sección 3.2.2).

**Tabla 3.1. Descripción de los agregados, componentes de ESL, y ESL total ( $1 \cdot 10^{-3} \text{ J/m}^2$ )**

Descripción geológica	Código	$\Gamma^{LW}$	$\Gamma^{-}$	$\Gamma^{+}$	$\Gamma^{AB}$	$\Gamma$
1. Caliza, con intrusiones de mármol y granodiorita.	CIE	1.834,28	5.699,3	141,3	1.794,78	1.834,28
2. Gravas, con predominio de limolita, arenisca, y basalto.	VILLA	52,00	709,60	4,40	111,75	163,75
3. Gravas, con predominio de basalto.	RIS	52,08	1.854,83	3,45	159,99	212,07
4. Cuarzo-latita, latita, y toba.	RUT	36,69	576,05	1,81	64,58	101,27
5. Gravas, con predominio de arenisca y lutita.	GUA	42,76	737,18	2,14	79,44	122,20
6. Grava, con predominio de arenisca y limolita.	ALB	35,93	363,45	0,26	19,44	55,37

Fuente: elaboración propia.

A continuación se presentan los protocolos de los dos métodos de pérdida de solventes analizados y los ensayos de caracterización realizados sobre los asfaltos residuales obtenidos a partir de ellos.

### 3.1.1. Protocolos de los métodos de pérdida de solventes en destilador (método PSD) y pérdida de solventes en horno (método PSH)

A la fecha, no se reportan en Colombia normas particulares de ensayo para CPP. Sin embargo, en un estudio de caracterización de estos materiales [6] se adoptó y recomendó el ensayo de destilación de asfaltos líquidos a 360 °C para obtener el asfalto residual de diferentes CPP. Siguiendo estas recomendaciones, el primer método de obtención de asfalto residual evaluado en este estudio, método de PSD, correspondió a la destilación atmosférica de CPP según el método de ensayo vigente INV E-723-13: *Destilación de asfaltos líquidos a 360 °C* [10]. En la prueba de laboratorio se registró el volumen de solventes obtenidos a 190, 225, 260, 316, y 360 °C y la masa total de solventes obtenidos



a 360 °C. El volumen de CPP por ensayo de destilación correspondió a 204,5 ml (200 g).

Tal como su denominación lo indica, en el método de PSH se llevó a cabo la obtención de asfalto residual que permitió la pérdida de solventes en horno sobre muestras de CPP colocadas en bandejas metálicas en forma de película delgada. La pérdida del 100 % de solventes se controló como pérdida de masa del CPP, al tomar como referente la proporción —por masa— de solventes extraídos por destilación a 360 °C (i. e., total de solventes extraídos por el método de PSD). En este proceso se emplearon hornos de circulación forzada de aire, con capacidad de 198 lt y control digital de temperatura. Para adelantar los ensayos correspondientes, se pre-nivelaron los hornos (para propender por la máxima uniformidad posible de la película de CPP durante el proceso de pérdida de solventes en horno) y se emplearon bandejas metálicas rígidas cuadradas de 30 cm de lado, sobre las cuales se extendió el CPP con el empleo de espátulas de silicona —que proporcionaron mayor facilidad en el manejo del material en comparación con las espátulas metálicas—. Estas bandejas se colocaron a una distancia mínima de 10 cm de la parte superior y del fondo del horno, y se mantuvo una distancia vertical entre bandejas de 19 cm. Estas condiciones se asemejan a las descritas en la norma de ensayo Aashto Designation: R 78-16 [9] para la obtención de asfaltos residuales de emulsiones asfálticas.

Bajo las condiciones antes descritas, el análisis del método de PSH inició con la evaluación de diferentes protocolos preliminares de ensayo que incluyeron variaciones en espesores de película de CPP (i. e., 0,25, 0,50, y 0,75 mm) y temperaturas en horno (i. e., 60, 74, y 90 °C) para evaluar el progreso de la pérdida de solventes y los tiempos de proceso requeridos para completar la pérdida del 100 % de solventes en horno. El análisis de los protocolos preliminares de ensayo condujo a la definición del protocolo final propuesto para el método de PSH. En este protocolo final, se buscó plantear un método de ensayo: (i) implementable en laboratorios convencionales, (ii) repetible, (iii) en el que la temperatura máxima de evaporación de solventes fuese cercana —sin exceder en ningún caso en más de 10 °C— al punto de ignición del CPP (método de ensayo INV E-709-13 [10]), y (iv) los tiempos de ensayo fueran manejables para permitir en una jornada laboral el control de pérdida de solventes del CPP. Una vez definido el protocolo final de ensayo, se evaluó la pérdida de solventes por el método de PSH en 15 bandejas con el fin de cuantificar la variabilidad del proceso.



El registro de datos de masa del CPP para la evaluación de los diferentes protocolos preliminares de ensayo se llevó a cabo, básicamente, cada 60 minutos. Sin embargo, el intervalo de tiempo entre una medición y otra se ajustó según las respuestas particulares del CPP con el fin de adquirir información suficiente para determinar la evolución de la pérdida de masa de solventes y simultáneamente minimizar la interrupción del proceso de pérdida de solventes en el material —el cual sufre enfriamiento no controlado durante cada registro de masa fuera del horno—. En todas las evaluaciones realizadas en este trabajo se permitió el precalentamiento del horno a la temperatura correspondiente de ensayo (i. e., 60, 74, y 90 °C) antes de colocar las bandejas con CPP para iniciar el proceso de evaporación de solventes.

### 3.1.2. Ensayos de caracterización

La comparación de los dos métodos empleados para la obtención del asfalto residual del CPP se planteó en función de los siguientes ensayos de caracterización tradicional, que se ejecutaron según la normativa de ensayo del Instituto Nacional de Vías (Invias) [10]: penetración (INV E-706-13), punto de ablandamiento (INV E-712-13), y ductilidad (INV E-702-13). Adicionalmente, se llevaron a cabo ensayos de viscosidad rotacional (INV E-717-13), reología (Aashto T 315-12) [11], y energía superficial libre (ESL).

Los ensayos de viscosidad rotacional se realizaron sobre CPP original, CPP con 50 % de pérdida de solventes, y CPP con 100 % de pérdida de solventes (asfalto residual). Esta pérdida de solventes está referida al contenido de solventes (por masa) obtenido para el CPP Castilla empleando destilación atmosférica a 360 °C. La evaluación reológica de los materiales se realizó con un reómetro dinámico de corte TA Discovery HR-2 y permitió determinar sus propiedades viscoelásticas lineales, incluyendo el módulo dinámico (norma del módulo complejo) y el ángulo de fase. Los ensayos, realizados a deformación controlada del 10 % se ejecutaron a 20 y 60 °C abarcando un rango de frecuencias comprendido entre 0.1 y 20 Hz. Adicionalmente, se empleó el reómetro para determinar la viscosidad dinámica a 60 °C.

Los ensayos de ESL sobre los productos asfálticos evaluados se ejecutaron según el método de la placa de Wilhelmy siguiendo el protocolo definido por Hefer *et al.* [12]. Para tal fin, los líquidos de prueba empleados correspondieron a glicerina, agua, formamida, y etilenglicol. Las mediciones se llevaron a cabo en el equipo disponible para tal fin en la Universidad del Magdalena.

La evaluación de ESL de los agregados se desarrolló empleando el equipo de adsorción universal (también denominado USD por su sigla en inglés) de Texas A&M University y de Oklahoma University. Para este fin, el protocolo de ensayo se ajustó al descrito en investigación previa presentada por Bhasin y Little [13], en la que se emplearon diferentes gases de prueba: vapor de agua, MPK (methyl propyl ketone), y n-hexano. A partir de los ensayos de ESL antes referidos, fue posible obtener —basado en la teoría de Good-Van Oss-Chaudhury [14]— las componentes: (i) polar (que se descompone, a su vez, en las componentes monopolar básica ( $\Gamma^-$ ) y monopolar acida ( $\Gamma^+$ ), y (ii) no polar ( $\Gamma^{LW}$ ), o componente Lifshitz-van der Waals. A partir de estas componentes, mediante la ecuación 1, es posible calcular la ESL total de un material,  $\Gamma$ .

$$\Gamma = \Gamma^{LW} + 2\sqrt{\Gamma^+\Gamma^-} \quad (\text{j/m}^2) \quad (1)$$

A partir de las componentes de ESL del asfalto (subíndice A) es viable calcular el trabajo de cohesión de este material (ecuación 2). Adicionalmente, una vez determinadas las componentes de ESL de un asfalto (o de un mástico) y de un agregado, es posible calcular parámetros de energía que permiten establecer la calidad de la adhesión de las interfases asfalto-agregado generadas por los materiales analizados. En este estudio se cuantificaron los siguientes parámetros de energía: trabajo de adhesión en seco (ecuación 3) y trabajo de adhesión en húmedo (ecuación 4). En estas ecuaciones los subíndices A, S y W identifican, respectivamente, las componentes de ESL del asfalto, del agregado, y del agua. Adicionalmente, el cálculo del trabajo de adhesión en húmedo requiere la determinación de la energía interfacial entre los materiales, los cuales fueron cuantificadas según la ecuación 5 (e. g.,  $\gamma_{WA}$  es la energía interfacial entre el agua, W, y el asfalto, A). La interpretación de estos parámetros se presenta en la sección de resultados.

$$W_{AA} = 2\Gamma_A^{LW} + 4\sqrt{\Gamma_A^+\Gamma_A^-} \quad (\text{j/m}^2) \quad (2)$$

$$W_{AS}^{seco} = 2\sqrt{\Gamma_A^{LW}\Gamma_S^{LW}} + 2\sqrt{\Gamma_A^+\Gamma_S^-} + 2\sqrt{\Gamma_A^-\Gamma_S^+} \quad (\text{j/m}^2) \quad (3)$$

$$W_{WAS}^{húmedo} = \gamma_{WA} + \gamma_{WS} - \gamma_{AS} \quad (\text{j/m}^2) \quad (4)$$

$$\gamma_{ij} = \Gamma_i + \Gamma_j - 2\sqrt{\Gamma_i^{LW}\Gamma_j^{LW}} - 2\sqrt{\Gamma_i^+\Gamma_j^-} - 2\sqrt{\Gamma_i^-\Gamma_j^+} \quad (\text{j/m}^2) \quad (5)$$

Por último, se evaluaron los másticos asfálticos. Estos materiales se dosificaron por concentración volumétrica de llenante mineral,  $VC$ , la cual se calculó empleando la ecuación (6) a partir de los volúmenes de asfalto residual,  $V_{ar}$ , y llenante mineral,  $V_f$ . La evaluación de másticos se consideró relevante, dado que las propiedades de las mezclas asfálticas dependen en gran medida de las propiedades del mástico [15].

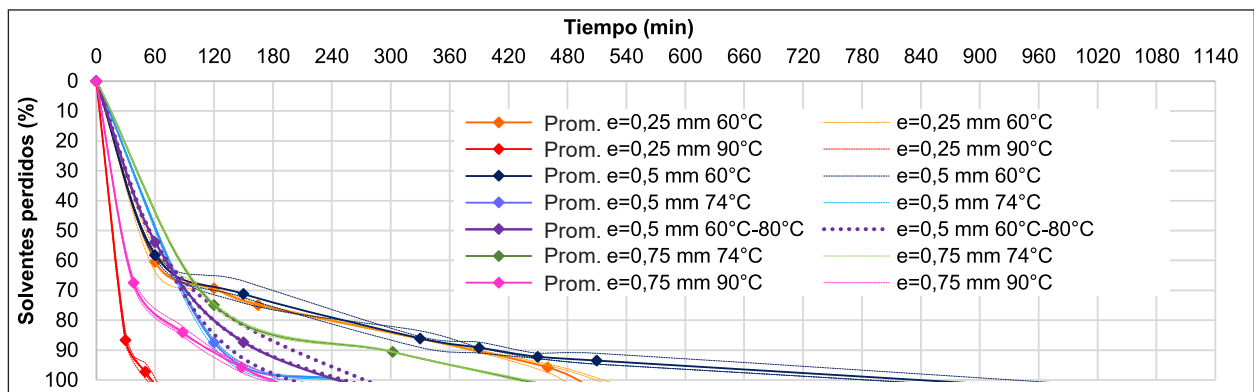
$$VC = \frac{V_f}{V_f + V_{ar}} \quad (6)$$

## 3.2. Resultados y discusión

A continuación se presentan los resultados y análisis realizados para la definición del protocolo de ensayo para la implementación del método de PSH. Posteriormente, se analizan las diferencias de los índices de respuesta y propiedades fundamentales determinadas para los asfaltos residuales obtenidos a través de los métodos de PSD y PSH.

### 3.2.1. Protocolos de extracción de solventes

En la figura 3.1 se presentan los resultados de los diferentes protocolos preliminares evaluados para el método de PSH en función del espesor de película de CPP y la temperatura del horno. Las series de datos de pérdida de solventes corresponden a la información de tres réplicas y su promedio (prom.). Las réplicas se identifican a partir del espesor de película ( $e$ ) y la temperatura de manejo en horno (e. g.,  $e=0,25$  mm  $60$  °C). Como es de esperar, la reducción del espesor y el incremento de la temperatura en el horno acortan el tiempo necesario para alcanzar el 100 % de pérdida de solventes. Sin embargo, es recomendable mantener la temperatura máxima cerca al punto —temperatura— de ignición (aproximadamente  $71$  °C para el CPP de Castilla), por lo cual las temperaturas superiores se descartaron. De otra parte, la temperatura de  $60$  °C conlleva tiempos de manejo extensos en horno, del orden de 900 minutos (15 h). En relación con los espesores de película, a una temperatura de  $74$  °C, cercana al punto de ignición. El espesor de  $0,75$  mm conlleva tiempos de manejo del orden de 440 min. De otra parte, el empleo de espesores de  $0,25$  mm dificultó conservar una película uniforme a lo largo del proceso en horno.



**Figura 3.1. Comparación de pérdida de solventes en función del espesor de película y temperatura de horno**

Fuente: elaboración propia.

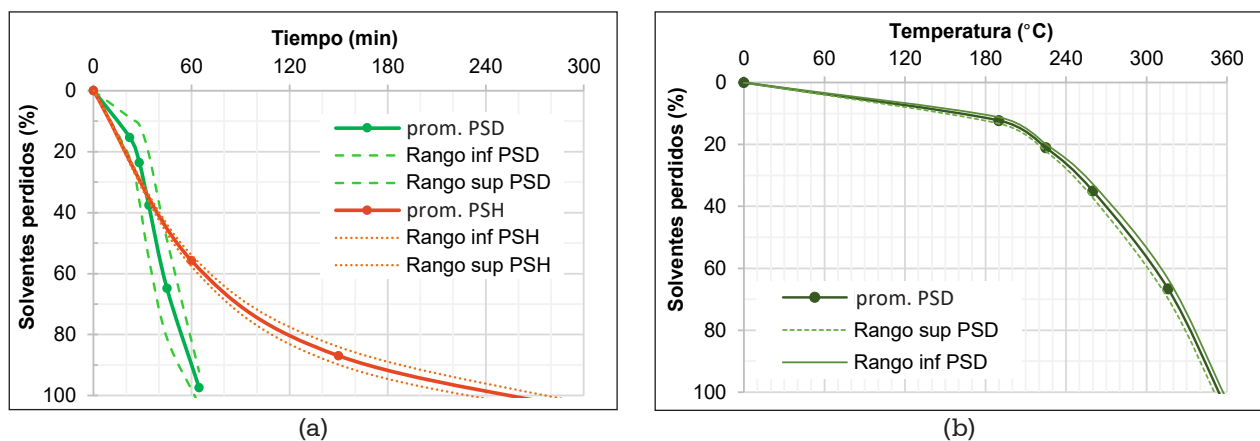
Con base en el análisis global de los resultados presentados en la figura 3.1 se presentan los datos para tres réplicas generadas siguiendo este protocolo (i. e., prom. e=0,5 mm 60-80 °C). Este protocolo incluyó los siguientes aspectos básicos:

- Precaentado de horno a 60 °C.
- Preparación de bandeja. El espesor de la película de CPP colocada en la bandeja fue 0.5 mm (controlado por masa total de CPP).
- Condiciones de temperatura. Durante la primera hora en el horno la temperatura se mantuvo en 60 °C. A partir de allí, la temperatura se elevó a 80 °C hasta finalizar el proceso de pérdida de solventes. Pese a que la temperatura de 80 °C se encuentra por encima del punto de ignición, tal como se observa en la Comparación de asfaltos residuales del crudo pesado de pavimentación de Castilla, obtenidos empleando dos métodos de extracción de solventes después de la primera hora a 60 °C el CPP ha perdido un poco más del 50 % de sus solventes, por lo que se consideró viable incrementar la temperatura 15 % por encima del punto de ignición. Estudios futuros podrían enfocarse en la evaluación del máximo incremento de temperatura que se puede realizar en condiciones seguras, dado que es de esperar que el punto de ignición se incremente con la pérdida de solventes.
- Registros de masa. Las masas se determinaron al cabo de 60, 150, 240, y 330 min a partir del inicio del ensayo. Dada la variabilidad del proceso, la pérdida del 100 % de solventes se alcanzó entre 240 y 280 minutos, pero por efectos de control de masas en el laboratorio el proceso se llevó hasta 330

minutos. Debe considerarse que la pérdida de masa entre los 240 y los 330 min fluctuó entre 0,1 y 1 g.

- Recuperación de asfalto residual. Una vez finalizado el proceso en horno se recuperó el residuo y se almacenó en recipientes metálicos herméticos. Como se describe a continuación, algunos ensayos se realizaron sobre el material con 50 % de pérdida de solventes. En este caso, las probetas de ensayo se prepararon tan pronto se alcanzó la pérdida planteada.

En la figura 3.2 se presentan los resultados de pérdida de solventes en función del tiempo para los métodos de PSD y de PSH. Si bien en el método de PSD el control se realiza sobre el volumen de solventes recuperado a 190, 225, 260, 316 y 360 °C, se registraron los tiempos correspondientes para realizar la evaluación de solventes perdidos en función del tiempo. Los resultados presentados en la figura 3.2 incluyen el valor promedio (prom.) de solventes perdidos y la variabilidad de las mediciones cuantificada en términos de su desviación estándar (i. e., los rangos inferior y superior corresponden, respectivamente, al promedio menos una vez y más una vez la desviación estándar). Esta variabilidad se cuantificó sobre un total de 18 ensayos de destilación para el método de PSD y 15 bandejas para el método de PSH. Los resultados sugieren menor variabilidad para el método de PSH a lo largo del proceso de pérdida de solventes. Sin embargo, al calcular la variabilidad del método de PSD en función de la temperatura (parámetro de control según el método de ensayo empleado), se observa que su variabilidad es igual o menor que la del método de PSH.



**Figura 3.2. Pérdida de solventes (a) obtenidos por los métodos de PSD y PSH en función del tiempo y (b) en función de la temperatura según el método de PSD**

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 3.2. Comparación de los métodos de extracción de solventes**

<i>Aspecto</i>	<i>Método de PSD</i>	<i>Método de PSH</i>
Disponibilidad de equipos	Equipo específico de ensayo (destilador), no necesariamente disponible en laboratorios de consultoría, construcción, e interventoría (i.e., proyectos de vías secundarias y terciarias).	Equipo convencional disponible en todos los laboratorios de pavimentos (hornos, bandejas, elementos menores).
Condiciones de seguridad	Riesgos inherentes al manejo de material líquido y elementos de laboratorio a 360 °C. Emisión de gases. Se recomienda uso de filtro respiratorio ante exposición prolongada.	Riesgos inherentes al manejo de material sólido y elementos de laboratorio a 60 °C. Emisión de gases. Se recomienda uso de filtro respiratorio ante exposición prolongada.
Implementación	Requiere montaje específico.	No requiere adaptaciones, ni montaje específico.
Variabilidad de pérdida de solventes	Baja al controlar el proceso por temperatura (según método de ensayo actual). Se eleva al evaluar el proceso en función del tiempo de proceso.	Comparable con la del método de PSD controlado por temperatura.
Tiempo de ejecución del ensayo	55 a 65 minutos (figura 3.2). Este tiempo puede variar al evaluar otros CPP.	240 a 280 minutos. Este tiempo puede variar sustancialmente al evaluar otros CPP.

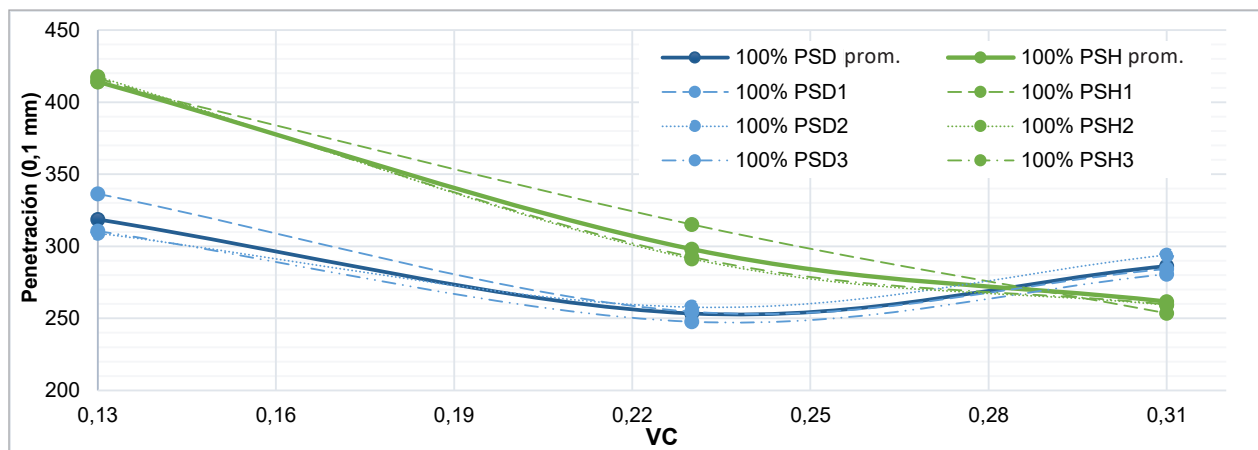
Fuente: elaboración propia.

### 3.2.2. Comparación de índices de respuesta (ensayos tradicionales)

La baja consistencia de los asfaltos residuales obtenidos a partir del CPP Castilla no permitió la determinación de su punto de ablandamiento y ductilidad, debido al daño de las probetas durante el montaje en los respectivos equipos de ensayo. En relación con los ensayos de penetración realizados sobre asfaltos residuales y los másticos preparados con tres VC, la figura 3.3 presenta los resultados correspondientes incluyendo el promedio (prom.) y la variabilidad registrada a partir de tres réplicas (PSDi y PSHi) de cada condición de ensayo. La penetración de los asfaltos residuales (VC=0) fue superior a  $420 \frac{1}{10}$  mm —máximo valor de penetración medible en el equipo empleado— por lo cual no se presenta dicha información en la figura 3.3. Los



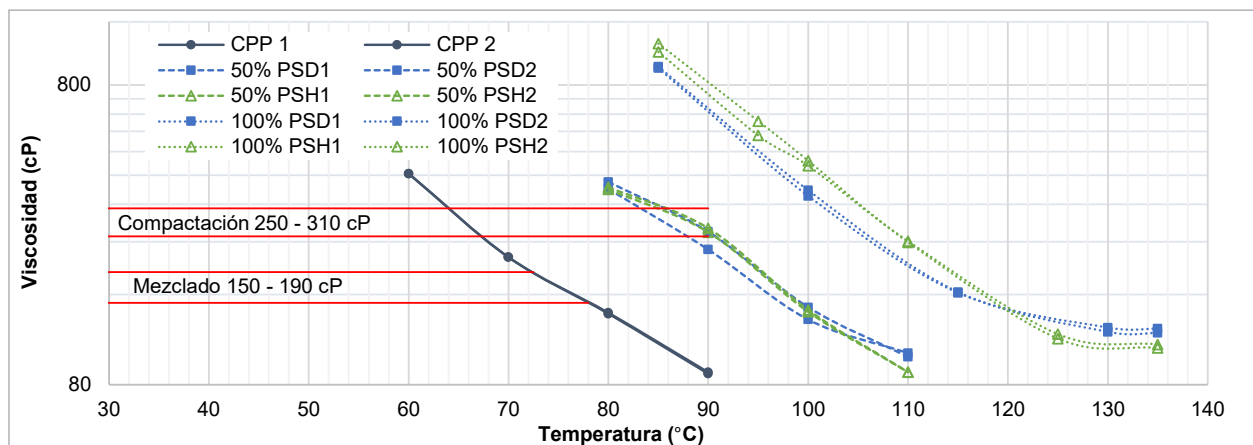
resultados de la figura 3.3 sugieren que, a temperatura intermedia (25 °C), existen diferencias significativas en la consistencia de los másticos fabricados con el asfalto residual obtenido mediante los métodos de PSD y PSH. Estas diferencias varían entre 9 y 30 % para las VC, respectivamente, de 0,31 y 0,13. Adicionalmente, la inversión de tendencias en los datos de penetración obtenida al incrementar la VC de 0,23 a 0,31 puede deberse a cambios en la química del mástico resultante que se evidencian al nivel macroscópico en los cambios de penetración registrados. Esta hipótesis la sustentan los datos de trabajo de adhesión presentados posteriormente.



**Figura 3.3. Resultados de penetración sobre asfaltos residuales obtenidos por los métodos de PSD y PSH**

Fuente: elaboración propia.

La figura 3.4 presenta las curvas de viscosidad versus temperatura para el CPP original (empleado para definir temperaturas de mezclado con el agregado en la fabricación de mezclas asfálticas), CPP con 50% de pérdida de solventes (cuyo uso recae en la determinación de temperaturas de compactación de la mezcla asfáltica fabricada con CPP) y CPP con 100% de pérdida de solventes (viscosidad del asfalto residual para efectos de clasificación del asfalto). Para cada una de estas condiciones se presentan las mediciones sobre dos réplicas. Adicionalmente, es necesario enfatizar la importancia de permitir el enfriamiento del producto asfáltico, según lo indicado en la norma de ensayo, en el matraz de destilación antes de verter el material —por ejemplo, en las cápsulas metálicas para medición subsiguiente de viscosidad— para minimizar la variabilidad de las mediciones realizadas.



**Figura 3.4. Curvas de viscosidad sobre CPP, CPP con pérdida de solventes del 50%, y CPP con pérdida de solventes del 100% (asfalto residual) obtenido por los métodos de PSD y PSH**

Fuente: elaboración propia.

A partir de las mediciones de viscosidad se establecieron las temperaturas de mezclado y compactación que se presentan en la tabla 3.3 y la viscosidad del asfalto residual a 135 °C. Los resultados obtenidos sugieren que en el ensayo de viscosidad no se reflejan diferencias en la respuesta de los dos asfaltos residuales que conduzcan a cambios apreciables en las recomendaciones de manejo del CPP Castilla (compactación); no obstante, los asfaltos residuales obtenidos mediante el método de PSH tienden a exhibir mayores valores de viscosidad a las temperaturas de manejo para compactación. De otra parte, la viscosidad a 135 °C se emplea en la normativa europea para la clasificación de asfaltos blandos [16]. En este caso, las diferencias en viscosidad asociadas al método empleado para obtener el asfalto residual no conllevan un cambio en la clasificación del asfalto según la normativa europea (i. e., los dos satisfacen el criterio de viscosidad para ser clasificados como asfaltos blandos de penetración 250/330; la verificación de los criterios adicionales incluidos en esta clasificación se encuentra fuera del alcance del presente estudio).



Tabla 3.3. Temperaturas de manejo y valores de viscosidad a 135 °C

Ítem	Método PSD	Método PSH
Temperatura de mezclado (°C)	75	
Temperatura de compactación (°C)	87	89
Viscosidad promedio a 135 °C (cP) (asfalto residual)	121,0	107,5

Fuente: elaboración propia.

### 3.2.3. Comparación de propiedades reológicas

Las figuras 3.5 a y b presentan, respectivamente, los datos de módulo dinámico de cortante (o módulo dinámico) y ángulos de fase cuantificados para los asfaltos residuales obtenidos y el CPP Castilla tanto a 20 °C como a 60 °C. Estos datos evidencian el incremento de rigidez —debido a la pérdida de solventes— en dos y un orden de magnitud al comparar las respuestas del CPP y de los asfaltos residuales, respectivamente, a 20 y 60 °C. Adicionalmente, el asfalto residual obtenido por el método de PSD se caracteriza por presentar mayores valores de rigidez a las dos temperaturas evaluadas, en comparación con el asfalto residual obtenido por el método de PSH. Estas diferencias de rigidez fluctúan entre 25 y 60 %. Las diferencias observadas en los ángulos de fase de los asfaltos residuales fluctúan entre 0,8 y 3,1 °C al comparar los valores obtenidos para los dos asfaltos residuales evaluados a una temperatura particular (i.e., 20 o 60 °C); estas diferencias no indican cambios radicales en la respuesta viscoelástica del material. En relación con la viscosidad dinámica a 60 °C, los asfaltos residuales obtenidos a partir del método de PSD se caracterización por tener mayores valores de viscosidad que aquellos generados a partir del método de PSH, aunque el valor de las dos viscosidades se situó en el mismo orden de magnitud. Dicho comportamiento se replicó con las dos temperaturas evaluadas.

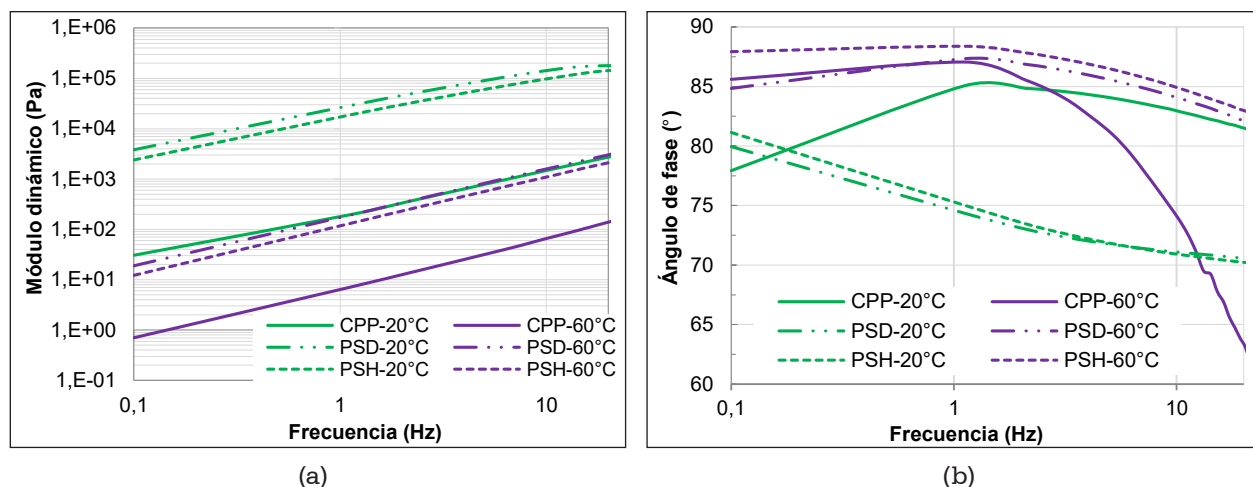


Figura 3.5. Resultados de (a) módulo dinámico y (b) ángulos de fase

Fuente: elaboración propia.

### 3.2.4. Comparación de parámetros de energía

En la tabla 3.4 se presentan las componentes de ESL de los CPP, asfaltos residuales, másticos, y los respectivos valores de trabajo de cohesión de estos materiales. Este parámetro de energía corresponde a la energía requerida para inducir la fractura del material asfáltico, para crear dos nuevas superficies de área unitaria. En primer lugar, los resultados muestran el incremento del trabajo de cohesión con la pérdida de solventes (i. e., datos de CPP versus asfalto residual). Sin embargo, existe una marcada diferencia entre los trabajos de cohesión cuantificados para los asfaltos residuales obtenidos a partir de los métodos de PSD y PSH provenientes de las discrepancias en sus componentes de ESL y ESL total. Según Wei *et al.* [17], las diferencias en composición química de los asfaltos residuales explicarían estas discrepancias en ESL y, por ende, en el trabajo de cohesión. Adicionalmente, los resultados presentados para los másticos se asocian a los cambios en la química superficial del asfalto residual una vez mezclado con el llenante mineral [18]. Por su parte, las discrepancias en la química superficial del asfalto residual obtenido a través de los dos métodos de pérdida de solventes conllevarían diferencias en las respuestas cuantificadas para los másticos fabricados con cada asfalto residual. De hecho, literatura previa [19] sugiere que la destilación atmosférica y por alto vacío, que remueve los componentes más livianos —solventes del CPP— del crudo de petróleo, conlleva la remoción de saturados, mayoritariamente, y la concentración de asfaltenos.

En la figura 3.6 se presentan los resultados de trabajo de adhesión en seco y húmedo (en valor absoluto) de las interfases asfalto residual-agregado evaluadas. Estos resultados sustentan la existencia de diferencias significativas en la calidad de la adhesión desarrollada por los asfaltos residuales obtenidos a través de los dos métodos de extracción de solventes evaluados. Las diferencias en trabajo de adhesión en seco están relacionadas con discrepancias en resistencia a la fractura de las interfases asfalto residual-agregado. Los mayores valores de trabajo de adhesión denotan mayor resistencia a la fractura, afines al asfalto residual obtenido a través del método de PSH. Por su parte, las diferencias en trabajo de adhesión en húmedo (i. e., energía asociada al proceso de deterioro, por unidad de área, de la interfase asfalto residual-agregado por el efecto deletéreo del agua sobre la interfase) se asocian con discrepancias en la susceptibilidad al daño por humedad de las interfases asfalto residual-agregado. Los menores valores absolutos de trabajo de adhesión en húmedo reportados, que emplean el asfalto residual obtenido a través del método de PSH, indican que con este ligante se presenta menor susceptibilidad al daño por humedad.

**Tabla 3.4. Caracterización de ESL de CPP, asfaltos residuales, y másticos ( $1 \cdot 10^{-3} \text{ J/m}^2$ )**

<i>Material</i>		$\Gamma^{LW}$	$\Gamma^-$	$\Gamma^+$	$\Gamma^{AB}$	$\Gamma$	$W_{AA}$
CPP	CPP Castilla (17 °C)	0,89	4,51	0,00	0,01	0,90	1,80
Asfalto residual (AR)	AR - PSD	8,91	0,25	0,00	0,00	8,91	17,8
	AR - PSH	3,43	0,00	0,79	0,00	3,43	6,9
Mástico preparado con asfalto residual generado por método PSD	AR PSD-VC 0,15	4,93	0,00	0,87	0,00	4,93	9,9
	AR PSD-VC 0,30	10,54	0,00	0,00	0,00	10,54	21,1
	AR PSD-VC 0,45	7,63	1,28	0,00	0,00	7,63	15,3
Mástico preparado con asfalto residual generado por método PSH	AR PSH-VC 0,15	0,00	0,24	8,49	2,83	2,84	5,7
	AR PSH-VC 0,30	0,13	0,00	8,19	0,00	0,13	0,3
	AR PSH-VC 0,45	6,32	0,46	0,00	0,00	6,32	12,6

Fuente: elaboración propia.

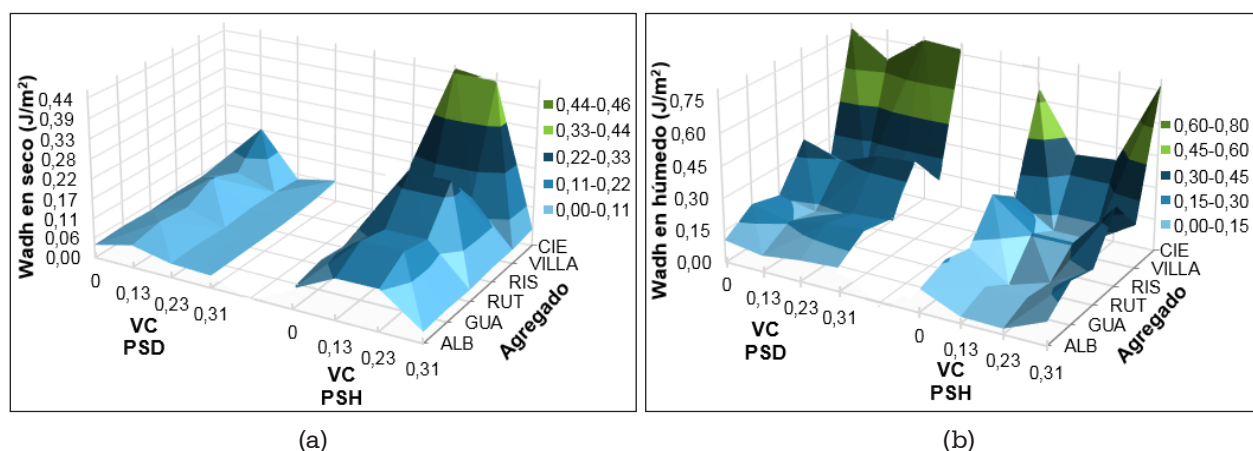


Figura 3.6. Trabajo de adhesión en (a) seco y (b) húmedo

Fuente: elaboración propia.

Los resultados presentados en la figura 3.6 sugieren, además, que es posible optimizar los trabajos de adhesión en seco y húmedo (ver valores máximos y mínimos, respectivamente) al modificar la proporción de llenante mineral. Estos resultados coinciden con los presentados en investigación previa [18] al evaluar de la misma forma ligantes asfálticos obtenidos por refinación (i. e., no modificados) y modificados con polímeros. En términos generales, los resultados presentados en la figura 3.6 sustentan diferencias apreciables sobre las conclusiones que se pueden derivar acerca de la calidad de la adhesión desarrollada por los asfaltos residuales obtenidos de CPP al cambiar el método de extracción de solventes. En otras palabras, se sustenta la necesidad de estandarizar el método de obtención del asfalto residual de CPP. Esta necesidad también se sustenta en los resultados variables de respuesta obtenidos. Por ejemplo, se registró menor penetración, mayor rigidez, y mayor trabajo de cohesión en el asfalto residual obtenido por el método de PSD, mientras que las mejores respuestas en trabajo de adhesión en seco y húmedo, así como las mayores viscosidades se asociaron al asfalto obtenido por el método de PSH.

## Conclusiones

El presente artículo presenta la evaluación de dos métodos para la obtención de asfalto residual de CPP mediante la pérdida de solventes del CPP a presión atmosférica. A continuación, se indican las conclusiones más relevantes derivadas de los resultados y análisis del estudio:

- Los ensayos realizados sobre los asfaltos residuales obtenidos a través del método de PSD y del método de PSH indican que estos materiales difieren en los índices de respuesta y propiedades fundamentales aquí evaluadas. Estas discrepancias, que estarían asociadas a diferencias en la composición química de los asfaltos residuales, indican que los dos métodos de extracción de solventes evaluados no son equivalentes, por lo cual su uso intercambiable no es recomendado.
- La implementación del método de PSH se considera viable. Su implementación práctica simplificaría la obtención de asfalto residual de CPP en comparación con el equipo y protocolo del método de PSD. Aunque el control de pérdida de solventes por el método de PSH requiere como parámetro de entrada el contenido de solventes determinado a través del método de PSD, una vez determinado este contenido de solventes es posible continuar la caracterización y el control del material empleando de forma más sencilla (en campo o en laboratorio) el método de PSH.
- Se sugiere realizar investigación futura para caracterizar químicamente los asfaltos residuales aquí obtenidos a partir del CPP Castilla y para caracterizar algunos asfaltos residuales adicionales obtenidos de otras fuentes de CPP. Además, es recomendable evaluar asfaltos residuales recuperados de mezclas construidas en campo (condición en la cual es posible que la pérdida de solventes se asemeje más a la realizada a través del método de PSH que la correspondiente al método de PSD) y comparar sus propiedades con las obtenidas por los métodos de laboratorio aquí evaluados. A partir de estos análisis, será posible realizar una evaluación más general sobre los asfaltos residuales con miras a la definición futura de una normativa de ensayo estandarizada para estos materiales.

## **Agradecimientos**

Los autores agradecen a Colciencias (programa de Jóvenes Investigadores), a la Universidad del Magdalena (Vicerrectoría de Investigación), y a la Universidad Militar Nueva Granada (proyecto IMP-ING-2132) por el apoyo brindado para la financiación del proyecto. Adicionalmente, los autores agradecen al personal del Laboratorio Integrado de Ingeniería Civil-LIIC de la Universidad del Magdalena por el apoyo logístico ofrecido para completar los ensayos de laboratorio, y al estudiante de doctorado de la Universidad Militar Nueva Granada, Jhon F. Rincón Morantes, por su ayuda en la ejecución de ensayos de reología.

## Declaración de responsabilidad

Este artículo no presenta ni constituye un método estandarizado de ensayo, no constituye una especificación de diseño o construcción, licitación o contratación. Las denominaciones comerciales fueron empleadas exclusivamente con propósitos de información e identificación del producto y no constituyen recomendación de los materiales.

## Referencias

- [1] Corporación Andina de Fomento-CAF, "Soluciones e innovaciones tecnológicas de mejoramiento de vías de bajo tránsito", 2010.
- [2] L. E. Sanabria-Grajales and J. W. Correa-Avello, "Mejoramiento de vías secundarias y terciarias con crudos pesados", *Asfaltos y Pavimentos*, vol. 14, 2006.
- [3] S. Y. Montilla, R. Monroy, A. M. Quintero, and C. J. Pena, "Aplicación del crudo de Castilla en estructuras de pavimento flexible para vías de tráfico liviano en el Valle del Cauca", Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Javeriana-Cali, Cali, 2003.
- [4] L. E. Sanabria, G. Garzón, J. Maldonado, and L. Carvajal, "Caracterización y evaluación del asfalto producido con los crudos Castilla y Gavan", presentado al Décimo Primer Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos Cartagena de Indias, 1997.
- [5] J. Peña, "Experiencias con mezclas de asfaltitas-emulsión asfáltica y asfaltitas-crudo de castilla en la pavimentación", presentado al Décimo Primer Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos, Cartagena de Indias, 1997.
- [6] J. J. Peña, Mezclas en frío, pavimentación con crudos pesados aplicación del crudo de Castilla: Universidad del Cauca, 1999.
- [7] CORASFALTOS, "Proyecto de investigación en crudos pesados y asfaltos naturales para la construcción de vías secundarias y terciarias, Documento de Transferencia de Tecnología", ed. Bucaramanga, 2004.
- [8] ASTM International, "ASTM D 7497-09: Standard Practice for Recovering Residue from Emulsified Asphalt Using Low Temperature Evaporative Technique", ed. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2016, pp. 1-2.
- [9] AASHTO, "Standard Practice for Recovering Residue from Emulsified Asphalt Using Low-Temperature Evaporative Techniques, AASHTO Designation: R 78-16", ed. Washington, D. C., 2016.
- [10] Invias, "Especificaciones generales de construcción de carreteras y normas de ensayo para carreteras", ed. Bogotá D. C., 2013.

- [11] AASHTO, "Standard Method of Test for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR), AASHTO Designation: T 315-12 (2016)", ed. Washington, D. C.: AASHTO, 2016, pp. 1-33.
- [12] A. W. Hefer, A. Bhasin, and D. N. Little, "Bitumen Surface Energy Characterization Using a Contact Angle Approach", *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 18, pp. 759-767, 2006.
- [13] A. Bhasin and D. N. Little, "Characterization of Aggregate Surface Energy Using the Universal Sorption Device", *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 19, pp. 634-641, 2007.
- [14] C. J. Van Oss, *Interfacial Forces in Aqueous Media*. New York: Marcel Dekker Inc., 1994.
- [15] Y. Veytskin, C. Bobko, C. Castorena, and Y. R. Kim, "Nanoindentation Investigation Of Asphalt Binder And Mastic Cohesion", *Construction and Building Materials*, vol. 100, pp. 163-171, 2015.
- [16] British Standards Institute (BSI), "Bitumen and Bituminous Binders-Specifications for Paving Grade Bitumens, BS EN 12591:2009," ed. Brussels: British Standards Institute (BSI), 2011.
- [17] J. Wei, F. Dong, Y. Li, and Y. Zhang, "Relationship Analysis Between Surface Free Energy and Chemical Composition of Asphalt Binder", *Construction and Building Materials*, vol. 71, pp. 116-123, 2014.
- [18] A. E. Álvarez, K. L. Gómez, D. C. Gómez, and O. Reyes-Ortiz, "Optimizing the Effect of Natural Filler on Asphalt-Aggregate Interfaces based on Surface Free Energy Measurements", *Road Materials and Pavement Design*, vol. Published online: 21 april, 2018, 2018.
- [19] R. N. Hunter, A. Self, and J. Read, *The Shell Bitumen Handbook, Sixth Edition*. London, 2015.

# Una mirada a la calidad de las espumas de asfalto colombiano

Sandra X. Campagnoli  
Allex E. Álvarez  
Óscar J. Reyes-Ortiz  
Enrique Estupiñan

Resumen	100
Introducción	101
4.1. Antecedentes y aplicaciones de los asfaltos espumados	102
4.2. Indicadores de calidad de las espumas de asfalto	103
4.3. Materiales y equipos	106
4.3.1. Cementos asfálticos	106
4.3.2. Unidades de espumado y técnicas de medida	106
4.4. Variables del proceso e indicadores de calidad evaluados	108
4.4.1. Variables	108
4.4.2. Indicadores de calidad evaluados	108
4.5. Resultados y discusión	109
4.5.1. Tendencias típicas de comportamiento, curvas ER - HL	109
4.5.2. Parámetros básicos ER, HL, FI, y ER×HL	110
4.5.3. BSD de las espumas	113
Conclusiones y recomendaciones	115
Agradecimientos	117
Referencias	117



***Sandra Ximena Campagnoli Martínez***

Ingeniera civil y especialista en Geotecnia, Universidad Politécnica de Madrid y Nacional de Colombia. Directora del Centro de Estudios Geotécnicos, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, Colombia. Correo electrónico: sandra.campagnoli@escuelaing.edu.co

***Allex E. Álvarez***

Doctor en Ingeniería Civil, Texas A&M University, College Station. Profesor investigador y director del Grupo Integrado de Investigación en Ingeniería Civil-GIIC, Universidad del Magdalena, Colombia. Correo electrónico: allexalvarez@yahoo.com

***Óscar J. Reyes-Ortiz***

Doctor en Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor del Programa de Ingeniería Civil, Universidad Militar Nueva Granada, líder del grupo de investigación de Geotecnia y autor de varios artículos científicos y de patentes. Correo electrónico: oscar.reyes@unimilitar.edu.co

***Enrique Estupiñán E.***

Magíster en Ingeniería Eléctrica, Universidad de Los Andes. Director del Centro de Estudios Aplicados de Programa de Ingeniería Electrónica, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Correo electrónico: enrique.estupinan@escuelaing.edu.co

## Resumen

**E**n la tecnología de los asfaltos espumados normalmente se recomienda el uso de asfaltos blandos para obtener espumas con mejores características de expansión y estabilidad. Es decir, en términos de grado de penetración se prefieren, por ejemplo, los asfaltos 80-100  $^{1}/_{10}$  mm frente a los 60-70  $^{1}/_{10}$  mm. También, usualmente se encuentra en la literatura técnica que el espumado del asfalto a elevadas temperaturas (i. e., 160 °C o 170 °C) produce mejores resultados que a menores temperaturas (i. e., 140 °C o 150 °C). En este trabajo se concluye que estas consideraciones, en general, no resultan válidas para los asfaltos colombianos. Para ello, se parte de un recuento de las experiencias recogidas desde 1997 en la caracterización de espumas asfálticas, elaboradas en las plantas WLB-10 y WLB-10S del laboratorio de suelos y pavimentos de la Escuela Colombiana de Ingeniería. Adicionalmente, mediante el análisis de imágenes, se presenta una comparación de la distribución de tamaños de burbujas de las espumas fabricadas con dos asfaltos de diferente grado de penetración (i. e., 80-100 y 60-70  $^{1}/_{10}$  mm), mostrando la incidencia de la temperatura y del tipo de asfalto en la formación de burbujas y en las características básicas de expansión y vida media de la espuma. Finalmente, se concluye en la necesidad de revisar las especificaciones colombianas para los asfaltos espumados a emplear en trabajos de reciclaje de pavimentos. De la misma forma, se sugiere el desarrollo de investigaciones que permitan avanzar en la caracterización de espumas de asfalto para su aplicación local en la elaboración de mezclas asfálticas tibias.

**Palabras clave:** asfalto espumado; relación de expansión; vida media; tamaño de burbujas; reciclaje.

## Introducción

En Colombia, las experiencias con asfalto espumado se han centrado en su uso en el reciclaje de pavimentos y no se tiene registro a la fecha de la aplicación de tecnologías basadas en agua para la fabricación de mezclas asfálticas tibias –WMA– (por su nombre en inglés *Warm Mix Asphalt*). Desde 1996, la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito ha estudiado las espumas de asfalto y ha apoyado varias experiencias prácticas, entre ellas, citando solo algunas de las iniciales, las llevadas a cabo para la recuperación de varios sectores de la malla vial de Bogotá en 1997 y la rehabilitación de la calle 127 entre la Autopista Norte y la carrera séptima, realizada en el año 2000.

Numerosas espumas de asfalto se han caracterizado a lo largo de más de 20 años en el laboratorio de suelos y pavimentos de la Escuela Colombiana de Ingeniería. Sin embargo, teniendo en cuenta los comportamientos similares observados, se presentan en este artículo las características básicas de espumado de ocho cementos asfálticos. Dos de ellos, identificados como Complejo Industrial de Barrancabermeja (CIB) y Apiay fueron caracterizados en 1997, cuando la Escuela llevó a cabo un estudio sobre la evaluación de las características de espumado de los asfaltos colombianos para Ecopetrol, el Instituto Colombiano de Petróleo (ICP) [1]. Los otros seis asfaltos analizados clasificados por grado de penetración como 60-70 y 80-100  $\frac{1}{10}$  mm fueron suministrados por tres de los principales distribuidores de este producto en el país.

En la selección de las muestras cuyos resultados se presentan en este artículo, se intentó, además de mostrar la calidad de las espumas fabricadas con asfaltos colombianos, hacer una comparación de las características de espumado entre (i) grados de penetración, (ii) distribuidores de asfalto, y (iii) muestras de un mismo grado de asfalto, suministradas en fechas diferentes por un proveedor. También, únicamente con propósitos comparativos, se presentan imágenes donde se aprecia la distribución de tamaños de burbujas (por su nombre en inglés *Bubble Size Distribution*), en dos instantes representativos de la vida de la espuma y en donde se evidencia la diferencia en la morfología de las espumas, aun cuando procedan de asfaltos clasificados con igual grado de penetración.

#### 4.1. Antecedentes y aplicaciones de los asfaltos espumados

La tecnología de los asfaltos espumados ha tenido desarrollos notables a partir de la liberación de la patente de la Mobil Oil en 1991. Su uso se ha popularizado en los procesos de reciclaje en frío para la rehabilitación de pavimentos asfálticos en los que se obtienen capas competentes de base estabilizadas. Las mezclas, elaboradas en los procesos en frío, son porosas –vacíos del orden del 20 % al 25 %– y los agregados gruesos se encuentran relativamente descubiertos de una película de asfalto [2 - 4].

En las últimas décadas se han logrado desarrollos importantes en la aplicación de espumas asfálticas para la fabricación de las denominadas mezclas asfálticas tibias Warm Mix Asphalt (WMA) y semitibias Half Warm Mix Asphalt (HWMA). Al calentar los agregados, se mejora considerablemente el cubrimiento de las partículas por la espuma de asfalto haciendo posible la fabricación y la compactación de la mezcla a menores temperaturas que las necesarias para la fabricación de mezclas asfálticas en caliente Hot Mix Asphalt (HMA) lográndose, en principio, materiales que se equiparan en su comportamiento.

Adicionalmente, la industria del asfalto es cada vez más consciente de la necesidad de proteger el ambiente —reducción de los gases de efecto invernadero y del consumo de energía y aprovechamiento de materiales reciclados, entre otros—, por lo que los asfaltos espumados se han convertido en una de las técnicas más prometedoras para lograr los objetivos de la sostenibilidad. Basta con mirar los informes de las estadísticas y experiencias de la industria respecto de la aplicación del asfalto espumado, particularmente en la fabricación de WMA, desarrollados por la European Asphalt Pavement Association (EAPA) [14], y en especial por la National Asphalt Pavement Association (NAPA) de los Estados Unidos, [6 - 8], y por otros investigadores como Xiao *et al.*, [9] y Abreu *et al.* [10], para concluir que la tecnología se está desarrollando de manera significativa gracias a las experiencias positivas en su aplicación y desempeño [5 - 11].

En particular, las tecnologías de espumado basadas en agua, en las que mediante sistemas mecánicos, como los descritos por Newcomb *et al.* [12], el agua es inyectada al asfalto caliente en pequeñas cantidades (típicamente 1,5 % a 3,5 % de la masa del asfalto) para incorporar la espuma inmediatamente a los agregados en el tambor de mezclado, son las de mayor volumen de aplicación actual en los Estados Unidos de América [12]. Si se las

compara con las tecnologías de espumado denominadas “tecnologías que contienen agua” —que consisten en la incorporación al asfalto de aditivos que llevan agua en su composición—, o con el uso de arenas húmedas —que se introducen en el proceso de elaboración de la mezcla—, o con otras tecnologías para elaborar WMA —en las que se emplean aditivos orgánicos o químicos—, las tecnologías basadas en agua se prefieren debido a los bajos costos de inversión y de producción y, además, por brindar la posibilidad de emplear asfaltos convencionales, [13-14].

Además de las experiencias prácticas en la aplicación de los asfaltos espumados en los procesos de reciclaje en frío y en la fabricación de WMA, recogidas en tramos experimentales en numerosos proyectos alrededor del mundo, en la última década han aumentado las investigaciones en las que se trata de entender la manera en que la espuma de asfalto trabaja en las mezclas, en cada una de las etapas, desde su elaboración, compactación y curado, hasta su desempeño en servicio. Los desarrollos también han venido acompañados de nuevos sistemas para la producción de espumas de asfalto, así como de la definición de parámetros adicionales que permitan establecer su calidad, y de técnicas más confiables para su caracterización en el laboratorio.

## **4.2. Indicadores de calidad de las espumas de asfalto**

La espuma de asfalto es un material complejo, que resulta difícil de caracterizar debido a las elevadas temperaturas de producción (140 °C a 180 °C) y a su naturaleza opaca e inestable, la cual colapsa en un tiempo relativamente corto, dificultando la ejecución de ensayos de desempeño mientras se encuentra en estado de espuma.

Se debe reconocer que, a pesar de que en otras industrias (e. g., polímeros, jabones, alimentos, salud, etc.) las espumas han sido estudiadas con más detalle, la investigación sobre las espumas de asfalto es aún relativamente escasa [13]. Sin embargo, con el desarrollo que han tenido en las últimas dos décadas las tecnologías de espumado basadas en agua para la elaboración de WMA, se ha comenzado a percibir un mayor interés por establecer los parámetros de la espuma que pueden incidir en la elaboración y la colocación de las mezclas, así como en su desempeño en servicio.

En la tabla 4.1 se resumen los principales indicadores de calidad de las espumas de asfalto que han sido definidos en diferentes estudios; algunos de ellos, como el valor de  $k$ , la BSD, y sus parámetros asociados, se encuentran todavía en fase de exploración.

Tabla 4.1. Principales indicadores de calidad de las espumas de asfalto

Parámetro	Descripción
Relación de Expansión ( $ER$ )	Relación entre el volumen máximo de la espuma y el volumen de la misma masa de asfalto sin espumar. Asociada con la viscosidad, la trabajabilidad, y con la facilidad de dispersión de la espuma en los agregados.
Vida Media ( $HL$ )	Tiempo en segundos requerido para que el volumen máximo de la espuma se reduzca en un factor de dos. Asociada con la estabilidad de la espuma.
Índice de Espumado ( $FI$ )	<p>De acuerdo con Jenkins [15], el <math>FI</math> corresponde al área comprendida entre la curva de colapso, que muestra la variación de la <math>ER</math> con el tiempo, y una <math>ER</math> constante de 4, en donde se estima que la espuma de asfalto tiene una viscosidad comprendida entre 0,2 y 0,55 Pa.s, apropiada para realizar la mezcla con los agregados pétreos, [15].</p> <p>Se han desarrollado diferentes modelos para describir el comportamiento de las espumas de asfalto en el tiempo, como los propuestos por Jenkins [16], Lesueur <i>et al.</i>, [17], He y Wong, [19] y Newcomb <i>et al.</i>, [12]; entre ellos, los propuestos por Jenkins [15] y Newcomb <i>et al.</i> [12], que se muestran en las ecuaciones 1 y 2 respectivamente, son los más usados. A partir de estos modelos, el <math>FI</math> se puede determinar cómo se indica en la ecuación 3, [19].</p> $ER(t) = ER_{m\acute{a}x} e^{\frac{-\ln 2}{HL} \times t} \quad (1)$ $ER(t) = 1 + ae^{-bt} + (ER_{m\acute{a}x} - a - 1)e^{-ct} \quad (2)$ $FI = \int_{t=0}^{t=60s} ER(t) dt \quad (3)$ <p>Donde <math>ER(t)</math> = relación de expansión en el instante <math>t</math>, <math>ER_{m\acute{a}x}</math> = relación de expansión máxima, <math>HL</math> = vida media y <math>a</math>, <math>b</math> y <math>c</math> = coeficientes de ajuste.</p> <p>El modelo de colapso propuesto por Jenkins para estimar el <math>FI</math> también está representado por la ecuación 4.</p> $FI = \frac{-\tau_{1/2}}{\ln 2} \left[ 4 - ER_m - 4 \ln \left[ \frac{4}{ER_m} \right] \right] + \left[ \frac{1+c}{2c} \right] \times ER_m \times t_s \quad (4)$ <p>Donde <math>\tau_{1/2} = HL</math> (segundos), <math>ER_m</math> = máxima <math>ER</math> medida inmediatamente después de la descarga, <math>c</math> = factor que relaciona la expansión máxima medida con la expansión real, y <math>t_s</math> = tiempo de descarga de la espuma (segundos).</p>

Parámetro	Descripción
$ER \times HL$	El producto de estos dos parámetros se recomienda en Jones <i>et al.</i> también como un indicador rápido de la calidad de la espuma [20].
Valor de $k$	Velocidad de colapso de la espuma en la zona donde las burbujas se encuentran en condición semi-estable. Se representa como se muestra en la ecuación 5 y se determina con las $ER$ medidas después de 10 segundos de haber iniciado el espumado del asfalto [12]. $ER(t) = 1 + he^{-kt} \quad (5)$ Donde $k$ = velocidad de colapso y $h$ = coeficiente de ajuste.
Distribución del Tamaño de Burbujas (BSD)	Indicador de la trabajabilidad y de la habilidad de la espuma de asfalto para cubrir los agregados. Parámetros asociados a la BSD son el Área Superficial de las Burbujas (BSA) y el Índice de Área de Superficie (SAI). En Ozturk, [21], Hailesilassie <i>et al.</i> , [13, 22 - 25], Martinez <i>et al.</i> , [25], Arega <i>et al.</i> , [27 - 28] y Newcomb <i>et al.</i> , [12] se presentan análisis relacionados con estos parámetros.

Fuente: elaboración propia.

En los procesos de reciclaje en frío de pavimentos, usualmente la caracterización básica para el diseño de las espumas se confía únicamente a la relación de expansión (ER) y a la vida media (HL) a pesar de que son parámetros empíricos que han sido criticados por la forma imprecisa en la que se obtienen —normalmente con la técnica de la varilla graduada—, y porque no suministran una comprensión completa de los mecanismos de espumado ni información acerca de propiedades de la espuma, como su viscosidad o su morfología (relacionada con la forma, poliédrica o esférica, y con la distribución de tamaños de las burbujas –BSD–). Sin embargo, mientras no se cuente con protocolos de ensayo estandarizados para cuantificar o cualificar las propiedades de una espuma, la ER y la HL seguirán siendo aceptadas debido a su sencillez, no solo para su aplicación en procesos de reciclaje, sino también para su uso en la fabricación de mezclas asfálticas tibias [8, 13, 30].



## 4.3. Materiales y equipos

### 4.3.1. Cementos asfálticos

Se incluyen en este artículo los resultados de las características de espumado de ocho cementos asfálticos colombianos con grados de penetración 60-70 y 80-100  $1/_{10}$  mm. La identificación dada y las propiedades de estos cementos asfálticos se muestran en la tabla 4.2.

**Tabla 4.2. Identificación de los cementos asfálticos**

Identificación (Proveedor)	Penetración (1/10 mm)		
	60-70	80-100	80-100 F2'
A1	60-70	80-100	80-100 F2'
A2	60-70	80-100	–
A3	60-70	–	–
Estudio 1997	APIAY	CIB	–

\* En 1997 solo se caracterizaron con las medidas de penetración, punto de ablandamiento, ductilidad, y puntos de ignición y llama.

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 4.3. Propiedades de los cementos asfálticos**

Identificación	APIAY*	CIB*	A1 60-70	A1 80-100	A1 80-100 F2	A2 60-70	A2 80-100	A3 60-70
Penetración (25°C, 100 g, 5s) (1/10 mm)	70	82	65	98	100	69	97	63
Punto de Ablandamiento, anillo y bola (°C)	50	46	49.8	45.8	46	48.9	46.4	50
Índice de Penetración (IP)	–	–	-0.62	-0.60	-0.48	-0.7	-0.5	-0.4
Viscosidad Brookfield a 60°C, (P) Aguja 27, Torque > 90 %	–	–	2230	1286	1297	2030	1520	3290
Contenido de Parafinas (%)	–	–	1.73	1.37	0.58	–	1.7	–

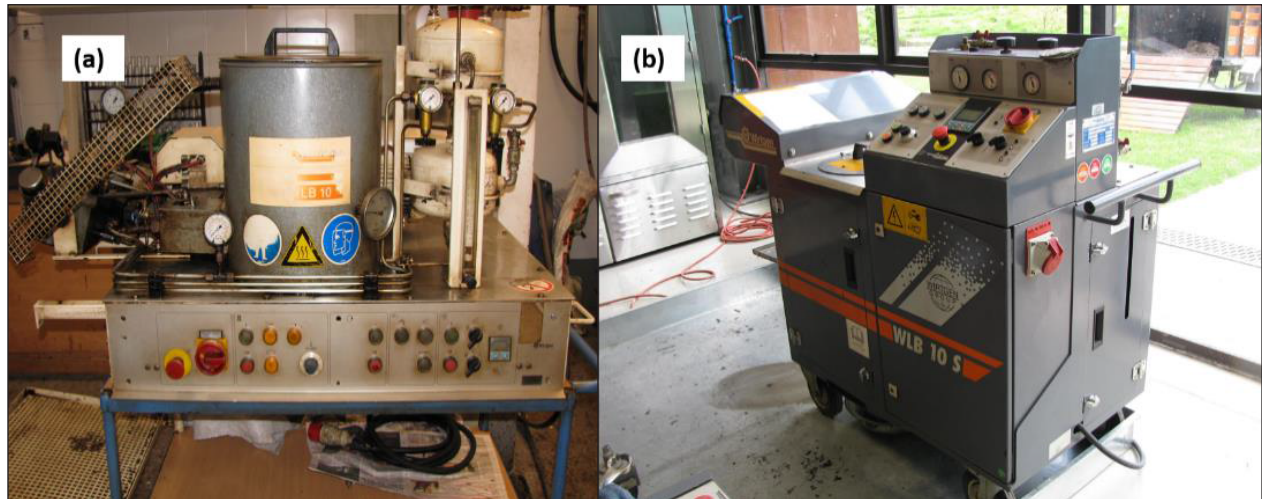
\* En 1997 solo se caracterizaron con las medidas de penetración, punto de ablandamiento, ductilidad, y puntos de ignición y llama.

Fuente: elaboración propia.

### 4.3.2. Unidades de espumado y técnicas de medida

Para el espumado de los cementos asfálticos se emplearon las plantas de laboratorio WLB-10 y WLB10S, fabricadas por la empresa alemana Wirtgen GmbH, que se muestran en la figura 4.1. Ambas plantas están diseñadas para

producir cantidades experimentales de espuma de asfalto, con control de las variables del proceso, como la temperatura, la concentración de agua (FWC) y la presión de aire.



**Figura 4.1. Plantas de laboratorio para espumado del asfalto  
(a) WLB-10 y (b) WLB-10S**

Fuente: elaboración propia.

Una vez definidas y alcanzadas las condiciones del proceso, el asfalto caliente, el agua fría, y el aire a presión son enviados simultáneamente al mezclador en la cámara de expansión, desde donde la espuma fabricada se inyecta a través de una boquilla especialmente diseñada, a un recipiente metálico de dimensiones estándar, dentro del cual con una varilla graduada y un cronómetro se efectúan las medidas de ER y HL, respectivamente.

Medidores láser, cámaras de video u otros dispositivos también se pueden emplear para registrar dentro del recipiente metálico los cambios que se dan en el tiempo, la altura y la BSD de la espuma de asfalto. Para los propósitos de este estudio, se emplearon la varilla graduada y una cámara de video; esta última particularmente para determinar la variación en el tiempo de la morfología y la distribución de tamaños aproximada de las burbujas en la espuma, como se puede apreciar en la figura 4.2.

Para todas las condiciones de ensayo, la masa de asfalto sin espumar fue de 500 g, de tal forma que para un caudal de asfalto de 100 g/s, se tiene un tiempo de descarga  $t_s$  de cinco segundos.

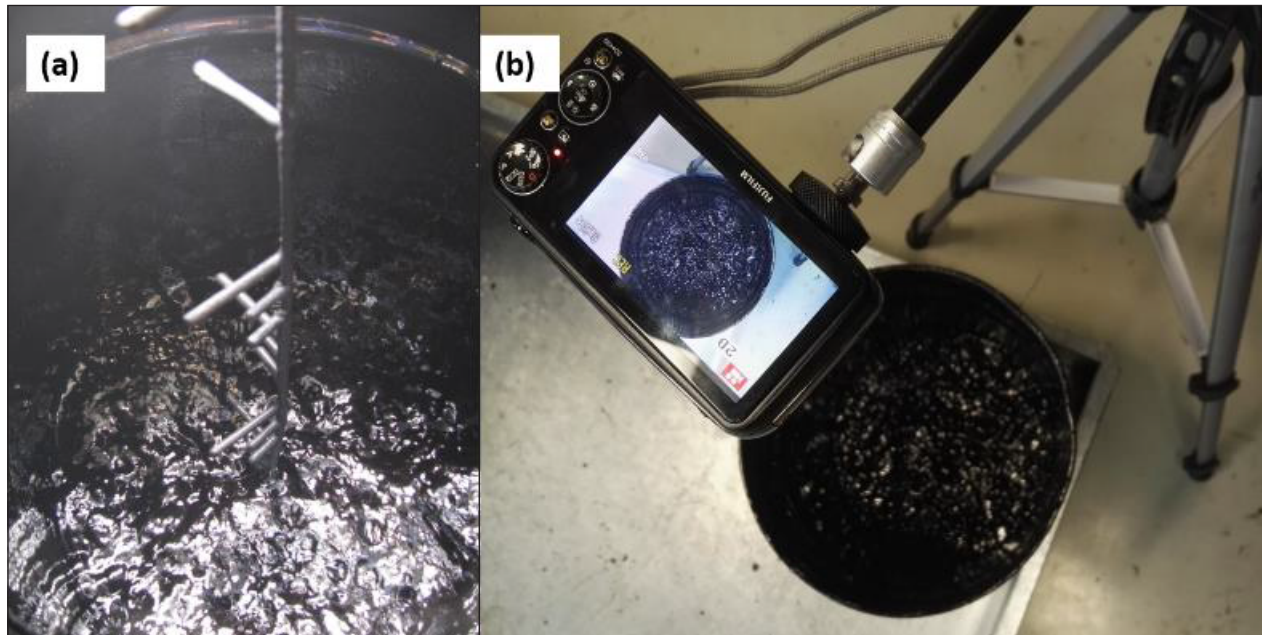


Figura 4.2. (a) Varilla graduada, y (b) cámara de video para captar burbujas

Fuente: elaboración propia.

## 4.4. Variables del proceso e indicadores de calidad evaluados

### 4.4.1. Variables

Los datos de los asfaltos identificados como Apiay y CIB fueron tomados del estudio “Evaluación de las características de espumado de los asfaltos colombianos” [1]. En este estudio, las espumas se fabricaron en la planta WLB-10 y su calidad, en términos de la ER y la HL, fue evaluada para FWC entre 1,5 y 4,0 % (en incrementos del 0,5 %), temperaturas entre 140 y 180 °C (con variaciones de 10 °C), y presiones de aire de 2,0, 3,5, y 4,0 bar.

Los asfaltos identificados como A1, A2, y A3 se espumaron en la planta WLB-10S manteniendo la presión de aire constante en 3,5 bar y evaluando la calidad de las espumas para tres FWC (2,5, 3,5, y 4,5 %) y cuatro temperaturas (140, 150, 160 y 170 °C). Estas condiciones fueron establecidas teniendo en cuenta los comportamientos de las espumas observados en el estudio [1], así como las demás experiencias que se han recogido desde entonces, donde de manera sistemática se ha encontrado que el efecto de la presión de aire sobre la calidad de la espuma no resulta significativo.

#### 4.4.2. Indicadores de calidad evaluados

Para todas las espumas de los cementos asfálticos, elaboradas bajo las condiciones de FWC, temperatura, y presión de aire que se indican en la sección 4.4.1, se evaluaron las ER máxima y HL empleando el método de la varilla graduada. A partir de estos valores se estimaron los respectivos FI, aplicando el modelo de colapso exponencial propuesto por Jenkins [15], dado por la ecuación 6.

$$FI = \frac{-t_{1/2}}{\ln 2} \left[ 4 - ER_m - 4 \ln \left[ \frac{4}{ER_m} \right] \right] + \left[ \frac{1+c}{2c} \right] \times ER_m \times t_s \quad (6)$$

Donde  $t_{1/2}$  = HL (segundos),  $ER_m$  = máxima ER medida inmediatamente después de la descarga,  $c$  = factor que relaciona la expansión máxima medida con la expansión real, y  $t_s$  = tiempo de descarga de la espuma (segundos).

Estudios previos [30 - 31] sugieren que el modelo propuesto por Jenkins no necesariamente se ajusta al comportamiento de colapso de todas las espumas de asfalto presentadas en este artículo, por lo que también se incluye el producto de la ER y la HL como indicador de calidad, tal y como se sugiere en Jones *et al.* [20].

Finalmente, solo con propósitos comparativos de las características de las espumas de cuatro de los asfaltos, se presenta la morfología de las burbujas y, de manera aproximada, la distribución de sus tamaños para dos instantes del colapso (i. e., 25 s y 50 s).

### 4.5. Resultados y discusión

#### 4.5.1. Tendencias típicas de comportamiento, curvas ER - HL

El comportamiento típico de los parámetros básicos de calidad de las espumas –ER y HL–, tomando como representativos los asfaltos del CIB y Apiay, se resume en la figura 4.3. Para cada temperatura de elaboración de las espumas se midieron estos parámetros para FWC comprendidos entre 1,5 y 4 %, con incrementos de 0,5 %; de esta forma, cada punto en cada curva de igual temperatura representa un FWC.

En términos generales, para ambos asfaltos la ER disminuye con el aumento de la temperatura, siendo este efecto más pronunciado en el asfalto de Apiay que en el CIB. No se aprecia una incidencia significativa de la temperatura en la HL y frente al asfalto del CIB, el asfalto de Apiay presenta



mayor expansión y es más estable. La zona sombreada que se muestra en estas figuras corresponde al área donde ER y HL son superiores a 10 y 8 s, respectivamente, que son valores sugeridos por la experiencia sudafricana en el Asphalt Academy [32], como las magnitudes mínimas aceptables para las espumas de asfalto que se apliquen en procesos de reciclaje en frío –es importante aclarar que estos valores son diferentes cuando se considera el uso de la espuma en la fabricación de mezclas asfálticas tibias–. Según este criterio, se aprecia que para el asfalto de Apiay (el cual corresponde al de menor penetración;  $70 \frac{1}{10}$  mm), prácticamente con todas las temperaturas y FWC se superan estos valores, mientras que para el asfalto del CIB (i. e., penetración  $82 \frac{1}{10}$  mm) las condiciones de temperatura y de FWC para cumplirlos simultáneamente son particularmente limitadas. Se podría sugerir que el asfalto de Apiay, siendo el de menor grado de penetración, es más sensible al espumado que el asfalto del CIB.

Los anteriores resultados muestran que no necesariamente con asfaltos más blandos se logran espumas de mejor calidad, como es lo expresado en diversos estudios, entre ellos los de Abreu *et al.* [8] o He y Wong [18] y confirman que el tipo de asfalto tiene incidencia en la calidad de las espumas, estando de acuerdo con diferentes autores, como Zhang *et al.* [33] y Arega *et al.* [29].

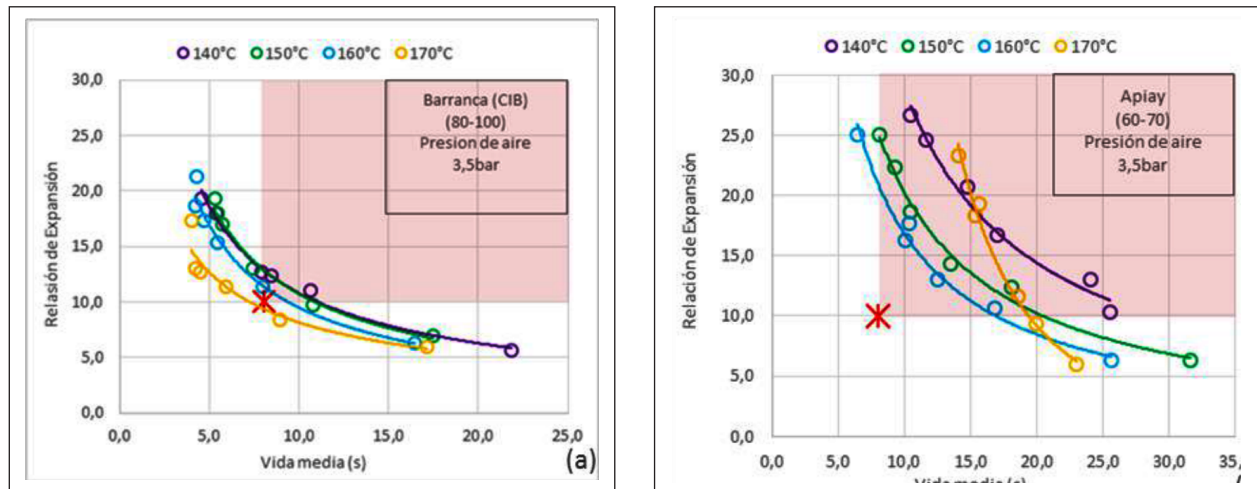


Figura 4.3. Tendencias típicas de comportamiento de las espumas de asfalto colombiano (a) CIB, (b) Apiay

Fuente: elaboración propia.

#### 4.5.2. Parámetros básicos ER, HL, FI, y ER×HL

En la figura 4.4 se muestra la variación con la temperatura y los FWC de la ER y la HL de las espumas fabricadas con los ocho cementos asfálticos

analizados. De forma similar, la figura 4.5 presenta la variación del FI y del producto ER x HL. Estas gráficas se elaboraron para que sea posible comparar los indicadores de calidad de las espumas, teniendo en cuenta todas las variables consideradas – temperatura, FWC y tipo de asfalto–, según su grado de penetración y procedencia.

• **Tendencias observadas de la ER y de la HL**

Como se aprecia en la figura 4.4a, para todos los asfaltos analizados y las temperaturas consideradas las ER aumentan con el incremento en la FWC. Por otro lado, a menores temperaturas se presenta un mayor efecto de la FWC en la ER, siendo este más pronunciado en el asfalto A3 60-70 que corresponde al que exhibe las más altas ER, apartándose significativamente de los valores alcanzados por los demás asfaltos. Adicionalmente, para todos los asfaltos se observa una tendencia a disminuir la ER con el incremento de la temperatura de espumado, llegando incluso a obtenerse en altas temperaturas (160 y 170 °C) valores de ER inferiores a 10, que corresponde, como ya se indicó, a la ER mínima recomendada por la experiencia sudafricana para las espumas que se emplean en procesos de reciclaje en frío. De hecho, las espumas de los asfaltos identificados como A1 (60-70, 80-100 y 80-100 F2) no satisfacen este valor mínimo de ER a temperaturas superiores a 160 °C y con algunos valores de FWC tampoco lo hacen a 150 °C.

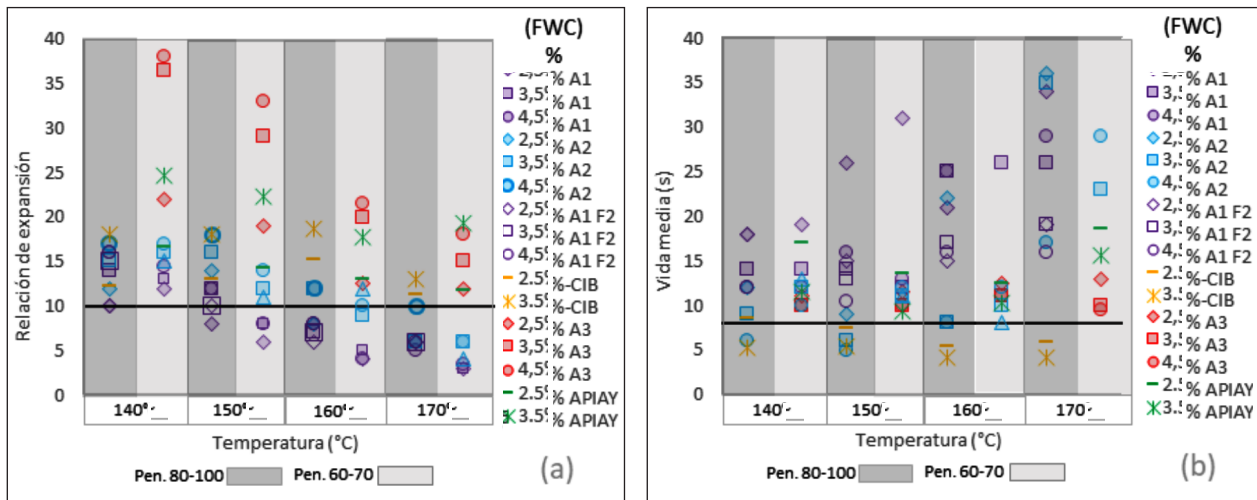


Figura 4.4. Variación con la temperatura y la FWC de la (a) ER y (b) HL

Fuente: elaboración propia.

Los datos presentados en la figura 4.4b indican que las HL disminuyen con el incremento en la FWC, lo que corresponde al comportamiento típico reportado en la literatura, como en los manuales de la Wirtgen GmbH [34] y del Asphalt Academy [33], aun cuando en Bairgi y Tarefder [19] se reporta un comportamiento contrario. Con respecto al comportamiento de la HL de las espumas con la temperatura de espumado (figura 4.4b), se aprecia para los asfaltos de penetración 80-100  $1/_{10}$  mm una tendencia a ser ligeramente más estables con el incremento de la temperatura, es decir, a presentar una HL más alta. Por otra parte, en general, para los asfaltos de penetración 60-70  $1/_{10}$  mm el efecto de la temperatura no resulta ser muy significativo en el rango de FWC evaluado. Para el asfalto A3 60-70, que presentó las más altas ER, sus estabilidades son, en términos generales, similares a la de los asfaltos A1 y A2 de igual grado de penetración.

Al final, prácticamente con todas las FWC y temperaturas consideradas, las HL de las espumas son superiores a ocho segundos, valor que corresponde al mínimo recomendado por la experiencia sudafricana para las espumas que se empleen en procesos de reciclaje en frío.

- **Tendencias observadas del FI y del producto ER×HL**

En cuanto al FI, representado en la figura 4.5a, la tendencia que se observa es a aumentar con el incremento en la FWC en cada tipo de asfalto. En los asfaltos de penetración 60-70  $1/_{10}$  mm se aprecia que a igual temperatura se presenta un rango amplio de variación de este parámetro y que para todas las temperaturas se alcanzan valores del FI superiores a 200 s con algunas FWC. Con estas espumas sería factible la fabricación de WMA, para las que Jenkins [15] recomienda un FI mayor a 180 s. y, desde luego, en principio, serían muy adecuadas sus espumas para los procesos de reciclaje en frío donde el FI sugerido por este mismo investigador es de 164 s. Este no es necesariamente el caso para los asfaltos analizados de penetración 80-100  $1/_{10}$  mm, donde para todas las temperaturas y FWC considerados los FI no superan los 200 s. En términos generales, para todos los asfaltos se aprecia una tendencia a disminuir el FI con el incremento de la temperatura.

Las tendencias observadas para el FI, para una misma temperatura, son relativamente similares para el producto ER×HL, y se presenta nuevamente una mayor variación de este parámetro en los asfaltos de penetración



60-70  $1/_{10}$  mm que en los 80-100  $1/_{10}$  mm. Sin embargo, no se encontró una correlación directa entre estos dos parámetros. Basta con mirar, por ejemplo, el asfalto identificado como CIB de penetración 80-100  $1/_{10}$  mm, que presenta el mayor FI frente a los asfaltos de este mismo grado de penetración, pero el menor producto  $ER \times HL$ .

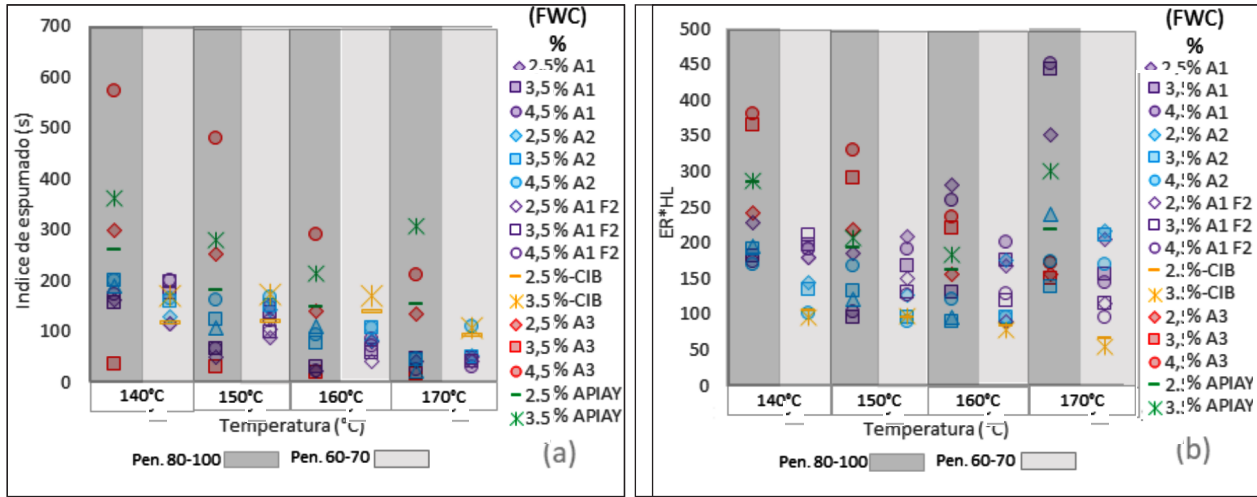


Figura 4.5. Variación con la temperatura y la FWC del (a) FI y (b) producto  $ER \times HL$

Fuente: elaboración propia.

### 4.5.3. BSD de las espumas

En la figura 4.6 se presentan las imágenes captadas en dos instantes del colapso (25 y 50 s) de las espumas de los asfaltos A1 y A2, fabricadas a 150 °C con una FWC de 2,5%, las cuales se han considerado como representativas del comportamiento de este parámetro. En la parte inferior derecha de esta figura, se enseña la escala usada para todas las imágenes. También se indica en cada uno de los instantes señalados, si la condición de las burbujas es inestable o semi-estable, de acuerdo con la HL presentada por cada espuma. La figura 4.7, adaptada de Bairgi y Tarefder [19] permite asociar estos instantes con la condición de las burbujas.

Una mirada rápida a las imágenes presentadas en la figura 4.6 pone en evidencia la diferente morfología de las espumas para las mismas condiciones de tiempo, temperatura y FWC, así se trate de asfaltos del mismo grado de penetración.

Para las condiciones señaladas de temperatura y FWC, la espuma del asfalto A1 60-70 tiene la ER más baja (ER=6), la HL más alta (HL=31 s) y su FI también es el más bajo (FI=47,9) de los asfaltos mostrados en la figura 4.6. De acuerdo con el valor de HL para esta espuma, a los 25 s se está todavía en la zona inestable donde el colapso es rápido y se alcanzan a apreciar burbujas cuyos diámetros están comprendidos aproximadamente entre 8 mm y 4 mm. A los 50 s se observa la espuma en la zona de colapso gradual o semi-estable y los diámetros que más se aprecian son del orden de 4 mm. En las espumas de los asfaltos A1 80-100 y A2 60-70, para ambos instantes considerados, no se detectan burbujas individuales y las espumas presentan una apariencia que, se podría decir, es más continua y viscosa. Finalmente, para estas mismas condiciones de temperatura y FWC, en los dos instantes considerados, se puede apreciar que en la espuma del asfalto A2 80-100 es en la que se presentan abundantes burbujas de diámetros más pequeños, llegando a ser del orden de 1 mm. La espuma de este asfalto fue la de mayor expansión (ER= 14) y menor vida media (HL=9 s) para las mismas condiciones de temperatura y FWC de los cuatro asfaltos considerados en las imágenes que se presentan en la figura 4.6.

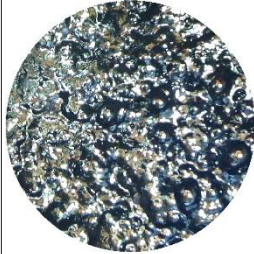




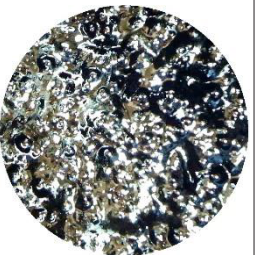
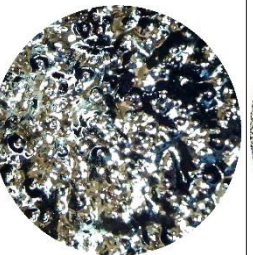
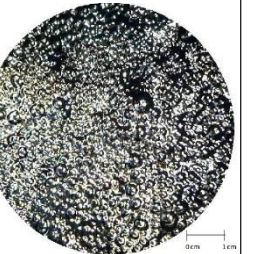
Grado de Penetración (1/10 mm)	A1		A2	
	t = 25 s	t = 50 s	t = 25 s	t = 50 s
	Inestable	Semi-estable	Semi-estable	Semi-estable
60-70				
	Transición inestable a semi-estable	Semi-estable	Semi-estable	Semi-estable
80-100				

Figura 4.6. BSD de las espumas de asfalto en 25 s y 50 s, fabricadas a 150 °C con FWC de 2,5 %

Fuente: elaboración propia.

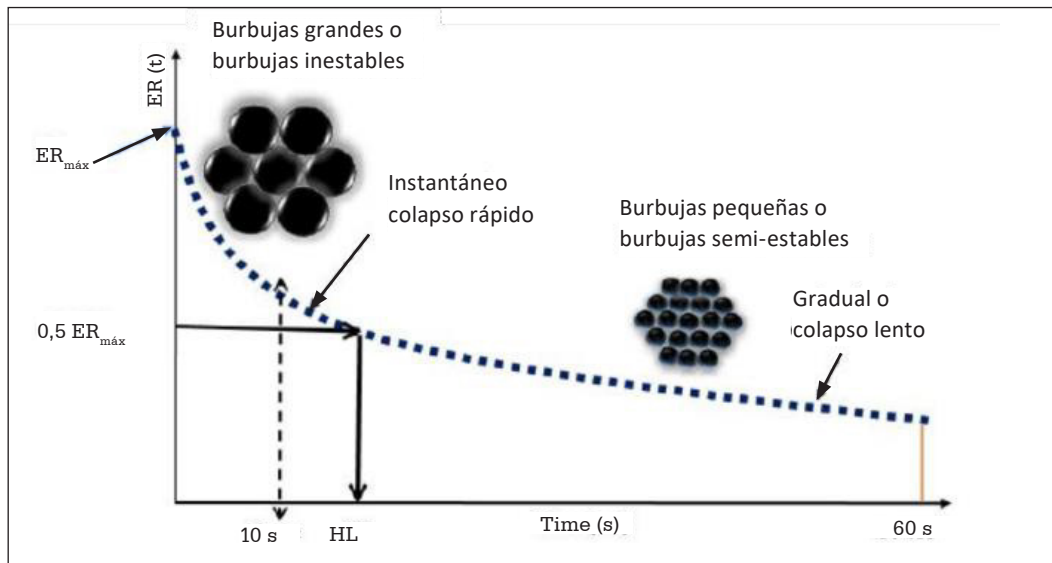


Figura 4.7. Identificación de las zonas inestable y semi-estable en la curva de colapso  
 Fuente: Bairgi y Tarefder, 2018.

## Conclusiones y recomendaciones

Las características de espumado de ocho asfaltos colombianos con grados de penetración 60-70 y 80/100  $1/_{10}$  mm se presentan en este estudio. Seis de estos asfaltos fueron suministrados en 2017 y 2018 por los tres principales distribuidores del producto en el país, mientras que los otros dos fueron suministrados en 1997 por Ecopetrol. En términos generales, los resultados obtenidos de los indicadores de calidad de las espumas caracterizadas en este estudio —incluyendo ER, HL, FI, ER×HL, y BSD— confirman los recogidos en las experiencias adelantadas desde 1997 sobre el espumado de los asfaltos colombianos, en el laboratorio de suelos y pavimentos de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

Las principales conclusiones de este estudio se presentan a continuación:

- Las espumas de los asfaltos que clasifican por grado de penetración como 60-70  $1/_{10}$  mm, que corresponden a los de mayor viscosidad, presentan mayores ER y menores HL frente a los de menor viscosidad clasificados con grado de penetración 80-100  $1/_{10}$  mm. En otras palabras, contrario a lo reportado en otros estudios, las espumas de los asfaltos de menor viscosidad son más estables, pero se expanden menos.

- Para una misma temperatura de espumado, el incremento en la FWC trajo como resultado un aumento en la ER y a una disminución de la HL. Este comportamiento lo han exhibido todas las espumas de los asfaltos analizados, independientemente de su grado de penetración.
- En general, con el incremento de la temperatura de espumado, la ER disminuye y la HL aumenta, aun cuando esta última no lo hace de manera significativa. Se observa que la temperatura tiene mayor incidencia sobre la expansión que sobre la estabilidad de las espumas, en especial en los asfaltos de grado de penetración  $60-70 \frac{1}{10}$  mm.
- A bajas temperaturas (i. e., 140, 150 °C) se aprecia un mayor efecto de la FWC en la ER y este es más pronunciado en las espumas de los asfaltos de grado de penetración  $60-70 \frac{1}{10}$  mm. Para estos mismos asfaltos la FWC no tiene una incidencia significativa en la HL.
- El FI aumentó con el incremento en la FWC y disminuyó con la temperatura. En los asfaltos de grado de penetración  $60-70 \frac{1}{10}$  mm se alcanzaron valores de este parámetro superiores a 200 s, por lo que resultaría factible su uso para elaborar WMA y, desde luego, aplicarlas en procesos de reciclaje en frío.
- Las espumas de los asfaltos de grado de penetración  $60-70 \frac{1}{10}$  mm presentaron los mayores productos de  $ER \times HL$ , lo que confirma que pueden ser adecuadas para la elaboración de WMA.
- En este estudio no se midieron cuantitativamente las curvas de colapso de las espumas de asfalto, por lo que no se validó taxativamente el modelo de colapso exponencial propuesto por Jenkins [15], para calcular el FI. Debido a que en investigaciones previas, desarrolladas por los autores, se indica que este modelo no se ajusta al comportamiento de las espumas de los asfaltos colombianos, se consideró también la inclusión en los análisis del producto de  $ER \times HL$  como indicador de calidad de las espumas fabricadas. Aun cuando los resultados muestran que este parámetro no se correlaciona con el FI, sí guardan aproximadamente la misma tendencia con la variación de la temperatura.
- En cuanto a la BSD, el asfalto de grado de penetración  $80-100 \frac{1}{10}$  mm que presentó la mayor ER, pero la menor HL a una temperatura de 150 °C y con una FWC de 2,5 % fue el único con el que se obtuvo para estas con-

diciones una espuma en la que se apreciaron las burbujas más pequeñas (del orden de 1 mm de diámetro a los 50 s después de su fabricación) en condición semi-estable.

Aun cuando los anteriores resultados muestran tendencias de comportamiento, también confirman y ponen en evidencia la variabilidad de las características de las espumas de asfalto, así se trate de asfaltos de un mismo origen y, en este caso, grado de penetración, suministrados por igual proveedor. Con respecto a esto se sugiere que la especificación colombiana (Instituto Nacional de Vías - Invias), en su artículo 461-13 “Reciclado de pavimento asfáltico en frío en el lugar empleando ligantes bituminosos”, enfatice en la necesidad de verificar las características de espumado de los asfaltos a intervalos regulares, los cuales pueden llegar a ser varias veces durante un día, dependiendo de los procesos que se adelanten en los proyectos en los que ellos se apliquen.

Adicionalmente, no solo los resultados del presente estudio, sino la mayoría de las experiencias recogidas en los trabajos de espumado de asfaltos colombianos demuestran que, dependiendo de las condiciones de temperatura y FWC, los asfaltos de penetración  $60-70 \frac{1}{10}$  mm dan lugar a espumas de calidad apropiada por lo que la especificación no debería limitar el tipo de ligante a espumar asfaltos de penetración  $80-100 \frac{1}{10}$  mm.

Igualmente, se recomienda la revisión de la norma de ensayo INV E 785-13, “Diseño de mezclas de agregados con cemento asfáltico espumado” de tal forma que explícitamente se indique que en la definición de las condiciones para el espumado del asfalto se especifican los rangos de temperatura y de FWC en lugar de un único valor de cada uno de estos parámetros.

Finalmente, se sugiere el desarrollo de una investigación que permita avanzar en la caracterización de espumas de asfalto para su aplicación local en la elaboración de WMA. Para esto, es necesario contar con el apoyo decidido de los proveedores de asfalto, de los fabricantes de mezclas asfálticas, y de las agencias viales, primeras responsables en permitir que se den innovaciones en beneficio de la infraestructura vial y del desarrollo sostenible del país.

## **Agradecimientos**

Los autores agradecen a la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, a la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad del Magdalena y a la



Universidad Militar Nueva Granada (proyecto IMP-ING-2132) por el apoyo brindado para completar este estudio. Igualmente agradecen a las compañías MPI, HQ, e Incoasfaltos S. A. S. por facilitar el material de prueba, y al ingeniero José Leonardo Gutiérrez T., estudiante de Maestría de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, por el apoyo en la ejecución de ensayos de laboratorio.

## Referencias

- [1] E.-I. Escuela Colombiana de Ingeniería, "Evaluación de las características de espumado de los Asfaltos Colombianos", *Conv. ICP-ASJ-330-94. Orden OFC-345-97*, 1997.
- [2] R. H. Bowering and C. L. Martin, "Foamed Bitumen production and application of mixtures evaluation and performance of pavements". 1976.
- [3] N. Walt, P. Botha, C. Semmelink, F. Engelbrecht, and N. Saliem, "The use of foamed bitumen in full-dept in-place recycling of pavement layers illustrating the basic concept of water saturation in the foam process". *7th Conf. Asph. pavements South Africa*, 1999.
- [4] D. Collings and K. Jenkins, "Using bitumen Stabilisation. Understanding non-continuously bound materials", *Pavement Forum Bitum. Stabilised Mater. (BSMs)*, May, 2012.
- [5] EAPA, "The use of Warm Mix Asphalt", pp. 1-23, 2014.
- [6] National Asphalt Pavement Association NAPA, "Warm Mix Asphalt. Contractors Experiences", 2008.
- [7] F. Xiao, V. S. Punith, B. Putman, and S. N. Amirghanian, "Utilization of Foaming Technology in Warm-Mix-Asphalt Mixtures Containing Moist Aggregates", *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 23, n.º September, pp. 1328-1337, 2011.
- [8] L. P. F. Abreu, J. R. M. Oliveira, H. M. R. D. Silva, D. Palha, and P. V Fonseca, "Suitability of different foamed bitumens for warm mix asphalts with increasing recycling rates", *Constr. Build. Mater.*, vol. 142, pp. 342-353, 2017.
- [9] National Asphalt Pavement Association NAPA, "Asphalt Pavement Industry Survey on Recycled Materials and Warm-Mix Asphalt Usage", vol. 138. pp. 1-40, 2015.
- [10] National Asphalt Pavement Association NAPA, "Warm-Mix Asphalt : Best Practices", 2012.
- [11] L. Abreu, J. Oliveira, H. Silva, C. Silva, D. Palha, and P. Fonseca, "Foamed bitumen: an alternative way of producing asphalt mixtures", *Ciência Tecnol. dos Mater.*, vol. 29, n.º 1, pp. e198-e203, 2017.
- [12] D. Newcomb et al., *NCHRP - REPORT 807. Properties of Foamed Asphalt for Warm Mix Asphalt Applications*. Transportation research Board, 2015.

- [13] B. W. Hailesilassie *et al.*, "A closer scientific look at foam bitumen," *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 629, October, 2017.
- [14] X. Yu, S. Liu, and F. Dong, "Comparative assessment of rheological property characteristics for unfoamed and foamed asphalt binder", *Constr. Build. Mater.*, vol. 122, pp. 354-361, 2016.
- [15] K. J. Jenkins, "Mix Design considerations for cold and half-warm bituminous mixes with emphasis on foamed bitumen," September. Stellenbosch, 2000.
- [16] K. Jenkins, M. van de Ven, and J. de Groot, "Characterisation of foamed bitumen", *7th Conf. Asph. pavements South. Africa*, pp. 1-18, 1999.
- [17] D. Lesueur *et al.*, "Foamability and Foam Stability", *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 5, n.º 3, pp. 277-302, 2004.
- [18] G. P. He and W. G. Wong, "Decay properties of the foamed bitumens", *Constr. Build. Mater.*, vol. 20, n.º 10, pp. 866-877, 2006.
- [19] B. K. Bairgi and R. Tarefder, "Analysis of foaming properties of asphalt binder through a laser based non contact method", *Proc. ASME 2017 Int. Mech. Eng. Congr. Expo.*, pp. 1-6, 2018.
- [20] D. Jones, P. Fu, J. Harvey, and F. Halles, "Full-Depth Pavement Reclamation with Foamed Asphalt: Final Report", April, 2008.
- [21] H. Ozturk, "Quantification of quality of foamed warm mix asphalt binders and mixtures", Michigan State University, 2013.
- [22] H. I. Ozturk and M. E. Kutay, "Sensitivity of Nozzle-Based Foamed Asphalt Binder Characteristics to Foaming Parameters," *Transp. Res. Rec. 2444*, 2014.
- [23] B. W. Hailesilassie, P. Schuetz, I. Jerjen, M. Hugener, and M. N. Partl, "Dynamic X-ray radiography for the determination of foamed bitumen bubble area distribution," *J. Mater. Sci.*, vol. 50, n.º 1, pp. 79-92, 2014.
- [24] B. Hailesilassie, P. Schuetz, I. Jerjen, A. Bieder, M. Hugener, and M. Pratl, "Evolution of bubble size distribution during foam bitumen formation and decay", *Asph. Pavements*, 2014.
- [25] B. W. Hailesilassie, M. Hugener, and M. N. Partl, "Influence of foaming water content on foam asphalt mixtures", *Constr. Build. Mater.*, vol. 85, pp. 65-77, Jun. 2015.
- [26] B. W. Hailesilassie, M. Hugener, A. Bieder, and M. N. Partl, "New experimental methods for characterizing formation and decay of foam bitumen", *Mater. Struct.*, vol. 49, n.º 6, pp. 2439-2454, 2016.
- [27] G. Martínez-Argüelles, F. Giustozzi, M. Crispino, and G. W. Flintsch, "Investigating physical and rheological properties of foamed bitumen", *Constr. Build. Mater.*, vol. 72, pp. 423-433, Dec. 2014.



- [28] Z. Arega, A. Bhasin, and W. Li, "Parametric Analysis of Factors That Affect Asphalt Binder Foaming Characteristics", *ASCE Civ. Eng.*, pp. 1-10, 2015.
- [29] Z. A. Arega, A. Bhasin, W. Li, D. E. Newcomb, and E. Arambula, "Characteristics of Asphalt Binders Foamed in the Laboratory to Produce Warm Mix Asphalt", vol. 26, n.º 11, pp. 1-10, 2014.
- [30] M. Rosli, M. Hasan, Z. You, and X. Yang, "A comprehensive review of theory, development, and implementation of warm mix asphalt using foaming techniques", *Constr. Build. Mater.*, vol. 152, pp. 115-133, 2017.
- [31] S. Campagnoli, E. Estupiñán, O. Parra, D. Puentes, A. Álvarez, and O. Reyes, "Aplicación del procesamiento de imágenes para evaluar el colapso y el tamaño de burbujas de espumas de asfalto", *XIX Congr. Ibero Lat. Am. del Asf. - CILA*, 2017.
- [32] S. Campagnoli, E. Estupiñán, and J. Soto, "Caracterización de espumas de asfalto", *7a. Sem. técnica del Asf. Corasfaltos*, 2016.
- [33] Asphalt Academy, *Technical Guideline : Bitumen Stabilised Materials A Guideline for the Design and Constructio of Bitumen Emulsion and Foamed Bitumen Stabilised Materials*, May. 2009.
- [34] J. Zhang, E. Arambula, D. Newcomb, A. Bhasin, and D. Little, "Effects of Asphalt Source , Asphalt Grade , and Inclusion of Additives on Asphalt Foaming Characteristics", *Transp. Res. Rec.*, June, 2017.
- [35] Wirtgen GmbH, *Wirtgen Cold Recycling Techology*. 2012.

# Caracterización reológica de matrices asfálticas finas producidas con diferentes técnicas de asfalto espumado

Diana B. Sánchez  
Gordon Airey  
Silvia Caro  
James Grenfell

Resumen	123
Introducción	124
5.1. Materiales y métodos	126
5.1.1. Diseño de la matriz asfáltica fina	127
5.1.2. Características de las mezclas finas	128
5.2. Procedimiento experimental	129
5.2.1. Caracterización de las matrices finas fabricadas con diferentes técnicas de asfalto espumado	129
5.2.2. Caracterización de los asfaltos recuperados	131
5.3. Resultados y discusión	131
5.3.1. Propiedades viscoelásticas lineales de las matrices asfálticas finas	131
5.3.2. Propiedades viscoelásticas lineales de los asfaltos recuperados	138
Conclusiones y recomendaciones	139
Agradecimientos	140
Referencias	140

***Diana B. Sánchez***

Doctora en Ingeniería Civil, University of Nottingham. Investigadora post-doctoral Universidad de Los Andes. Correo electrónico: bo-sanch@uniandes.edu.co

***Gordon Airey***

Profesor de Ingeniería de materiales para pavimentos y director de Nottingham Transportation Center, University of Nottingham, UK. Correo electrónico: Gordon.Airey@nottingham.ac.uk

***Silvia Caro***

Doctora en Ingeniería Civil, Texas A&M University. Profesora asociada y vicedecana académica de la Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: scaro@uniandes.edu.co

***James Grenfell***

Doctor en Metalurgia y Materiales. Oficial técnico superior en el Nottingham Transportation Center, Universidad de Nottingham, UK. Correo electrónico: james.grenfell@arrb.com.au

## Resumen

**E**l asfalto espumado en ingeniería de pavimentos es comúnmente empleado para la fabricación de mezclas frías y tibias, así como para la estabilización de capas de base de diferentes tipos de suelos y de capas que incluyen material reciclado. Las dos técnicas más comunes de producción de asfalto espumado incluyen la metodología mecánica (i. e., en la cual se inyecta una cantidad de agua fría al asfalto caliente para generar el efecto de espuma) y más recientemente, la adición de zeolitas al cemento asfáltico caliente. Aunque estas técnicas de asfalto espumado han sido ampliamente empleadas en proyectos de infraestructura vial, aún existe incertidumbre con respecto a las diferencias en sus propiedades fundamentales y desempeño en el largo plazo. Este trabajo presenta los resultados de la caracterización reológica de matrices asfálticas finas fabricadas con las dos técnicas de asfalto espumado mencionadas. Las matrices finas representan la parte fina de la mezcla asfáltica convencional, y están compuestas por partículas de tamaño menor a 1 mm, vacío y asfalto. La caracterización reológica se realizó mediante ensayos de corte dinámico e incluyó el impacto de la temperatura de mezcla en el módulo dinámico de corte ( $|G^*|$ ) de estos materiales. Adicionalmente, el asfalto de las matrices finas producidas por los dos métodos fue recuperado y caracterizado mediante el ensayo DSR (i. e., ensayo de corte dinámico). Los resultados muestran que existen diferencias en los valores de  $|G^*|$  de las matrices finas fabricadas con cada una de las técnicas de asfalto espumado y de sus asfaltos correspondientes, y que estas diferencias están asociadas con cambios en la volumetría de las mezclas, su composición interna y características de los componentes de las mezclas durante su fabricación.

**Palabras clave:** asfalto espumado; caracterización reológica; ensayo de corte dinámico.

## **Introducción**

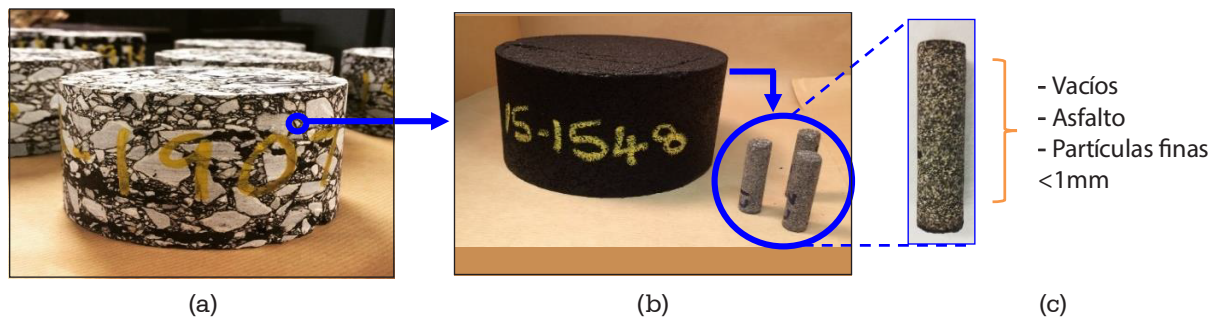
La producción de asfalto espumado ha sido tradicionalmente realizada mediante la técnica propuesta por Csanyi [1] en Iowa, Estados Unidos, hace más de 50 años, la cual fue posteriormente modificada por Mobil Oil Australia [2]. En esta técnica, el efecto de espuma es generado mediante un proceso mecánico en el cual el asfalto caliente (i. e., usualmente a 160-180 °C) es combinado con una pequeña cantidad de agua fría (i. e., usualmente entre 1 y 5 % sobre el peso del asfalto). En su estado espumado, el asfalto incrementa su volumen en cerca de 20 veces su tamaño original y presenta una viscosidad menor que el mismo asfalto en su estado líquido [1]. Este asfalto ha sido empleado principalmente para la fabricación de mezclas con agregados que se encuentran a temperatura ambiente y que, usualmente, contienen humedad. Una vez caducados los derechos de patente adquiridos por Mobil Australia, el uso del asfalto espumado se extendió por varios países de Europa, Australia y Sudáfrica, y surgieron nuevas aplicaciones [3]. Por ejemplo, esta técnica ha sido empleada para la fabricación de mezclas asfálticas tibias y en caliente en capas asfálticas superficiales, así como en procesos de reciclaje en frío de capas asfálticas existentes y de estabilización de suelos.

Otras tecnologías más recientes empleadas para la fabricación de asfalto espumado incluyen la incorporación de aditivos, tales como zeolitas. Las zeolitas son aditivos minerales que contienen alrededor del 18-20 % de agua en su estructura interna [4]. En esta técnica, el efecto de espuma se obtiene una vez las zeolitas entran en contacto con el asfalto caliente (i. e., usualmente a 120 °C). En este proceso el agua que se encuentra en la estructura interna de estos minerales se libera gradualmente en forma de vapor, produciendo burbujas en la superficie del asfalto [5], con un volumen expandido menor que el producido mediante la técnica mecánica. En esta condición, la viscosidad del asfalto disminuye y aumenta la trabajabilidad del material, lo que permite la producción de mezclas tibias (i. e., temperaturas de mezcla 20 °C-30 °C más bajas que las mezclas asfálticas convencionales) [6], obteniendo beneficios ambientales, económicos y de pavimentación.

Aunque estas técnicas de producción de asfalto espumado han sido empleadas en proyectos de infraestructura vial alrededor del mundo, aún existen dudas respecto a las propiedades fundamentales de las mezclas producidas con cada técnica y a su desempeño a largo plazo, lo que limita la confiabilidad

de su uso. En este contexto, en este trabajo se presenta una caracterización detallada de mezclas asfálticas fabricadas con la técnica mecánica de asfalto espumado tradicional y mediante la incorporación de zeolitas. Esta caracterización incluye el efecto que tiene la temperatura de mezcla en el módulo de corte  $|G^*|$  de las mezclas. Adicionalmente, una vez fabricadas las mezclas finas, el asfalto fue recuperado con el fin de evaluar el efecto de la tecnología de asfalto espumado y la temperatura de mezcla, en los valores de  $|G^*|$  de los ligantes asfálticos.

Este estudio fue desarrollado al nivel de la meso escala, mediante el ensayo de especímenes que representan la matriz asfáltica fina o mortero asfáltico de mezclas completas. Específicamente, la matriz asfáltica fina se define como la mezcla del ligante asfáltico y de los agregados finos (pasa tamiz n.º 16 o 1,18 mm) que se encuentra como material de base en las mezclas asfálticas convencionales [7 - 8]. En la figura 5.1 se presenta un esquema de la composición de las mezclas asfálticas completas, que incluye la matriz asfáltica fina.



**Figura 5.1. Composición de las mezclas asfálticas:**  
**(a) mezcla asfáltica completa (HMA) y (b) matriz asfáltica fina**

Fuente: elaboración propia.

La importancia de realizar estudios de materiales asfálticos a esta escala radica en que varios fenómenos de degradación, tales como el agrietamiento por fatiga y el daño por humedad, inician y se propagan dentro de la matriz fina de la mezcla [9]. Por lo tanto, la caracterización de las mezclas fabricadas con asfalto espumado en la escala meso proporciona información inicial acerca del comportamiento de la mezcla completa a un costo reducido debido a la disminución significativa en la cantidad de material necesario para la realización de los ensayos y a la reducción del tiempo requerido para la realización de dichos ensayos.

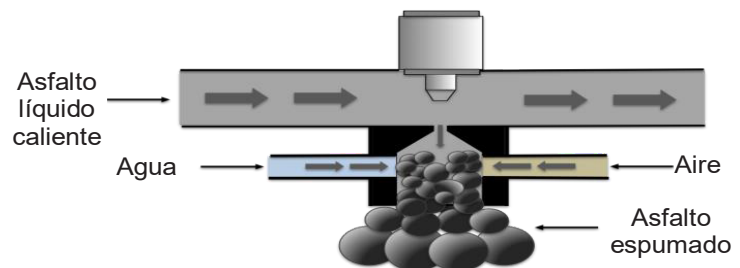
## 5.1. Materiales y métodos

Como se describió anteriormente, el asfalto presente en las mezclas finas fue espumado mediante dos técnicas: 1) la técnica mecánica de inyección directa de agua fría al asfalto caliente, y 2) la adición de zeolitas. Estos asfaltos fueron mezclados posteriormente con agregados que fueron sometidos a dos temperaturas: 120 °C y 160 °C, con el fin de evaluar la aplicación de estas técnicas para la fabricación de mezclas tibias y calientes, respectivamente.

Para el primer método, se empleó una planta de producción de asfalto espumado al nivel de laboratorio, desarrollada por Wirtgen (figura 5.2). La mezcladora de esta planta es diseñada principalmente para producir mezclas con agregados a temperatura ambiente. Por lo tanto, con el fin de mantener la temperatura de los agregados, una mezcladora fue adaptada a esta planta siguiendo recomendaciones de estudios previos [10 - 11]. Idealmente, para la fabricación de estas mezclas, es preferible usar una mezcladora horizontal de doble eje ya que permite producir mezclas con condiciones similares a aquellas fabricadas en campo [12]. Sin embargo, esta mezcladora no estaba disponible en el laboratorio. La planta de asfalto espumado empleada permite controlar la cantidad de asfalto y agua de acuerdo con los requerimientos de diseño. Inicialmente, el asfalto se calienta a altas temperaturas dentro de la unidad y, posteriormente, este es espumado combinando cantidades específicas de agua, aire y asfalto dentro de una cámara de expansión, tal como se muestra en la figura 5.2. Esta mezcla se libera a través de la boquilla directamente a la mezcladora para ser combinada con los agregados que se encuentran en diferentes temperaturas de acuerdo con la temperatura de mezcla. En esta tecnología, el asfalto siempre fue calentado a 160 °C para generar el efecto de espuma, mientras que los agregados fueron precalentados 20 °C más que la temperatura de mezcla requerida (i. e., 120 y 160 °C en este estudio).



(a)



(b)

**Figura 5.2. Esquema de producción de asfalto espumado mediante (a) la técnica mecánica y (b) planta de asfalto espumado**

Fuente: elaboración propia a partir de [13]



Para el segundo método, el asfalto espumado fue producido mediante la incorporación de zeolitas sintéticas producidas por PQ Corporation®. Este aditivo viene en una forma de polvo fino (partículas que pasan el tamiz n.º 200) con un contenido de humedad del 20 % [6]. El proceso de fabricación con esta tecnología consiste en pre-mezclar las zeolitas (añadidas a temperatura ambiente) con el asfalto previamente calentado a la temperatura de mezcla correspondiente (i. e., 120-160 °C), para su posterior incorporación a los agregados previamente calentados a la misma temperatura de mezcla.

Adicionalmente, se fabricó una mezcla de control (sin tecnología de espumado), como matriz de referencia. Todas las mezclas fueron fabricadas empleando un asfalto con penetración 70/100 (1/10 mm). Para caracterizar este asfalto, se realizaron ensayos convencionales de caracterización física básica, cuyos resultados se presentan la tabla 5.1. Los mismos ensayos fueron desarrollados en el asfalto mezclado con las zeolitas, y los resultados se presentan en la misma tabla. Finalmente, todas las matrices finas fueron fabricadas con agregados de piedra caliza obtenidos de una cantera cerca de la ciudad de Nottingham, Inglaterra.

**Tabla 5.1. Propiedades físicas de los ligantes**

<i>Propiedad</i>	<i>Asfalto virgen</i>	<i>Asfalto con zeolitas</i>	<i>Norma</i>
Penetración a 25 °C	73	70	BS 2000-49:2007
Punto de ablandamiento [°C]	46	46	BS 2000-58:2007
Viscosidad rotacional a 120 °C [cP]	590	650	BS 2000-505:2010
Viscosidad rotacional a 150 °C [cP]	140	160	BS 2000-505:2010
Viscosidad rotacional a 180 °C [cP]	50	50	BS 2000-505:2010

Fuente: elaboración propia.

### 5.1.1. Diseño de la matriz asfáltica fina

El paso inicial para el diseño de la matriz asfáltica fina consistió en seleccionar una mezcla asfáltica densa en caliente. Para este estudio se seleccionó una mezcla de capa asfáltica cerrada tamaño 0/14 mm con un contenido de asfalto del 5% en peso de asfalto total, de acuerdo con el estándar británico BS 4987-1:2005. En este trabajo, la granulometría de la matriz asfáltica fina corresponde

a la de la granulometría original para todas las partículas con tamaño inferior a 1 mm (incluyendo la llenante mineral), tal como se observa en la tabla 5.2. Adicionalmente, para determinar el contenido de asfalto de la matriz fina, se realizó una aproximación teórica basada en las propiedades volumétricas de la mezcla completa para calcular el volumen esperado de asfalto que se requiere para recubrir las partículas de agregado fino. Este cálculo resultó en un valor el contenido de asfalto de 10,7 % por peso total de la mezcla fina.

**Tabla 5.2. Proporciones de las partículas en las matrices asfálticas finas**

<i>Tamiz N.º</i> <i>[mm]</i>	<i>Masa retenida</i> <i>[ %]</i>	<i>Masa retenida</i> <i>[g]</i>
1	–	0
0,5	47	1.372
0,25	23,5	686
0,125	11,7	342
0,063	5,8	169
Fondo	12	350
Total	100	2.919

Fuente: elaboración propia.

### 5.1.2. Características de las mezclas finas

Un total de cinco matrices finas fueron fabricadas en el laboratorio con la granulometría y contenido de asfalto, descritas anteriormente. Estas matrices incluyen una matriz de control (matriz-control A), la cual fue fabricada a una temperatura de mezcla de 160 °C, dos matrices finas fabricadas con asfalto espumado producido mediante la técnica mecánica y dos fabricadas con zeolitas. Para las matrices finas fabricadas con asfalto espumado mediante las dos técnicas, se emplearon dos temperaturas de mezclado (i. e., 120 y 160 °C). En la siguiente tabla 5.3 se presentan los diferentes tipos de matrices finas con las temperaturas empleadas en los materiales en cada caso y su respectiva convención.

Tabla 5.3. Características de las mezclas finas

Tipo de mezcla	T° de los materiales [°C]		T° de mezcla [°C]	Convención
	Asfalto	Agregados		
Control	160	160	160	Matriz-control A
Técnica mecánica	160	140	120	Mecánica-120C
	160	180	160	Mecánica-160C
Zeolitas	120	120	120	Zeolitas-120C
	160	160	160	Zeolitas-160C

Fuente: elaboración propia.

## 5.2. Procedimiento experimental

En esta sección se describe el procedimiento experimental empleado para la caracterización reológica tanto de las matrices asfálticas finas como de los asfaltos recuperados.

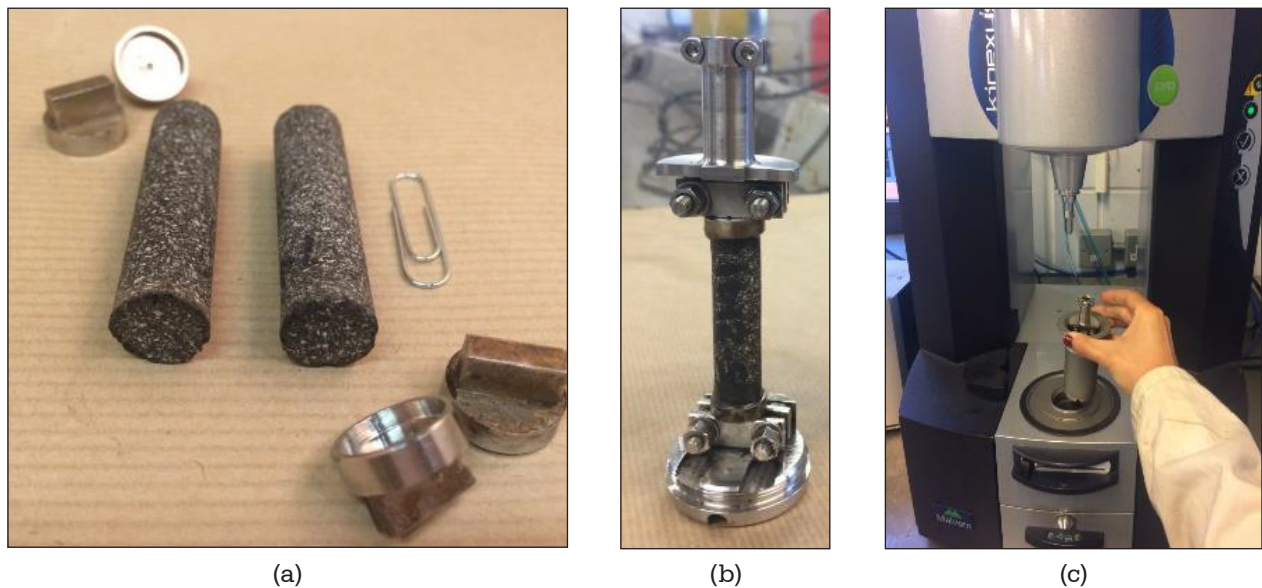
### 5.2.1. Caracterización de las matrices finas fabricadas con diferentes técnicas de asfalto espumado

La caracterización reológica de las matrices asfálticas finas fabricadas con diferentes tecnologías de asfalto espumado fue realizada mediante el ensayo oscilatorio de corte dinámico. Este ensayo fue desarrollado inicialmente en Estados Unidos con el fin de caracterizar las propiedades viscoelásticas y el proceso de deterioro por fatiga de matrices asfálticas finas [7]. El ensayo se realiza sobre muestras cilíndricas de 50 mm de altura y 12,5 mm de diámetro, que son instaladas y ensayadas en un reómetro de alta potencia, empleando una configuración geométrica sólida. En las siguientes secciones se describe la preparación de los especímenes y las condiciones de este ensayo.

- *Fabricación de los especímenes*

Para la fabricación de los especímenes de ensayo se siguió la metodología propuesta en [7]. En esta metodología se fabrica generalmente un espécimen cilíndrico de 90 mm de altura y 150 mm de diámetro con la matriz asfáltica fina, el cual es compactado en el compactador giratorio. Sin embargo, para este estudio, se fabricó un espécimen cilíndrico más pequeño (i. e.,

60 mm de altura y 100 mm de diámetro) con el fin de extraer solamente cuatro especímenes cilíndricos (i. e., 50 mm de altura y 12,5 mm de diámetro). El espécimen fue compactado hasta alcanzar una densidad de  $2.056 \text{ kg/m}^3$ , la cual corresponde a un porcentaje de vacíos del 10%. Luego de la compactación, 5 mm de cada uno de los bordes del espécimen fueron cortados para obtener una altura de 50 mm y, posteriormente, se extrajeron los cuatro especímenes de 12,5 mm de diámetro y 50 mm de altura con la ayuda de una broca. Para cada tipo de matriz fina, se ensayaron tres especímenes. El espécimen de 50 mm de diámetro y 100 mm de altura remanente fue empleado para la recuperación del asfalto y su posterior caracterización. En la figura 5.3 se muestra la preparación de los especímenes y su instalación en el reómetro.



**Figura 5.3. Configuración del ensayo de corte dinámico para matrices finas:**  
**(a) preparación de especímenes, (b) espécimen listo para ensayar,**  
**y (c) instalación en el reómetro**

Fuente: elaboración propia.

- *Condiciones de ensayo tipo DMA en matrices finas*

Con el fin de determinar el  $|G^*|$  de las matrices finas fabricadas con diferentes tecnologías de asfalto espumado, tres especímenes cilíndricos por cada matriz fina fueron sometidos a una carga oscilatoria de corte bajo condiciones de deformación controlada (i. e.,  $6.5 \times 10^{-3} \%$ ) para garantizar

que este se encontrara dentro del rango viscoelástico lineal, en un amplio rango de frecuencias de 0,5-15,85 Hz para diferentes temperaturas (15-65 °C).

### 5.2.2. Caracterización de los asfaltos recuperados

Los asfaltos presentes en las matrices asfálticas finas fabricadas con cada técnica de asfalto espumado fueron recuperados siguiendo la norma británica BS EN 12697-4:2005. Posteriormente, estos materiales fueron sometidos a ensayos de reología dinámica de corte, DSR. El ensayo fue realizado en condiciones de deformación controlada (i. e., 0,6 y 0,8 % para geometrías de 8 y 25 mm, respectivamente), con un rango de temperatura de 5-75 °C, y de frecuencias de 0,1-10 Hz.

## 5.3. Resultados y discusión

### 5.3.1. Propiedades viscoelásticas lineales de las matrices asfálticas finas

A manera de ejemplo, en la figura 5.4 se presentan los resultados de  $|G^*|$  en función de la frecuencia de aplicación de carga y de la temperatura, para una matriz fina fabricada con asfalto espumado mediante la técnica mecánica de asfalto espumado a una temperatura de mezcla de 120 °C.

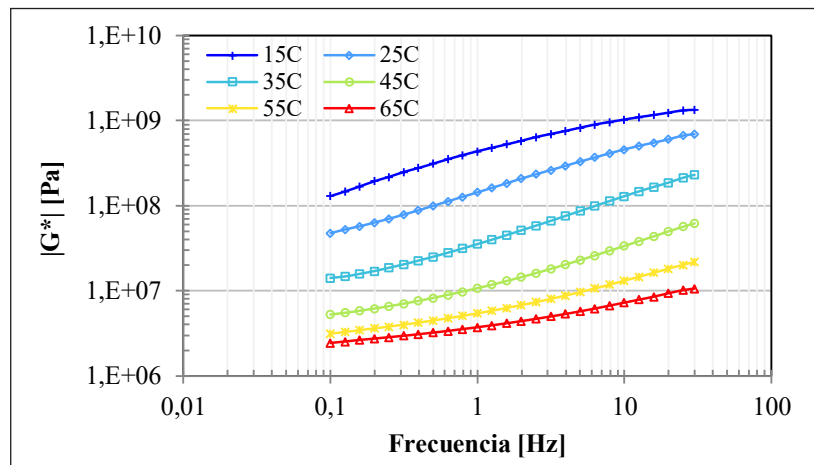
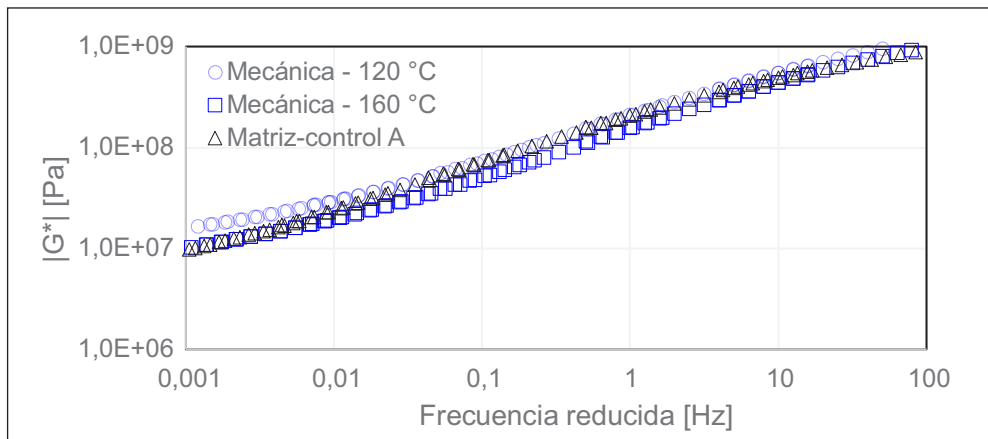


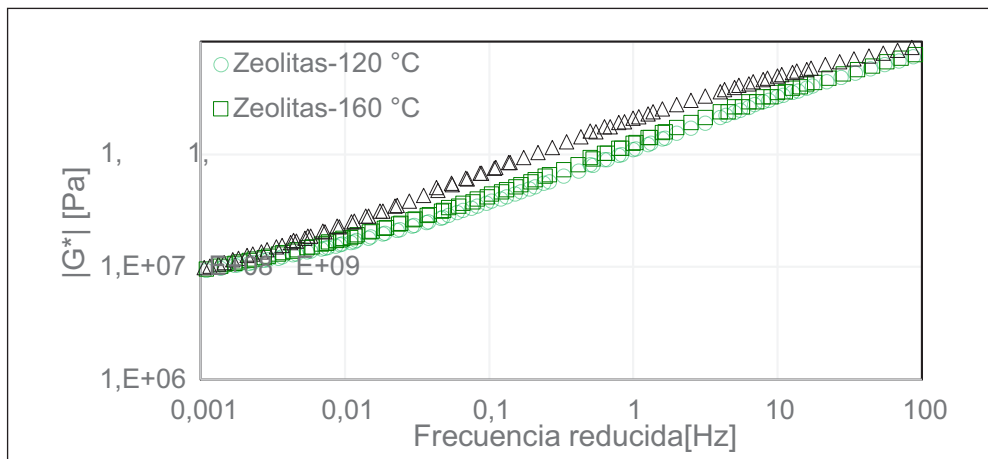
Figura 5.4. Variación con la temperatura y la FWC de la (a) ER y (b) HL

Fuente: elaboración propia.

Estos resultados fueron empleados para construir curvas maestras de  $|G^*|$  de las matrices asfálticas finas con diferentes técnicas de asfalto espumado, a una temperatura de referencia de 25 °C. La figura 5.5 presenta las curvas maestras para los dos grupos de matrices finas y para las dos temperaturas de mezcla empleadas. En estas curvas también se incluyó la matriz-control como referencia. Los valores de  $|G^*|$  de estas curvas corresponden al promedio de los tres ensayados.



(a)



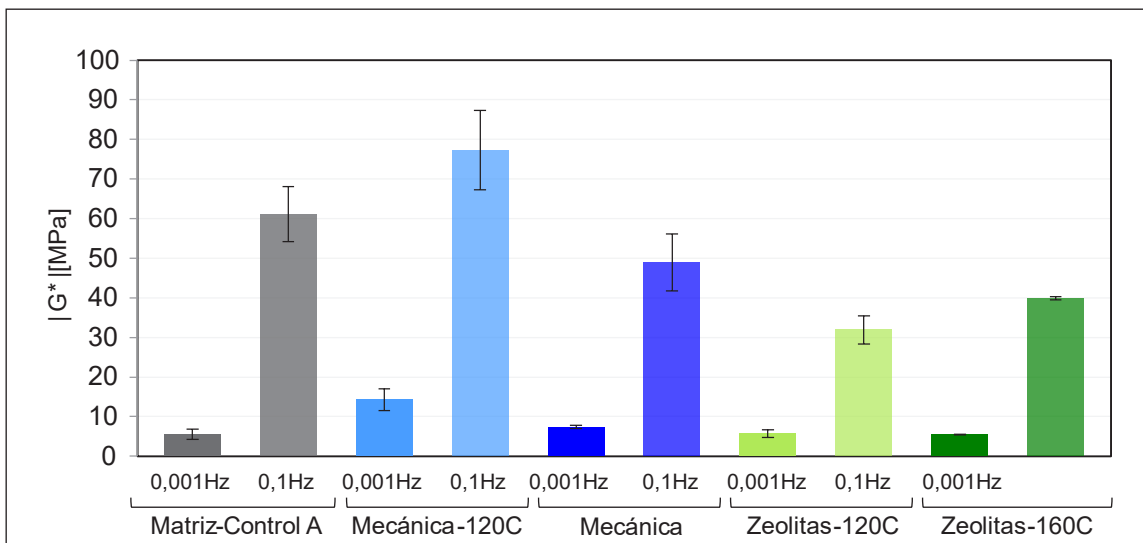
(b)

**Figura 5.5. Curva maestra de  $|G^*|$  de matrices finas fabricadas con asfalto espumado producidas mediante (a) la técnica mecánica, y (b) la incorporación de zeolitas**

Fuente: elaboración propia.

Los resultados de esta figura muestran que todas las curvas maestras se aproximan asintóticamente a un valor máximo de rigidez a altos valores

de frecuencias reducidas (o bajas temperaturas) ( $> 100$  Hz), mientras que a bajas frecuencias reducidas (o altas temperaturas) el módulo se aproxima a un valor mínimo, que es diferente para los dos grupos de matrices asfálticas producidas con diferente técnica de asfalto espumado. Estas diferencias en los valores mínimos de rigidez pueden estar asociadas con los efectos de la tecnología de asfalto espumado empleada. Con el objetivo de cuantificar con mayor detalle la influencia de la técnica de asfalto espumado y de la temperatura de mezcla en el valor de  $|G^*|$ , la figura 5-6 presenta los valores de módulo de todas las matrices para dos frecuencias de carga (0,001 y 0,1 Hz), a la temperatura de referencia (25 °C). En esta figura se presenta también la dispersión correspondiente en los valores de  $|G^*|$  de las tres réplicas ensayadas para cada mezcla.



**Figura 5.6. Módulo complejo  $|G^*|$  para las matrices finas fabricadas con diferentes técnicas de asfalto espumado a una frecuencia de 0,001 Hz y 0,1 Hz**

Fuente: elaboración propia.

Los datos en la figura 5.6 muestran que el impacto de la temperatura de mezcla en el módulo de las matrices asfálticas finas fabricadas con diferentes tecnologías de asfalto espumado depende de la frecuencia de aplicación de carga (i. e., 0,001 Hz y 0,1 Hz). Para las matrices finas fabricadas con la técnica mecánica de asfalto espumado, los datos muestran que la matriz producida a una temperatura de mezcla de 120 °C presenta mayores módulos que la misma mezcla producida a 160 °C, y que la mezcla de control. Por ejemplo, a 0,001 Hz el valor de  $|G^*|$  de la matriz mecánica-120 °C es



3,2 veces mayor que el de la misma matriz fabricada a 160 °C y 1,9 veces mayor que la matriz-control A. Este aumento inusual de  $|G^*|$  a una menor temperatura de mezcla se podría explicar por una deficiente distribución del ligante en la matriz fina o un recubrimiento inadecuado de los agregados en el proceso de mezclado, así como por una posible pérdida de ligante durante el proceso de fabricación, tema que será explicado en mayor detalle más adelante. Con respecto a la matriz mecánica-160C, los resultados de ambas frecuencias muestran que, aunque a 0,001 Hz el  $|G^*|$  de la matriz mecánica-160C es 1,3 veces mayor que la mezcla de control, a 0,1 Hz, por el contrario, la matriz de control presenta un  $|G^*|$  1,2 veces mayor que el de la matriz mecánica-160C. Estos cambios son menores que los presentados por la matriz producida mecánicamente a 120 C, lo que indica una mayor similitud con respecto a la mezcla de control, como era de esperarse, y posiblemente menores cambios en las propiedades volumétricas, como será descrito con mayor detalle posteriormente.

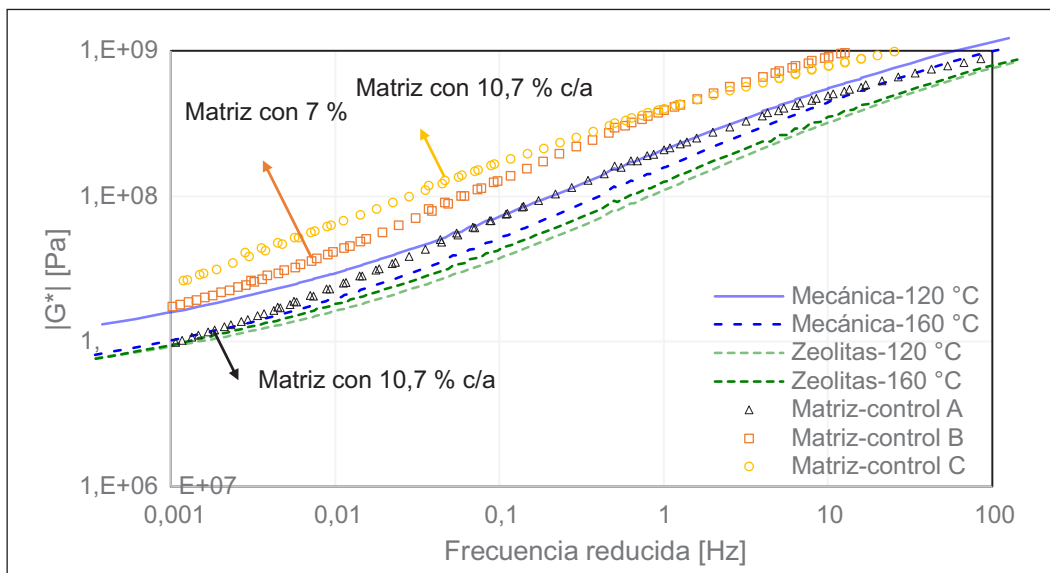
Por otra parte, las dos mezclas fabricadas mediante la incorporación de zeolitas (i. e., zeolitas-120 C y zeolitas-160 C) muestran valores similares de  $|G^*|$  entre sí y similares a los de la matriz asfáltica de control a 0,001 Hz (diferencias en  $|G^*|$  menores al 3 %). No obstante, a mayores frecuencias (0,1 Hz), los módulos de las matrices fabricadas con zeolitas presentan diferencias en  $|G^*|$ , de hasta el 25 % entre ellas, y mayores reducciones con respecto a la matriz de control (i. e., reducción en  $|G^*|$  de zeolitas-120C y zeolitas-160C de 48 y 25 % con respecto a la matriz de control, respectivamente).

Aunque no se presenta en la figura 5.6, es interesante evaluar las diferencias en  $|G^*|$  de las matrices asfálticas a 10 Hz, una frecuencia típicamente empleada en el diseño de pavimentos. A 10 Hz, el comportamiento de los dos grupos de matrices finas producidas con diferente técnica de asfalto espumado es similar al de 0,1 Hz. Es decir, las mezclas fabricadas con zeolitas a 120 y 160 °C presentan módulos menores que la mezcla de control (reducción de 33 y 23 %, respectivamente), mientras que las mezclas fabricadas con la técnica mecánica de asfalto espumado presentan módulos similares a la mezcla de control (i. e., cambios en el  $|G^*|$  menores de 8 %).

En resumen, estos resultados evidencian diferencias importantes en los valores de  $|G^*|$  de las matrices fabricadas con las dos técnicas de asfalto espumado a las dos temperaturas de mezcla, y de estas con respecto a la matriz de control. Estos cambios pueden estar asociados con diferencias en la volumetría y en la calidad interna de cada matriz (i. e., deficiente recubri-

miento del asfalto sobre los agregados a bajas temperaturas de mezcla), los cuales varían en función de la técnica de asfalto espumado y la temperatura de mezcla. Para verificar estas hipótesis, se realizó un análisis adicional que consistió en comparar las curvas maestras de las matrices finas producidas con las dos técnicas de asfalto espumado (a las dos temperaturas de mezcla), con las de dos matrices adicionales de control (i. e., sin tecnología de asfalto espumado) con la misma granulometría presentada en la tabla 5.1, pero con una variación en el tipo de asfalto y en su contenido. Estas dos mezclas adicionales de control incluyen: 1) una matriz asfáltica fina fabricada con el asfalto descrito en la sección 2, con un contenido del 7,0% por peso total, denominada 'matriz-control B', y 2) una matriz asfáltica fina fabricada con un asfalto de penetración 38 ( $1/_{10}$  mm) con el mismo contenido de asfalto que todas las matrices (i. e., 10,7%) denominada 'matriz-control C'. Los ensayos sobre estas dos matrices asfálticas se realizaron empleando las mismas condiciones descritas en la sección 3.1.2.

La figura 5.7 presenta las curvas maestras de  $|G^*|$  de todas las matrices finas fabricadas con las dos técnicas de asfalto espumado, la matriz de control inicial (i. e., matriz-control A), y las dos matrices de control adicionales fabricadas para esta parte del análisis, descritas anteriormente (i. e., matriz-control B y matriz-control C).



**Figura 5.7. Efecto del contenido y la dureza del asfalto en el  $|G^*|$  de las matrices asfálticas**

Fuente: elaboración propia.

A partir de esta figura, es posible observar que la matriz-control B, fabricada con un contenido de asfalto del 7,0 % (menor a todas las mezclas de asfalto espumado y a las otras mezclas de control), y la matriz-control C, fabricada con la misma cantidad de asfalto que todas las matrices finas con asfalto espumado, pero con un asfalto de menor penetración, exhiben mayores valores de  $|G^*|$  que todas las otras matrices, debido a las propiedades volumétricas y la rigidez del asfalto de estas dos matrices, respectivamente. Al comparar las diferentes curvas maestras, se observa que la curva de  $|G^*|$  que más se acerca a los valores de  $|G^*|$  de estas matrices de control (i. e., matriz-control B y matriz-control C) es la matriz fina fabricada mecánicamente a 120 °C (i. e., diferencias en  $|G^*|$  de 32 y 37 %, respectivamente, a una frecuencia de 0,001 Hz), particularmente a bajas frecuencias. Por el contrario, a bajas frecuencias, la curva maestra de la matriz mecánica fabricada a 160 °C y de las dos matrices fabricadas con zeolitas a 120 y 160 °C son similares a la de la matriz-control A (fabricada con la misma cantidad de asfalto y mismas propiedades físicas), con diferencias en  $|G^*|$  a 0,001 Hz menores al 3 % para las dos temperaturas de mezcla y con respecto a la de control.

Debido a que a bajas frecuencias (o altas temperaturas) el comportamiento de las mezclas es generalmente dominado por el comportamiento de los agregados, estos resultados sugieren que las mezclas fabricadas con cada técnica de asfalto espumado y con diferentes temperaturas de mezcla tienen diferentes propiedades volumétricas (i. e., diferente contenido de ligante). Esto puede explicar las diferencias de  $|G^*|$  entre todas las matrices y el incremento inusual del módulo de la matriz mecánica-120C, particularmente a bajas frecuencias.

Para respaldar esta hipótesis, el contenido de asfalto de los especímenes cilíndricos restantes (después de obtener los pequeños especímenes cilíndricos de ensayo) para los dos grupos de matrices finas con técnica de asfalto espumado fue recuperado como ya se había descrito anteriormente, y los resultados se presentan en la tabla 5.4.

Los datos de esta tabla confirman varias de las afirmaciones descritas anteriormente. Por una parte, estos resultados muestran que las matrices fabricadas con la técnica mecánica resultaron con un menor contenido de asfalto que aquellas fabricadas con la incorporación de zeolitas. Estas pérdidas de ligante pueden explicarse por los procesos de mezclado. En la técnica mecánica, cuando el asfalto espumado sale por la boquilla, es posible que este

no se incorpore directamente con los agregados, sino que se incorpore en el aspa vertical. Por lo tanto, durante el proceso de mezclado los agregados se mezclan con el asfalto que logran obtener del aspa, y no alcanzan a obtener la cantidad esperada de acuerdo con el diseño (lo que explica las grandes pérdidas de ligante). Por el contrario, en la técnica que incluye las zeolitas, la mezcla zeolita-asfalto es incorporada directamente sobre los agregados, y son mezclados manualmente, favoreciendo así la reducción de pérdidas de ligante.

Adicionalmente, en términos de la temperatura de mezcla, la información de la tabla 5.4 evidencia que la matriz mecánica-120C resultó con un contenido de asfalto más bajo que la matriz mecánica-160C. Esto puede explicarse porque a mayor temperatura de los agregados (porque el asfalto está siempre a 160 °C en la técnica mecánica), hay una mayor transferencia de calor durante el mezclado que contribuye al desprendimiento del asfalto del aspa, y a su incorporación en los agregados, favoreciendo la disminución de pérdidas de ligante. Estos resultados ratifican que la técnica de mezclado, así como la temperatura de mezcla tienen un gran impacto en la volumetría final de las mezclas y, por lo tanto, en sus propiedades reológicas, resaltando la importancia de optimizar estas variables en el proceso de fabricación de estas mezclas. Particularmente, para la técnica mecánica, es recomendable el uso de una mezcladora horizontal de doble eje [10, 12] que sea capaz de mantener la temperatura de los agregados.

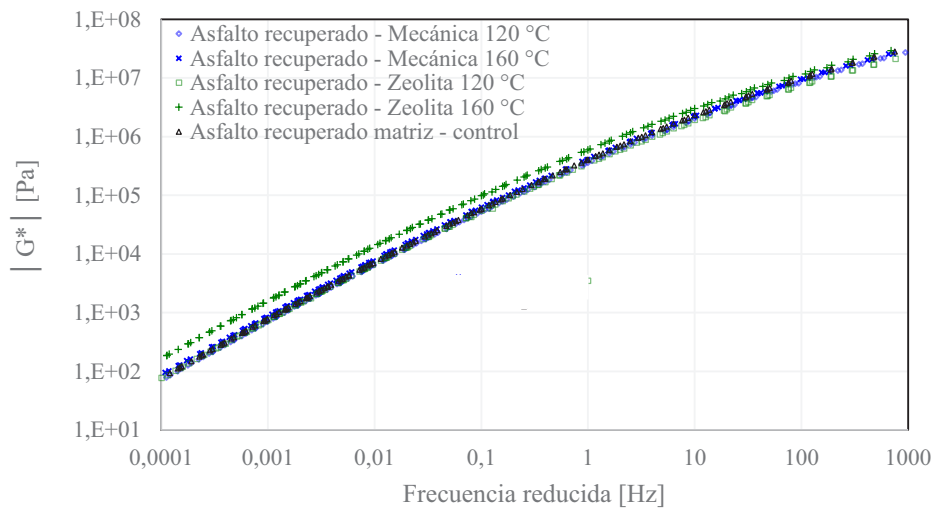
**Tabla 5.4. Contenido de asfalto de las matrices asfálticas finas con diferentes técnicas de asfalto espumado**

<i>Matriz asfáltica fina</i>	<i>Contenido de asfalto [%]</i>		<i>Diferencia [%]</i>
	<i>Asfalto de diseño</i>	<i>Asfalto recuperado</i>	
Mecánica-120C	10,7	8,4	(-) 21,5
Mecánica-160C	10,7	9,9	(-) 7,5
Zeolitas-120C	10,7	11,6	(+) 8,4
Zeolitas-160C	10,7	–	–

Fuente: elaboración propia.

### 5.3.2. Propiedades viscoelásticas lineales de los asfaltos recuperados

La figura 5.8 presenta las curvas maestras de  $|G^*|$  de los asfaltos recuperados de las matrices finas fabricadas con las dos técnicas de asfalto espumado evaluadas a las dos temperaturas de mezcla (i. e., 120 °C y 160 °C). Estos resultados muestran que los asfaltos recuperados de los dos grupos de matrices finas producidas con cada técnica de asfalto espumado presentan un comportamiento diferente en  $|G^*|$  con la temperatura de mezcla. Para la técnica mecánica, el valor de  $|G^*|$  es similar para las dos temperaturas de mezcla, mientras que para los asfaltos recuperados de las matrices con zeolitas, hay una variación en  $|G^*|$  con la temperatura de mezcla. Esto se puede explicar por la preparación requerida de los materiales para cada técnica de producción de asfalto espumado. Para la técnica mecánica, los asfaltos siempre se encuentran a 160 °C para la generación de espuma, mientras que para la incorporación de zeolitas, los asfaltos son precalentados a la temperatura de mezcla correspondiente, lo que puede generar un envejecimiento a corto plazo en los ligantes, y reacciones químicas diferentes con las zeolitas en función de la temperatura de mezcla. Esto significa que, además de las diferencias en la volumetría y composición interna de las mezclas descritas en la sección anterior, los cambios observados en los valores de  $|G^*|$  de las matrices finas con las dos técnicas de espumado pueden estar también relacionados con cambios en las propiedades del asfalto, como evidencian los resultados de esta sección.



**Figura 5.8. Curva maestra de  $|G^*|$  para asfaltos recuperados de todas las matrices finas**

Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones y recomendaciones

Este trabajo presenta una caracterización de matrices asfálticas finas fabricadas con asfalto espumado producido a través de la técnica mecánica, y mediante la incorporación de zeolitas. Esta caracterización incluye el efecto de la temperatura de mezcla en las propiedades de  $|G^*|$  de las matrices finas, así como el análisis de los cambios en  $|G^*|$  en los asfaltos recuperados de las mismas.

Los resultados experimentales mostraron que en cuanto a la técnica mecánica, la matriz producida a 120 °C presentó un aumento inesperado en el  $|G^*|$  con respecto a la misma matriz producida a 160 °C y a la matriz de control, particularmente a bajas frecuencias de carga. Adicionalmente, la matriz producida con técnica mecánica a 160 °C presentó valores de módulo similares a la mezcla de control. En cuanto a las mezclas fabricadas con las zeolitas, las matrices producidas a las dos temperaturas presentaron valores de  $|G^*|$  muy similares entre ellas, y menores a los valores de la mezcla de control.

Por otra parte, los ensayos realizados sobre los asfaltos recuperados evidenciaron que los asfaltos recuperados de las matrices producidas con la técnica mecánica no presentaron grandes variaciones en los valores de módulo, mientras que aquellos recuperados de las matrices producidas con zeolitas presentaron una variación de  $|G^*|$ . Esto se puede deber a que los asfaltos fueron precalentados a las temperaturas de mezclado (i. e., 120 y 160 °C) en el caso de la técnica de espumado mediante adición de zeolitas, mientras que para la técnica mecánica la temperatura del asfalto (i. e., 160 °C en todos los casos) es independiente de la temperatura de mezcla.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, los cambios en los módulos de las matrices asfálticas finas fabricadas con las dos técnicas de producción de asfalto espumado se pueden deber a por lo menos tres razones principales:

- Cambios en la volumetría de las matrices finas, tales como cambios en el porcentaje de asfalto final, los cuales se deben tanto a la técnica de producción de asfalto usada como a la temperatura de mezcla.
- Cambios en la microestructura de los materiales debido a las diferencias en la distribución del ligante en los agregados (i. e., recubrimiento deficiente de los agregados a bajas temperaturas de mezcla).
- Cambios en las propiedades del asfalto debido a las condiciones de fabricación, tales como envejecimiento a corto plazo del ligante.

Con base en estos resultados, no es posible afirmar cuál de los dos grupos de mezclas con asfalto espumado es más apropiado para proyectos de pavimentación, ya que cada técnica presenta condiciones que podrían ser las más apropiadas para un proyecto específico.

Finalmente, es importante resaltar que estas mezclas fueron fabricadas en condiciones controladas de temperatura y fabricación. Aunque muchas veces en campo no es posible controlar con precisión estos parámetros, es importante reconocer los efectos que estos tienen en las propiedades mecánicas de las mezclas producidas, ya que pueden afectar su desempeño en el largo plazo.

## Agradecimientos

La primera autora agradece al Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación Colciencias por la financiación otorgada a través de la convocatoria 617-2013 para estudios de doctorado en el exterior.

## Referencias

- [1] Csanyi, L. H., "Foamed asphalt in bituminous paving mixtures", *Highway Research Board Bulletin*, pp.108-122, 1957.
- [2] Mobil Oil Australia. "Foamed bitumen: A new development", *Technical Bulletin Mobil Oil Australia*, 1971.
- [3] Jenkins, K. J., "Mix Design Considerations for Cold and Half-Warm Bituminous Mixes with Emphasis on Foamed Bitumen". Sudáfrica, Stellenbosch. University of Stellenbosch, 2000.
- [4] Corrigan, M., "Warm Mix asphalt technologies and research". Federal Highway Administration-FHWA, 2008.
- [5] Perkins, S. W., "Synthesis of warm mix asphalt paving strategies for use in Montana highway construction", 2009.
- [6] PQ Corporation. "Production, testing and compaction details. Advera WMA. Warm mix asphalt". 2012.
- [7] Masad, E., Zollinger, C., Bulut, R., Little, D., y Lytton, R., "Characterization of HMA moisture damage using surface energy and fracture properties", *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT)*, 75, pp. 713-754, 2006.



- [8] Caro, S., Masad, E., Airey, G., Bhasin, A., y Little, D., “Probabilistic analysis of fracture in asphalt mixtures caused by moisture damage”, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2057, pp. 28-36, 2008.
- [9] Montepara, A., Romeo, E., Isola, M. y Tebaldi, G., “The role of fillers on cracking behavior of mastics and asphalt mixtures”, *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 80, pp. 161-192, 2011.
- [10] Sunarjono, S., “The influence of foamed bitumen characteristics on cold-mix asphalt properties”. Nottingham, Reino Unido. The University of Nottingham, 2008.
- [11] Newcomb, D. E., Arambula, E., Yin, F., Zhang, J., Bhasin, A., Li, W. y Arega, Z., “Properties of foamed asphalt for WMA applications”, National cooperative highway research program, 2015.
- [12] Long, F. M., Theyse, H. L. y Ventura, D. F. C., “Characterisation of Foamed bitumen treated material from HVS Test Section”. Pretoria, Sudáfrica. CSIR Transportek. 2004.
- [13] Wirtgen, GmbH, “Cold recycling manual”, Windhagen, Alemania, 2004.



## Parte II

---

Mezclas asfálticas

# Influencia en las propiedades volumétricas de mezclas asfálticas en caliente con residuos de carbón

Katerine Carreño García  
Gilberto Martínez-Argüelles  
Luis G. Fuentes  
Daniana Gutiérrez

Resumen	145
Introducción	146
6.1. Objetivos de la investigación	147
6.2. Materiales	147
6.2.1. Agregados	148
6.2.2. Asfalto	149
6.2.3. Residuo de carbón	150
6.2.4. Fórmula de trabajo	152
6.3. Procedimiento experimental	153
6.3.1. Determinación de emisiones	154
6.4. Resultados y discusión	155
6.4.1. Estabilidad y flujo Marshall	155
6.4.2. Propiedades volumétricas	156
6.4.3. Emisiones	157
Conclusiones y recomendaciones	159
Agradecimientos	160
Referencias	160

***Katerine Carreño García***

Candidata a magíster en Ingeniería Civil, Universidad del Norte. Docente, Institución Educativa Carlos Julio Torrado, Colombia. Correo electrónico: katerinecarreno@uninorte.edu.co

***Gilberto Martínez-Argüelles***

Doctor en Ingeniería Ambiental e Infraestructuras, Politécnico de Milán. Profesor asistente, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad del Norte, Colombia. Correo electrónico: garguelles@uninorte.edu.co

***Luis G. Fuentes***

Doctor en Ingeniería, Universidad del Sur de la Florida. Director del Departamento de Ingeniería Civil, Universidad del Norte, Colombia. Correo electrónico: lfuentes@uninorte.edu.co

***Daniana Gutiérrez***

Estudiante de Ingeniería Civil, Universidad del Norte. Asistente de laboratorio en proyectos de investigación, Universidad del Norte, Colombia. Correo electrónico: danianag@uninorte.edu.co

## Resumen

La creciente demanda de agregados vírgenes en el mantenimiento y construcción de vías, sumada a la preocupación por su impacto en la sostenibilidad ambiental, han generado la necesidad de evaluar alternativas para reducir la huella de carbono en la producción de mezclas asfálticas. Uno de los materiales con potencialidad para reemplazar parcialmente la utilización de agregados naturales es el residuo de la explotación del carbón mineral. Lograr incorporar de manera confiable esta clase de residuos en la producción de mezclas asfálticas garantizaría una reducción significativa del uso de agregados naturales, energía y emisiones asociadas a su proceso de extracción. Por lo anterior, este estudio tiene como objetivo evaluar la influencia del empleo del residuo mencionado como reemplazo de la fracción fina de los agregados y llenante mineral en el diseño de mezclas densas en caliente. Se sigue la metodología Marshall, de acuerdo con la normativa Invias vigente.

Para el desarrollo del estudio se obtuvo una muestra representativa del residuo de carbón en el departamento Norte de Santander, y se evaluaron las propiedades físicas y químicas del residuo. Dentro de las propiedades físicas se evaluaron: granulometría, gravedad específica, absorción, entre otras. Por otro lado, la caracterización química y morfológica se fundamentó en el ensayo de microscopía de barrido SEM. Adicionalmente, se llevó a cabo el diseño Marshall, y se evaluó la influencia en las propiedades volumétricas de dos contenidos de carbón: 10 y 20 % en relación con el peso del agregado natural. De esta manera, se generaron resultados que permiten determinar que la inclusión de carbón influye directamente en las propiedades volumétricas de la mezcla; además, se observó que la estabilidad y el flujo de las mezclas modificadas presentan valores comparables a los obtenidos con las mezclas de control. Finalmente, se determinaron las emisiones de CO<sub>2</sub>, NO<sub>x</sub>, PM, SO<sub>2</sub> y CO para los diversos escenarios, con el fin de conocer el aporte al efecto invernadero, el cual fue favorable en todos los casos con respecto a la mezcla convencional. En general los datos sugieren que la inclusión de los residuos de carbón podría ofrecer ventajas importantes en el objetivo común de reducir la huella de carbono en la producción de mezclas asfálticas en caliente.

**Palabras clave:** polvo de carbón (RC); mezcla densa en caliente (MDC-25); estabilidad y flujo Marshall; llenante mineral; cemento asfáltico (CA).

## **Introducción**

La minería es el sector económico más explotado en el planeta [1] y es responsable de dos quintas partes de la generación de energía [2]. Entre los minerales de mayor demanda de extracción se encuentra el carbón como una importante fuente de energía fósil [3]. Colombia es el primer productor de carbón en América Latina, cuenta con reservas de aproximadamente 6.251 millones de toneladas; además, tiene potencial para producir 16.894 millones más, en su mayoría carbón térmico y carbón metalúrgico [4].

La extracción y la combustión de carbón generan una gran cantidad de residuos contaminantes en el planeta. De acuerdo con la American Coal Ash Association (ACAA) en el 2006 la combustión de carbón generó cerca de 73,1 millones de toneladas de cenizas [5]; además, se ha encontrado que en su proceso de extracción, el carbón trae graves amenazas al medio ambiente porque genera en promedio entre el 15 y el 20 % de desechos para la producción de una tonelada [6].

Adicionalmente, durante la explotación del carbón se generan emisiones de CO<sub>2</sub> que van directamente a la atmósfera y son responsables del efecto invernadero [7]. Sumado a lo anterior, el precario manejo de los desechos y los impactos ambientales ocasionados por los mismos, tales como ocupación del suelo, hundimiento, propagación de polvo [8], fugas de metales pesados a las aguas superficiales y subterráneas, además del drenaje ácido minero [9], crean la necesidad de recurrir a estrategias que permitan darle una utilidad a dichos desechos en actividades propias de la ingeniería.

Con base en lo anterior, se ha investigado la posibilidad de incorporar estos residuos como reemplazo de agregado fino y llenante mineral en la producción de mezclas asfálticas, tanto en frío como en caliente. Los primeros estudios sobre la temática disponibles buscaron estudiar el efecto de la ceniza volante en las propiedades mecánicas de las mezclas asfálticas, y encontraron que tienen importantes beneficios en términos de resistencia y daño por humedad [10]. Otros estudios más detallados permitieron predecir el comportamiento de este tipo de mezclas a través de la determinación de las propiedades mecánicas, físicas y químicas. Encontraron que las mezclas asfálticas con polvo de desechos de carbón pueden tener mejores propiedades ante la acción de las cargas [11] y tienen una mayor estabilidad y rigidez que las mezclas convencionales [6], lo que conduciría a una

alternativa que permite optimizar significativamente el rendimiento de las mezclas y mantener unas propiedades mecánicas adecuadas [12].

En lo referente al módulo elástico, diferentes estudios han demostrado que las mezclas asfálticas fabricadas con contenidos de desechos (polvo y cenizas) de carbón pueden presentar módulos incluso superiores a las mezclas convencionales [7, 13 - 14]. Además, se ha encontrado que la presencia de cenizas podría mejorar la adherencia entre los agregados y el asfalto [13]. Con respecto a las propiedades volumétricas, se encontró un aumento en los vacíos con agregado mineral y en el contenido óptimo de asfalto [5] utilizando porcentajes de inclusión de hasta el 100% en llenante mineral [1].

Otro aspecto ampliamente estudiado es la generación de gases como  $\text{CO}_2$ ,  $\text{CH}_4$ ,  $\text{N}_2\text{O}$ , entre otros, en los procesos de transporte, construcción y mantenimiento de este tipo de mezclas asfálticas [15], los cuales constituyen un menor aporte al potencial de calentamiento global (GWP) [16] atribuido a la reducción en el consumo de energía en comparación con los procesos convencionales [12]. Como se puede observar, el uso de materiales reciclados como reemplazo de agregados naturales [17] podría ser una alternativa que ayude a mitigar la demanda en la extracción de agregados vírgenes [18], además de generar ventajas económicas [19] y una disminución en el consumo de energía a lo largo de su ciclo de vida [8], lo que conduce a una menor emisión de gases contaminantes [7].

## **6.1. Objetivos de la investigación**

En el presente documento se analiza la influencia del residuo de carbón mineral como reemplazo parcial del agregado fino en el diseño de una mezcla asfáltica tipo MDC-25.

## **6.2. Materiales**

Los materiales utilizados para el estudio fueron asfalto con penetración 60/70 dmm, agregados naturales de conformidad con lo establecido en las normativa Invias y una fuente de residuos de la minería de carbón (RC) provenientes de Sardinata, Norte de Santander. En la figura 6.1 se muestra la ubicación de la cantera de la cual se extrajeron las muestras.



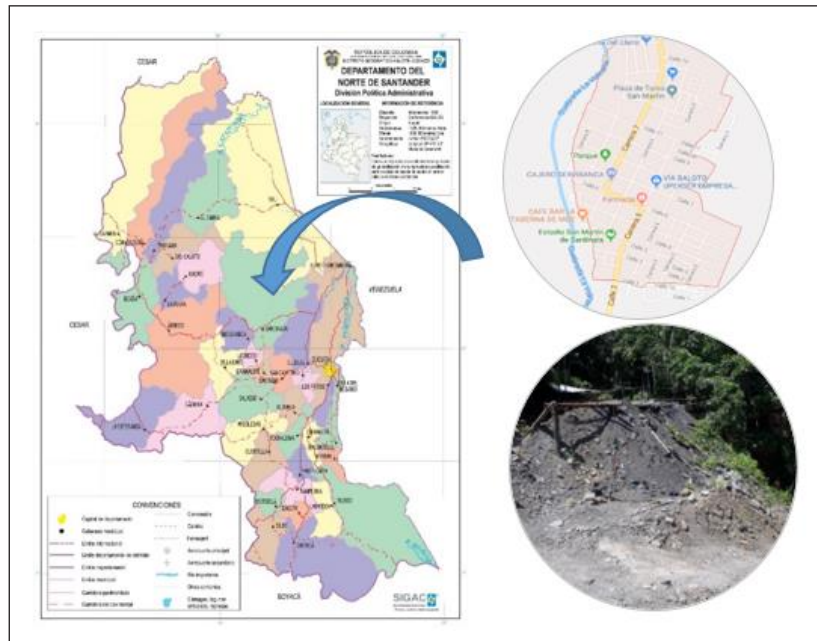


Figura 6.1. Residuos mina de carbón La Estrella, Sardinata, Norte de Santander

Fuente: elaboración propia.

## 6.2.1. Agregados

### 6.2.1.1. Agregados naturales

Los agregados naturales utilizados provienen del sector Arroyo de Piedra, Atlántico, obtenidos como producto de la explotación de agregados pétreos de conformación aluvial conglomerada. La fórmula de trabajo para lograr la granulometría deseada se muestra a continuación: triturado pasa 1" - Ret. 7/16" (30%), triturado pasa 7/16" - Ret. 1/4" (15%), arena de trituración 1/4" tipo 1 (45%) y arena fina natural (10%). La misma se obtuvo de acuerdo con la norma INV E-213-13 [20]. La tabla 6.1 muestra las gradaciones y la combinación generada para la mezcla control. En la tabla 6.2 se detallan las propiedades físicas de los agregados vírgenes.

**Tabla 6.1. Gradación de los agregados**

Abertura Tamiz (mm)	Triturado pasa 1"	Triturado pasa 7/16"	Arena trituración pasa 1/4"	Arena fina	Control
25	100	100	100	100	100
19	62,2	100	100	100	88,66
12,5	11,37	100	100	100	73,41
9,5	2,11	98	100	100	70,27
4,75	0	1,2	94	98	52,36
2	0	0	62	96	37,58
0,425	0	0	27	78	20,03
0,18	0	0	15	24	9,22
0,075	0	2,2	11,32	1,3	5,6

Fuente: elaboración propia.

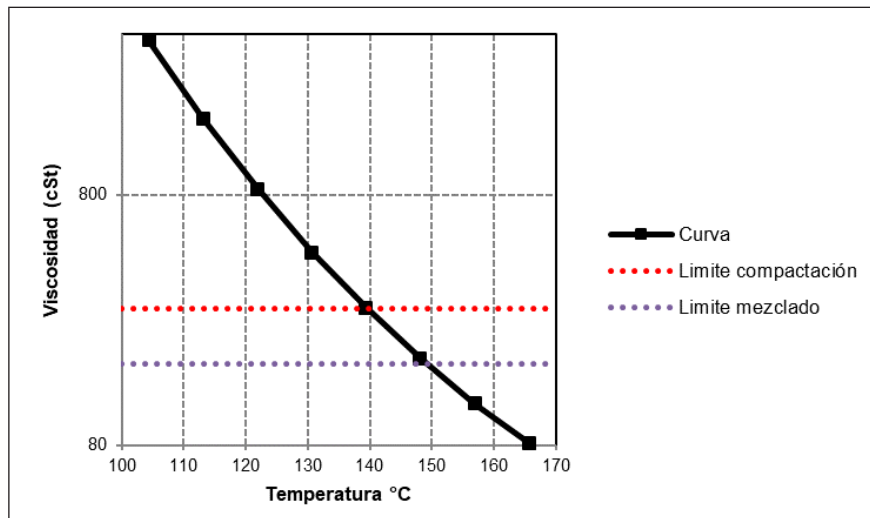
**Tabla 6.2. Propiedades físicas agregados naturales**

Propiedad (unidad)	Norma	Resultado
Gravedad específica agregado grueso (gr/cm <sup>3</sup> )	INV. E-223-13	2.558
Gravedad específica agregado fino (gr/cm <sup>3</sup> )	INV. E-222-13	2.494
Gravedad específica llenante mineral	INV. E-222-13	2.525
Gravedad específica bulk agregados combinados (gr/cm <sup>3</sup> )	INV. E-225-13	2.526
Absorción agregados gruesos (%)	INV. E-223-13	1,9
Absorción agregados finos (%)	INV. E-222-13	2,0

Fuente: elaboración propia.

### 6.2.2. Asfalto

El asfalto utilizado es originario de la refinería Barrancabermeja, Santander, con penetración 60/70 dmm. Se realizó el ensayo de viscosidad rotacional (norma INV E-717-13) [20] para ocho temperaturas, de 100 a 170 °C. Se tomó como temperatura de mezclado aquella en la que el valor de viscosidad se encontraba entre  $170 \pm 20$  cSt y de compactación la que estaba entre  $280 \pm 30$  cSt, con la temperatura de 150 y 140 °C, respectivamente. En la figura 6.2 se presenta la curva de viscosidad con los límites establecidos en la norma.



**Figura 6.2. Curva de viscosidad Asfalto 60/70**

Fuente: elaboración propia.

### 6.2.3. Residuo de carbón

El agregado fino de reemplazo consistió en polvo de carbón de desecho (RC) proveniente de Sardinata, Norte de Santander. La tabla 6.3 detalla la distribución de tamaños de los RC, compuestos en su gran mayoría por partículas menores a 4,75 mm.

**Tabla 6.3. Gradación RC**

Abertura tamiz (mm)	% Pasa
25	100
19	100
12,5	100
9,5	100
4,75	100
2	70,50
0,425	33,57
0,18	22,34
0,075	11,51

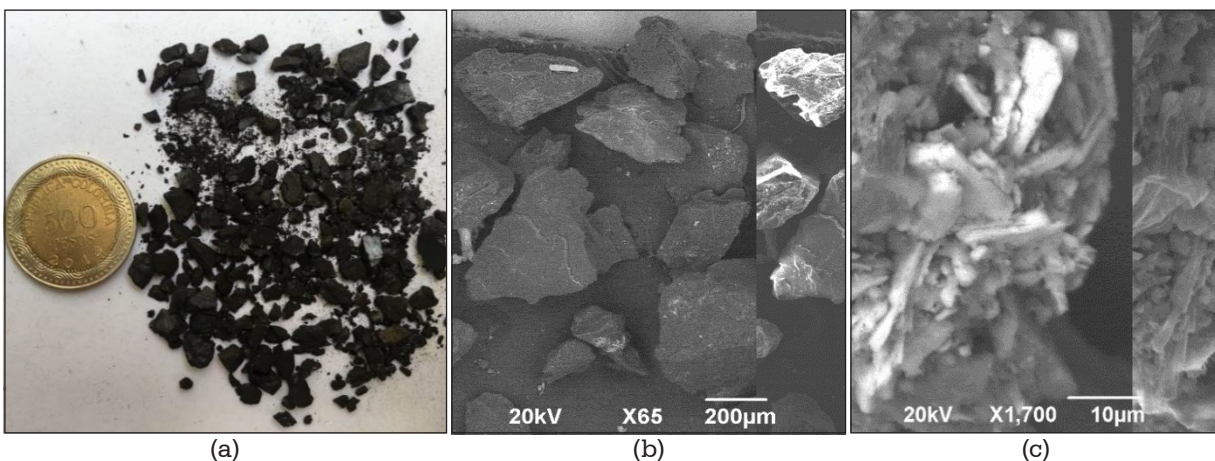
Fuente: elaboración propia.

Adicionalmente, se llevó a cabo un análisis micro elemental (SEM-EDS) utilizando espectroscopia de rayos X. El procedimiento consistió en enfocar un haz de electrones para determinar la morfología y composición química del material de estudio mediante imágenes con alta resolución. Se encontró presencia de carbono, oxígeno, aluminio, silicio, azufre, potasio, titanio, hierro, calcio, magnesio, bario y sodio. En la tabla 6.4 se presenta la composición química de la muestra. En la figura 6.3a se puede apreciar el tamaño a escala real de las partículas. En las figuras 6.3b y 6.3c imágenes obtenidas mediante SEM, en las cuales se puede observar una morfología bastante porosa y con presencia de grietas, además de gran cantidad de material particulado agregado al espécimen. Las partes blancas indican material de mayor peso molecular.

**Tabla 6.4. Elementos químicos presentes en las muestras**

<i>Elemento</i>	<i>Composición (%)</i>
C	49,60
O	30,40
Al	6,16
Si	11,94
S	0,55
K	0,41
Fe	0,94

Fuente: elaboración propia.



**Figura 6.3. Imágenes en tamaño real y SEM de las muestras en estudio**

Fuente: elaboración propia.

En lo referente a las propiedades físicas, se determinó gravedad específica y absorción. Se encontró que RC es más absorbente y tiene una menor densidad que los agregados naturales; los resultados se muestran en la tabla 6.5.

**Tabla 6.5. Propiedades físicas RC**

Propiedad (und)	Norma	Resultado
Gravedad específica bulk (gr/cm <sup>3</sup> )	INV. E-222-13	1.502
Absorción de agua (%)	INV. E-222-13	7,75

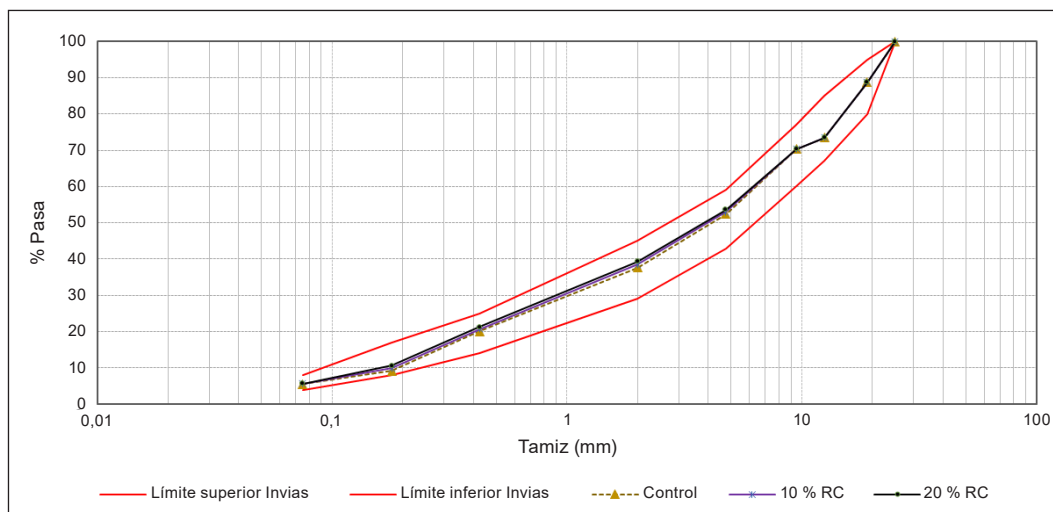
Fuente: elaboración propia.

### 6.2.4. Fórmula de trabajo

Después de obtener las gradaciones de cada uno de los materiales, se procedió a reemplazar en peso dos porcentajes de agregados finos convencionales por agregados de RC. Se obtuvieron dos combinaciones diferentes, para el 10 % de RC y el 20 % de RC, de la siguiente manera:

- Composición 10 % RC: agregados gruesos 48,4 %, agregados finos 42 %, llenante mineral 4,5 % y carbón 5.2 %.
- Composición 20 % RC agregados gruesos 48,4 %, finos 37,4 %, llenante mineral 4,0 % y carbón 10,3 %.

En la figura 6.4 se observan las gradaciones para cada una de las mezclas en relación con los límites definidos para una MDC-25. En todos los casos la nueva fórmula de trabajo se ajusta a la combinación inicial y son similares entre sí.



**Figura 6.4. Gradaciones mezclas en comparación a una MDC-25**

Fuente: elaboración propia.

### 6.3. Procedimiento experimental

Las mezclas fueron diseñadas de acuerdo con el método Marshall, que es la metodología aplicada en Colombia para mezclas asfálticas en caliente de acuerdo con la norma INV E-748-07 [20]. Se tomaron tres muestras para cada porcentaje de asfalto. Para la muestra de control se utilizaron 4,5, 5, 5,5, 6,0 y 6,5 % de asfalto en relación con el peso total de la mezcla. Las mezclas seleccionadas para incorporación de los RC fueron trabajadas a 5,5, 6,0 y 6,5 % de asfalto en relación con el peso.

A cada una de las muestras se le determinó la gravedad específica bulk (Gmb), mediante el peso seco, peso sumergido y superficialmente seco (INV E-733-07) [20]; posteriormente se determinó la gravedad específica máxima de la mezcla suelta (Gmm) de acuerdo con la norma I.N.V. E-735-07 [20]. En la tabla 6.6 se puede observar que las muestras que contienen RC exhibieron valores de Gmm más bajos especialmente cuando se aumentaba la cantidad de asfalto. De igual manera la Gmb fue menor, lo cual se puede entender debido a la densidad del carbón, que es más baja que la de los agregados naturales; por lo tanto, el efecto de la incorporación de dicho residuo es el de aligerar la mezcla. Finalmente, se determinaron la estabilidad y el flujo para cada una de las muestras y se evaluaron las propiedades volumétricas, tales como vacíos llenos de asfalto, vacíos llenos de aire, vacíos con agregados minerales y relación llenante/asfalto efectivo, de acuerdo con la norma INV E-799-07 [20].

Tabla 6.6. Propiedades volumétricas de la mezcla

% de asfalto	Tipo de mezcla	Gravedad Bulk	Gravedad máxima	Vacíos con aire	Vacíos con agregados minerales	Vacíos llenos de asfalto	Relación llenante/asfalto efectivo
4,5	Control	2.272	2.442	6,9	14,1	50,8	1,5
5,0		2.283	2.424	5,8	14,1	58,9	1,3
5,5		2.308	2.407	4,1	13,7	70,0	1,2
6,0		2.320	2.389	2,9	13,7	78,9	1,0
6,5		2.330	2.373	1,8	13,8	87,0	0,9
5,5	10 % RC	2.239	2.340	4,3	13,2	67,6	1,4
6,0		2.245	2.325	4,1	14,1	70,9	1,2
6,5		2.232	2.300	2,9	14,4	79,9	1,1
5,5	20 % RC	2.120	2.216	4,3	14,8	71,3	1,1
6,0		2.182	2.233	2,3	13,3	82,5	1,1
6,5		2.180	2.194	1,3	13,9	93,5	0,99

Fuente: elaboración propia.

### 6.3.1. Determinación de emisiones

#### 6.3.1.1. Modelación de alternativas de construcción en PaLATE.

PaLate es una herramienta que permite determinar emisiones teniendo en cuenta diferentes opciones de construcción o rehabilitación [21]. Dicha plantilla tiene en cuenta las diversas etapas del proceso de construcción, entre ellas la producción de materiales, el transporte y los equipos utilizados, para determinar el consumo de energía, consumo de agua, las emisiones de CO<sub>2</sub>, NO<sub>x</sub>, PM, SO<sub>2</sub>, CO, Hg, PB, residuos peligrosos generados, el potencial de toxicidad humana (cáncer) y el potencial de toxicidad humana (sin cáncer). En esta investigación, se estudiaron tres alternativas de construcción de mezcla asfáltica (sin considerar capas granulares), para un NT3, de la siguiente manera:

- Alternativa 1. Mezcla asfáltica en caliente que contiene 0 % de reemplazo de cenizas de carbón. Espesor: 4 pulgadas, ancho de la calzada: 23 pies o 7,5 metros; largo: 1 milla; porcentaje de asfalto: 5,5, 6,0 y 6,5 %.



- Alternativa 2. Mezcla asfáltica en caliente que contiene el 10% de reemplazo de agregados finos por residuos de carbón. Espesor: 4 pulgadas; ancho de la calzada: 23 pies o 7,5 metros; largo, 1 milla; porcentaje de asfalto, 5%.
- Alternativa 3. Mezcla asfáltica en caliente que contiene el 20% de reemplazo de agregados vírgenes por cenizas de carbón. Espesor: 4 pulgadas; ancho de la calzada: 23 pies o 7,5 metros; largo, 1 milla; porcentaje de asfalto 5%.

Se asumieron datos de distancia de la cantera a la planta de 20 millas de la planta de asfalto a la obra, de 40 millas, y el traslado de los residuos de carbón, 15 millas.

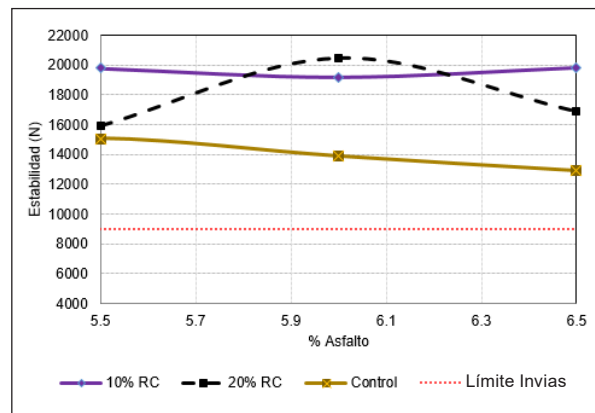
## 6.4. Resultados y discusión

### 6.4.1. Estabilidad y flujo Marshall

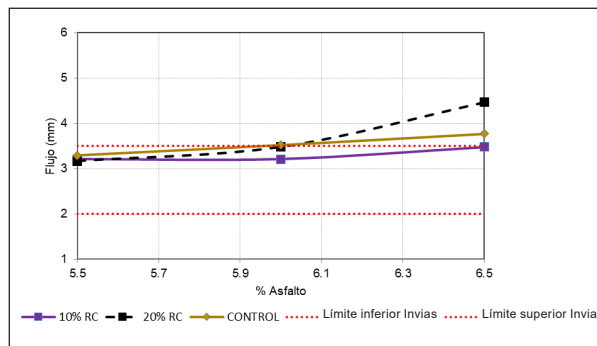
Los resultados de la estabilidad Marshall para todas las muestras bajo los porcentajes estudiados se muestran en la figura 6.5a. Se puede observar un aumento significativo en las briquetas que contienen RC de hasta un 34% (20% de reemplazo de RC) en comparación con la muestra control. En línea con ese aumento, se verificó que todas las mezclas con RC cumplieran con el valor mínimo (9.000 N) requerido para un nivel de tránsito 3 (NT3 – más de cinco millones de ejes equivalentes). Además, se encontró que las muestras con 20% de RC presentaban el mayor valor de estabilidad cuando se usó 6% de CA (21.002 N).

Se analizó el flujo con el fin de conocer la deformación plástica del material (ver figura 6.5b). Se evidenció que la mezcla con 20% de RC presenta los valores de flujo más elevados, especialmente a 6,5% de CA. Para el 10% de reemplazo, el comportamiento fue similar a la mezcla control.

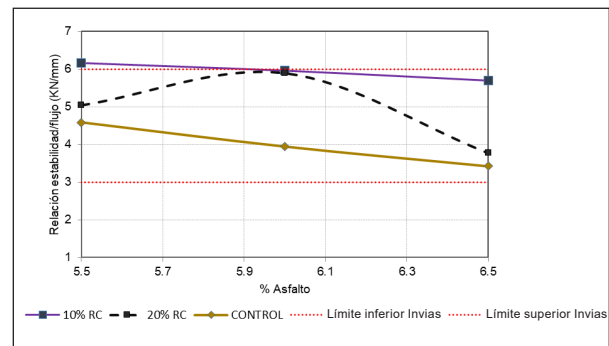
Se encontró, además, que las mezclas que contienen RC tienen una mayor relación estabilidad y flujo (figura 6.5c), lo que indicaría un mejor potencial para soportar tráfico pesado. En este orden de ideas, es posible considerar que el residuo de carbón tiende a mejorar la rigidez de la mezcla [13]; esa mayor rigidez podría ser generada por la morfología de los RC, la cual, como lo muestra la figura 6.5b, presenta gran angularidad. En general, las mezclas con RC presentaron un aumento significativo en la estabilidad, mientras que el flujo se mantiene muy similar al de las mezclas de control. Vale la pena mencionar que los parámetros de referencia corresponden a un tráfico NT3.



(a)



(b)



(c)

**Figura 6.5. Propiedades mecánicas de las mezclas con valores de referencia para nivel de tránsito NT3**

Fuente: elaboración propia.

### 6.4.2. Propiedades volumétricas

En las propiedades volumétricas se estudió el efecto de los RC en vacíos con aire (VA), vacíos con agregados minerales (VAM) y vacíos llenos de asfalto (VAF), así como la relación llenante/asfalto efectivo para cada una de las muestras. Los resultados se muestran en la tabla 6.6. Se puede concluir que las mezclas con 10% y 20% de reemplazo de RC presentan en general un comportamiento comparable con la mezcla control. En las relaciones volumétricas, los vacíos con aire para la mezcla con 10% de RC aumentaron en 5, 40 y 60% en comparación con la mezcla control, mientras que para la mezcla con 20% de RC los valores son similares. En los VAM se observó que la mezcla con 10% de RC exhibía mayores valores a medida que aumentaba CA, en un 7 y 9% con respecto a la mezcla con 5,5% de CA. Sin embargo, para la mezcla con 20% de RC los valores fueron menores en un 10 y 6% para el mismo caso.

Analizando los VFA, se encontró que en presencia de RC a 10 % disminuyen en 1,2, 1 y 8 % con respecto a la convencional. Sin embargo, para 20 % de RC hubo un aumento a medida que se incrementaba CA; los incrementos fueron de 2, 4 y 7 %. Se identificó, adicionalmente, que el valor óptimo en la mezcla con 20 % de RC se obtiene a 5,5 % de CA (rango Invias entre 65 y 75 %); para porcentajes de 6,0 % y 6,5 % de CA los valores se salen del umbral exigido por Invias. Para la mezcla con 10 % de RC, los porcentajes de CA estudiados se ajustan a los parámetros exigidos en Colombia para mezclas densas en caliente con excepción del porcentaje de 6,5 % de CA.

En cuanto a la relación llenante/asfalto efectivo, las mezclas que contienen RC como reemplazo arrojaron valores más altos que la convencional. La mezcla con 10 % de RC superaría el rango definido para un NT3 (rango 0,8 a 1,2) a un porcentaje de CA de 5,5 %. Sin embargo, se ajusta en los porcentajes de 6 y 6,5 %. Finalmente, el valor de CA óptimo para la mezcla con 10 % de RC sería 6,0 % de CA y la mezcla con 20 % de RC 5,5 % de CA para una capa intermedia, teniendo en cuenta los parámetros de la norma Invias aplicable en Colombia.

### 6.4.3. Emisiones

Se modelaron las tres estrategias anteriormente mencionadas en la plantilla Palate de la Universidad de California con el fin de comparar las emisiones de un proceso convencional con las alternativas modificadas con residuos de carbón. Se obtuvieron los resultados que se muestran en la tabla 6.7. A partir de estos resultados, se puede concluir que el consumo de energía es menor en 1,2 y 4,5 % a medida que se incrementa el porcentaje de reemplazo, lo que podría revelar que el consumo de energía en la extracción de agregados vírgenes es mayor que el del traslado de RC hasta la planta de producción de la mezcla [7].

Tabla 6.7. Emisiones de las diferentes estrategias

<i>Emisiones</i>	<i>Estrategias de reemplazo</i>		
<i>Energía (MJ)</i>	<i>Control</i>	<i>10 % Carbón</i>	<i>20 % Carbón</i>
5,5 % Asfalto	4.163.845	4.116.100	3.972.703
6,0 % Asfalto	4.474.149	4.406.049	4.358.863
6,5 % Asfalto	4.783.318	4.657.832	4.604.769
<b>CO<sub>2</sub> (kg)</b>			
5,5 % Asfalto	226	224	217
6,0 % Asfalto	243	240	239
6,5 % Asfalto	261	255	253
<b>CO (kg)</b>			
5,5 % Asfalto	849	821	775
6,0 % Asfalto	923	890	862
6,5 % Asfalto	996	951	922
<b>NO<sub>x</sub> (kg)</b>			
5,5 % Asfalto	2.008	1.948	1.843
6,0 % Asfalto	2.115	2.047	1.988
6,5 % Asfalto	2.220	2.128	2.067
<b>SO<sub>2</sub> (kg)</b>			
5,5 % Asfalto	31.635	31.602	30.783
6,0 % Asfalto	32.096	31.970	31.954
6,5 % Asfalto	32.534	32.066	32.047

Fuente: elaboración propia.

En cuanto a las emisiones de CO<sub>2</sub>, existe una reducción de hasta 7 kg por milla a 20 % de reemplazo de RC, lo que podría simbolizar una disminución en el aporte de los pavimentos a la huella de carbono. En lo referente a las emisiones de CO, NO<sub>x</sub> y SO<sub>2</sub> se obtuvieron reducciones de hasta 74, 165 y 852 kg, respectivamente, 20 % de RC para una milla, lo cual es bastante significativo, ya que indica una disminución de las problemáticas ambientales y de salud,

especialmente porque estas sustancias han sido consideradas generadoras de enfermedades isquémicas del corazón [22] y fuentes a gran escala de contaminantes atmosféricos [23].

## **Conclusiones y recomendaciones**

La determinación de las propiedades de las mezclas con reemplazo parcial de agregados finos por RC generó primeros acercamientos a su posible utilización en Colombia. Mediante las pruebas de caracterización física se logró conocer que la densidad de las muestras es mucho más baja que los agregados naturales, ya que tienen mucho volumen y poco peso; además, los agregados de RC tuvieron una mayor absorción. A pesar de lo anterior, este parámetro no influyó significativamente en las propiedades volumétricas y en el contenido óptimo de CA.

De los resultados del análisis micro elemental (SEM-EDS), se puede concluir que existe presencia de metales como aluminio, hierro y titanio. No obstante, no se podría identificar el potencial de toxicidad de los mismos sin conocer sus compuestos, por lo que se requiere de un estudio detallado mediante fluorescencia de rayos X (XRF) y pruebas de lixiviación para conocer posibles efectos en la fauna, la flora y la salud humana. En su morfología se observa porosidad y grietas relacionadas con la alta absorción, al igual que gran angularidad en las partículas, factor que puede indicar una mayor fricción y trabazón en la masilla de la mezcla.

Se estudió, además, el efecto de la adición de RC en las propiedades volumétricas y en la estabilidad y flujo de mezclas asfálticas en caliente, y se encontró que con la incorporación de RC se presentaron aumentos en la estabilidad de hasta un 34 % en las mezclas con 10 % de RC y un 32 % en las mezclas con 20 % de RC. Se tiene como referencia la mezcla control, efecto que se puede pensar que es favorable ante sollicitaciones de tipo ahuellamiento. Sin embargo, se requerirían pruebas dinámicas específicas para corroborar dicha hipótesis.

Posteriormente se estudió la influencia de los RC en las mezclas MDC-25, y se encontró que mejoró la estabilidad Marshall mientras que las propiedades volumétricas fueron afectadas de manera leve. En cuanto al contenido óptimo de asfalto hubo un aumento de 0,5 %, lo cual puede ser explicable si

se tiene en cuenta la absorción de las partículas de carbón. Finalmente, en la determinación de emisiones para cada uno de los escenarios estudiados, hubo una reducción que contribuiría al mejoramiento del medio ambiente, especialmente un menor aporte al efecto invernadero. Los resultados hasta ahora son limitados al diseño Marshall y a un número limitado de briquetas. Los pasos siguientes de la investigación incluirán otros tipos de mezclas, fuentes de RC y ensayos dinámicos como módulos resilientes, pruebas de fatiga, ahuellamiento y daño por humedad.

## Agradecimientos

Agradecimientos especiales a la convocatoria 753 de Colciencias para formación de capital Humano de Alto Nivel EN EL Norte de Santander, a Mina la Estrella, a Meco Infraestructura S. A. (concesión costera), a Luis Manuel Villaba Morales y Carlos Daniel Mejía Gómez.

## Referencias

- [1] A. Modarres and M. Rahmanzadeh, "Application of coal waste powder as filler in hot mix asphalt", *Constr. Build. Mater.*, vol. 66, pp. 476-483, 2014.
- [2] Y. Xue *et al.*, "Paving asphalt modifier from co-processing of FCC slurry with coal", *Catal. Today*, vol. 98, n.º 1-2, pp. 333-338, Nov. 2004.
- [3] Y. Taha, M. Benzaazoua, R. Hakkou, and M. Mansori, "Coal mine wastes recycling for coal recovery and eco-friendly bricks production", *Miner. Eng.*, vol. 107, pp. 123-138, Jun. 2017.
- [4] Ministerio de Minas y Energía, "Boletín estadístico de Minas y Energía", 2016.
- [5] Z. You and S. W. Goh, "A preliminary study of the mechanical properties of asphalt mixture containing bottom ash", *Research Gate*, Oct-2008. [Online]. Available: [https://www.researchgate.net/publication/233694378\\_A\\_preliminary\\_study\\_of\\_the\\_mechanical\\_properties\\_of\\_asphalt\\_mixture\\_containing\\_bottom\\_ash](https://www.researchgate.net/publication/233694378_A_preliminary_study_of_the_mechanical_properties_of_asphalt_mixture_containing_bottom_ash). [Accessed: 03-Aug-2017].
- [6] A. M. Mostafa Soltaninejad and Saeid Hesami, "Application of coal waste in sustainable roller compacted concrete pavement-environmental and technical assessment", *ResearchGate*, Jul-2016. [Online]. Available: [https://www.researchgate.net/publication/305076469\\_Application\\_of\\_coal\\_waste\\_in\\_sustainable\\_roller\\_compacted\\_concrete\\_pavement-environmental\\_and\\_technical\\_assessment](https://www.researchgate.net/publication/305076469_Application_of_coal_waste_in_sustainable_roller_compacted_concrete_pavement-environmental_and_technical_assessment). [Accessed: 05-May-2017].
- [7] A. Modarres and P. Ayar, "Coal waste application in recycled asphalt mixtures with bitumen emulsion", *J. Clean. Prod.*, vol. 83, pp. 263-272, 2014.

- [8] S. Hesami, A. Modarres, M. Soltaninejad, and H. Madani, "Mechanical properties of roller compacted concrete pavement containing coal waste and limestone powder as partial replacements of cement", *Constr. Build. Mater.*, vol. 111, pp. 625-636, 2016.
- [9] Y. Zhang, "Assessment and Life-Cycle Analysis of Recycled Materials for Sustainable Highway", Digital Repository at the University of Maryland, 2016.
- [10] Ali N., Chan J. S., Simms S., Bushman R., and Bergan A. T., "Mechanistic Evaluation of Fly Ash Asphalt Concrete Mixtures", *J. Mater. Civ. Eng.*, vol. 8, n.º 1, pp. 19-25, Feb. 1996.
- [11] J. Han and D. A. Alzamora, "Reconstituted Coal Ash Stabilization of Reclaimed Asphalt Pavement", Reston, VA, 2011, pp. 1172-1181.
- [12] A. Modarres and M. Rahmanzadeh, "Application of coal waste powder as filler in hot mix asphalt", *Constr. Build. Mater.*, vol. 66, pp. 476-483, 2014.
- [13] A. Modarres, M. Rahmanzadeh, and P. Ayar, "Effect of coal waste powder in hot mix asphalt compared to conventional fillers: mix mechanical properties and environmental impacts", *J. Clean. Prod.*, vol. 91, pp. 262-268, 2015.
- [14] Gunalaan Vasudevan, "Effect on Coal Bottom Ash in Hot Mix Asphalt (HMA) as Binder Course", *Lect. Notes Eng. Comput. Sci.*, vol. 2228, n.º 1, pp. 1046-1050, 2017.
- [15] R. Mauro and M. Guerrieri, "Comparative life-cycle assessment of conventional (double lane) and non-conventional (turbo and flower) roundabout intersections", *Transp. Res. Part D*, vol. 48, pp. 96-111, 2016.
- [16] X. Li, H. Wen, T. B. Edil, R. Sun, and T. M. VanReken, "Cost, energy, and greenhouse gas analysis of fly ash stabilised cold in-place recycled asphalt pavement", *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 14, n.º 3, pp. 537-550, Sep. 2013.
- [17] H. Zhang, G. A. Keoleian, M. D. Lepech, and A. Kendall, "Life-Cycle Optimization of Pavement Overlay Systems", *J. Infrastruct. Syst.*, vol. 16, n.º 4, pp. 310-322, Dec. 2010.
- [18] Y. Huang, R. N. Bird, and O. Heidrich, "A review of the use of recycled solid waste materials in asphalt pavements", *Resour. Conserv. Recycl.*, vol. 52, n.º 1, pp. 58-73, 2007.
- [19] H. Zhang, "Simulation-Based Estimation of Fuel Consumption and Emissions of Asphalt Paving Operations", *J. Comput. Civ. Eng.*, vol. 29, n.º 2, Mar. 2015.
- [20] Instituto Nacional de Vías, "Especificaciones generales de construcción de carreteras y normas de ensayo para materiales de carreteras", 2017. [Online]. Available: <https://www.invias.gov.co/index.php/informacion-institucional/139-documento-tecnicos>. [Accessed: 02-Jul-2018].
- [21] S. Cross, W. Chesner, H. Justus, and E. Kearney, "Life-Cycle Environmental Analysis for Evaluation of Pavement Rehabilitation Options", *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board*, vol. 2227, pp. 43-52, Dec. 2011.



- [22] M. Mendoza-González, A. Mejía-Reyes, and L. Quintana-Romero, “Deseconomías de aglomeración, contaminación y sus efectos en la salud de la Zona Metropolitana del Valle de México. Un análisis con econometría espacial 1”, *Atl. Rev. Econ.*, vol. 2, pp. 1-33, Jan. 2017.
- [23] G. Morantes, “Revisión de instrumentos normativos de la calidad del aire y sistemas de monitoreo atmosférico: América Latina y el Caribe”, *Interciencia*, vol. 41, n.º 4, pp. 235-242, Apr. 2016.

# Nuevos usos para (SMA) a la luz de experiencias de Europa y Latinoamérica

---

Gonzalo Oroz  
Stefan Schulz  
Jens Gerstenberger

7.1. Reseña histórica	166
7.2. ¿Qué es el SMA?	171
7.3. Ventajas del SMA respecto a otras mezclas asfálticas	175
7.4. Mezclas SMA la para disminución de emisiones de ruido	177
7.5. Nuevos usos para el SMA; también como capa intermedia	178
7.6. Ejemplos prácticos	180
7.6.1. Granulometría y tradiciones constructivas	180
7.6.2. Ejemplos de SMA en América Latina	182
7.7. Las principales características de las mezclas SMA en resumen	184
Referencias	185

### ***Gonzalo Oroz***

Doctor en Ingeniería Civil de la Universidad Bauhaus. Miembro de la Sociedad Alemana de Geografía y Territorio, Alemania. Correo electrónico: gonzalo.oroza@cff.de

### ***Stefan Schulz***

Economista Universidad Bruno Leuschner de Berlín, Alemania. Jefe del área de construcción de caminos de la empresa CFF en Gehren, Alemania. Correo electrónico: s.schulz@cff.de

### ***Jens Gerstenberger***

Economista administrador de empresa, Universidad Ernst-Abbe de Ciencias Aplicadas en Jena. Miembro de la Comisión Técnica de Trabajo de la Asociación Europea de Pavimentos de Asfalto, EAPA. Correo electrónico: jens.gerstenberger@cff.de

## Resumen

A causa del constante incremento del peso vehicular y, en especial, del tráfico de transporte pesado, las exigencias a las capas de rodadura se han visto incrementadas de un modo creciente. La necesidad de contar con capas de rodadura de mayor resistencia es ya un consenso general. El Stone Mastic Asphalt (SMA por sus siglas en inglés) ha sido introducido en numerosos países para los caminos y carreteras más importantes. Su mayor resistencia se debe a su particular granulometría discontinua. La resistencia al deterioro del SMA es el resultado de un mayor contenido de bitumen, el cual demanda la utilización de aditivos estabilizadores como, por ejemplo, la fibra de celulosa, la cual evita la segregación de pétreos durante el proceso de producción, su transporte e instalación.

La presentación se centra en las ventajas de esta mezcla asfáltica desde el punto de vista de la durabilidad y la economía. También revisa recientes innovaciones en su uso como el así llamado SMA LA para la reducción de ruido, o el uso del SMA en capas intermedias. Todo esto, será visto desde la experiencia aplicada en Europa y América Latina.

**Palabras clave:** Stone Mastic Asphalt (SMA); OPA; Open Porous Asphalt (OPA); mezclas asfálticas de alta resistencia; reducción de ruido.

## 7.1. Reseña histórica

La tecnología del SMA nació en Alemania occidental a finales de la década de los sesenta como una respuesta a las crecientes exigencias de las condiciones del tráfico que se verificaron tras el *boom* económico del así llamado milagro alemán de posguerra. A diferencia de lo que ocurrió en la antigua República Democrática Alemana, como lo señala Ronellenfitsch [1], en donde desde un principio se apostó sistemáticamente por el hormigón armado o concreto hidráulico como se le conoce en ciertas latitudes del área latinoamericana, en la República Federal de Alemania se optó por una estrategia combinada de fomentar tanto los desarrollos en hormigón armado como en mezclas asfálticas de alta resistencia para la construcción de autopistas y caminos para tránsito pesado. Finalizando la década de los sesenta hubo un incremento significativo del tamaño y peso de los camiones, lo que se sumó también al exponencial incremento del volumen del parque de dichos vehículos, lo que finalmente incidió en un deterioro acelerado de caminos que en principio estaban diseñados para una vida útil mucho más larga. En forma paralela, en las décadas de los años sesenta y setenta proliferó en toda Europa central el uso de neumáticos de invierno con tachones de acero. Dichos neumáticos hacían estragos en las capas superiores de rodadura lo que se sumaba al factor destructivo del agua y el hielo y que se hacía patente al finalizar la temporada invernal. En la figura 7.1 se muestran los daños de una capa de rodadura.



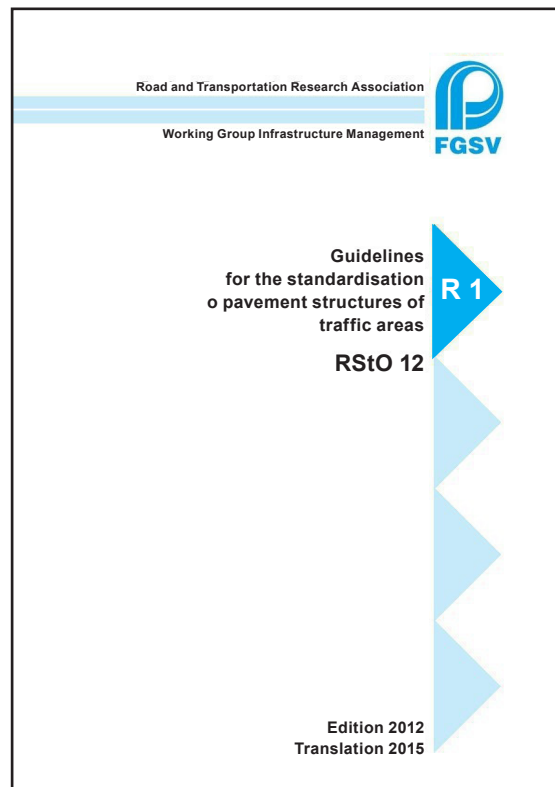
**Figura 7.1. Daños en una capa de rodadura causados por neumáticos con tachones, Oregon, USA**

Fuente: wordpress.org

Enfrentados al desafío de reparar rápidamente los daños causados en el invierno, se recurrió a mediados de los años setenta al SMA para reparar los baches producidos por el estrés del congelamiento y los tachones. La observación determinó finalmente que aquellas porciones de pavimento reparadas con SMA (*Splittmastixasphalt*, como se denominó originalmente en alemán –gravilla triturada/masilla/asfalto–) permanecían incólumes durante años y el pavimento alrededor de los puntos reparados comenzaba a destruirse. Los ingenieros alemanes se preguntaron si eventualmente las mezclas SMA podrían usarse como capa de rodadura. Así, lo que comenzó en 1968, como lo indica Nichols [2] en un tramo de prueba cerca de la nortina ciudad de Kiel fue tomando fuerza como alternativa al así llamado *Gußasphalt* o asfalto fundido o asfalto mástico o al concreto asfáltico AC. Sin embargo, la implementación definitiva como principal capa de rodadura en las autopistas alemanas tomaría un tiempo. Básicamente se trataba de establecer un estándar probado. Como ya se ha mencionado, mezclas y trechos de prueba de SMA existían desde finales de los sesenta. Sin embargo, se debía llegar a un consenso normativo que recogiera los usos más apropiados para el SMA y para eso debieron transcurrir casi veinte años para tener una norma coherente, como lo señalan Witheford [3] y Sarang *et al.* [4].

- **Normativa alemana para carreteras y caminos con capas asfálticas**

Para entender mejor la importancia de las mezclas SMA resulta conveniente dar primero un vistazo a la normativa alemana (figura 7.2) que regula la construcción de caminos y carreteras, específicamente en lo concerniente al uso de mezclas asfálticas. El desarrollo y éxito que ha tenido la tecnología SMA a nivel mundial se entiende mejor analizando su origen y el marco normativo en donde se creó.



**Figura 7.2. Directrices para la estandarización de estructuras superiores de superficies de tránsito de la sociedad de investigación científica para caminos y medios de transporte, edición de 2012**

Fuente: [5].

La normativa principal que regula la construcción de caminos y carreteras de asfalto en Alemania comprende una serie de documentos de trabajo y consulta. Dichos documentos son generados en un diálogo permanente entre las autoridades de planificación como lo es la BAST<sup>1</sup>, así como entre representantes del mundo privado reunidos en torno a asociaciones gremiales como el DAV (Asociación Gremial Alemana del Asfalto). Estos documentos se encuentran en constante revisión, pero para otorgar a las autoridades de planificación y a los representantes del mundo privado un horizonte operativo confiable y que, a la vez, se pueda contar con un lenguaje y parámetros claros a la hora de redactar los documentos de licitación, las nuevas ediciones se revisan con un ritmo de cinco o diez años. La última edición corresponde a los años

<sup>1</sup> Bundesanstalt für Straßenwesen (Organismo federal alemán para el sector vial, dependiente del ministerio de transporte e infraestructura digital).



2012/2013. En total son más de veinte documentos, pero sin duda que los principales son el RStO 12, que describe los paquetes constructivos, la ZTV Asphalt-StB 07/13, que describe las distintas recetas asfálticas, los métodos constructivos y los estándares a los que se deben adecuar dichas mezclas, y la TL Asphalt-STB 07/13 que regula los tipos de bitúmenes que deben ser utilizados en las mezclas asfálticas descritas en las directrices ZTV.

Yendo de lo más general a lo más específico, el RStO 12 estandariza la estructura general que deben tener los caminos tomando en consideración dos criterios básicos: por una parte, el factor climático, y por otra, las cargas a las que son sometidos los caminos. La normativa, si bien toma en consideración los dos criterios antes mencionados y señala perfiles tipo con espesores normados para las capas de protección anticongelante y las capas portantes, deja ciertos espacios de maniobra especialmente en lo concerniente a la capa intermedia y a la capa de rodadura, la cual, en la norma, es descrita como paquete único (ver la figura 7.3). Esto permite también que varias empresas constructoras participen en un proyecto determinado, propongan soluciones puntuales, pero que se ciñan de todas formas al diseño general.

Zeile	Belastungsklasse	Bk100	Bk32	Bk10	Bk3,2	Bk1,8	Bk1,0	Bk0,3
	B [Mio.]	> 32	> 10 - 32	> 3,2 - 10	> 1,8 - 3,2	> 1,0 - 1,8	> 0,3 - 1,0	≤ 0,3
<b>Asphaltdecke und Asphalttragschicht auf Planum</b> <sup>12)</sup>								
1	Asphaltdecke	12	12	12	10	10	4	4
	Asphalttragschicht	34	30	26	26	24	26	22
		Σ46	Σ42	Σ38	Σ36	Σ34	Σ30	Σ26
<b>Betondecke und Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln auf Planum</b> <sup>12)</sup>								
2	Betondecke	27	26	25				
	Vliesstoff <sup>8)</sup>	25	25	23				
	Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln	45	45	45				
		Σ52	Σ51	Σ48				

La porción en negro (Asphaltdecke –Capa superior de asfalto–) representa tanto a la capa de rodadura como la capa intermedia.

**Figura 7.3. Dimensionamiento de capas superiores en capas de rodadura.**

Fuente: [5].

Dentro de la normativa alemana, para autopistas y carreteras de mayor exigencia y tráfico se contemplan las dos mayores clases de capacidad de carga Bk 32 y Bk 100 (esta última equivalente a cien millones de pasada de ejes de 10 toneladas a lo largo de la vida útil programada). Justamente para estas categorías se recomienda el uso de SMA por su resistencia a las cargas extremas y su larga durabilidad. Pero, aparte de estas importantes características, las mezclas asfálticas SMA ofrecen otras ventajas que inclinan a muchos gobiernos locales y concesionarios a decidirse por este tipo de mezclas asfálticas al momento de elaborar los pliegos de licitación.

Los pavimentos realizados con mezclas SMA implican una importante reducción de ruido debido a la rugosidad de su superficie y contenido de huecos que absorbe el ruido generado tanto por la rodadura como por el motor. Por lo mismo, en muchas ocasiones es contemplado en licitaciones para caminos interiores en áreas residenciales, como se ve en la parte inferior de la tabla 7.1. Por esta misma condición de rugosidad se obtiene una mayor adherencia y trechos de frenado más cortos. Por otra parte, gracias a su alto contenido de bitumen propicia la retardación de los procesos de envejecimiento del asfalto debido a la oxidación. Hasta el momento hemos hablado un poco de la norma alemana, y de las características del SMA en relación con la norma, pero no hemos profundizado en definir en qué consiste la mezcla SMA.

**Tabla 7.1. Tipos de calles y la correspondencia con la denominación de capacidad de carga**

<i>Situación de diseño típica</i>	<i>Capacidad de carga</i>
Autopista, carretera federal interregional	Bk10 hasta Bk 100
Carretera de conexión	Bk 3,2 / Bk 10
Calle de zonas industriales	Bk 3,2 hasta Bk 100
Calle de parque empresarial	Bk 1,8 hasta Bk 100
Calle principal comercial	Bk 1,8 hasta Bk 10
Calle comercial de localidad	Bk 1,8 hasta Bk 10
Calle de acceso de localidad	Bk 1,8 hasta Bk 10
Calle principal de localidad pequeña	Bk 1,0 hasta Bk 3,2
Calle comunal	Bk 1,0 hasta Bk 3,2
Calle colectora	Bk 1,0 hasta Bk 3,2
Calle de área residencial	Bk 0,3 / Bk 1,0
Camino de área residencial	Bk 0,3

Usos de SMA en verde.

Fuente: elaboración propia.

## 7.2. ¿Qué es el SMA?

El SMA es una mezcla asfáltica de granulometría discontinua que basa su firmeza y resistencia en un esqueleto pétreo en el cual los áridos de mayor calibre y de forma cúbica se engarzan unos con otros, tal como se muestra en la figura 7.4.

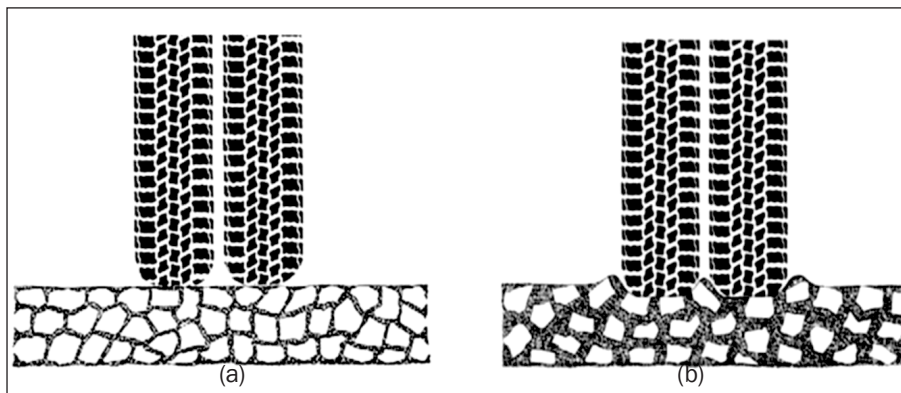


Figura 7.4. Representación gráfica de (a) una mezcla SMA y (b) una mezcla tipo de tipo concreto asfáltico AC

Fuente: elaboración propia..

Dentro de la norma alemana, que es la que hemos escogido como referencia para nuestra presentación, se contemplan básicamente tres clases de SMA, las cuales responden en su denominación a los áridos de mayor calibre. Tenemos el SMA 5, el SMA 8 y el SMA 11 (ver figura 7.5). Cada una de estas variantes cuenta con una granulometría discontinua que privilegia la presencia de grava triturada por sobre áridos de menor calibre [6]:

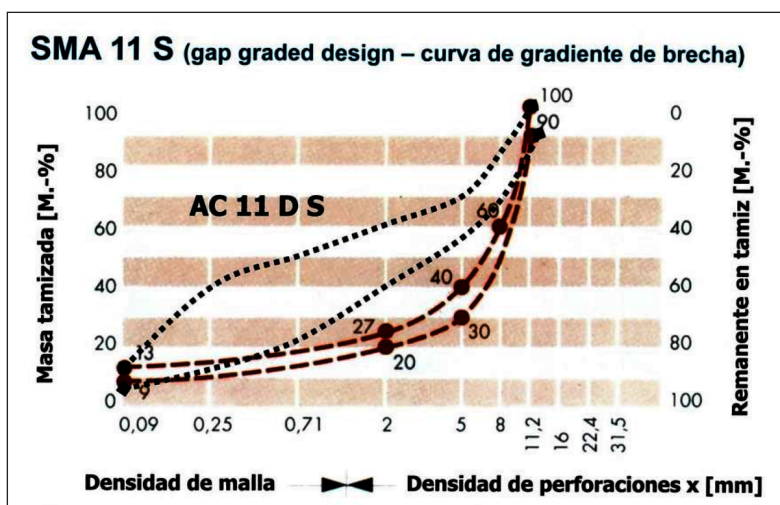


Figura 7.5. Comparativa de curva de gradiente entre SMA 11 (en rojo) y AC 11 (línea punteada en negro) acorde a la norma ZTV Asphalt-StB 07/13

Fuente: elaboración propia..

descansan unos sobre otros y, a la vez, se engarzan mutuamente debido a su forma cúbica (piedras planas no sirven para este tipo de mezcla asfáltica), las fuerzas ejercidas desde arriba son transmitidas eficientemente hacia las capas inferiores sin que se observen deformaciones significativas en la capa superior de rodadura. Por esta misma razón, el uso principal de las mezclas SMA se asocia a carpetas de rodadura sometidas a grandes cargas. El SMA es usado principalmente para la construcción de carreteras de tránsito pesado, intersecciones de autopistas y pistas de aterrizaje de aeropuertos comerciales, aptas para recibir aviones de gran tamaño y tonelaje, patios de maniobras para vehículos pesados, terminales de buses, puertos secos para containers, etc. [6].

- **Particularidades de las recetas SMA y de su fabricación**

Ya en los primeros ensayos de laboratorio con las primeras mezclas de SMA se vio la necesidad de incorporar un volumen mayor de bitumen en las mezclas asfálticas de SMA cercano al 7%. El desafío consistió desde un principio en evitar la segregación del material pétreo en todas las fases del proceso (fabricación de la mezcla asfáltica, almacenamiento e instalación). Se probaron distintas fórmulas para poder “estabilizar” la mezcla y evitar que el bitumen se escurriese o surgiera a la superficie después del proceso de compactación. Finalmente se comprobó que la adición de fibras naturales o minerales permitía preparar de forma óptima las mezclas SMA. En un comienzo se ensayó una serie de aditivos estabilizantes como fibras de vidrio, fibras sintéticas y fibras minerales como el asbesto. Sin embargo, y debido principalmente a su estructura volumétrica al nivel microscópico, se determinó a partir de ensayos de escurrimiento [7] que las fibras más efectivas desde el punto de vista del volumen necesario para la estabilización de las mezclas han sido las de celulosa. Otra de las razones que ha incidido que la industria centre la utilización en este tipo de fibras es el aspecto ambiental [8]. Las fibras de asbesto están prácticamente prohibidas al nivel mundial y solo siguen siendo utilizadas en ciertos países de la antigua órbita socialista. Las fibras sintéticas no presentan una estructura en 3D que haga más eficiente la absorción del bitumen y, por consiguiente, su dosificación es más alta. Las fibras de celulosa son convenientes también para el ambiente, ya que por una parte se pueden obtener directamente de material renovable (bosques) o bien de material reciclado. De las fibras utilizadas, las más apropiadas son las fibras de celulosa dosificadas como fibra suelta o pelletizadas. Las

observaciones de laboratorio y la experiencia práctica han establecido que la adición ideal de fibra y que asegura un comportamiento óptimo de la mezcla SMA fluctúa entre el 0,3 y el 1,5 % (tabla 7.2). Estas cifras han sido refrendadas también en la norma alemana, la cual ha adoptado dichos valores. Cantidades inferiores y superiores a las señaladas redundan en problemas que influyen en su durabilidad. La adición adecuada de la cantidad de fibra se hace mediante dosificadores automáticos que miden la cantidad exacta necesaria o por medio de una medición de masa o por medio de medición de volumen. Normalmente la fibra se adiciona en conjunto con el filler. El principal cuidado que se debe tener al momento de elaborar la mezcla es el de considerar los tiempos de mezclado adecuado. En las plantas de asfalto que se utilizan en Europa y extensas áreas de Asia (China, Korea del Sur) y que son las así llamadas plantas de bachada, se adicionan a las fibras de celulosa junto con los áridos precalentados, normalmente a una temperatura de trabajo de 180 °C. El proceso de mezclado debe tener idealmente una duración de entre quince a veinte segundos. El proceso completo de mezclado de una bachada toma alrededor de cincuenta y tres segundos. Entre esos quince a veinte segundos los pétreos de mayor tamaño disuelven los *pélets* y distribuyen la fibra de forma homogénea. En ciertas plantas de bachada el tiempo se puede reducir aún más, pero nunca por debajo de ocho segundos. Normalmente, cuando se reduce el tiempo de premezclado de la fibra con los áridos se deben hacer constantemente pruebas de control de calidad como el *test* de escurrimiento

**Tabla 7.2. Duración de capas asfálticas en años**

<i>Carreteras de mayor importancia / autopistas / calles de tráfico pesado</i>			
<i>Tipo de mezcla asfáltica</i>	<i>15 % nivel inferior</i>	<i>Promedio europeo</i>	<i>85 % nivel superior</i>
AC - Concreto asfáltico	8	14	18
AC-TL 30-40 mm (capa delgada)	8	12	18
AC-VTL 25-30 mm (capa muy delgada)	8	10	12
UTLAC (concreto asfáltico ultra delgado)	8	10	12
PA/OPA (asfalto poroso)	8	10	12
2L-PA (asfalto poroso de doble capa)	9	11	12
SMA (Stone Mastic Asphalt)	14	20	25
HRA (Hot Rolled Asphalt)	17	21	25
MA (Mastic-A / asfalto fundido)	18	21	24

Fuente: EAPA [11]

de bitumen [6]. En el caso de contar con plantas de asfalto de tipo continuo, que son las más comunes en el continente americano, se adiciona la fibra junto con el *filler* en el punto más retirado de la adición del bitumen. Lo ideal en estos casos es contar con tambores de mezclado largos. Si no se cuenta con tambores de mezclado largos, se recomienda ralentizar los procesos de mezclado.

El SMA se aplica como cualquier otra mezcla asfáltica. Sin embargo, se debe ser muy cuidadoso al momento del tendido de la capa asfáltica. Debido a la especial firmeza de las mezclas SMA, estas deben ser compactadas inmediatamente una vez tendidas. La compactación debe consistir en pasadas con apisonadoras metálicas de alto tonelaje. Los rodillos pueden ser del tipo estático o dinámico (oscilatorios o vibratorios), pero por ningún motivo deben utilizarse apisonadoras con ruedas de caucho. Hay que tener el cuidado de no sobrecompactar el SMA, por lo mismo se recomienda un máximo de tres pasadas de compactación con rodillos oscilatorios o vibratorios. Una sobrecompactación no tiene necesariamente un efecto que sea visible inmediatamente después de la instalación, pero puede resultar en un triturado de las porciones granulométricas mayores, lo que redundaría finalmente en una apreciable pérdida de resistencia a las cargas. El grado de compactación por la norma estadounidense es de 94 % Aashto; la norma alemana exige un grado de compactación de 97 %.

Luego de instalar la mezcla e inmediatamente después de realizar la compactación, se dispersa una ligera capa de arena y grava triturada de 1 a 2 kg/m<sup>2</sup>, si es del tamaño 2/5 mm, o bien de 0,5 a 1 kg/m<sup>2</sup> si corresponde al tamaño 1/3 mm. Este procedimiento permite liberar la superficie para el tránsito, ya que se dan desde un principio las condiciones necesarias para un buen agarre, sobre todo en condición de lluvia intensa. En muchos países se omite este último paso, bien sea por desconocimiento o por un criterio erróneo de ahorro de recursos. Esta última acción en el proceso de instalación asegura también que no se produzcan microdaños en la superficie y que se extienda la vida útil de la capa de rodadura de manera significativa. A continuación, en la figura 7.6 se muestran las mezclas SMA más usadas.



Descripción	Unidad	SMA 11 S	SMA 8 S	SMA 5 S	SMA 8 N	SMA 5 N
<b>Materiales</b>						
<b>Agregados</b>						
Proporción de área de agregados triturados		C <sub>100/0</sub> ; C <sub>95/1</sub> ; C <sub>90/1</sub>	C <sub>100/0</sub> ; C <sub>95/1</sub> ; C <sub>90/1</sub>	C <sub>100/0</sub> ; C <sub>95/1</sub> ; C <sub>90/1</sub>	C <sub>90/1</sub>	C <sub>90/1</sub>
Nivel de resistencia (Los Angeles)		SZ <sub>18/LA<sub>20</sub></sub>	SZ <sub>18/LA<sub>20</sub></sub>	SZ <sub>18/LA<sub>20</sub></sub>	SZ <sub>18/LA<sub>20</sub></sub>	SZ <sub>18/LA<sub>20</sub></sub>
Valor de pulimento		PSV especificado (51)	PSV especificado (51)	PSV especificado (48)	PSV especificado (48)	PSV especificado (48)
Porcentaje mínimo de agregados finos con coeficiente de caudal E <sub>CS</sub> 35	%	100	100	100	50	50
Bitumen, tipo y denominación		25/55-55; 50/70	25/55-55; 50/70	45/80-50; 50/70; 25/55-55	50/70; 70/100; 45/80-50	50/70; 70/100
<b>Composición de la mezcla asfáltica</b>						
<b>Mezcla de agregados retención en tamiz a:</b>						
16 mm	M.-%	100				
11.2 mm	M.-%	90 a 100	100		100	
8 mm	M.-%	50 a 65	90 a 100	100	90 a 100	100
5.6 mm	M.-%	35 a 45	35 a 55	90 a 100	35 a 60	90 a 100
2 mm	M.-%	20 a 30	20 a 30	30 a 40	20 a 30	30 a 40
0.063 mm	M.-%	8 a 12	8 a 12	7 a 12	7 a 12	7 a 12
Contenido mínimo de bitumen	%	B <sub>min</sub> 6.6	B <sub>min</sub> 7.2	B <sub>min</sub> 7.4	B <sub>min</sub> 7.2	B <sub>min</sub> 7.4
aditivo estabilizante/ portador de bitumen	M.-%	0.3 a 1.5	0.3 a 1.5	0.3 a 1.5	0.3 a 1.5	0.3 a 1.5
<b>Mezcla asfáltica</b>						
Contenido mínimo de huecos de aire (Marshall)		V <sub>min</sub> 2.5	V <sub>min</sub> 2.5	V <sub>min</sub> 2.0	V <sub>min</sub> 1.5	V <sub>min</sub> 1.5
Contenido máximo de huecos de aire (Marshall)		V <sub>max</sub> 3.0	V <sub>max</sub> 3.0	V <sub>max</sub> 3.0	V <sub>max</sub> 3.0	V <sub>max</sub> 3.0
Porcentaje de huecos de aire rellenos	%	por especificar	por especificar	por especificar	por especificar	por especificar
Contenido de huecos de aire (en capa de pavim.)*	Vol.-%	≤ 5.0	≤ 5.0	no mencionado	≤ 5.0	≤ 5.0
Grado de compactación (en capa de pavimento)*	%	≥ 98.0	≥ 98.0	≥ 98.0	≥ 98.0	≥ 98.0
Espesor de capa*	cm	3.5 a 4.0	3.5 a 4.0		2.0 to 3.5	2.0 a 3.0
Cantidad de mezcla asfáltica*	kg/m <sup>2</sup>	85 a 100	85 a 100		50 to 85	50 a 75
Profundidad de surco proporcional	%	por especificar	por especificar			

Los tipos S corresponden a las de mayor resistencia. Las tipos N (normales) son las más usadas en caminos secundarios o locales alemanas.

**Figura 7.6. Resumen técnico de las mezclas SMA más usadas.**

Fuente: [9].

### 7.3. Ventajas del SMA respecto a otras mezclas asfálticas

Como ya señalamos anteriormente, las mezclas SMA poseen una serie de ventajas con respecto a otras mezclas asfálticas, sobre todo cuando se utilizan en obras que demandan una elevada resistencia [10]. En Alemania, por ejemplo, el 90 % de las autopistas y carreteras federales interestatales se construyen utilizando mezclas SMA 11 o SMA 8. Pero también en Ucrania, Rusia, Polonia, Suecia, Suiza, el Reino Unido, Israel, Irán, USA, China y, más recientemente, en Kazajistán y otras exrepúblicas soviéticas [11]. ¿Pero, cuáles son las características que han hecho que esta mezcla se haya impuesto en muchos países y siga creciendo como opción técnica? [12].

La principal razón ha sido seguramente la ventaja económica. Una mezcla SMA tiene una vida útil por lo menos 25 % más larga que mezclas equivalentes al concreto asfáltico [6]. La firmeza conseguida por el esqueleto pétreo hace que las mezclas SMA sean prácticamente inmunes a deformaciones plásticas como ahuellamientos. Esto se verifica al ver los resultados de las pruebas de resistencia y/o de desgaste por rodadura [11].



Pero también el hecho de poder instalar una capa de rodadura más delgada, sin que por ello disminuya la resistencia y durabilidad, ha movido sobre todo a autoridades y empresas concesionarias a decidirse por mezclas SMA. La norma, basada en observaciones acumuladas por décadas, establece una regla muy simple que señala que la capa superior de rodadura debe tener un espesor mínimo equivalente a tres veces la fracción mayor de la curva granulométrica. En el caso de un SMA 8, esto implica un espesor de 2,5 cm. Este hecho echa por tierra los argumentos de que se trata de una opción cara debido al alto contenido de bitumen y la adición de fibras. Por lo mismo, los procesos de reparación y eventual fresado de la capa superior resultan mucho más rápidos y económicos.

La mayor cantidad de bitumen que exigen las mezclas SMA les otorga a dichas mezclas la capacidad de retardar y minimizar el proceso de envejecimiento lo que también incide en una mejor *performance* a largo plazo.

La particular combinación de un esqueleto pétreo interconectado y una cantidad elevada de bitumen hace que el SMA sea muy resistente a las deformaciones permanentes por cargas verticales y también horizontales (lo que lo indica para puntos con preeminencia de cargas horizontales como son intersecciones, franjas de frenado y aceleración).

Por otra parte, las mezclas SMA han demostrado un muy buen comportamiento ante los inviernos más crudos de los países escandinavos y Rusia. Debido a que el SMA es una mezcla esencialmente impermeable, son raros los fenómenos de surgencia de agua por capilaridad o que las bajas temperaturas afecten su estructura.

Otra característica muy positiva asociada a la rugosidad superficial de las mezclas SMA es la relacionada con la eliminación del fenómeno de spray y eventuales fenómenos de *aquaplaning*. Justamente para autopista de alta velocidad la existencia de *aquaplaning* es un criterio de diseño importante al fijar los límites de velocidad para ciertos tramos. Los intersticios superficiales de la capa de rodadura SMA permiten que en caso de lluvia intensa el agua se escurra hacia los lados sin que se creen charcos profundos. De esta manera, se evita la pérdida sorpresiva de adherencia. Asociado a la rugosidad superficial, los pavimentos logran una mayor adherencia también en seco, lo que incide en el nivel de seguridad vial.

Un estudio comparativo realizado por el Instituto Dr. Hutschenreuther [14] en Turingia demostró que las propiedades de agarre de los pavimentos SMA son superiores a las del concreto asfáltico.

#### **7.4. Mezclas SMA la para disminución de emisiones de ruido**

Uno de los aspectos más interesantes en el uso del SMA tiene que ver con su aplicación como medida de mitigación para disminuir el ruido generado por el tránsito. En calles residenciales interiores y en tramos de autopistas cercanos a sectores residenciales se ha privilegiado el uso de mezclas asfálticas que propician la absorción de ruido por sobre la construcción de barreras físicas como pantallas de aislamiento acústico o similares. La mezcla asfáltica más eficaz el momento de absorber los ruidos producidos por el tráfico es el OP, llamado también OPA (Open Porous Asphalt) [15]. Esta mezcla es el estándar establecido para todas las capas asfálticas de rodadura en los Países Bajos y presenta grandes huecos entre las porciones granulométricas mayores, lo que permite que las ondas sonoras sean “atrapadas” dentro de las cavidades del asfalto. Es una opción de extrema comodidad tanto para automovilistas como para los vecinos adyacentes a calles de alto tráfico. Ahora bien, tiene el inconveniente de su altísimo costo, la complejidad de su tecnología y su corta vida útil (véase tabla 7.3). Una alternativa más económica es el SMA 5 N para sectores residenciales. Existe también un desarrollo: SMA LA. Este ha sido ampliamente usado en el estado de Baviera. La abreviatura LA (lärm-mindern-reductora de ruido) se refiere a la capacidad superior para absorber ruido. En principio se conserva el concepto del SMA, pero se modifica su granulometría para obtener un mayor porcentaje de huecos de entre un 10% y un 15%. Para conseguir esto se disminuye el porcentaje de masa de las porciones granulométricas menores y se aumenta ligeramente el contenido de bitumen.

Se ha observado que en tramos de autopista de alta velocidad, la disminución de ruido alcanza los 4 dB(A) [16] y en áreas residenciales la disminución de ruido puede variar entre 2 dB(A) a 3dB(A), tal como se muestra en la tabla 7.3. [16].

**Tabla 7.3. Serie de mediciones de ruido en tramos de prueba de la BAST**

Fecha de medición	SMA 5 LA		SMA 8 LA		SMA 8 S	
	Automóvil 120 km/h	Camión 88 km/h	Automóvil 120 km/h	Camión 88 km/h	Automóvil 120 km/h	Camión 88 km/h
09/2005	81,5 dB(A)	–	81,3 dB(A)	–	83,9 dB(A)	–
10/2006	80,7 dB(A)	–	80,6 dB(A)	–	83,0 dB(A)	–
07/2007	83,1 dB(A)	88,4 dB(A)	81,9 dB(A)	87,5 dB(A)	83,6 dB(A)	88,7 dB(A)
04/2008	82,3 dB(A)	89,0 dB(A)	83,0 dB(A)	88,5 dB(A)	84,0 dB(A)	89,0 dB(A)

\*. El valor de referencia se fijó en 85,2dB(A) en una superficie de asfalto fundido MA sin acanaladuras

Fuente: [17].

## 7.5. Nuevos usos para el SMA; también como capa intermedia

El SMA ha experimentado un crecimiento en su campo de aplicación a lo largo de la historia. Esta mezcla comenzó siendo un mero sistema de reparación para capas de rodadura dañadas. Luego se vio el potencial que tenía como excelente capa de rodadura de alta resistencia, además de tener otras positivas características. Sin embargo, desde hace un tiempo hasta ahora se han incrementado los proyectos en donde las mezclas del tipo SMA han sido utilizadas exitosamente como capa intermedia [18]. Las mezclas SMA cumplen con todas las condiciones para fungir adecuadamente como capa intermedia; su resistencia a los esfuerzos de corte y la trasmisión adecuada de las cargas de la capa de rodadura hacia las capas inferiores son óptimas. Especialmente se consideraron las tendencias en la normativa que propician en forma creciente la reutilización a través de sistemas de reciclaje. Resulta interesante tener mezclas SMA en la capa de rodadura y en la capa intermedia. Las ventajas son varias. Por una parte, se puede fresar la capa superior sin temer que dentro del material recuperado se encuentre material que no pueda ser reutilizado. Otra ventaja es poder tender ambas capas en una operación sucesiva en caliente sobre tibio, o caliente sobre caliente, utilizando el material proveniente de una planta cercana (sistema de construcción compacto). La adhesión de caliente sobre tibio o caliente sobre caliente da mejores resultados que una construcción del tipo caliente sobre frío más emulsión; reduce

el tiempo de instalación significativamente, asegura una buena ligazón entre la capa superior de rodadura y la capa intermedia, y facilita la logística. En general, este tipo de construcción es muy conveniente desde el punto de vista de la calidad final del producto. Sin embargo, no se ha impuesto del todo, básicamente porque haberse establecido muy firmemente en muchos países la combinación de concreto asfáltico para la capa intermedia, y de SMA para la capa de rodadura, casi como un dogma de fe. Sin embargo, a partir del año 2011 ha quedado demostrado que las capas intermedias de SMA cuentan con una serie de ventajas con respecto a las capas intermedias tradicionales realizadas con concreto asfáltico [19 - 20]. La principal ventaja tiene que ver con su durabilidad y su resistencia a la penetración de agua la que redundará finalmente en una protección adicional a la capa de rodadura. Para las capas intermedias SMA se han desarrollado los siguientes estándares, como se muestra en la figura 7.4.

**Tabla 7.4. Requerimientos para las capas intermedias en SMA**

Características de la capa intermedia		SMA 22 B S	SMA 16 B S
Espesor	cm	9,5 a 12,0	6,0 a 9,5
Grado de compactación	%	≥ 98,0	
Contenido de huecos	Vol. %	1,5 a 5,5	1,5 a 6,0

Fuente: Rodehack [18]

La resistencia a la penetración al agua tiene que ver en gran parte con la propiedad inherente a las mezclas SMA con fibras de celulosa que no presentan segregación al momento del tendido. Los componentes pétreos mantienen su distribución original homogénea gracias a la adición de fibras que *amarran* el bitumen adecuadamente con una capa gruesa. Los estudios han arrojado que en muchos casos, sobre todo si se trabaja con capas intermedias con concreto asfáltico, se produce una segregación de las porciones granulométricas al momento del tendido de la capa. La segregación propicia un desprendimiento sucesivo de porciones granulométricas, lo que finalmente termina en el colapso de la capa intermedia. Los daños que se producen de esta manera son transmitidos a la caspa superior de rodadura, por lo que se acorta la vida útil del camino en cuestión. Nótese que la granulometría establecida para la porción de mayor calibre es de 16 o 22 mm, lo que contrasta con las

porciones granulométricas mayores de 8 o 11 mm para las capas de rodadura, por lo menos dentro del esquema alemán. Dado que el ritmo de revisión de la normativa alemana no es capaz de seguirle el ritmo a los desarrollos, se recurrió a la emisión de un documento suplementario a la instrumentación normativa que reguló a partir del año 2015 [21] la incorporación de mezclas SMA al catálogo de soluciones para capas intermedias. Se trata del documento [21], emitido por la FGSV, entidad colegiada que elabora la normativa que regula los estándares de construcción de las carreteras y caminos alemanes. La medida se hizo necesaria, ya que las experiencias positivas acumuladas, que habían hecho de las mezclas SMA de facto la alternativa preferida para las capas intermedias de los proyectos de autopistas del Estado federado de Renania-Palatinado, presionaron al organismo colegiado a actuar y concebir una indicación técnica general para la aplicación al nivel nacional.

Si bien el uso de mezclas SMA para capas intermedias no se ha extendido mucho más allá de las fronteras alemanas, se trata de una idea que va rondando en muchas cabezas que conocen las propiedades del SMA. En un estudio hecho por académicos de la Universidad Politécnica de Cataluña se analiza la posibilidad de utilizar las mezclas SMA para capas intermedias [22]. Esto resulta interesante, ya que en España las mezclas SMA no han tenido el impacto y la intensidad de usos en la construcción de carreteras como sí lo ha tenido en la construcción de pistas de aterrizaje para aeropuertos. En dicho estudio se recalca la propiedad ya mencionada de no transmitir fisuras hacia las capas de rodadura.

## 7.6. Ejemplos prácticos

### 7.6.1. Granulometría y tradiciones constructivas

Como ya se ha mencionado antes, en Alemania, y como consecuencia de un largo proceso de ensayo y error en laboratorio y en la calle, se han establecido, básicamente, tres tipos de SMA; el SMA 5, el SMA 8 y el SMA 11. Cada una de estas mezclas cuenta con una receta y una curva granulométrica definida por la norma. Sin embargo, existen otras *tradiciones* utilizadas sobre todo en Europa oriental y que contemplan granulometrías mayores. En países como Rusia, Polonia, Serbia, Ucrania, se hacen mezclas SMA 16, SMA 22 e incluso SMA 32 (ver figura 7.7) [13]. Dichas mezclas representan un esfuerzo por ahorrar bitumen, que viene siendo el componente más caro de la mezcla. Al



incluir áridos de mayor calibre, se disminuye automáticamente la superficie de contacto total y, por ende, se puede generar una mezcla con menos cantidad de bitumen, pero esto, de una u otra manera, va en contra del concepto original del SMA que se basa en grandes porciones pétreas rodeadas por una película gruesa de bitumen.



**Figura 7.7. Proyecto con SMA 32 en Doboj, Bosnia**

Fuente: fotografía de Jens Gerstenberger.



**Figura 7.8. La foto muestra la extrema rugosidad del proyecto Doboj en Bosnia**

Fuente: fotografía de Jens Gerstenberger.

En muchos casos se recurre a formulaciones probadas, o ligeras modificaciones de la norma alemana que es usada como referencia sin dejar de cumplir la norma europea EN-13108 que es más general. A finales de los años noventa la EAPA, la Asociación Europea de Pavimentos Asfálticos, elaboró también una tabla muy general que recogía la experiencia de los diversos países que hasta esa fecha habían utilizado y normado las mezclas SMA adecuando las curvas granulométricas a los estándares nacionales [13]. Aparte de esto, también son relevantes las así llamadas pruebas iniciales o inspecciones iniciales que complementan las necesidades cuando la norma no es del todo clara. Esto es lo que ocurre en Polonia y en muchos otros países de Europa oriental en donde la economía y la adopción de técnicas más avanzadas como la del SMA van más rápido que el trabajo de las autoridades en cuanto al desarrollo del material normativo técnico.

### **7.6.2. Ejemplos de SMA en América Latina**



**Figura 7.9. Ruta 5 Sur (Chile). Tramos importantes de la carretera Panamericana en Chile se han realizado con SMA**

Fuente: fotografía de Norberto Seebach.

La adopción de la técnica SMA se ha dado también en América Latina. Los países pioneros han sido Chile (ver figura 7.9), Argentina y Brasil. En Chile se construyó el primer tramo de prueba en la autopista central en el año 2000.



Con la perspectiva de los años, la empresa concesionaria de la autopista determinó, a partir del año 2014 y en vista del excelente estado del trecho de prueba, realizar las tareas de reparación y mantenimiento de dicha autopista solamente con mezclas SMA. En Argentina se ha expandido el uso de mezclas SMA desde fines de la década de los noventa a la fecha. Muchas de las autopistas de acceso a la ciudad de Buenos Aires se han realizado con mezclas de este tipo (SMA 10 y SMA 12): accesos oriente, acceso norte, autopista Buenos Aires-La Plata, así como en importantes carreteras interestatales como la RN 36 a Córdoba y muchas más. Argentina tiene la tradición más larga en cuanto al uso de las mezclas SMA en Latinoamérica.

En México, adonde la técnica llegó de forma más tardía que al Cono Sur, el primer ensayo fue la pista de carreras Hermanos Rodríguez. En dicho país se ha visto una creciente predilección por el uso de mezclas SMA (ver figura 7.10), especialmente para las capas de rodadura de autopistas interestatales. Este incremento ha venido de la mano con la incorporación de material más moderno, tanto en la producción de las mezclas asfálticas como en la utilización de modernos trenes de pavimentación. Este fenómeno se ha verificado en todos los países en donde la tecnología de tendido ha sido mejorada. Las mezclas más avanzadas, eficientes y duraderas, como las mezclas SMA han sido incorporadas a la par con mejoras en estándares de laboratorio y procesos de fabricación y construcción.

En el resto de países de América Latina existen, en algunos casos tramos de prueba, recetas que se han probado en laboratorios o menciones que se han incorporado al repertorio normativo (como es el caso de Perú), pero no ha habido un uso del SMA que haya sobrepasado lo anecdótico. En muchos de estos países la infraestructura vial sigue siendo muy deficitaria, pero es de esperar que se siga un poco el ejemplo de Europa oriental en donde el crecimiento económico ha exigido infraestructura de mayor calidad y vida útil, lo que finalmente ha redundado en la utilización prioritaria de mezclas asfálticas de mayor performance como es el SMA.



**Figura 7.10. Ruta 57 San Luis Potosí-Salttillo (México), tramo San Luis-Matehuala**

Fuente: fotografía de Gonzalo Oroz.

### 7.7. Las principales características de las mezclas SMA en resumen

A manera de corolario quisiéramos hacer un resumen de las características y de las ventajas que poseen las mezclas SMA. Las mezclas asfálticas SMA presentan una serie de condiciones únicas y que han propiciado su uso en más de 50 países del mundo:

- Alta resistencia a las cargas pesadas.
- Alta resistencia al desgaste.
- Larga vida útil, muy por sobre otras mezclas asfálticas.
- Capas de rodadura más delgadas a igual o mayor resistencia y durabilidad (factor económico).
- Buen comportamiento de agarre, también en condiciones de lluvia intensa.
- Mayor cantidad de bitumen y, por lo tanto, procesos de oxidación retardado.
- Resistencia a altas temperaturas.
- Buen comportamiento a bajas temperaturas extremas.
- Uso indicado para situaciones de cargas verticales y fuerzas horizontales.

- Ideal para cruces de carreteras.
- Disminución en la generación de ruido ambiente.
- Ideal como carpeta en puentes (protección de elementos estructurales).
- Ideal para pistas de aterrizaje para aviones de gran tonelaje.
- Uso adecuado para capas de rodadura y capas intermedias

## Referencias

- [1] M. Ronellenfisch, *Straße und Energieversorgung im Konflikt*, Duncker & Humblot, Berlin, 1996, pp. 14-16.
- [2] C. Nichols, *Asphalt Surfacing*, E&FN Spon, Routledge, Londres, Nueva York, 1998, p. 238.
- [3] D. K. Witheford, *Synthesis of Highway Practice, Implementation of Technology from Abroad*, Virginia National Academy Press, Washington, 1995, p. 216.
- [4] G. Sarang *et al.*, "Laboratory Performance of SMA mixtures with two aggregate gradations" in *Journal of Modern Transportation*, , issue 2, 2015, pp. 130-136.
- [5] J. Hutschenreuther, *Asphalt im Straßenbau*, Kirschbaum Verlag Bonn, 2017, pp. 323-334.
- [6] K. Schellenberger, K. von der Weppen, "Verfahren zur Bestimmung der Homogenitäts-Stabilität von Splittmastixasphalt" in *Bitumen*, 1, 1986, pp. 13-14.
- [7] M. S. Huda y L. T. Mohanty, "Green composites from recycled cellulose and poly (lactic acid); Physico-mechanical and morphological properties evaluation", in *Journal of Material Science*, Vol. 40, 2005, pp. 4221-4229.
- [8] E.R. Brown, *Designing Stone Matrix Asphalt for Rut-Resistant Pavements*, Transportation Reserch Board, National Academy Press, Washington, 1999, pp.6-24.
- [9] EAPA, European Asphalt Pavement Association. Eapa publications. Recuperado de <http://www.eapa.org/publications.php> [Accedido: 12-marzo-2018].
- [10] R. Schmiedlin, "Stone Matrix Asphalt: The Wisconsin Experience" in *Transportation Research Record*, Vol. 1616, 1998, pp. 34-41.
- [11] EAPA, *Heavy duty surfaces, The arguments for SMA*, 1998 (2018), pp. 2-8.
- [12] J. Hutschenreuther, "Comparison of SMA to traditional asphalt (Asphalt concrete) characteristics", Extracto de la ponencia durante el 6. *Congreso Mexicano del Asfalto* (2009).

- [13] U. Peschel y U. Reichart, *Lärmmindernde Fahrbahnbeläge, Ein Überblick über den Stand der Technik Aktualisierte Überarbeitung*, Umweltbundesamt, Dessau-Roßlau, 2014, pp. 15-30.
- [14] M. Schellenberger y S. Scheuer, “Lärmtechnisch optimierte Splittmastixasphalte” in *Straße und Autobahn*, 8/2007, pp. 425-432.
- [15] O. Ripke, „Lärmmindernder Splittmastixasphalt“ in *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen*, Heft s 68, 2011, pp. 7-10.
- [16] P. Renken, M. P. Wistuba, *Investigation of the durability of different asphalt binder concepts*, Carl Scheunemann Verlag, BAST, Bonn, 2018, pp. 12-59.
- [17] H. Gerigk, “Erfahrungen mit Splittmastix-Bindern”, Serie de conferencias del VSVI, VSVI-Hessen. Recuperado de [www.vsvi-hessen.de/download/20170118/vsvi-20170118gerigk.pdf](http://www.vsvi-hessen.de/download/20170118/vsvi-20170118gerigk.pdf) [Accedido: 24-mayo- 2018].
- [18] G. Rodehack, “Stand des Regelwerkes bei neuen Asphaltbauweisen”, Ponencia del Seminario anual sobre asfalto y construcción de caminos, organizado por el Instituto Dr. Ing. Gauer. Recuperado de [www.ifbgauer.de/global/gtx/file/RAS-2015\\_Rodehack.pdf](http://www.ifbgauer.de/global/gtx/file/RAS-2015_Rodehack.pdf) [Accedido: 24-mayo- 2018].
- [19] F. Pérez, S. Expósito, *et al.* “Diseño de mezclas SMA como capa de rodadura e intermedia, para su empleo en España”, Asefma, cuaderno 33, 2012.

# Mezclas asfálticas modificadas para mejorar la durabilidad, implementadas en tramos viales reconstruidos de la malla vial local de Bogotá

Ferney Betancourt Cardozo  
Octavio Coronado García  
Ángela Patricia Álvarez Rodríguez

Resumen	189
Introducción	190
8.1. Materiales y métodos	191
8.1.1. Materiales	191
8.1.2. Métodos	192
8.2. Resultados y discusión	195
8.2.1. Tramos de prueba seleccionados	195
8.2.2. Diseño de asfaltos modificados, mezclas asfálticas modificadas y estructuras de pavimento	196
8.2.3. Producción industrial de mezclas asfálticas y conformación de los tramos experimentales	203
8.2.4. Seguimiento técnico post-construcción	205
8.2.5. Estimativo de costos mediante análisis de precios unitarios	212
Conclusiones	214
Agradecimientos	215
Referencias	215

***Ferney Betancourt Cardozo***

Doctor en Ingeniería. Profesor asociado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Correo electrónico: fbetancourt@unal.edu.co

***Octavio Coronado García***

Ingeniero civil, magíster en Ingeniería Civil. Doctor en Ingeniería Civil, Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: ocoronadog@unal.edu.co

***Ángela Patricia Álvarez R.***

Magíster en Ingeniería Geotecnia, Universidad Nacional de Colombia. Docente ocasional del programa de Ingeniería Civil, en la Universidad Militar Nueva Granada, Colombia. Correo electrónico: angela.alvarez@unimilitar.edu.co

## Resumen

**E**n una investigación de laboratorio y campo realizada conjuntamente entre la Universidad Nacional de Colombia y la Unidad de Mantenimiento Vial (Bogotá), se plantearon mezclas asfálticas modificadas densas (dos en caliente, una tibia y una de control) para mejorar la durabilidad. Se implementaron en cuatro tramos experimentales con infraestructura reconstruida, ubicados en diferentes sitios la malla vial local y operados bajo condiciones locales de servicio. La experimentación se realizó en las siguientes fases: optimización de asfaltos modificados para generar bajo envejecimiento a corto plazo; definición de mezclas asfálticas modificadas, con aditivos aplicados por vía húmeda, en asfaltos de la refinería de Barrancabermeja (Colombia) y empleo de mejoradores con bajo impacto ambiental, para inhibir el envejecimiento –aceite fluxante (control), cera de parafina, cal hidratada y negro de humo–; verificación en laboratorio del desempeño de las mezclas asfálticas; producción en planta de mezclas asfálticas modificadas; selección, diseño y reconstrucción de los tramos experimentales; construcción de las capas de rodadura; y seguimiento técnico a corto plazo, con caracterización funcional y estructural de los pavimentos.

Entre las mezclas asfálticas, la tibia y la modificada con cal hidratada se destacaron en el laboratorio por aumento de la cohesión, disminución de la susceptibilidad a la humedad y moderación en los módulos resilientes. También se destacaron en campo, por mejoramiento de la regularidad superficial y la rigidez (especialmente la cal hidratada) en función del tiempo, respecto a las demás mezclas probadas. En general, las mezclas asfálticas modificadas y los pavimentos de experimentación presentaron desempeños satisfactorios en lo funcional, estructural y ambiental. Asimismo, las mezclas asfálticas tibia y cal hidratada permitieron un diagnóstico de desempeño favorable para la durabilidad de los pavimentos, especialmente con las rodaduras. Estas mezclas mostraron un mejor funcionamiento respecto a la mezcla de control, teniendo en cuenta las condiciones de servicio locales existentes y particulares de esta investigación.

**Palabras clave:** mezclas asfálticas modificadas; cal hidratada; negro de humo; mezcla asfáltica tibia; evaluación de pavimentos.



## **Introducción**

El transporte de carga y de pasajeros tiende a realizarse de manera predominante por carretera y, en particular, mediante pavimentos flexibles que emplean las mezclas asfálticas como capas de rodadura. Las mezclas asfálticas empleadas como rodaduras se exponen a una diversidad de exigencias que con frecuencia comprometen la durabilidad del material y de las estructuras que se construyan con ellas. Con frecuencia, al asfalto empleado en la pavimentación se le atribuye la función principal, la de servir de cementante o de adhesivo [1] entre los agregados pétreos, condición responsable de la adherencia y de la cohesión, de propiedades esenciales para garantizar el desempeño deseado de las mezclas asfálticas en condiciones de servicio. Además, al asfalto se le reconoce por presentar propiedades de material visco-elástico, susceptible a la temperatura y al envejecimiento, características que propician en la mezcla asfáltica, diversos mecanismos para la falla, tales como los de sensibilidad al agua, ahuellamiento, fatiga y fisuramiento por retracción a muy bajas temperaturas.

El empleo de las mezclas asfálticas para la pavimentación ocurre de manera predominante en la modalidad de producción en caliente, con gradaciones densas y con asfaltos convencionales, sin que se logre la calidad y el control satisfactorio de la susceptibilidad térmica y la durabilidad, ante la diversidad de condiciones presentes en la producción, la construcción y la operación de las vías. Como alternativas a las necesidades viales, se ha planteado una gran variedad de posibilidades para las mezclas asfálticas, con modificaciones en el asfalto o en los agregados pétreos para suplir las exigencias cada vez mayores en la capacidad estructural y en las demás necesidades técnicas especificadas. Algunas de las evaluaciones publicadas sobre el desempeño de mezclas asfálticas en laboratorio o en campo han considerado mejoradores de adherencia, antioxidantes, extendedores, fibras, polímeros y rellenos, entre otros, y se han destacado internacionalmente [2 - 9] y a nivel nacional [10 - 12]. Pese a estos aportes, localmente los avances en este tema han tenido poca trascendencia y se requiere de la participación conjunta entre la Academia y los responsables de los proyectos viales, para el logro de cambios de mayor significancia.

Dada la necesidad de valorar nuevas tecnologías, se estableció un proyecto de investigación, por parte de la Universidad Nacional de Colombia y la Unidad

de Mantenimiento Vial [13], enfocado en el planteamiento de alternativas de mezclas asfálticas para el mejoramiento de la durabilidad y para ser desarrollado en cuatro tramos experimentales dentro de la malla vial de Bogotá [14]. Este proyecto sirvió de complemento y de prueba de aplicación para verificar el desempeño de las mezclas asfálticas modificadas (MAM) en laboratorio y campo, para una tesis doctoral relacionada con la evaluación del envejecimiento a corto plazo del asfalto [15]. En esta investigación se recurrió al empleo de ligantes asfálticos modificados, con el uso de aditivos disponibles, esto es, productos comerciales concebidos para mejorar las propiedades del asfalto original que generaran bajos impactos ambientales y permitieran favorabilidad económica en contraposición a las mezclas asfálticas convencionales. En este sentido, se prefirieron los modificadores que redujeron la oxidación y la volatilización, tal que en conjunto mitigaron el envejecimiento a corto plazo del asfalto y, por consiguiente, aumentaron la durabilidad de las mezclas asfálticas elaboradas con ellos.

## **8.1. Materiales y métodos**

### **8.1.1. Materiales**

Asfalto fresco de penetración 60-70 provisto por el Centro Industrial de Barrancabermeja (CIB), Colombia. Este asfalto cumplió con las especificaciones técnicas de la sección 200-11 del Instituto de Desarrollo Urbano (IDU) [16] y [17] el artículo 410-13 y se empleó como base para la elaboración de los asfaltos modificados.

El aceite fluxante es un hidrocarburo aromático y nafténico, derivado del petróleo, para reducir la consistencia del asfalto base (penetración 60-70) a uno de penetración 80-100. Este aditivo lo suministró la empresa Incoasfaltos SAS que se dedica a la modificación de asfaltos. La obtención del asfalto modificado AM-AF se llevó a cabo con la dosis de 1,6 % respecto al asfalto.

La cal hidratada tipo N en polvo es un llenante que resulta de la humectación de la cal viva, con características de alta alcalinidad (PH: 11), con tamaño máximo del grano en tamiz n.º 30 y pasa tamiz n.º 200 > 85 %, con hidróxidos totales  $\geq 92\%$ , CaO total  $\geq 70\%$  y pureza del 90 al 96 %. Este producto comercial lo fabricó la empresa Promical de Colombia. El asfalto modificado AM-CalH se aplicó en fase húmeda, con una dosis del 8,0 % de cal (respecto a la masa del asfalto empleado).

Sasobit<sup>R</sup> presentado en forma granulada es un hidrocarburo alifático y sintético obtenido mediante la síntesis Fisher-Tropsch del gas natural. Se caracteriza por poseer alta masa molecular, con molécula de 40 a 120 carbonos, rango de fusión entre 70 y 100 °C y baja viscosidad a 135 °C (12 mPa.s). Se adquirió con la empresa productora, por intermedio del representante en Colombia. La obtención del asfalto modificado AM-Sas se realizó con la dosis de 3,0 % del asfalto en fase húmeda.

Negro de humo es un pigmento orgánico concentrado compuesto mayoritariamente de carbono, con alta alcalinidad (PH: 8,5), tamaño de partícula promedio es de 31 nm, la densidad de 4,4 kN/m<sup>3</sup> y la superficie específica es de 89 m<sup>2</sup>/g. El asfalto modificado se obtuvo de la mezcla de este producto al 5,0 % con cal hidratada al 2,0% respecto al asfalto, por criterios técnicos y económicos.

Los materiales granulares empleados para la conformación de la estructura de los pavimentos fueron de tipo convencional, tales como el rajón, sub-base granular, base granular y agregados pétreos para las MAM. Estos materiales fueron suministrados al proyecto por diferentes empresas dedicadas a la industria minera, por intermedio de la planta La Esmeralda de la UAERMV (o UMV, Bogotá) que los adquirió para la producción de las mezclas asfálticas. Todos cumplieron la calidad prevista en las especificaciones técnicas para la construcción [16]. De estos materiales, los agregados pétreos para la producción de las MAM requeridos en los cuatro tramos experimentales, se seleccionaron y acopiaron en la planta de producción en fracciones separadas, para uso exclusivo de esta experimentación, en la caracterización de laboratorio e implementación en planta y obra.

### **8.1.2. Métodos**

La investigación se desarrolló en diferentes etapas que cubrieron la revisión del estado del arte (antecedentes), la selección de tramos de prueba, el diseño de la optimización de asfaltos modificados, el diseño de las MAM de prueba, el diseño de las estructuras de pavimento requeridas, producción de las mezclas asfálticas, construcción de los pavimentos para los tramos de prueba y el seguimiento de estos tramos durante un período a corto plazo, bajo condiciones reales de la operación vial.

### 8.1.2.1. Selección de tramos de prueba

A partir de la información suministrada por la UMV, y de la registrada en contratos de mantenimiento ejecutados bajo la dirección del Instituto de Desarrollo Urbano (IDU) en años anteriores, se realizó la actividad inicial de contexto para emprender una serie de visitas técnicas de reconocimiento a segmentos viales (aproximadamente cuarenta) dentro de la malla vial de Bogotá y la selección de los pavimentos candidatos a reconstrucción, con empleo de criterios técnicos para la definición de los tramos experimentales (figura 8.1).

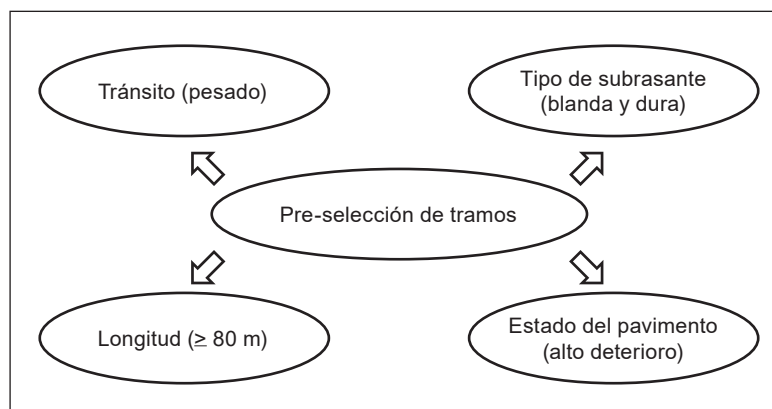


Figura 8.1. Parámetros para la selección de tramos experimentales

Fuente: elaboración propia.

### 8.1.2.2. Diseño de asfaltos modificados, mezclas asfálticas modificadas y estructuras de pavimento para los tramos experimentales

Los aditivos a emplear para el desarrollo del proyecto se definieron con referencia a las evidencias experimentales publicadas, a la disponibilidad de los productos comerciales y a las problemáticas predominantes y particulares para las mezclas asfálticas colombianas. La optimización de la dosis de los asfaltos se realizó considerando un balance entre el mejoramiento logrado y el costo de dicha modificación, con empleo del asfalto 60-70 CIB como base y de las condiciones requeridas para el uso de los aditivos o del tipo de efecto generado por este en el asfalto modificado. La dosis del aditivo aceite fluxante (AF, control) se empleó para el valor recomendado por la empresa proveedora, como secreto empresarial; la dosis para la cera Sasobit<sup>R</sup> (Sas) se estableció de acuerdo con los cambios en la viscosidad a alta temperatura, mientras que los

llenantes de cal hidratada (CalH) y de negro de humo (NeH) se optimizaron de acuerdo con la variación generada en la rigidez del asfalto, y medida a partir de los cambios en el punto de ablandamiento, observados para un bajo nivel de envejecimiento a corto plazo.

Una vez definidos los tipos de asfaltos modificados, y verificados los agregados pétreos, se realizaron los diseños de las MAM por el método Marshall y se verificaron sus propiedades para las condiciones de asfalto óptimo obtenido con empleo de pruebas especiales (módulos dinámicos, susceptibilidad al agua y leyes de fatiga) que diagnostican en laboratorio el probable desempeño de las mezclas en campo.

Se diseñaron cuatro tramos viales mediante el método Aashto [18], con verificación de deformaciones [19], con el fin de dimensionar las estrategias de intervención y conformar, por vía de la reconstrucción, las estructuras requeridas para los tramos experimentales, a efecto de garantizar condiciones de pavimentos nuevos, como referencias estables y resistentes, para evitar influencias ajenas al comportamiento de las MAM objeto de prueba.

### **8.1.2.3. Producción industrial de mezclas asfálticas modificadas y conformación de tramos de prueba**

Durante esta etapa se estableció la viabilidad técnica, la calibración de algunos de los procesos operativos y la definición de protocolos específicos para la producción de las MAM en la planta de producción convencional del Distrito Capital (La Esmeralda), para las condiciones requeridas en las cuatro mezclas asfálticas de la experimentación. Simultáneamente, el equipo de la Universidad Nacional realizó el acompañamiento técnico a la UMV para la producción de las MAM y la construcción de los nuevos pavimentos en cada uno de los tramos, con el fin de validar la calidad de los materiales instalados y de los procesos constructivos empleados para la conformación de las estructuras de pavimento, según las especificaciones técnicas para la construcción de obras viales [16 - 17].

### **8.1.2.4. Seguimiento técnico pos-construcción**

Construidas las estructuras propuestas, se adelantó un seguimiento periódico (evaluaciones funcional y estructural del pavimento) a diferentes edades mediante el empleo de equipos no destructivos (rugosímetro, péndulo de

fricción, deflectómetro de impacto, georradar), con el fin de evaluar el comportamiento de los pavimentos y de las capas asfálticas empleadas como rodaduras. La información recopilada permitió el establecimiento de la evolución de las diferentes características de un mismo tramo, así como la comparación de estas entre los diferentes tramos experimentales que hicieron parte del proyecto.

## 8.2. Resultados y discusión

### 8.2.1. Tramos de prueba seleccionados

Los tramos viales presentados en la tabla 8.1 se seleccionaron mediante la aplicación de pruebas de campo, para la caracterización de la capacidad funcional y estructural. El programa experimental incluyó para la selección: la inspección visual del pavimento (determinación del Pavement Condition Index-PCI), la medida de la regularidad superficial, la exploración geotécnica, la auscultación con georradar y la evaluación estructural mediante el uso del deflectómetro de impacto (FWD).

**Tabla 8.1. Tramos de prueba localizados en la malla vial local de la ciudad de Bogotá**

Sector	CIV	Nomenclatura	Desde	Hasta	Longitud (m)
Villa luz	10008315	CL 64F	KR 76A	KR 77	30,6
	10008292	CL 64F	KR 77	KR 77 Bis	52,9
Restrepo	15001193	TV 21	KR 20 Bis	AC 22 Sur	93,8
Puente Aranda	16000236	DG 14 Bis	KR 54	KR 55	121,3
Cundinamarca	16000700	CL 19 B	KR 34	KR 35	125,5

Fuente: [14].

Los tramos viales de Villa Luz y Puente Aranda se ubicaron dentro de la malla vial local en zonas típicas de la arcilla blanda. Los de Restrepo y Cundinamarca se ubican en zonas de suelos más duros, característicos de la geotecnia de la sabana de la ciudad.

## 8.2.2. Diseño de asfaltos modificados, mezclas asfálticas modificadas y estructuras de pavimento

Ante la necesidad evidente de mejorar el desempeño de las mezclas asfálticas convencionales predominantes, y las dificultades asociadas a la producción de los asfaltos colombianos, se optó por la revisión de alternativas a partir de los antecedentes en la literatura, las experiencias locales y las opciones del mercado, que contribuyeran a la reducción del impacto ambiental y al mejoramiento de la durabilidad en el marco de los requerimientos técnicos para las obras viales. Las modificaciones al asfalto convencional buscaron la reducción de las temperaturas de producción y construcción para las MAM para mitigar en el cementante, el nivel de deterioro generado por efecto del envejecimiento a corto plazo y la cantidad de emisiones contaminantes a la atmósfera, por el alto consumo de combustibles requerido para el calentamiento de los materiales. En consideración a esos requerimientos se planteó la implementación de MAM con los aditivos de aceite fluxante (AF, control), cal hidratada (CalH), cera Sasobit (Sas), y una mezcla de negro de humo y cal hidratada (NeH-CalH). En la tabla 8.2 se ilustra una síntesis del comportamiento esperado, de los tipos de modificadores empleados.

### 8.2.2.1. Dosificación del modificador

El asfalto del complejo industrial de Barrancabermeja (CIB), penetración 60-70 convencional, se empleó como base para las modificaciones. La optimización de los asfaltos modificados (AM) realizada a pequeña escala en el laboratorio consideró el aspecto más relevante del comportamiento esperado en cada uno y, por consiguiente, para el AM-CalH y el AM-NeH-CalH, se estudió el efecto rigidizante generado mediante los cambios del AM en el punto de ablandamiento ( $P_a$ ), entre el estado envejecido a corto plazo y el estado fresco correspondiente. Para el AM-Sas, el efecto de ablandamiento a altas temperaturas, a partir de los cambios en la viscosidad aparente que contribuyen a reducir las temperaturas de mezclado y de compactación de las mezclas asfálticas; la modificación del AM con AF (AM-AF), que genera efecto de ablandamiento en la consistencia, desde penetración 60-70 a 80-100 (control), se realizó para la dosis única de 1,6% respecto al asfalto base de acuerdo con los criterios dados por el proveedor en calidad de secreto empresarial. Las condiciones óptimas (figura 8.2) se obtuvieron para el AM-CalH y el AM-NeH-CalH, con un cambio



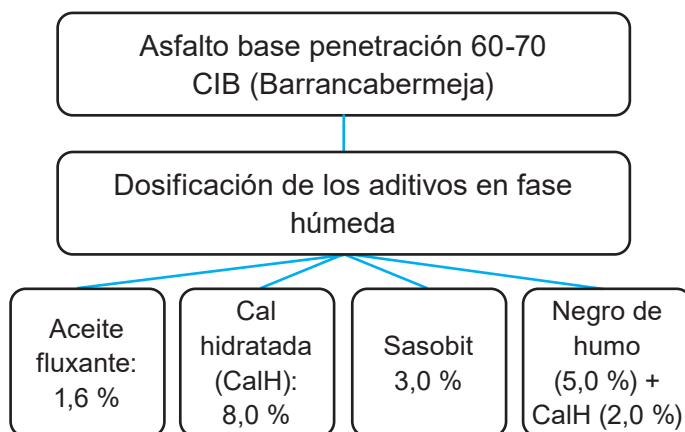
de máximo 2 °C en el P<sub>a</sub>, y para el AM-Sas para una reducción mínima entre 10 y 15 °C en las temperaturas de manejo para la producción y la compactación de las mezclas, condiciones de formulación que dieron garantía para un bajo nivel de envejecimiento a corto plazo.

**Tabla 8.2. Características de los aditivos empleados**

Tipo genérico	Modificador seleccionado	Comportamiento esperado
1. Hidrocarburos	Aceite aromático	↓ Susceptibilidad. ↓ Módulo Dinámico. ↓ T° de trabajo. Efecto fluxante.
2. Relleno: llenante mineral	Cal Hidratada, Ca(OH) <sub>2</sub>	↑ Durabilidad. Inhibe la oxidación. ↑ Cohesión. ↓ Susceptibilidad. Módulo dinámico moderado. Viscosidad moderada a ↓ T°. Efecto rigidizante.
3. Hidrocarburos - Ceras	Sasobit	↑ Durabilidad. ↑ Cohesión y adherencia. ↓ Susceptibilidad. ↑ Módulo Dinámico. ↑ Viscosidad a ↓ Temperatura. Reducción de temperaturas de producción y construcción.
4. Relleno: llenante mineral	Negro de Humo y cal hidratada.	↑ Durabilidad. Inhibe la oxidación. ↓ Susceptibilidad. ↓ Módulo Dinámico. Viscosidad moderada a ↓ T°. Efecto rigidizante.

↑ Aumento ↓ Reducción

Fuente: elaboración propia..



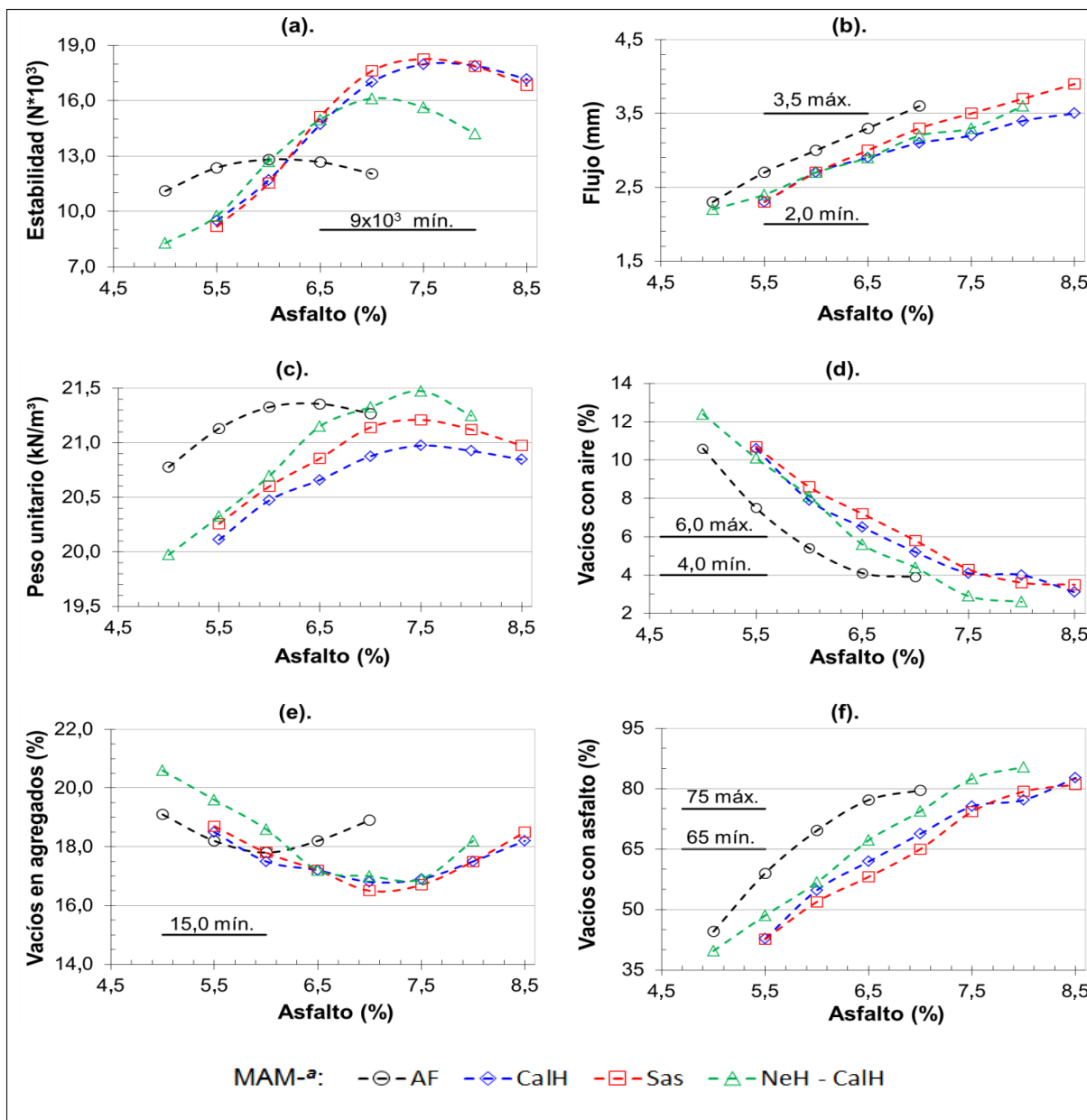
**Figura 8.2. Dosificación de aditivos para la elaboración de mezclas asfálticas modificadas**

Fuente: elaboración propia.

### 8.2.2.2. Diseño Marshall de mezclas asfálticas modificadas

En la figura 8.3 y en la tabla 8.3, se presentan las principales características técnicas de las mezclas asfálticas objeto de estudio, obtenidas mediante el método de diseño Marshall. Los resultados de los diseños mostraron condiciones de calidad favorables y el cumplimiento de las especificaciones generales de mezclas asfálticas convencionales para la construcción de obras viales [16] tomadas de referencia. Estas condiciones favorables se evidenciaron por el aumento en la estabilidad, la reducción del flujo, el aumento de los vacíos con aire, la reducción de los vacíos en agregados, la reducción de los vacíos llenos de asfalto y el aumento en el contenido óptimo de asfalto modificado, para las MAM (con CalH, Sas y NeH-CalH) respecto a la mezcla de control (MAM-AF). El aumento en el contenido óptimo de asfalto se debe principalmente al uso de un agregado de mayor porosidad, como también a efectos de los aditivos empleados [3] (caso de CalH). En general, las MAM presentaron mejores desempeños, en el orden de mayor a menor de MAM-CalH > MAM-Sas > MAM-NeH-CalH > MAM-AF (control).

Los indicadores de calidad obtenidos mediante los diseños Marshall permiten diagnosticar un buen desempeño de las mezclas en campo, asociados al aumento de la rigidez, las condiciones moderadas en los vacíos y al mayor contenido de asfalto requerido para las condiciones óptimas. El aumento de la rigidez de las mezclas a valores moderados ( $3 < \text{estabilidad/flujo} < 6 \text{ kN/mm}$ ) mejora la respuesta mecánica de la mezcla, y reduce el riesgo del potencial de falla por fatiga y ahuellamiento, mientras que el mayor de asfalto reduce el daño por humedad, por cuanto dispone de una película de recubrimiento con mayor tamaño.



<sup>a</sup> Mezclas asfálticas modificadas con: aceite fluxante (AF), cal hidratada (CalH), Sasobit (Sas) y una mezcla de negro de humo con cal hidratada (NeH-CalH).

**Figura 8.3. Comparación de parámetros de los diseños Marshall de mezclas asfálticas modificadas**

Fuente: [15].

**Tabla 8.3. Parámetros de diseño Marshall de las mezclas asfálticas modificadas**

Parámetro	Unidades	MAM (media) para los tramos experimentales				IDU-ET-11
		T1-AF	T2-CalH	T3-Sas	T4-NeH-CalH	tránsito pesado
Fecha de producción		05-jun-15	15-oct-15	01-oct-15	12-nov-15	--
Asfalto óptimo %		6,4	7,1	7,2	6,8	Aopt
Asfalto medido	%	6,5	7,1	7,2	7,2	Aopt ± 0,3%
Densidad Bulk	kN/m <sup>3</sup>	21,8	21,5	21,7	21,7	--
Vacios en agregados minerales	%	14,7	16,4	15,8	15,6	≥ 15
Estabilidad	N	16,001	14,940	17,562	12,475	> 9.000
Flujo	mm	3,3	3,4	3,3	3,2	2,0 - 3,5
Relación estabilidad/flujo	kN/mm	4,8	4,4	5,4	3,9	3,0 - 6,0
Temperaturas, control:						
a la salida de la planta	°C	152	151	142	148	--
en extensión de mezcla	°C	140	135	130	140	--
de compactación	°C	110	120	110	110	--

Fuente: [15].

### 8.2.2.3. Comprobación del diseño Marshall con pruebas de susceptibilidad al agua, módulos dinámicos y leyes de fatiga

La comprobación del diseño para las condiciones óptimas del asfalto en cada mezcla mostró mejoramiento en la adherencia, rigidez y fatiga, a partir de ensayos especiales que simulan el desempeño en campo bajo las condiciones de servicio. De estos resultados se destacan: los valores de la relación de resistencia a la tracción (RRT), desde el 80,3 % hasta el 83,5 % (figura 8.4), que señalaron un mayor incremento en la adherencia para las MAM con CalH y Sas (tibia), frente a la mezcla asfáltica de referencia (asfalto 80-100); el valor de módulo resiliente (Mr), en las curvas de iso-frecuencia desarrolladas para las mezclas objeto de estudio (a 1,6 Hz) reflejó una ganancia en términos de resistencia (entre el 40 y el 86 %) para las MAM-Sas y con CalH frente a la MAM-AF (convencional). La respuesta obtenida en RRT y Mr para la MAM-NeH-CalH, mostró los menores desempeños entre las MAM evaluadas (figuras 8.5 y 8.6).

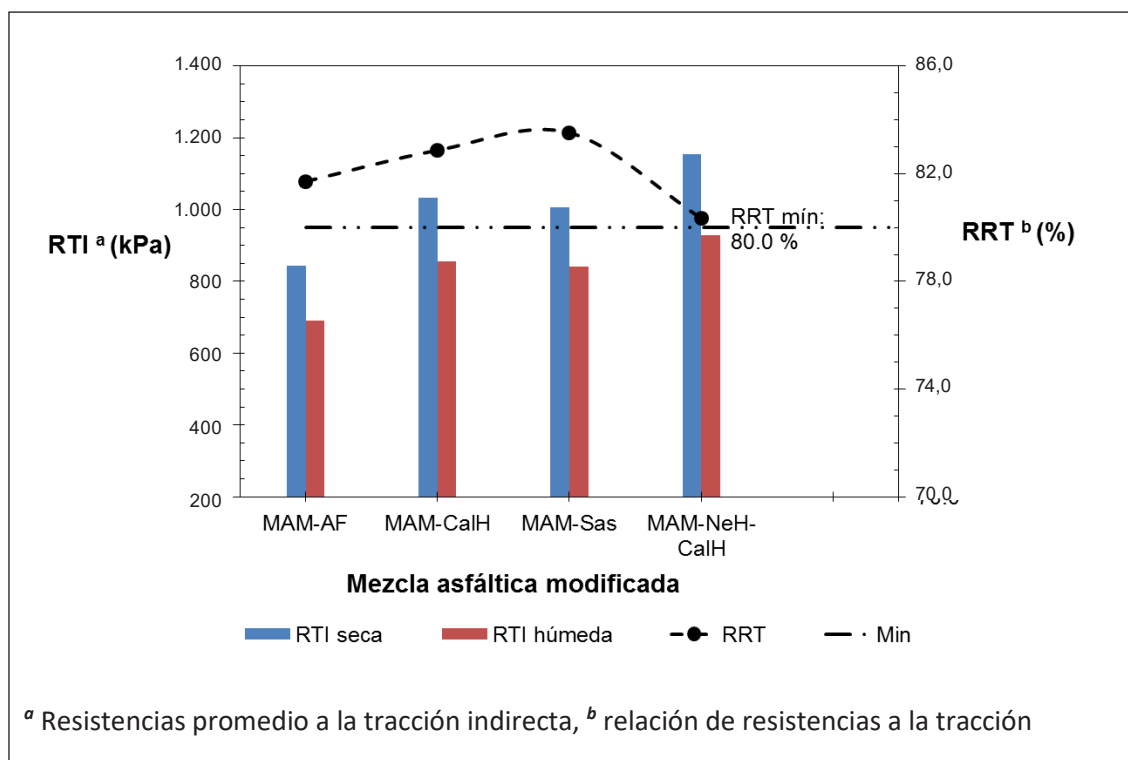


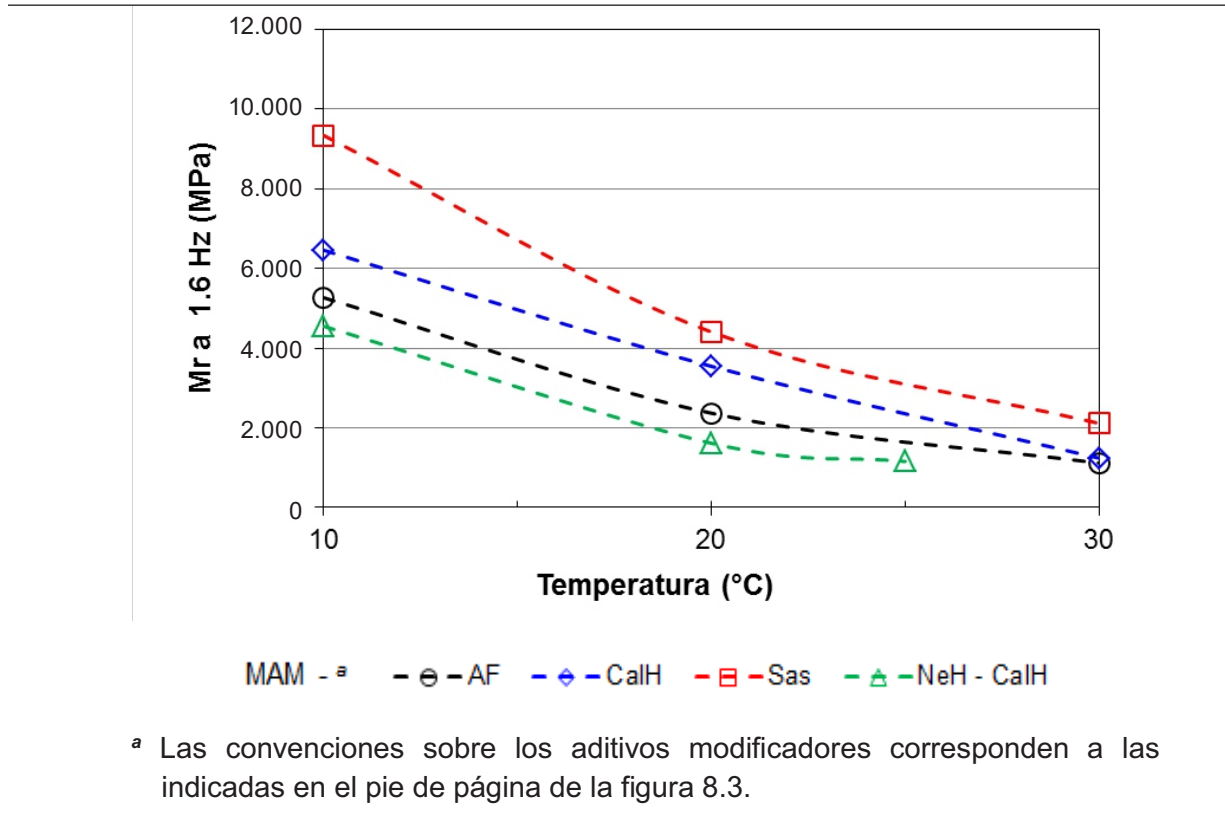
Figura 8.4. Relación de resistencias promedio a la tracción indirecta para las MAM

Fuente: [15].

La resistencia a la fatiga evaluada con empleo de ensayos dinámicos por tracción indirecta reflejó mejoramientos en las MAM, tanto que estas, a un mismo número de ciclos, resistieron mayor nivel de deformación con respecto a la de control (figura 8.6). Entre las MAM, la mezcla tibia presentó la mayor resistencia a fatiga, mientras que la MAM-NeH-CalH mostró el desempeño más bajo por este concepto.

Los resultados obtenidos en las MAM con aditivos aplicados al asfalto base 60-70 CIB por vía húmeda mostraron un diagnóstico favorable a la durabilidad, en particular, para las MAM-CalH y MAM-Sas. Sin embargo, estos resultados no validan a estas mezclas asfálticas para su empleo en obra, dado que la verificación de los diseños Marshall según las pruebas, en este caso con la susceptibilidad al agua, el módulo resiliente y la resistencia a la fatiga, son valoraciones esenciales, pero de simulación al nivel de laboratorio y, en consecuencia, no representan las condiciones reales de campo y requieren

de la implementación en planta de producción y en obra, para ser validada de manera apropiada como alternativas, con garantía de funcionalidad y de durabilidad para las obras viales.



**Figura 8.5. Módulos resilientes de las mezclas asfálticas modificadas, a frecuencia de 1,6 Hz**

Fuente: [15].

#### 8.2.2.4. Diseño de las estructuras de pavimento

Los diseños de los pavimentos para los cuatro tramos experimentales, realizados mediante el uso de metodologías empíricas y mecanicistas, ampliamente reconocidas en nuestro medio [18 - 20] y de materiales convencionales [16], dieron espesores totales entre 0,97 a 1,11 m, mayores que los encontrados en los pavimentos antiguos correspondientes (tabla 8.4). Además, se consideraron otras condiciones necesarias: un período de diseño de diez años, el tránsito de diseño a partir de estudios específicos (pesado) para cada tramo vial, mejoramiento de la subrasante con rajón de acuerdo con las necesidades particulares y verificación de las deformaciones admisibles a tracción en la capa asfáltica con criterios de la Shell [19]; la capa de rodadura se diseñó

con las MAM objeto de experimentación. Los pavimentos para los tramos experimentales se diseñaron de manera formal para evitar la incidencia local de variables ajenas al comportamiento de las MAM en prueba.

### 8.2.3. Producción industrial de mezclas asfálticas y conformación de los tramos experimentales

Considerando la necesidad de producción de mezclas asfálticas no convencionales (modificadas con cal, negro de humo y mezclas tibias) con recursos de la entidad (UMV, planta La Esmeralda), se adelantaron labores de verificación sobre la planta industrial a fin de establecer la viabilidad técnica de dicho recurso para la producción de las mezclas requeridas en desarrollo del proyecto. Como resultado se obtuvo el planteamiento de protocolos específicos para la producción, para su aplicación en fases operativas: 1) verificación de la fórmula de trabajo en planta, 2) producción industrial del asfalto modificado y alistamiento de planta para producción de mezcla, y 3) producción de las MAM.

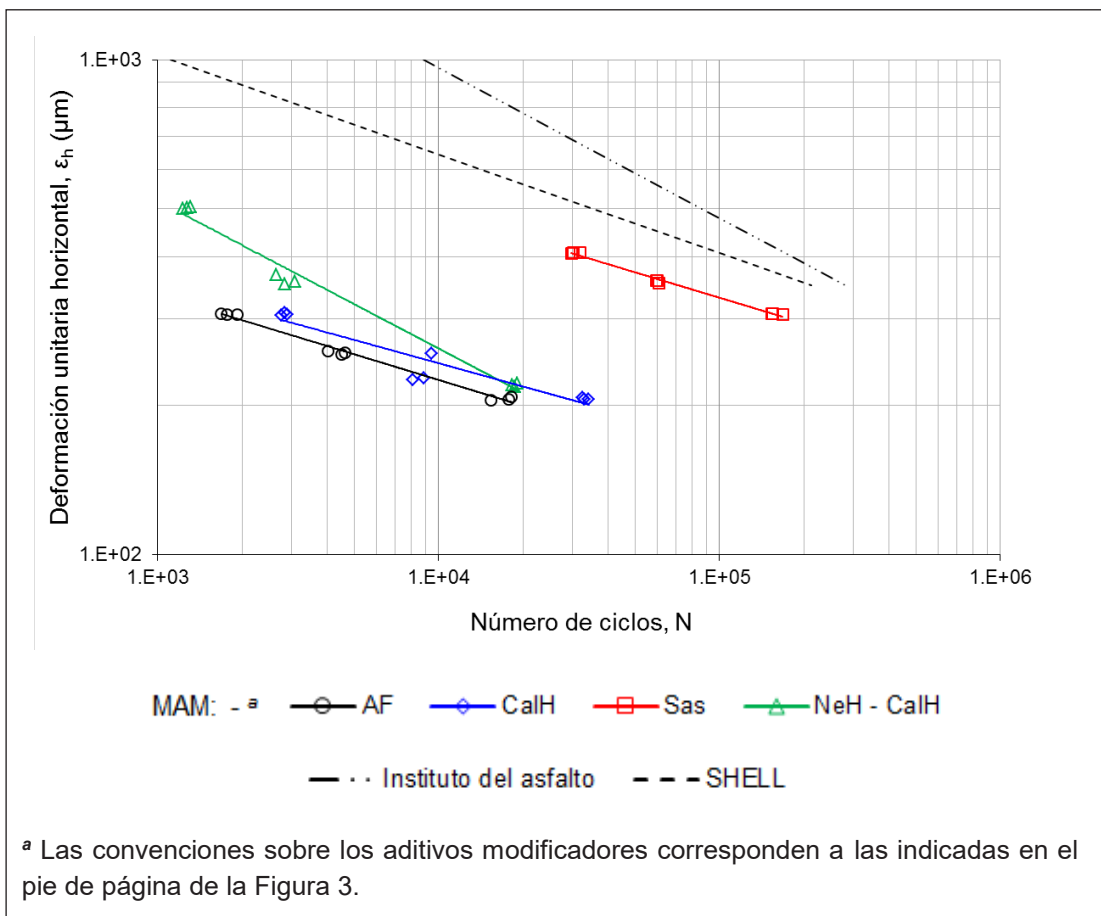


Figura 8.6. Leyes de fatiga de las mezclas asfálticas modificadas

Fuente: [15].



**Tabla 8.4. Estructuras de pavimento diseñadas para los tramos experimentales**

Sector	Tramo experimental	CIV	Tránsito de diseño <sup>a</sup>	M <sub>r</sub> de SBR <sub>m</sub> <sup>b</sup> (MPa)	Espesores de capa compactada (mm) <sup>c</sup>				
					CA	BG	SBG	SBG sello	SBR <sub>m</sub>
Villa luz	T1- AF	10008315-10008292	1.912.861	43,8	75	200	300	100	400
Restrepo	T2 - CalH	15001193	12.074.470	73,6	120	200	300	100	200
Puente Aranda	T3 - Sas	16000236	1.675.305	49,0	110	200	300	100	400
Cundinamarca	T4-NeH-CalH	16000700	2.431.001	51,0	115	200	250	100	300

<sup>a</sup>No. de ejes equivalentes de 8.2 ton acumulados durante el periodo de diseño de 10 años. <sup>b</sup> Módulo resiliente equivalente de la subrasante mejorada. <sup>c</sup>CA: capa de rodadura en MAM tipo MD12, BG: base granular, SBG: subbase granular, SBG sello: capa en SBG para sellar las capas de rajón, SBR<sub>m</sub>: subrasante mejorada con rajón.

Fuente: [15].

Las MAM se implementaron en la planta convencional conforme al protocolo y teniendo en cuenta el empleo de unos mismos materiales y procesos para los agregados pétreos (reserva exclusiva): el asfalto base CIB 60-70, la planta de producción y los procesos de producción, para garantizar unas mismas condiciones experimentales; todas las mezclas cumplieron con las expectativas, según las especificaciones de construcción [16], y las diferencias principales en cada una de las MAM se atribuyen al efecto dado por el asfalto modificado correspondiente (tabla 8.5). Los tramos experimentales se adecuaron previamente para instalar las capas de rodadura, con el uso de las MAM producidas en planta.

La conformación de los tramos experimentales se llevó a cabo mediante procesos de reconstrucción de los tramos antiguos, de acuerdo con los diseños estructurales elaborados para cada uno de los tramos viales. En esta etapa, el acompañamiento técnico formal al contratante por parte de la Universidad Nacional de Colombia contribuyó a validar y verificar la calidad de los materiales instalados y de los procesos constructivos empleados para conformar la estructura de pavimento en las condiciones requeridas en la experimentación. La estructura se conformó con los materiales previstos en el diseño del tipo concreto asfáltico (CA: MAM, tipo MD12), bases granulares (BG-A y BG-B), sub-bases granulares (SBG-B y SBG-C) y rajón, conforme a las especificaciones de construcción [16]. De este modo, todas las actividades ejecutadas cubrieron las etapas requeridas para el control de calidad de los materiales y de los procesos, como garantía de elaboración de los productos terminados en condiciones ideales de prueba.

Tabla 8.5. Control de calidad en la producción de mezclas asfálticas modificadas

Parámetro	Unidades	MAM (media) para los tramos experimentales				IDU-ET-11
		T1-AF	T2-CalH	T3-Sas	T4-NeH-CalH	tránsito pesado
Fecha de producción		05-jun-15	15-oct-15	01-oct-15	12-nov-15	--
Asfalto óptimo %		6,4	7,1	7,2	6,8	Aopt
Asfalto medido	%	6,5	7,1	7,2	7,2	Aopt ± 0,3%
Densidad Bulk	kN/m <sup>3</sup>	21,8	21,5	21,7	21,7	--
Vacios en agregados Minerales	%	14,7	16,4	15,8	15,6	≥ 15
Estabilidad	N	16,001	14,940	17,562	12,475	> 9000
Flujo	mm	3,3	3,4	3,3	3,2	2,0 - 3,5
Relación estabilidad/flujo	kN/mm	4,8	4,4	5,4	3,9	3.0 - 6.0
Temperaturas, control:						
a la salida de la planta	°C	152	151	142	148	--
en extensión de mezcla	°C	140	135	130	140	--
de compactación	°C	110	120	110	110	--

Fuente: [15].

### 8.2.4. Seguimiento técnico post-construcción

Culminadas las actividades de conformación de los tramos de prueba, y puestos en operación para las condiciones propias de cada uno de estos sectores viales en la ciudad de Bogotá, se realizó un seguimiento técnico periódico mediante la ejecución de diecinueve campañas de medición (tabla 8.6) para determinar el desempeño de los pavimentos y de las capas asfálticas contenidas en ellos, en términos del estado funcional y estructural (figura 8.7).

Tabla 8.6. Tiempos de realización de campañas de seguimiento (meses)

Campañas de medición	Seguimiento a los tramos experimentales (meses)			
	Villa Luz	Puente Aranda	Restrepo	Cundinamarca
	T1- AF	T3 - Sas	T2 - CalH	T4 - NeH - CalH
Construcción	05-jun-15	01-oct-15	15-oct-15	12-nov-15
1	-	1,2	0,7	1,4
2	3,0	2,8	2,3	2,9
3	-	4,3	3,8	3,7
4	5,1	4,9	4,9	4,7
5	6,7	6,7	6,7	6,7
6	11,0	-	-	-

Fuente: [14].

### 8.2.4.1. Resultados de la evaluación funcional de los pavimentos

Desde el punto de vista funcional los pavimentos presentaron un desempeño satisfactorio. Luego de cerca de siete (7) meses en operación, los pavimentos objeto en estudio reflejaron un comportamiento adecuado, sin reporte de deterioros tales como grietas o deformaciones. En términos de rugosidad, expresada por el IRI, se apreciaron algunos valores (menores a cinco meses) similares a lo especificado (T2-CalH), e inferiores a los rangos típicos reportados para tramos recién construidos en la ciudad ( $5,19 \pm 0,87$  m/km; [21]). Al final de la evaluación (edad de siete meses) los valores del IRI están dentro del rango típico mencionado (4,8 y 5,7 m/km). Además, se observó que las MAM presentaron una tasa de crecimiento inferior y de mejores condiciones de desempeño por este concepto, que la mezcla asfáltica de referencia (T1-AF, control; figura 8.8).

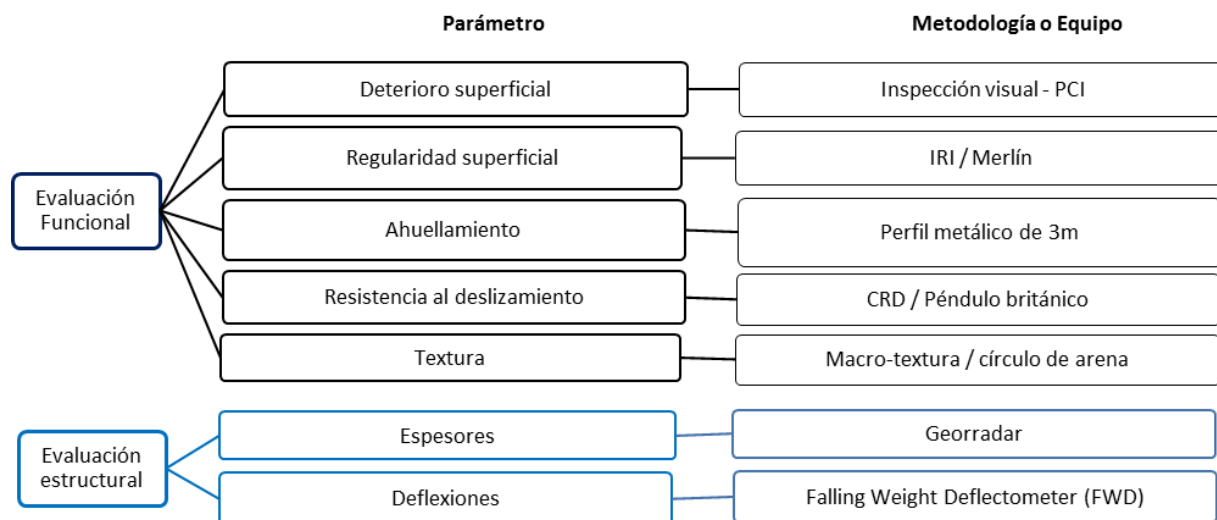


Figura 8.7. Programa de evaluación técnica del pavimento

Fuente: [14].

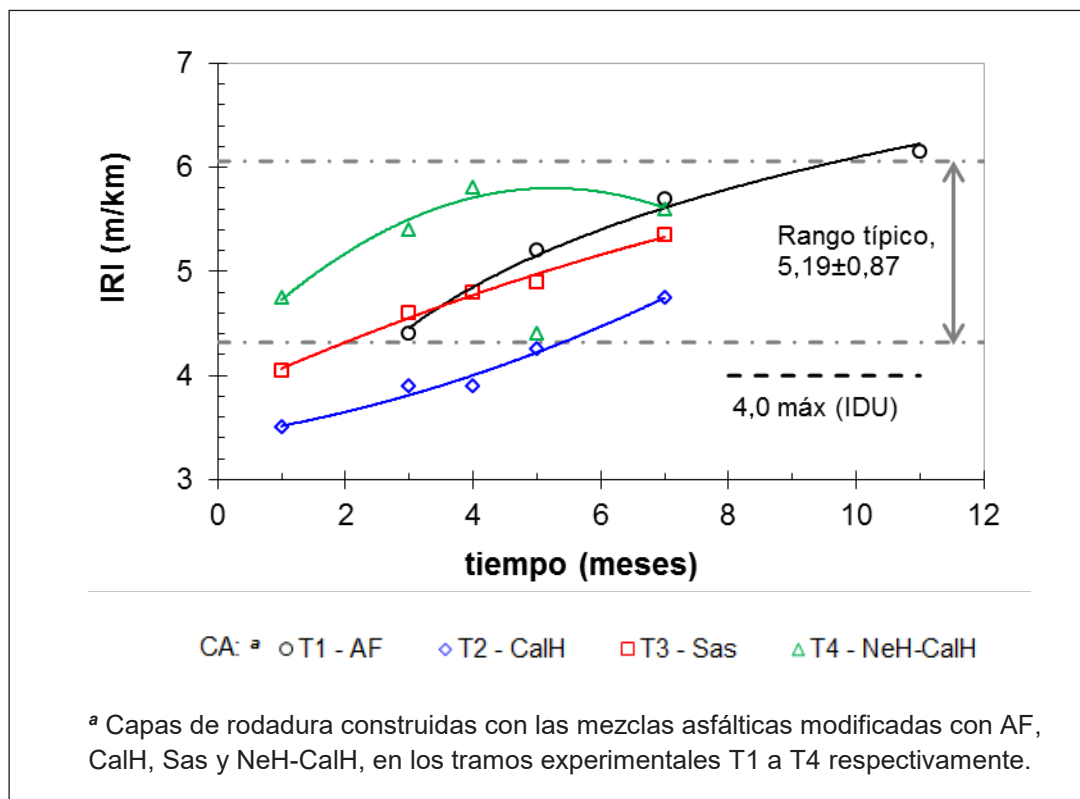


Figura 8.8. Variación de resultados de IRI por tramo experimental

Fuente: [15].

Por su parte, la macro-textura, una característica ligada íntimamente al tipo de mezcla, presentó una mayor disminución en función del tiempo, indicativo de menor porosidad superficial o de mayor pulimento bajo la acción abrasiva de las llantas en las MAM-Sas y MAM-NeH-CalH. Las mezclas según el valor de macrotextura presentaron mejor desempeño en el siguiente orden, de mayor a menor: MAM-CalH > T1-AF > MAM-NeH-CalH > MAM-Sas (figura 8.9).

Al comparar los tramos evaluados y, dado que se le da mayor incidencia en el efecto del IRI que a los demás desde el punto de vista funcional, se obtuvo un mejor desempeño para la MAM-CalH, seguido de las MAM-Sas, MAM-NeH-CalH y T1-AF.

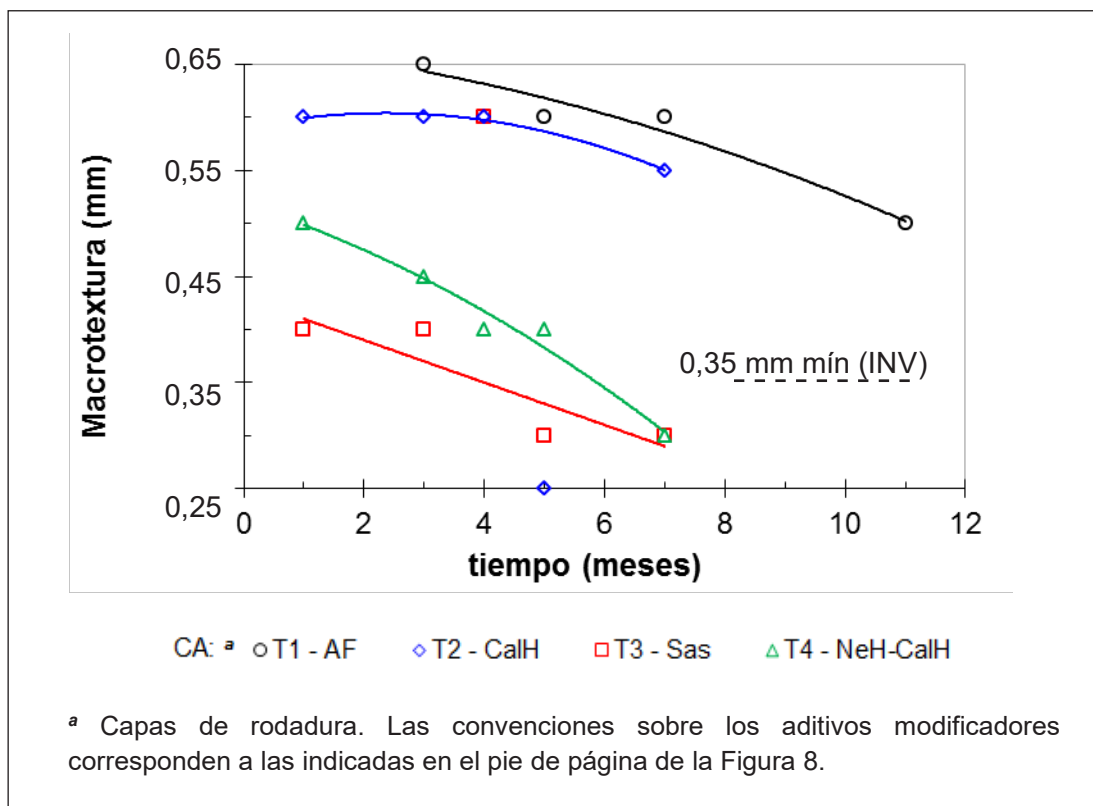


Figura 8.9. Variación de resultados de macro-textura por tramo experimental

Fuente: [15].

#### 8.2.4.2. Resultados de la evaluación estructural de los pavimentos

El comportamiento estructural estuvo enfocado principalmente en los cambios de rigidez de las mezclas asfálticas modificadas a partir de los datos de deflexión obtenidos mediante el ensayo de FWD (ejecutado a tres bolillos cada 10 m carril). Se eligió un cuenco representativo mediante el ajuste de mínimos cuadrados para adelantar valoraciones desde el punto de vista cualitativo según los índices de forma [22 - 23] (PMS y cuantitativo, por estimación del número estructural y retro-cálculo de los módulos [24 - 25]). Los valores del índice de curvatura superficial (ICS) establecidos mostraron una tendencia a la reducción respecto a la edad del pavimento, para las mezclas T2-CalH y

T4-NeH-CalH (figura 8.-10), lo cual se correlaciona con un incremento en la rigidez de estas capas ( $M_r$ ), mientras que para las mezclas tibias (T3-Sas), el incremento en este índice se asocia a una reducción de  $M_r$  de la respectiva capa. En el pavimento con la mezcla asfáltica T1-AF (control), el ICS tiende a mantenerse constante en función del tiempo. El efecto de la CalH como llenante activo en el asfalto [7], y por analogía el aditivo NeH-CalH, se hace evidente con el mejoramiento de propiedades, en este caso con la rigidez de las mezclas que los contienen.

En la evaluación de la capacidad estructural del pavimento [18], el número estructural efectivo obtenido por retro-cálculo evidenció un incremento en el tiempo para las mezclas T2-CalH y T4-NeH-CalH (figura 8.11), asociado al cambio de rigidez de las capas asfálticas, dado que las capas de soporte se mantuvieron relativamente constantes, de acuerdo con la valoración cualitativa (en función de los índices de forma) y cuantitativa efectuada, según los valores de  $M_r$  en la base granular, la sub-base granular y la sub-rasante [15]. Las estructuras de pavimento correspondientes a las mezclas asfálticas T1-AF y T3-Sas tendieron a cambios de baja significación en términos del número estructural efectivo.

Mediante una evaluación complementaria de la capacidad estructural de los pavimentos, por procesos de retro-cálculo o *backcalculation*, realizada a partir de los cuencos característicos definidos como representativos de los tramos experimentales, la carga aplicada y los espesores de las diversas capas de la estructura de pavimentos construida, se determinaron los módulos característicos de cada una de las capas del pavimento, empleando la herramienta computacional Rubicon toolbox [24]. Estos resultados indicaron que el módulo resiliente ( $M_r$ ) de las capas asfálticas evolucionó de manera satisfactoria respecto a la edad del pavimento, para las de T2-CalH con valores cercanos a los 3.000 MPa, seguida de la T3-Sas con 2.700 MPa, la de T1-AF con 2.500 MPa, y finalmente la de T4-NeH-CalH con valores de 2.400 MPa (figura 8.12). Estos valores estimados a partir de este retro-cálculo confirman el orden de los  $M_r$  que se emplearon para el diseño de la estructura y las ventajas que pueden ofrecer algunos de estos aditivos para el mejoramiento de propiedades mecánicas durante la operación de los pavimentos.

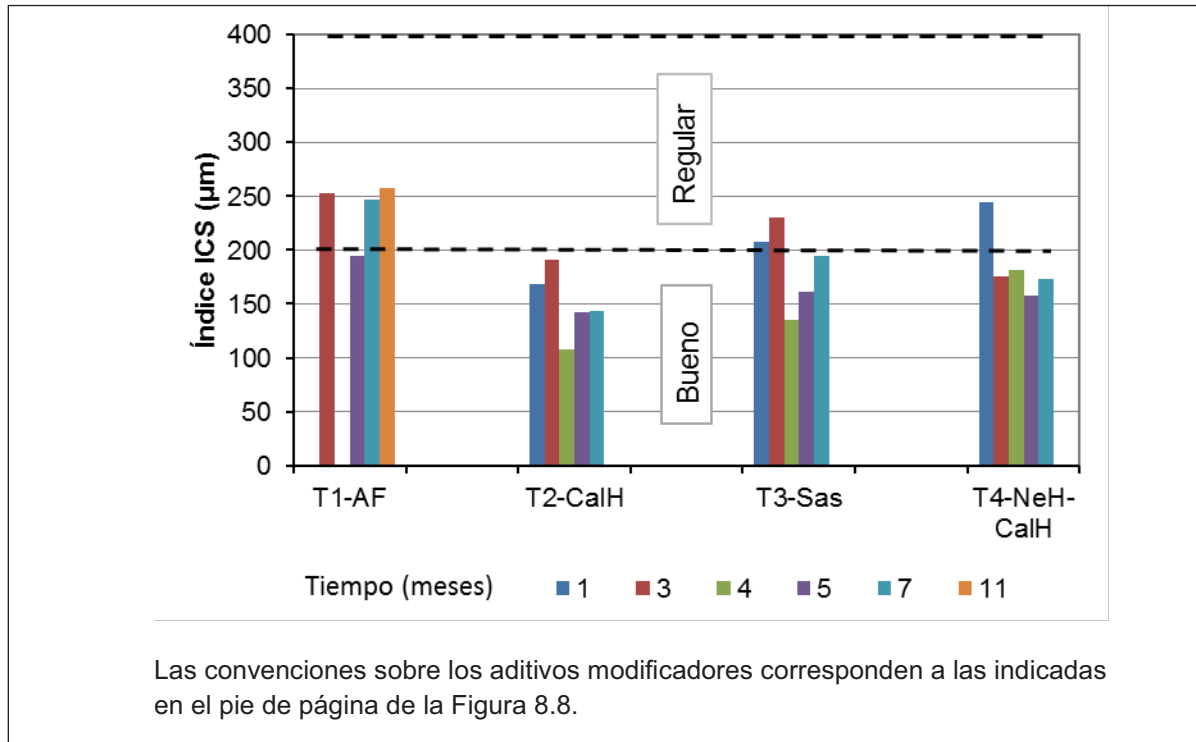


Figura 8.10. Variación del índice de curvatura superficial, ICS

Fuente: [15].

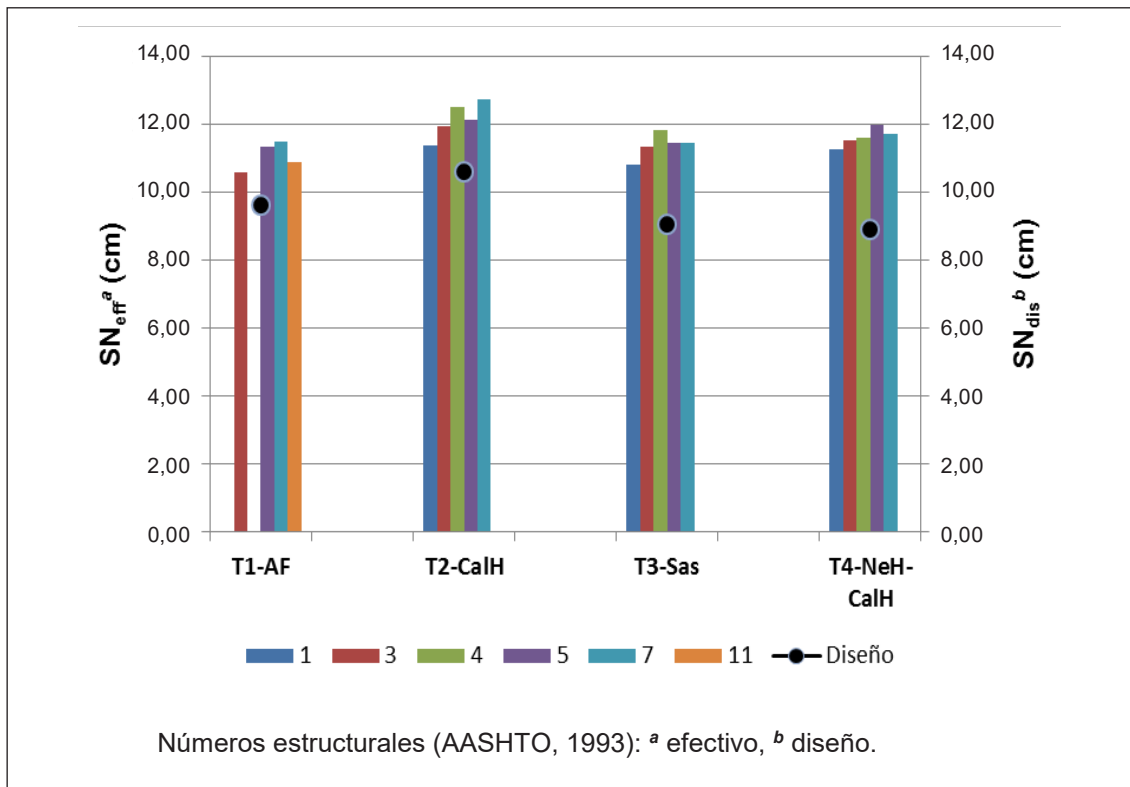


Figura 8.11. Variación del número estructural

Fuente: [15].



Este comportamiento concuerda con los resultados de laboratorio en los niveles de adherencia establecidos en ejecución del ensayo de RRT, así como con los resultados de  $M_r$ , ejecutados sobre las mezclas objeto de estudio (a 1,6 Hz y 20 °C), de los cuales se reportaron valores de  $M_r$  de 3.305 MPa para la T2-CalH, de 2.370 MPa en T1-AFy módulo de 1.904 MPa para la T4-NeH-CalH. En lo que refiere a la T3-Sas, los ensayos de laboratorio ejecutados establecieron un módulo bastante elevado, de 4.407 MPa, frente a un valor retro-calculado de 2.700 MPa como representativo de campo, diferencia que puede estar asociada a los procesos de producción industrial del asfalto modificado.

### 8.2.4.3. Calificación general de las mezclas asfálticas instaladas

La calificación general para cada uno de los tramos se muestra en la figura 8.12 según los resultados obtenidos durante la etapa de seguimiento, a partir de lo que establece el Instituto de Desarrollo Urbano [20]. Según dicha fuente, la condición de estado se define por la intersección de dos preclasificaciones, la superficial en función del estado funcional y la estructural, según el índice estructural (tabla 8.7).

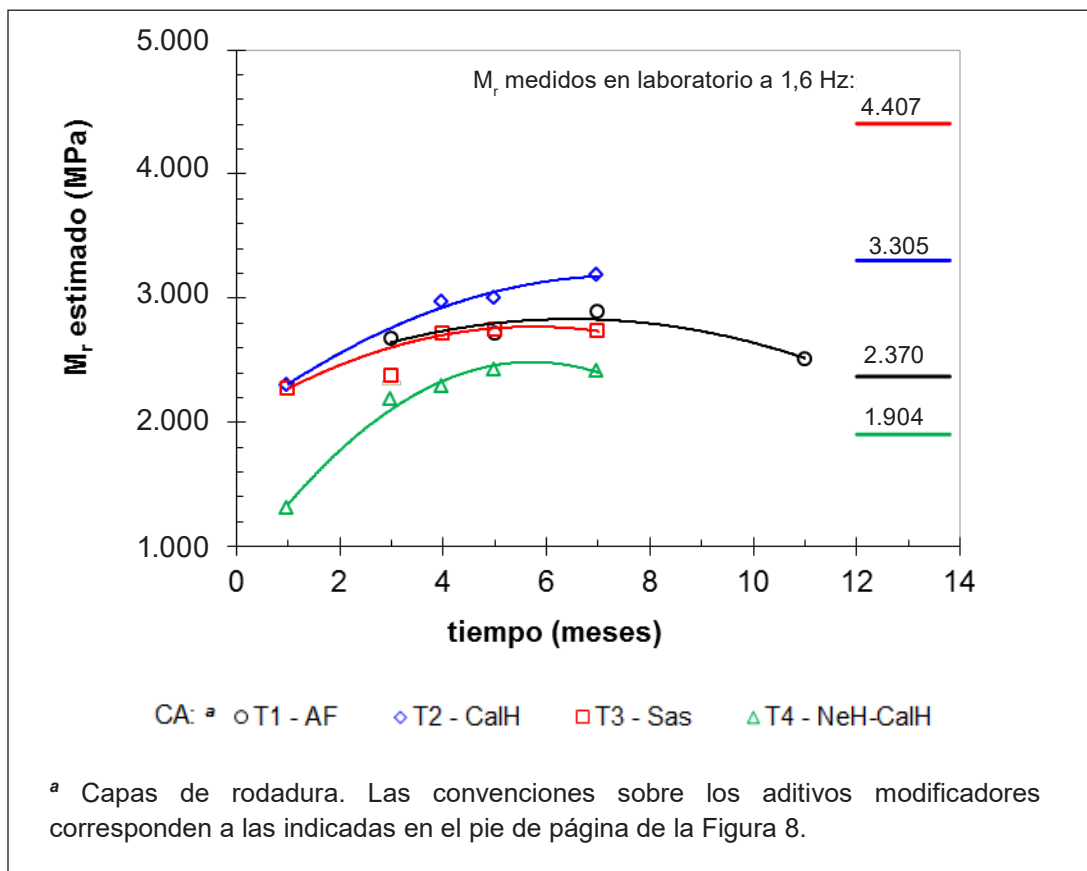


Figura 8.12. Variación resultados módulo retro-calculado de capas asfálticas

Fuente: [15].

**Tabla 8.7. Calificación general etapa de seguimiento**

Tramo experimental		Números estructurales		$I_{estr}^c$	PCI <sup>d</sup>	Clasificación		Color
		SN <sub>dis</sub> <sup>a</sup> (cm)	SN <sub>eff</sub> <sup>b</sup> (cm)			estructural	superficial	
Villa Luz	T1-AF	9,63	11,07	1,15	100			
Restrepo	T2-CalH	10,59	12,14	1,15	100			
Puente Aranda	T3-Sas	9,07	11,36	1,25	100	1	A	Verde
Cundinamarca	T4-NeH-CalH	8,92	11,61	1,30	100			

Empleo de la metodología AASHTO (1993): <sup>a</sup> número estructural para el diseño del pavimento. <sup>b</sup> número estructural efectivo medio del pavimento construido. <sup>c</sup> índice estructural ( $I_{estr} = SN_{eff} / SN_{dis}$ ). <sup>d</sup> *Pavement Condition Index*,

Fuente: [15].

Una calificación similar, pero tomando de referencia el estado funcional de los pavimentos en la forma de evaluación empleada para las concesiones viales de tercera generación en Colombia a partir de la rugosidad (R), las deformaciones (A), el agrietamiento (F) y la resistencia al deslizamiento (D), relacionados con el índice de estado,  $I_{es}$  ( $I_{es} = 0,40R + 0,20A + 0,20F + 0,20D$ ), resultó satisfactoria para vías urbanas, entre 3,4 y 4,0 (0 a 5,0, siendo 5,0 excelente) con tendencia a mantenerse en el tiempo de observación para las MAM. Sin embargo, el tramo experimental T1-AF mostró la menor calificación y con tendencia a reducirse (figura 8.13). Esta calificación reflejó el estado funcional de estas vías y señaló a la T1-AF como la MAM de más bajo desempeño y a la de T2-CalH como la de mejor desempeño, seguida de la de T3-Sas. Estos resultados refuerzan la tendencia encontrada en el mejoramiento de las mezclas, en su orden: de T2-CalH > T3-Sas > T4-NeH-CalH > T1-AF, con un desempeño cercano entre estas dos últimas.

### 8.2.5. Estimativo de costos mediante análisis de precios unitarios

Entre las MAM que hacen parte del proyecto, el análisis de precios unitarios mostró algunas diferencias (tabla 8.8). El análisis se basó en datos del IDU [26] y de la UAERMV (contratos para compra de asfaltos modificados). Los costos resultaron cercanos entre unas y otras y mostraron, por este análisis estimado, factibilidad económica para las MAM.

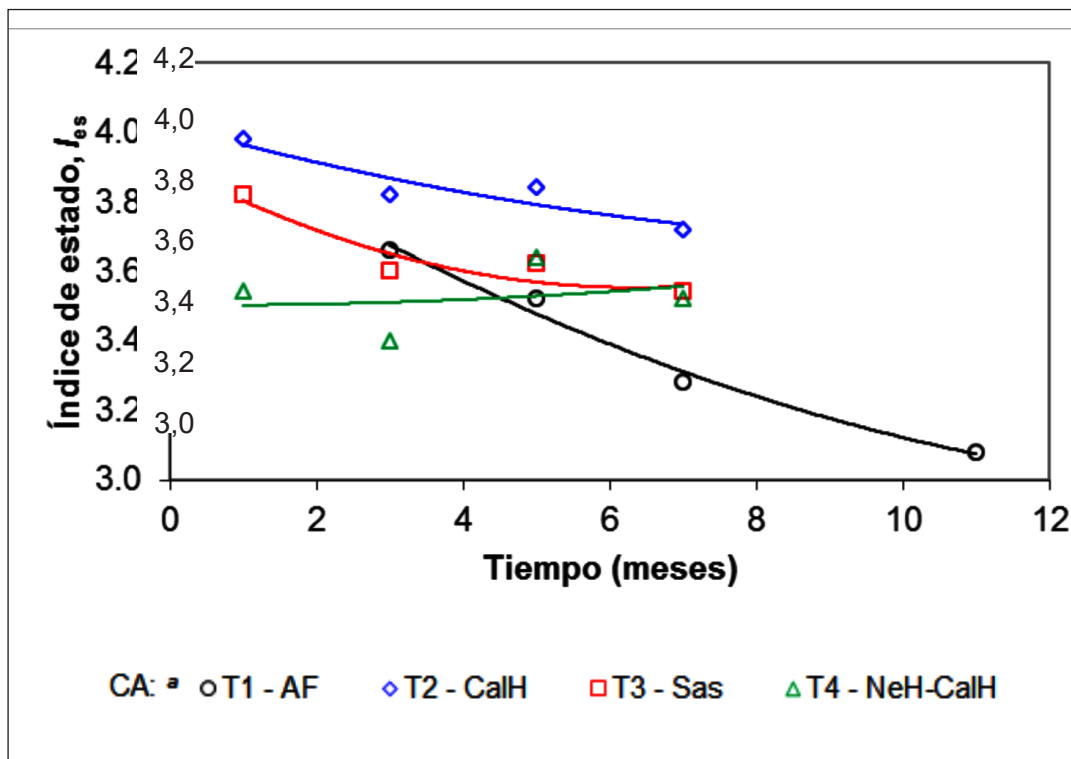


Figura 8.13. Variación de la calificación según el índice de estado

Fuente: [15].

Tabla 8.8. Análisis de precios unitarios (incluye producción e instalación) costos a 2015

Tramo	Mezcla asfáltica modificada	Costo de asfalto <sup>a</sup> (\$/kg)	Costo de mezcla <sup>a</sup> (\$/m <sup>3</sup> )
Villa Luz	T1-AF (control)	\$ 1.576	\$ 514.422
Restrepo	T2-CalH	\$ 1.588	\$ 566.282
Pte. Aranda	T3-Sas (Tibia)	\$ 2.126	\$ 663.726
Cundinamarca	T4-NeH-CalH	\$ 2.326	\$ 688.286

<sup>a</sup> pesos colombianos

Fuente: [14].

## Conclusiones

- El proyecto ejecutado de carácter investigativo se aplicó a proyectos viales e involucró una adaptación apropiada de tecnologías, con experimentación a escala natural, bajo condiciones reales de operación vehicular, para mejorar la durabilidad de las mezclas asfálticas y de los pavimentos que las contienen, de acuerdo con el desempeño favorable tanto en campo como en laboratorio.
- La producción de mezclas asfálticas modificadas fue ejecutada aprovechando la capacidad técnica y tecnológica instalada en una planta de producción convencional, La Esmeralda (recurso disponible por parte de la UMV), con acompañamiento técnico y científico de la Universidad Nacional de Colombia.
- La producción de mezclas asfálticas modificadas fue formulada con la aplicación de aditivos al asfalto CIB 60-70 por vía húmeda, para condiciones de bajo nivel de envejecimiento a corto plazo y para ser elaborada en una planta mezcladora convencional.
- La investigación de las mezclas asfálticas modificadas se realizó con empleo de ensayos especiales para estimar el desempeño en campo al nivel de laboratorio, y con uso de métodos no destructivos para evaluar el desempeño bajo condiciones reales de campo, a partir de la implementación en tramos experimentales y de seguimiento técnico en un período de corto plazo.
- Los resultados de ensayos especiales (módulo dinámico, leyes de fatiga y susceptibilidad al agua), así como del método Marshall, mostraron un incremento en el desempeño de las mezclas asfálticas modificadas frente a la mezcla asfáltica de referencia (T1-AF, con asfalto penetración 80-100).
- Resultado de la evaluación de laboratorio y campo, el mejor comportamiento ingenieril para mejorar la durabilidad, desde el punto de vista funcional y estructural, lo mostró la mezcla asfáltica modificada con cal (T2-CalH), seguida por las de Sasobit<sup>R</sup> (T3-Sas, mezcla tibia), negro de humo-cal hidratada (T4-NeH-CalH) y aceite fluxante (T1-AF, mezcla control).
- El desempeño de la mezcla asfáltica, con adición de negro de humo-cal hidratada (NeH-CalH) presentó un desempeño del mismo orden al mostrado por la mezcla asfáltica de control (T1-AF) y a veces inferior en laboratorio y en campo.

- La mezcla asfáltica modificada tomada de control (T1-AF, asfalto penetración 80-100) presentó bajo desempeño ingenieril y su empleo requiere de modificaciones para mejorar la durabilidad.
- El desempeño funcional y estructural de las mezclas asfálticas modificadas con las llenantes activas, cal hidratada y negro de humo-cal hidratada, evolucionaron favorablemente en función del tiempo y durante el período de evaluación.

## Agradecimientos

A la Unidad de Malla Vial de la ciudad de Bogotá, por apoyar la investigación como medio eficiente para buscar soluciones a la baja durabilidad de las obras viales y a la Universidad Nacional de Colombia por la disposición institucional a contribuir con soluciones para el desarrollo del país.

## Referencias

- [1] J. Read y D. Whiteoak, *The Shell Bitumen Handbook*, 5a ed. Cambridge: The University Press, 2003.
- [2] J. Livingston, "Carbon Black Additive in Asphalt, FHWA Experimental Project No. 3, Asphalt additives WA84-04", Olympia, 1989.
- [3] A. H. Albayati, "Mechanistic evaluation of lime-modified asphalt concrete mixtures", en *7th RILEM Int. Conf. Crack. Pavements*, 2012, pp. 921-940.
- [4] P. Cong, J. Wang, K. Li, y S. Chen, "Physical and rheological properties of asphalt binders containing various antiaging agents", *Fuel*, vol. 97, pp. 678-684, jun. 2012.
- [5] P. Cong, P. Xu, y S. Chen, "Effects of carbon black on the anti aging, rheological and conductive properties of SBS/asphalt/carbon black composites", *Constr. Build. Mater.*, vol. 52, pp. 306-313, jun. 2014.
- [6] H. D. Bianchetto, "El envejecimiento prematuro, patología evitable de los pavimentos asfálticos: diagnóstico, terapéutica y medidas preventivas. Conferencia magistral", en *XVII Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto. Conferencia magistral*, 2013.
- [7] D. Lesueur, J. Petit, y H.-J. Ritter, "The mechanisms of hydrated lime modification of asphalt mixtures: a state-of-the-art review", *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 14, núm. 1, pp. 1-16, jun. 2013.
- [8] H. Kim, J. K. Dong, M. S. Lee, y S. J. Lee, "Performance properties of CRM binders with wax warm additives", *Constr. Build. Mater.*, vol. 66, pp. 356-360, 2014.

- [9] A. Jamshidi, M. O. Hamzah, y Z. You, "Performance of warm mix asphalt containing Sasobit®: state-of-the-art", *Constr. Build. Mater.*, vol. 38, pp. 530-553, jun. 2013.
- [10] N. Afanasjeva y M. Álvarez, *Estudio del envejecimiento de los asfaltos colombianos bajo la acción de algunos factores climáticos*. Bucaramanga, Colombia: División Editorial y de Publicaciones UIS, 2004.
- [11] Universidad de los Andes, "IDU, Segunda fase del estudio de las mejoras mecánicas sobre mezclas asfálticas con desechos de llantas-Pista de prueba, contrato IDU- 306-03", 2005. [En línea]. Disponible en <https://www.idu.gov.co/web/content/7461>.
- [12] O. A. Antelis, "Mezcla asfáltica con cal hidratada", tesis de grado en ingeniería civil, Universidad Industrial de Santander, 2007.
- [13] UMV - Unidad de Malla Vial, "Alternativas de intervención a nivel de pavimento para la ejecución de tramos de prueba para la Avenida Caracas y/o vías locales. Contrato interadministrativo 183/12, UMV-Universidad Nacional de Colombia", Bogotá, 2012.
- [14] Universidad Nacional de Colombia, "Alternativas de intervención a nivel de pavimento para la ejecución de tramos de prueba Avenida Caracas y/o vías locales", Bogotá, 2016.
- [15] F. Betancourt, "Evaluación de los cambios químicos que experimenta el asfalto durante el proceso de envejecimiento a corto plazo y su relación con algunas propiedades físico-mecánicas", tesis de Doctorado en Ingeniería Ciencia y Tecnología de Materiales, Universidad Nacional de Colombia, 2018.
- [16] IDU-Instituto de Desarrollo Urbano, "IDU-ET-2011, Especificaciones técnicas generales de materiales y construcción para proyectos de infraestructura vial y de espacio público en Bogotá, D. C.", 2011. [En línea]. Disponible en <https://www.idu.gov.co/page/siipviales/portafolio-especificaciones-tecnicas-2011>. [Consultado: 15-dic-2016].
- [17] Invias Instituto Nacional de Vías, "Invias, Especificaciones generales de construcción de carreteras y normas de ensayo para materiales de carreteras", 2013. [En línea]. Disponible en <https://www.invias.gov.co/index.php/documentos-tecnicos1/139-documento-tecnicos/1988-especificaciones-generales-de-construccion-de-carreteras-y-normas-de-ensayo-para-materiales-de-carreteras>. [Consultado: 15-dic-2016].
- [18] AASHTO, *Guide for design of pavement structures*. Washington, D. C.: American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993.
- [19] SHELL, *Pavement design manual asphalt pavement and overlays for road traffic*. London: Shell International Petroleum Company Limited, 1985.
- [20] IDU-Instituto de desarrollo urbano, *Anexo técnico para distritos de conservación*. Instituto de Desarrollo Urbano, 2009.
- [21] Itineris S.A.S Gestión de Infraestructura, "Rango promedio de IRI en tramos recién construidos", Bogotá, 2016.

- [22] E. Horak, "Benchmarking the structural condition of flexible pavements with deflection bowl parameters", *J. South African Inst. Civ. Eng.*, vol. 50, núm. 2, pp. 2-9, 2008.
- [23] G. I. Beltrán, "Evaluación estructural de pavimentos flexibles con métodos de inteligencia artificial y auscultación no destructiva", tesis de doctorado en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México, D. F., 2012.
- [24] MAS CC Modelling and Analysis Systems CC, "Manual backcalculation using the deflection bowl analysis tool", 2005. [En línea]. Disponible en: <http://www.rubicontoolbox.com/Pages/tutorials.aspx>. [Consultado: 26-jun-2016].
- [25] SOC LTD, "Pavement design", en *South African Pavement Engineering Manual*, Republic of South African: South African National Roads Agency SOC Ltd, 2014, pp. 97-111.
- [26] IDU-Instituto de desarrollo urbano, "IDU, Precios Unitarios de Referencia 2015 - II Semestre", 2015. [En línea]. Disponible en <https://www.idu.gov.co/page/siipviales/economico/portafolio>. [Consultado: 15-dic-2015].



# Fabricación y aplicación de mezclas con asfalto modificado con grano de caucho reciclado y agregados pétreos de Conasfaltos S. A.

Guilliana Agudelo  
Natalia Valderrama

Resumen	220
Introducción	221
9.1. Materiales y métodos	221
9.1.1. Caracterización de los materiales	222
9.1.2. Metodología de elaboración	225
9.2. Resultados y discusión	229
9.2.1. Asfalto con (GCR) tipo II	229
9.2.2. MGCR-19	232
Conclusiones y recomendaciones	237
Referencias	238

***Guilliana Agudelo***

Estudiante de maestría en Ingeniería de Materiales, Universidad de Antioquia. Profesional en investigación, Conasfaltos S. A., Colombia. Correo electrónico: guilliana.agudelo@udea.edu.co

***Natalia Valderrama***

Ingeniera civil de la Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, actualmente terminando estudios de Maestría en Ingeniería-Geotecnia en la misma universidad, donde ejerce como docente de cátedra en el Laboratorio de Pavimentos. Ingeniera de Control Calidad y Diseños en Conasfaltos S. A. Correo electrónico: nvalder@unal.edu.co

## Resumen

**E**l presente trabajo muestra los resultados de la modificación del asfalto 60/70, con grano de caucho reciclado (GCR) proveniente de neumáticos en desuso, para la producción de mezclas con asfalto modificado con GCR, según la norma Invias 2013. Se usaron los agregados pétreos de las canteras de Conasfaltos S. A. Este procedimiento se implementó con el fin de desarrollar pavimentos que tengan un menor impacto negativo con el medio ambiente y que garanticen mayor durabilidad en su desempeño. Esta alternativa es de gran relevancia por el aporte al manejo de desechos sólidos y por la posibilidad de producir mezclas asfálticas en caliente con asfalto modificado que mejoran el desempeño y la vida útil del pavimento.

En este trabajo se presenta el rango de la formulación usada en Conasfaltos S. A. de asfaltos modificados con GCR con un gran potencial para ser utilizados en carreteras de alto desempeño. También se presenta el análisis por grado de desempeño del asfalto modificado y los resultados de la producción de la mezcla MGCR-19 elaborada con dicho asfalto y aplicada en la autopista norte de la ciudad de Medellín en aproximadamente tres kilómetros de vía cumpliendo con la normativa Invias 2013.

Se pudo concluir que con la modificación con GCR, el asfalto aumentó su grado de desempeño (PG) de 64-22 a 88-28 lo cual le da características para ser usado en niveles de tránsito "E" (Designación extremadamente alta según la norma Aashto M332-14) para condiciones típicas de niveles de tránsito mayores de treinta millones de ejes equivalentes y hasta velocidades menores a 20 km/h.

**Palabras clave:** asfalto-caucho; MGCR; GCR; asfalto modificado; pavimento; obra; grado de desempeño PG.

## **Introducción**

En los últimos años se ha hecho un esfuerzo importante en el sector de la construcción por usar materiales que tengan un menor impacto ambiental negativo, pero que cumplan con todas las especificaciones técnicas y de calidad para asegurar que se concrete su objetivo funcional y que sean durables en el tiempo.

El presente trabajo muestra cómo desde las buenas prácticas y el seguimiento de todas las recomendaciones de la normativa vigente, es posible producir mezclas asfálticas con asfalto modificado con grano de caucho reciclado. De esta manera, se obtienen excelentes características técnicas de durabilidad y grado de desempeño, tanto en la producción del asfalto modificado, como en la mezcla asfáltica como producto terminado.

La aplicación de la mezcla se hizo a finales del año 2017 en la autopista norte de la ciudad de Medellín en dos tramos: en el costado occidental entre las abscisas K0+000 y K1+200 y en el costado oriental entre las abscisas K2+600 y K4+100.

### **9.1. Materiales y métodos**

El diseño de mezcla asfáltica en caliente tipo MGCR-19 se realizó siguiendo los requerimientos del artículo 467-P del Instituto Nacional de Vías Invias, elaborada con materiales pétreos de las fuentes Conasfaltos S. A.; como ligante asfáltico se usó asfalto-caucho tipo II elaborado en la planta Conasfaltos, conforme a los requerimientos del artículo 413-13 del Invias.

Los materiales pétreos usados provienen de los centros de producción Bello y Piedra Verde. Específicamente se usaron gravas trituradas de 3/4", gravas trituradas 3/8", arena triturada menor a 5/16" y llenante mineral. A estos materiales se les hizo una caracterización que incluye ensayos de granulometría, dureza, durabilidad, limpieza, geometría de las partículas y adhesividad cumpliendo todos los parámetros especificados en el artículo 450 de la norma Invias 2013.

Para la producción de asfalto-caucho se usó asfalto de penetración 60-70 como asfalto base para la modificación; este es suministrado por Ecopetrol. También se usó grano de caucho reciclado proveniente de neumáticos en desuso, suministrado por la empresa Ekogroup, el cual cumple con la gradación

tipo B, según el artículo 413 de Invias 2013. Y como agente entrecruzante entre el polímero y el asfalto se usó vestenamer, suministrado por Evonik.

En principio se caracterizó el asfalto base para conocer las condiciones iniciales. Se efectuaron ensayos de penetración a 25 °C, según norma INV E-706, en un penetrómetro digital Controls; punto de ablandamiento según INV E-712 y viscosidad en viscosímetro rotacional Brookfield (ASTM D-2196).

Se modificó el asfalto a escala de laboratorio a una velocidad entre 3.500 y 4.000 rpm, con un agitador de paletas, una plancha de calentamiento y se buscó que la modificación estuviera a una temperatura constante. Se tomó la muestra requerida, se calentó el asfalto entre 180 y 200 °C; y se adicionó el GCR junto con el vestenamer 4 - 6 % sobre el peso del GCR. Se tomó una muestra con contenido de GCR ente el 15 y 20 %, basados en estudios previos realizados con la compañía, donde se evidenció que al trabajar en este rango se obtienen asfaltos modificados que cumplen la norma. Dicha muestra, se caracterizó en el laboratorio con los mismos ensayos del asfalto base y se sumó el ensayo de resiliencia, según ASTM D-5329.

### **9.1.1. Caracterización de los materiales**

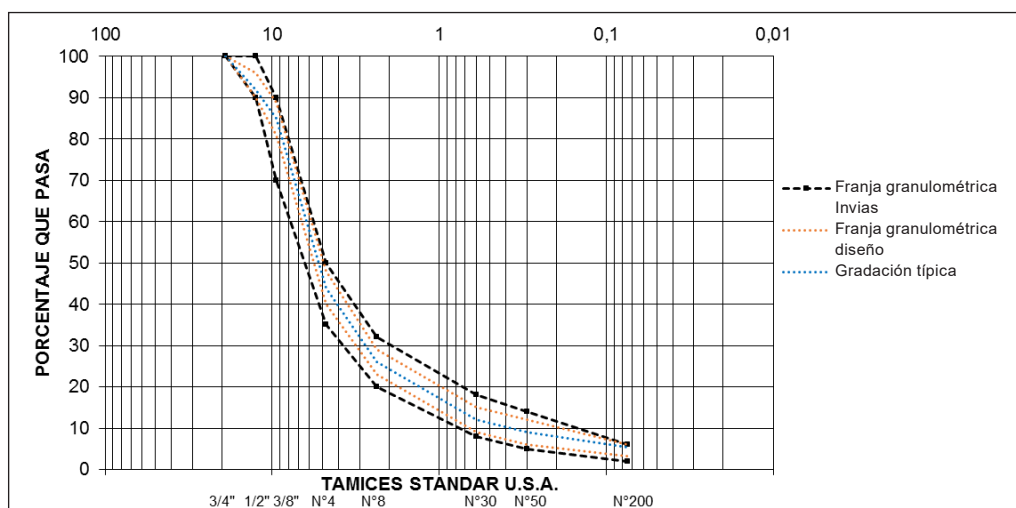
#### **9.1.1.1. Agregados**

El desempeño de las mezclas asfálticas en el tiempo de servicio de la vía está directamente relacionado con las propiedades de los agregados que la componen, con su dureza, forma, textura y granulometría, ya que la fuerza compresiva y la resistencia al movimiento que soporta bajo las cargas de tránsito a las que está sometida provienen del agregado [1]. En la tabla 9.1, se muestran las características de los agregados usados para la elaboración de la mezcla, los cuales cumplen con todos los parámetros de calidad para un nivel de tránsito NT3 en capa de rodadura. Y en la figura 9.1 se pueden observar las franjas granulométricas que tiene reglamentadas Invias para la MGCR-19, las franjas definidas para el diseño y la gradación típica usada en la producción de la mezcla.

**Tabla 9.1. Propiedades de los agregados pétreos**

Prueba	Norma	Valor especificado	Resultado
Desgaste en la máquina de los ángeles 500 revoluciones	INV E-218	<25 %	15 %
Desgaste en la máquina de los ángeles 100 revoluciones	INV E-218	<5 %	5 %
Degradación por abrasión Micro-Deval	INV E-238	<20 %	12 %
Resistencia mecánica por el método del 10 % de finos Valor en seco	INV E-224	>110kN	293kN
Resistencia mecánica por el método del 10 % de finos Relación húmedo/seco	INV E-224	>75 %	84 %
Coefficiente de pulimiento acelerado	INV E-232	>0,45	0,51
Solidez en sulfato de magnesio	INV E-220	<18 %	3,5 %
Limpieza superficial	INV E-237	<0,5 %	0,2 %
Índice de plasticidad	INV E-126	NP	NP
Equivalente de arena	INV E-133	>50 %	67 %
Índices de forma, relación 5:1	INV E-240	<10 %	0 %
Caras fracturadas, una cara	INV E-227	>85 %	96 %
Caras fracturadas, dos caras	INV E-227	>70 %	95 %
Angularidad	INV E-239	>45 %	46,6 %
Cubrimiento de los agregados	INV E-757	–	95,8 %
Adhesividad riedel-weber	INV E-774	>4	10

Fuente: elaboración propia.



**Figura 9.1. Gradación MGCR-19**

Fuente: elaboración propia.

### 9.1.1.2. Asfalto

El asfalto es un compuesto termoplástico complejo, de suma importancia para la industria de la construcción por sus propiedades de consistencia, adhesividad, impermeabilidad, durabilidad y bajo costo, ya que es un residuo en el proceso de refinación del petróleo crudo. El asfalto tiene una gran variedad de aplicaciones, entre estas se pueden mencionar las capas asfálticas (bases estabilizadas, riegos de sello, emulsiones asfálticas, riegos de liga, riegos de imprimación, todas estas dentro de la construcción de pavimentos flexibles) y los adhesivos, sellantes, impermeabilizantes, mastiques, etc. [2]. En la tabla 9.2, se muestran las características del asfalto base.

**Tabla 9.2. Propiedades del asfalto base**

<i>Prueba</i>	<i>Norma</i>	<i>Valor especificado</i>	<i>Resultado</i>
Penetración	INV E-706	60-70	68
Viscosidad 60 °C	INV E-716	–	200.000 cP
Viscosidad 135 °C	INV E-716	–	358,3 cP
Viscosidad 150 °C	INV E-716	–	173,7 cP
Ductilidad	INV E-702	> 100 cm	140 cm
Punto de ablandamiento	INV E-712	45 °C-55 °C	47,2 °C
Punto de inflamación	INV E-709	> 232 °C	370 °C
Densidad 15°	ASTM D4062	–	1.022,5 kg/m <sup>3</sup>
Pérdida de Masa (RTFO)	INV E-720	> 1,0	0,28

Fuente: elaboración propia.

### 9.1.1.3. Vestenamer

Los agentes estabilizantes como el vestenamer son estructuras moleculares que fijan, desde un punto de vista químico, el polímero con el asfalto; contienen bajas concentraciones de polímero para que no se presenten efectos de segregación debido a procesos de sedimentación producidos por la diferencia en densidades de ambos materiales [3]. La forma de llevar a cabo esta unión es mediante una reacción química entre los dobles enlaces del caucho polibutadieno con ellos mismos y con los policiclos del asfalto. Esto es equivalente a un proceso de vulcanización o reticulación, para producir un material sólido



e impedir la movilidad del polímero en el interior del asfalto [3]. El rango de trabajo de este aditivo está entre el 3 y 6 % del peso del caucho.

#### 9.1.1.4. Grano de caucho reciclado (GCR)

El uso de GCR con asfalto es una solución ambientalmente correcta, ya que la utilización de este material reduce parcialmente la necesidad de nuevas materias primas, y mejora las actuaciones y el ciclo de vida de los pavimentos de asfalto [4]. Se ha encontrado que la mejora del asfalto con GCR depende de muchos factores, tales como el tamaño de partícula, las características superficiales de caucho, las condiciones de mezclado, las propiedades físico-químicas del asfalto de base, así como su fuente y la microestructura [4]. En la figura 9.2, se pueden ver las franjas granulométricas que tiene reglamentadas Invias como gradación tipo B para usar GCR en la modificación de asfalto, y el valor típico obtenido para el GCR usado tanto en laboratorio, como en la planta de producción.

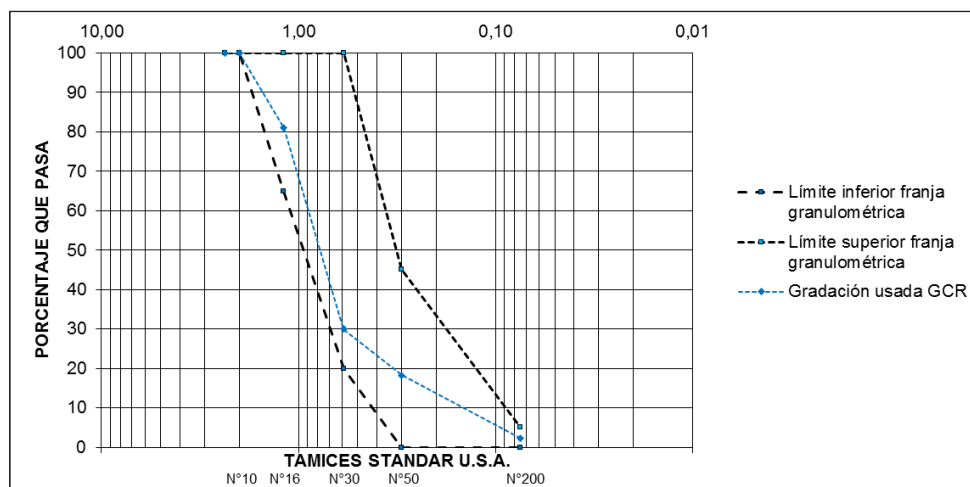


Figura 9.2. Gradación del GCR

Fuente: elaboración propia.

#### 9.1.2. Metodología de elaboración

La metodología que se usó en este trabajo para la obtención de mezcla asfáltica MGCR-19 se aplicó en dos fases. La primera consistió en la modificación del asfalto con GCR, con un tiempo de digestión entre treinta y cincuenta minutos [5]. Posteriormente, el tiempo de mezclado se definió entre noventa y ciento veinte minutos; el tiempo de mezclado tenía una alta velocidad de corte, entre 3.500 rpm y 4.500 rpm [6]. Luego se realizaron ensayos de pene-

tración, punto de ablandamiento, resiliencia y viscosidad; al asfalto obtenido a escala de laboratorio se le aplicaron pruebas posteriores como pérdida por envejecimiento, penetración al residuo, microscopía electrónica de barrido [5] para garantizar que al hacer la producción a gran escala se pudieran obtener resultados apropiados y que la mezcla elaborada con asfalto-caucho garantizara las características esperadas en el tiempo de servicio de la vía. La segunda fase consistió en el diseño de la mezcla asfáltica por el método Marshall para obtener el porcentaje óptimo de asfalto-caucho que garantizara cumplir con todas las especificaciones de calidad del Invias.

### **9.1.2.1. Incorporación de caucho en el asfalto: proceso por vía húmeda**

El proceso húmedo que se utiliza para producir asfalto modificado se define como el método mediante el cual se agrega el GCR al asfalto antes de incorporar el aglomerante en el proyecto de pavimentación. Hay tres componentes necesarios para alcanzar el proceso húmedo, ellos incluyen: mezclar el asfalto con el GCR, realizar la reacción de los dos materiales y transferir el producto modificado a la mezcla para la aplicación en el proyecto deseado [7]. En este proceso, se unen los granos del caucho con el cemento asfáltico para producir una mezcla modificada llamada asfalto-caucho, que es usada de la misma manera que un ligante modificado. Este proceso se encuentra definido en la norma ASTM D8-88 [8]. El caucho se deberá mezclar e integrar al cemento asfáltico a temperaturas elevadas y con suficiente agitación para promover la interacción física del asfalto con los componentes del (GCR). La temperatura del asfalto se deberá encontrar entre 180-200 °C en el momento de añadir el grano de caucho. No se permitirán aglomeraciones de partículas caucho de tamaño mayor a 5 cm dentro del tanque de mezclado [9]. Entre los principales beneficios que se obtienen usando asfalto-caucho como ligante modificado mediante vía húmeda, está la reducción de la susceptibilidad térmica, además de mejorar el comportamiento a fatiga y al envejecimiento, debido a los altos contenidos de ligante asfalto-caucho (entre 6,5 y 7,5 % con respecto a los agregados), sin que se vea perjudicada la resistencia a las deformaciones plásticas [10]. En la tabla 9.3, se pueden apreciar las especificaciones según la norma Invias del asfalto modificado con GCR para poder ser usado en pavimentos.

**Tabla 9.3. Especificaciones del asfalto modificado con caucho según Invias 2013**

Propiedades	Norma de Ensayo	Tipo de asfalto-caucho					
		Tipo I		Tipo II		Tipo III	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
Viscosidad aparente a 175 °C (Pa.s)	ASTM D-2196 Método A Modificado según ASTM D-6114	1,5	5,0	1,5	5,0	1,5	5,0
Penetración a 25 °C, 100 g, 5 s (1/10 mm)	INV E-706	25	75	25	75	50	100
Penetración a 4 °C, 200 g, 60 s (1/10 mm)	INV E-706	10	–	15	–	25	–
Punto de ablandamiento (°C)	INV E-712	57	–	54	–	52	–

Fuente: elaboración propia.

### 9.1.2.2. Mezcla asfáltica con asfalto modificado con grano de caucho reciclado MGCR-19

- Diseño de la mezcla asfáltica MGCR-19

Con base en los requerimientos de la especificación Invias 467 se diseña la mezcla asfáltica por la metodología Marshall, con cinco porcentajes de asfalto desde 6,5 hasta 8,5. Varía cada 0,5 % y se toma como criterio de selección una mezcla asfáltica tipo MGCR-19 con asfalto-caucho tipo II destinada para capa de rodadura con nivel de tránsito NT3 (mayor a tres millones de ejes equivalentes). Para estos porcentajes de asfalto-caucho se realizan las mezclas asfálticas de prueba y se determina el peso específico teórico máximo de la mezcla, así como la función Rice, la cual relaciona el peso específico con el porcentaje de asfalto, se determina el peso específico efectivo del agregado pétreo, se calcula el porcentaje de asfalto absorbido y con este valor se calcula el porcentaje efectivo de asfalto. Así, se obtiene que el porcentaje óptimo de asfalto es de 7,9% y con este se tiene un porcentaje de asfalto efectivo de 6,0%. En la tabla 9.4 se presentan las características de diseño obtenidas para el porcentaje óptimo de asfalto-caucho.

**Tabla 9.4. Características obtenidas para porcentaje óptimo de asfalto-caucho**

<i>Característica</i>	<i>Valor de referencia</i>	<i>Valor de diseño</i>
Estabilidad mínima	8.250 N	11.200 N
Flujo	2,5-4,5	4,5 mm
Vacíos con aire	3-5	3,9 %
Vacíos en agregado mineral	> 16 %	18 %
Vacíos llenos con asfalto	–	78,3 %
Relación llenante/asfalto efectivo	–	0,88
Espesor película de asfalto	> 7,5 $\mu\text{m}$	14 $\mu\text{m}$
Susceptibilidad a la Humedad TSR	> 80 %	86 %

Fuente: elaboración propia.

- Producción de la mezcla MGCR-19

La elaboración de la mezcla asfáltica con asfalto modificado con GCR se hace de manera similar a la mezcla asfáltica con asfalto modificado con polímeros, siguiendo lo indicado en el numeral 450.4.6 del artículo 450 de Invias. Se deben calentar los agregados antes de mezclarlos con el asfalto-caucho, el cual se debe encontrar a la temperatura adecuada para garantizar una buena viscosidad en el momento del mezclado. Se debe garantizar que la mezcla quede homogénea, con los agregados completamente envueltos por el asfalto-caucho, y evitar la carbonización de la mezcla, su sobrecalentamiento o que tenga indicios de contaminación o humedad.

La temperatura de mezclado de los agregados con el asfalto-caucho se establece a partir de la curva de relación viscosidad-temperatura por el método de viscosidad a bajo corte (LSV) y el uso del viscosímetro rotacional [11]. También se establece la temperatura de compactación de la mezcla en obra, teniendo en cuenta que como mínimo se debe garantizar una temperatura de aplicación de 135 °C. En la tabla 9.5 se muestran las temperaturas de mezclado y compactación para la MGCR-19.

**Tabla 9.5. Temperaturas de mezclado y compactación de la MGCR-19**

<i>Parámetro</i>	<i>Valor de referencia</i>	<i>Rango de temperatura</i>
Viscosidad de mezclado	3 ± 0,3 Pa.s	165 °C - 175 °C
Viscosidad de compactación	6 ± 0,6 Pa.s	155 °C - 160 °C

Fuente: elaboración propia.

## 9.2. Resultados y discusión

### 9.2.1. Asfalto con (GCR) tipo II

#### 9.2.1.1. Performance Grade (PG) según ASTM 6373, comparación con el asfalto base

En la tabla 9.6, se consignan los resultados de los ensayos correspondientes al grado PG. La clasificación por PG es la que actualmente proporciona mejores indicadores del comportamiento del asfalto medido en laboratorio comparado con el desempeño en campo, y la prueba principal es la reología (propiedades visco-elásticas) que se realiza a las temperaturas de trabajo esperadas. Esta clasificación considera las dos principales variables que afectan el desempeño del asfalto en obra: temperatura del pavimento y tránsito. Además, el grado PG, que está especificado en la normativa americana ayudó a tener una mayor seguridad sobre la calidad de los asfaltos modificados. En dicha tabla se puede ver que el grado PG del asfalto 60/70 es de 64-22, mientras que el grado PG de asfalto modificado es de 88-28.

Tabla 9.6. Grado de desempeño del asfalto modificado con GCR

Ensayo	Método de ensayo	Especificación		Resultado obtenido
		Mín.	Máx.	
Penetración 25 °C, 100 g, 5 s (1/10 mm)	E-706	25	75	36
Punto de ablandamiento (°C)	E-712	54	–	70
Penetración a 4 °C, 200 g, 60 s (1/10 mm)	E-706	–	–	19,7
Viscosidad aparente a 175 °C (Pa.s)	ASTM D 2196	1,5	5	1,5
Resiliencia a 25 °C (%)	ASTM D 5329	20	–	26,3
Punto de ignición (°C)	E-709	230	–	297
Módulo reológico de corte dinámico a (88 °C, 10 rad/s) kPa	E-750	1,0	–	2,89
Temperatura de falla, (G*/senδ=1,0 kPa), °C	E-750	–	–	102,6
Ángulo de fase (88 °C, 10 rad/s), °C	E-750	–	–	63,3
Pérdida de masa, %, máximo	E-720	–	1	0,4
Penetración del residuo, en % de penetración original	E-706	75	–	84,2
Módulo reológico G*/senδ (88 °C, 10 rad/s) kPa	E-750	2,2	–	5,71
Temperatura de falla (G*/sen δ = 2,2 kPa), °C	E-750	64	–	102,3
Ángulo de fase (88 °C, 10 rad/s), °C	E-750	–	–	56,8
Módulo reológico G*x sen δ (34 °C, 10 rad/s) kPa	E-750	–	5.000	974
Temperatura de falla (G*x sen δ=5.000 kPa), °C	E-750	–	–	16
Rigidez, Creep (–28 °C, 60 s), MPa	E-752	–	300	113,9
Pendiente, m (–12 °C, 60 s), adimensional	E-752	0,3	–	0,31
Grado de desempeño del asfalto original	PG 64-22	JNR = 4,5 kPa–1		
Grado de desempeño del asfalto modificado	PG 88-28	JNR = 0,46 kPa–1		

Fuente: elaboración propia.

### 9.2.1.2. Comparación de la caracterización física del asfalto con GCR y el asfalto base 60/70

En la tabla 9.7, se encuentra la comparación de los resultados de los dos asfaltos, el modificado y el asfalto base.

**Tabla 9.7. Comparación de la caracterización del asfalto base y el asfalto modificado**

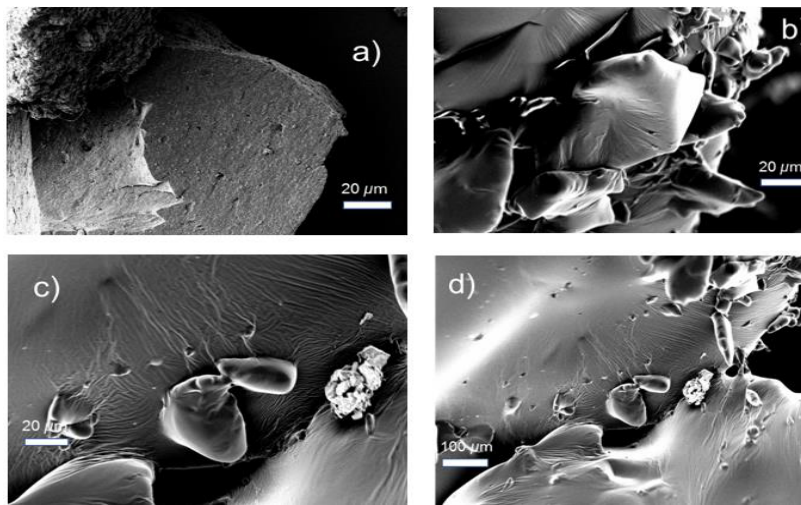
<i>Ensayo</i>	<i>Método de ensayo</i>	<i>Asfalto 60/70</i>	<i>Asfalto con GCR</i>
Penetración 25 °C, 100 g, 5 s (1/10 mm)	E-706	68	36
Punto de ablandamiento (°C)	E-712	47,2	70
Penetración at 4 °C, 200 g, 60 s (1/10 mm)	E-706	NA	19,7
Viscosidad 60 °C (poises)	E-716	2.000	NA
Viscosidad aparente a 175 °C (Pa.s)	ASTM D 2196	NA	1,5
Resiliencia a 25 °C (%)	ASTM D 5329	NA	26,3

Fuente: elaboración propia.

### 9.2.1.3. Imágenes SEM

Se realizó el ensayo de microscopía electrónica de barrido (SEM-Scanning electron microscopy) para dos muestras y poder identificar cómo se dio la interacción entre el asfalto y el GCR. Dichas imágenes se pueden ver en la figura 9.3a) corresponde al GCR; en esta se puede evidenciar la superficie del material, la cual es rugosa, lo que ayuda a que el asfalto tenga buena adherencia con este y presente las mejoras de desempeño mencionadas en la sección anterior; las figuras b), c) y d) corresponden a la muestra de asfalto modificado con GCR, en las cuales se aprecian partículas de caucho, que es lo esperado, ya que el caucho no se funde en el asfalto, sino que ellos dos forman una mezcla en donde se ven dos fases. También en las imágenes se pueden apreciar grietas que corresponden al asfalto con polímero, lo que conlleva estiramientos, ya que el asfalto con polímero adquiere cierto grado de elasticidad. Para la toma de dichas imágenes se usó nitrógeno líquido para congelar el asfalto; por lo tanto, en la figura b) se pueden apreciar picos con partículas de caucho envueltas por asfalto. De dicho ensayo se concluye que todas las partículas de GCR quedan cubiertas por asfalto, lo que ayuda a mejorar la mezcla asfáltica producida con este asfalto modificado, y a darle mayor grado de desempeño; también por la superficie rugosa del polímero, se logra una buena adherencia entre ambos componentes.





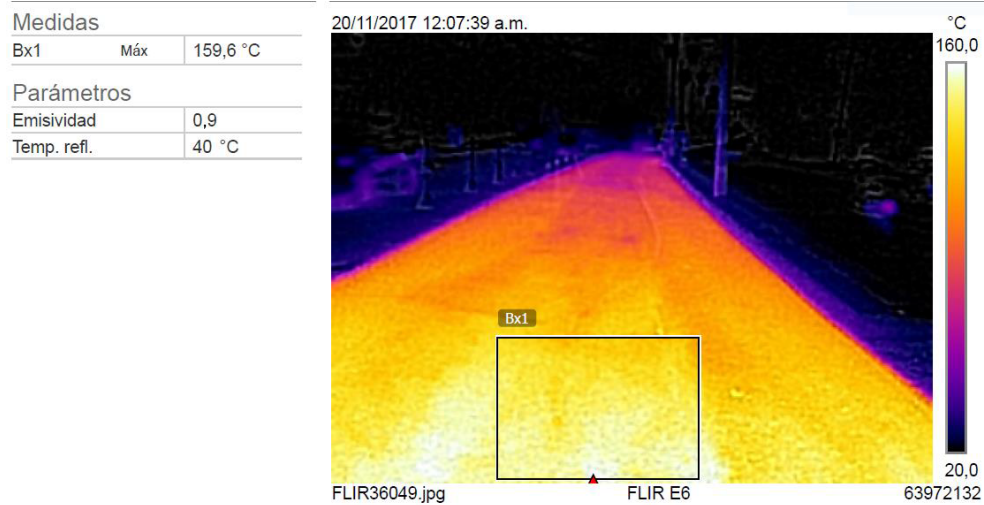
**Figura 9.3. Imágenes de SEM: (a) partícula de caucho, (b), (c) y (d) mezcla de asfalto con el GCR**

Fuente: elaboración propia.

### 9.2.2. MGCR-19

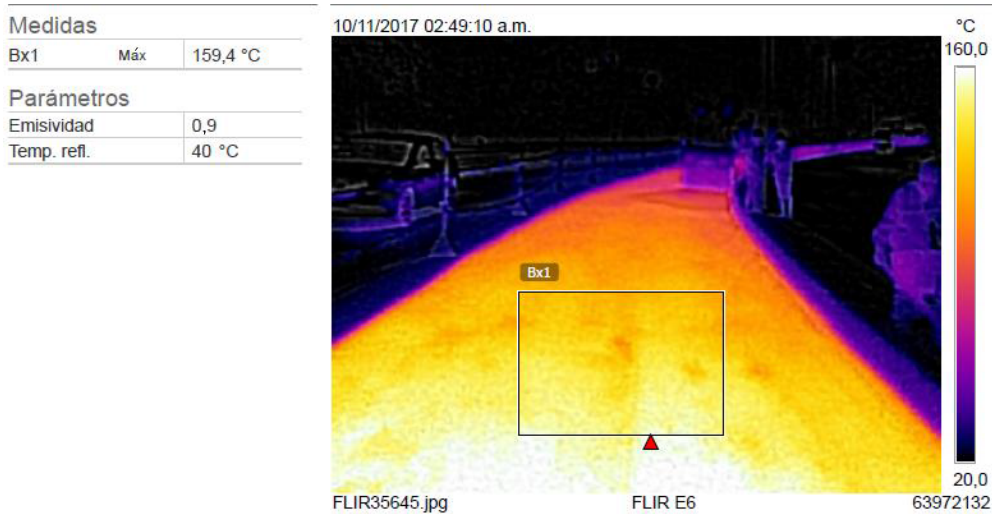
El empleo de asfalto modificado con GCR para la producción de mezclas asfálticas deriva en buenos resultados, si se parte de materiales de buena calidad y se cuenta con los métodos de diseño, elaboración y construcción adecuados. A continuación, se presentan en las imágenes de la cámara termográfica (figura 9.4 y figura 9.5), los resultados de la extracción de núcleos donde se evidencia el cumplimiento de la densidad de compactación de la mezcla, el comparativo de los módulos dinámicos con una mezcla convencional y el análisis de costos para un kilómetro de vía.

### 9.2.2.1. Imágenes de la cámara termográfica durante la aplicación de la mezcla



**Figura 9.4. Aplicación de MGCR-19 en autopista norte costado occidental**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 9.5. Aplicación de MGCR-19 en autopista norte costado oriental**

Fuente: elaboración propia.

### 9.2.2.2. Resultados del producto terminado, extracción de núcleos en la vía

En la vía terminada se extraen núcleos *in situ* para determinar la gravedad específica bulk y la densidad de la mezcla asfáltica compactada, y se halla el peso aparente de la mezcla asfáltica, lo cual es útil para calcular el porcentaje de vacíos, la compactación y el peso unitario según la especificación del Invias, en el artículo 450-13 numeral 450.5.2.5.3. En los resultados obtenidos, todos los lotes aplicados cumplen con los parámetros requeridos, ya que el valor promedio del grado de compactación con un intervalo de confianza del 90 % (GCI (90)) fue en promedio de 94,8 %, y para todos los casos fue mayor o igual que el grado de compactación mínimo (GC mín.) definido por la norma en 93 %.

### 9.2.2.3. Módulos dinámicos y resistencia a la deformación plástica en pista de la mezcla MGCR-19 comparados con la mezcla MDC-19

El principal propósito de medir los módulos dinámicos es determinar la relación esfuerzo-deformación bajo la acción de una carga en la estructura del pavimento. Se hizo una comparación de los módulos dinámicos de una mezcla convencional MDC-19 con la mezcla con asfalto modificado MGCR-19 para mirar los cambios que se generan al usar asfalto-caucho. Los módulos dinámicos se elaboraron a tres frecuencias (2,5, 5,0 y 10 Hz) y a tres temperaturas (10, 25 y 40 °C) en el equipo NAT HYD25-II de Laboratorios MPI LTDA, con mediciones en dos caras de cada probeta para obtener un resultado promedio. En las tablas 8 y 9 se presenta el resumen de los módulos dinámicos de las mezclas MDC-19 y MGCR-19, los cuales muestran que para un esfuerzo aplicado, la MDC-19 tendrá una menor deformación.

**Tabla 9.8. Módulos dinámicos MDC-19**

	<i>Módulo de rigidez Sm</i>		
	10 °C	25 °C	40 °C
10 Hz	13.223 MPa	4.586 Mpa	1.092 MPa
5 Hz	11.924 MPa	3.627 MPa	787 MPa
2,5 Hz	10.489 MPa	2.822 MPa	578 MPa

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 9.9. Módulos dinámicos MGCR-19**

	Módulo de rigidez $S_m$		
	10 °C	25 °C	40 °C
10 Hz	7.178 MPa	2.270 Mpa	541 MPa
5 Hz	6.267 MPa	1.817 MPa	445 MPa
2,5 Hz	5.372 MPa	1.434 MPa	349 MPa

Fuente: elaboración propia.

En cuanto a la resistencia a la deformación plástica mediante pista de ensayo, los resultados se muestran en la tabla 9.10, donde se puede ver que para la mezcla MDC-19 la velocidad de deformación en el intervalo 105-120 minutos es mayor que para la MGCR-19, lo que la hace algo más crítica frente a las deformaciones plásticas. En las especificaciones Invias [9] se establece un valor límite de velocidad de deformación en el intervalo 105-120 minutos de  $15 \mu\text{m}/\text{min}$  en las condiciones más críticas de tráfico y de temperatura. Por lo tanto, las dos mezclas ensayadas serían aptas para capas de rodadura, para climas con temperaturas medias anuales inferiores y superiores a  $24 \text{ }^\circ\text{C}$ , en el intervalo óptimo de asfalto.

**Tabla 9.10. Resistencia a la deformación plástica**

	V30-45	V75-90	V105-120
MDC-19	14,56 $\mu\text{m}/\text{min}$	4,70 $\mu\text{m}/\text{min}$	3,27 $\mu\text{m}/\text{min}$
MGCR-19	9,33 $\mu\text{m}/\text{min}$	3,53 $\mu\text{m}/\text{min}$	2,26 $\mu\text{m}/\text{min}$

#### 9.2.2.4. Imágenes de la vía terminada

En las figuras 9.6 y 9.7 se presentan imágenes de la autopista norte pavimentada con MGCR-19, seis meses después de su instalación, donde se puede evidenciar el buen aspecto en la carpeta de rodadura terminada, aun cuando esta es una vía de alto tráfico vehicular.





**Figura 9.6. Autopista norte costado oriental, 6 meses después de la aplicación**  
Fuente: elaboración propia.



**Figura 9.7. Autopista norte, Medellín**  
Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones y recomendaciones

- El empleo de asfalto modificado con GCR para la producción de mezclas asfálticas produce buenos resultados que logran cumplir con todos los criterios técnicos y de calidad, pero es necesario contar con materiales bien caracterizados y contar con los métodos de diseño, elaboración de la mezcla y construcción adecuada.
- Con el ensayo de microscopía electrónica de barrido (SEM), se puede ver la microestructura del asfalto modificado, en el cual todas las partículas de GCR quedan cubiertas por asfalto, lo que ayuda a mejorar la mezcla asfáltica producida con este asfalto modificado y a darle mayor grado de desempeño; también por la superficie rugosa del polímero, se logra una buena adherencia entre ambos componentes.
- Aunque los módulos dinámicos indican que para un esfuerzo aplicado, una mezcla convencional experimentará una menor deformación que la mezcla con asfalto modificado con GCR, los resultados de resistencia a la deformación plástica indican que esta deformación se llevará a cabo a menor velocidad para la mezcla con asfalto-caucho, lo cual indica que la vida útil de esta será mayor.
- Según la metodología para la clasificación de asfaltos por grado PG, se evidencia que con la modificación con GCR el asfalto mejora su clasificación, ya que el asfalto 60/70 tiene un grado PG de 64-22, que para un  $J_{NR} = 4,5 \text{ kPa}^{-1}$  puede ser usado en condiciones con niveles de tránsito "S", designación estándar según la norma Aashto M332-14, el cual equivale a un tránsito menor de diez millones de ejes equivalentes y velocidades mayores de 70 km/h, mientras que el grado PG del asfalto-caucho es de 88-28, con un  $J_{NR} = 0,46 \text{ kPa}^{-1}$ , le da características para ser usado en niveles de tránsito "E", designación extremadamente alta para condiciones típicas de niveles de tránsito mayores de treinta millones de ejes equivalentes y hasta velocidades menores a 20 km/h.
- Todos los ensayos abordados en el presente trabajo dan seguridad respecto a que las mezclas elaboradas con GCR pueden cumplir con todos los parámetros de calidad establecidos tanto en la normativa del Instituto Nacional de Vías como por normativas internacionales garantizar un buen desempeño en la vida útil de la vía y contribuir con un impacto positivo al medio ambiente debido a que se hace uso de materiales reciclados.

## Referencias

- [1] "Circular E-C044", Transportation research board of the national academies, Washington, USA, oct. 2002.
- [2] P. Lavin, "Asphalt pavements, a practical guide to design, production, and maintenance for engineers and architects", Spon Press, London, UK, feb. 2003.
- [3] R. Rodríguez, V. Castaño, M. Martínez y G. Hernández, "Desarrollo de aditivos para asfaltos modificados con bajos contenidos de hule", Publicación Técnica n.º 160, Sanfandila, Oro, 2001.
- [4] F. Zhang and C. Hu, "The research for structural characteristics and modification mechanism of crumb rubber compound modified asphalts", Fu Zhou University, Fu Zhou, PR China, 2015.
- [5] S. Lee, C. Akisetty y S. Amirkhania, "The effect of crumb rubber modifier (CRM) on the performance properties of rubberized binders in HMA pavements", Clemson University, Clemson, United States, jun. 2007.
- [6] S. Aflaki and M. Memarzadeh, "Using two-way anova and hypothesis test in evaluating crumb rubber modification (CRM) agitation effects on rheological properties of bitumen", College Of Engineering, University Of Tehran, Tehran, Iran, nov. 2010.
- [7] M. Heitzman, "Design and construction of asphalt paving materials with crumb rubber modifier", Auburn University, Auburn, USA, jun. 1992.
- [8] J. Payán de Tejada, "Innovación y desarrollo en las mezclas asfálticas en la red de carreteras del Estado" Revista Carreteras- extraordinario CILA 2013, pp. 12-22, 2013.
- [9] Invias Capítulo 4: Pavimentos asfálticos. Normas y especificaciones 2013. Artículos 413-13, 450-13 y 467-13
- [10] N. Ramírez, "Estudio de la utilización de caucho de neumáticos en mezclas asfálticas en caliente mediante proceso seco", Tesis, Universidad De Chile, Chile, dic.2006.
- [11] Asphalt Institute, *The Asphalt Handbook*, 7<sup>th</sup> Edition, nov.2007.
- [12] AASTHO, Designation M332-14 Standard specification for performance-graded asphalt binder using multiple stress creep recovery (MSCR) test, American association of state and highway transportation officials, USA, 2014.



- [13] American Society for Testing and Materials 1916. (Asphalt Pavement Construction: A symposium sponsored by ASTM Committee D-4 on Road and Paving Materials. San Diego, Calif., 12 Dec. 1979)
- [14] ASTM, "*Asphalt pavement construction: New materials and techniques*", J. A. Scherocman editor, Special technical publication 724, Philadelphia, USA, 1980.
- [15] A. Heshmat, L. Lewandowski and D. Little, "*Polymer modifiers for improved performance of asphalt mixture*", in Seminar organized by the Journal of Elastomers and Plastics and sponsored by the Programme Division Technomic Publishing AG, 1995.
- [16] Corasfaltos, *Hot mix asphalt materials, mixture design and construction*, 1996.

# Caracterización de la durabilidad de mezclas asfálticas porosas altamente modificadas con polímeros

Carlos A. Rivera  
Silvia Caro  
Edith Arambula

Resumen	242
Introducción	243
10.1. Materiales y métodos	245
10.1.1. Propiedades viscoelásticas lineales de los asfaltos	246
10.1.2. Preparación de las mezclas abiertas	249
10.1.3. Ensayo de durabilidad	250
10.2. Resultados y discusión	251
Conclusiones y recomendaciones	253
Agradecimientos	255
Referencias	255

***Carlos Rivera***

Estudiante de Maestría en Ingeniería Civil, Universidad de los Andes. Asistente graduado de investigación, Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: ca.rivera10@uniandes.edu.co

***Edith Arámbula***

Doctora en Ingeniería Civil, Texas A&M University. Investigadora asociada, Texas A&M, Estados Unidos. Correo electrónico: e-arambula@tti.tamu.edu

***Silvia Caro***

Doctora en Ingeniería Civil, Texas A&M University. Profesora asociada y vicedecana académica, Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: scaro@uniandes.edu.co

## Resumen

Las mezclas asfálticas abiertas se caracterizan por tener granulometrías abiertas y altos contenidos de vacíos (i. e., entre el 18 y el 20 %). Estas mezclas se extienden en capas delgadas sobre la rodadura de pavimentos flexibles convencionales, con el objetivo de mejorar aspectos medioambientales (e. g., disminución del ruido generado por la interacción llanta-pavimento) y de seguridad vial (e. g., disminución de fenómenos de *salpicado* por el paso de tráfico y mejoramiento de la visibilidad durante eventos de lluvia). Para promover su durabilidad ante el desprendimiento de partículas de agregado de la superficie del pavimento, estas mezclas usualmente emplean asfaltos modificados con polímeros o asfalto caucho. Sin embargo, aun con el uso de asfaltos modificados, estos materiales continúan reportando bajas vidas de servicio. Por esta razón, el uso de asfalto altamente modificado con polímeros (i. e., dosis de modificación entre 6 y 8 % por peso del asfalto), también conocido como HiMA (Highly Modified Asphalt), se presenta como una alternativa interesante para contar con mezclas abiertas más durables. En este contexto, los principales objetivos de este trabajo son describir las características básicas y las propiedades reológicas de una muestra de este tipo de asfalto, presentar los resultados de ensayos de durabilidad realizados sobre mezclas abiertas fabricadas con HiMA mediante la aplicación de varios ciclos del ensayo cántabro en diferentes condiciones de envejecimiento, y comparar estos resultados con los obtenidos para mezclas preparadas con asfalto modificado de forma convencional (i. e., dosis de modificación entre 2,5-3 % por peso del asfalto). Los resultados permiten corroborar que las mezclas con HiMA son significativamente más resistentes a procesos de deterioro que las mezclas fabricadas con asfalto modificado con polímeros en dosis convencionales.

**Palabras clave:** mezclas abiertas; asfalto altamente modificado con polímeros; HiMA; durabilidad; ensayo cántabro; HP.

## **Introducción**

Las mezclas asfálticas abiertas se extienden en campo como una capa delgada sobre la superficie de pavimentos flexibles regulares. Estas mezclas se caracterizan por tener pocos agregados finos (i. e., granulometría abierta) y altos contenidos de vacíos, y usualmente se fabrican empleando asfaltos modificados. Estas mezclas son originarias de Europa en la década de los sesenta y fueron posteriormente introducidas a los Estados Unidos en la década de los setenta [1]. Su objetivo es proveer diversos beneficios medioambientales y de seguridad vial a los proyectos viales. En términos del medio ambiente, el uso de estos materiales genera una reducción importante en la producción de ruido por el contacto vehículo-pavimento (i. e., 3-6 dB)[2]. En términos de seguridad vial, estas mezclas contribuyen a:

- Mejorar la fricción del pavimento y reducir el hidro-planeo en eventos de lluvia [3].
- Reducir la salpicadura de agua en superficie debido al paso de vehículos en condiciones de lluvia; esta reducción es de hasta un 90 % en comparación con carpetas de rodadura de mezclas densas en caliente.
- Aumentar la visibilidad en condiciones de lluvia. Estudios previos sugieren que la visibilidad aumenta entre 2,7 y 3,0 veces en comparación con mezclas densas en caliente [4].
- Mejorar la visibilidad de las demarcaciones horizontales durante períodos de lluvia, así como el resplandor en la noche [3].

A pesar de estos beneficios, varios estados en Estados Unidos han reducido o eliminado el uso de estos materiales debido principalmente a su corta durabilidad. Esta situación es especialmente crítica en estados que soportan fuertes períodos invernales, ya que los tratamientos convencionales empleados para prevenir y tratar la formación de capas de hielo (e. g., aplicación de sales) generan la colmatación de los vacíos de la microestructura, y la generación de ciclos de congelamiento y descongelamiento degradan su integridad estructural [5]. No obstante, aun en algunas partes de Estados Unidos donde los proyectos viales no soportan fuertes inviernos, estas mezclas presentan una baja vida de servicio en comparación con las densas en caliente convencionales [5]. Por esta razón, el estudio de las condiciones que afectan la durabilidad de las mezclas abiertas es un tema actualidad y relevancia.

Una práctica común para promover un aumento en la durabilidad de estas mezclas consiste en el empleo de asfaltos modificados con polímeros o asfaltos caucho [6]. En este contexto, el objetivo de este trabajo es determinar si el empleo de asfaltos altamente modificados con polímeros en la fabricación de mezclas abiertas aumenta su durabilidad con respecto a la de mezclas fabricadas con asfaltos modificados convencionalmente.

Para cumplir este objetivo, inicialmente se evaluaron las propiedades reológicas de un asfalto modificado con estireno-butadieno-estireno (SBS, por sus siglas en inglés) convencional (i. e., dosis entre 2,5 y 3,0 %), denominado *PMA*, y de un asfalto altamente modificado con SBS (i. e., dosis entre 6,0 y 8,0 % por peso del asfalto), también conocido popularmente como *HiMA* ('highly-modified asphalt') o *HP* ('heavily polymer' modified). A continuación, se caracterizó la resistencia a la degradación de mezclas asfálticas abiertas fabricadas con dos tipos diferentes de agregados (i. e., caliza y granito) y con los dos tipos de asfaltos modificados con SBS, mediante el ensayo cántabro. Este ensayo, que se encuentra especificado en el estándar Aashto TP 108 [7], consiste en someter especímenes cilíndricos a trescientas revoluciones en la máquina de los ángeles sin las esferas de acero, con el objetivo de evaluar la pérdida de peso con respecto al de la mezcla original. Estudios previos han mostrado que este ensayo, aunque es sencillo, presenta una buena correlación con el desempeño en términos de durabilidad de las mezclas en campo [8 - 9]. La caracterización de durabilidad de las mezclas con asfalto modificado en este estudio se realizó en tres estados diferentes de envejecimiento y mediante la aplicación de varios ciclos de cántabro (i. e., varios ciclos de trescientas revoluciones).

Es importante destacar que los resultados presentados en este documento hacen parte de un estudio financiado por el Departamento de Transporte del estado de Florida (FDOT). El proyecto se encuentra a cargo del Texas A&M Transportation Institute (TTI) y en él también participa la Universidad de los Andes.

La primera parte de este documento describe los diferentes materiales empleados y sus respectivas propiedades. Posteriormente, se presenta el proceso de fabricación de las mezclas, así como los resultados obtenidos de los ensayos cántabros y su análisis correspondiente. Finalmente, la última sección del documento describe las principales conclusiones y recomendaciones obtenidas con base en los resultados.

## 10.1. Materiales y métodos

Como se mencionó previamente, este estudio empleó dos tipos de asfaltos modificados con polímero SBS (i. e., un asfalto modificado convencionalmente, PMA, y un asfalto altamente modificado o HiMA) y dos tipos de agregados (i. e., caliza y granito). Los asfaltos fueron obtenidos de una planta de Florida (USA) y de una planta de Carolina del Norte (USA), respectivamente. Asimismo, los agregados de caliza fueron obtenidos de la cantera "White Rock Quarries", y los agregados de granito, de la cantera "Anderson Columbia Company", del estado de Florida.

De esta manera, se elaboraron y evaluaron en total cuatro mezclas abiertas diferentes. El porcentaje óptimo de asfalto fue determinado por el FDOT mediante el método de *pie plate* [10]. El porcentaje obtenido para las mezclas con granito y con los dos tipos de asfalto (i. e., PMA y HiMA) fue de 5,9 % de asfalto en peso. Estas mezclas cuentan, además, con 0,3 % de fibras de celulosa y con 1 % de cal hidratada por peso de los agregados para mejorar su resistencia al daño por humedad. Por su parte, el contenido óptimo de asfalto para las dos mezclas fabricadas con caliza y con los dos tipos de asfalto fue 6,5 % y estas mezclas contienen 0,3 % de fibras de celulosa y 0,5 % por peso de asfalto de un promotor de adhesión líquido, respectivamente. Cabe destacar que el empleo de estos promotores de adhesión (i. e., cal y promotor de adhesión en líquido) hace parte de las especificaciones del FDOT para estos materiales. De esta manera, se elaboraron y evaluaron en total cuatro mezclas abiertas diferentes. El porcentaje óptimo de asfalto fue determinado por el FDOT mediante el método de *pie plate* [10]. El porcentaje obtenido para las mezclas con granito y con los dos tipos de asfalto (i. e., PMA y HiMA) fue de 5,9 % de asfalto en peso. Estas mezclas cuentan, además, con 0,3 % de fibras de celulosa y con 1 % de cal hidratada por peso de los agregados para mejorar su resistencia al daño por humedad. Por su parte, el contenido óptimo de asfalto para las dos mezclas fabricadas con caliza y con los dos tipos de asfalto fue 6,5 % y estas mezclas contienen 0,3 % de fibras de celulosa y 0,5 % por peso de asfalto de un promotor de adhesión líquido, respectivamente. Cabe destacar que el empleo de estos promotores de adhesión (i. e., cal y promotor de adhesión en líquido) hace parte de las especificaciones del FDOT para estos materiales. La tabla 10.1 presenta la granulometría y las características generales de todas las mezclas. La granulometría de las



mezclas corresponde a la especificada para mezclas abiertas tipo FC-5 en el estado de la Florida [11].1 presenta la granulometría y las características generales de todas las mezclas. La granulometría de las mezclas corresponde a la especificada para mezclas abiertas tipo FC-5 en el estado de la Florida [11].1 presenta la granulometría y las características generales de todas las mezclas. La granulometría de las mezclas corresponde a la especificada para mezclas abiertas tipo FC-5 en el estado de la Florida [11].

**Tabla 10.1. Diseño de las mezclas abiertas**

	Tamices		Granito	Caliza
	mm	Tamiz n.º	Granulometría	Granulometría
Tamaño tamices	19	¾	100,0 %	100 %
	12,5	1/2	98,0 %	85,5 %
	9,5	3/8	71,0 %	58,2 %
	4,75	4	23,0 %	21,0 %
	2,36	8	9,0 %	8,6 %
	1,18	16	4,0 %	5,7 %
	0,6	30	4,0 %	4,7 %
	0,3	50	3,0 %	3,7 %
	0,15	100	3,0 %	2,2 %
	0,75	200	2,5 %	2,0 %
Contenido óptimo de asfalto			5,9 %	6,50 %
Promotor de adhesión (%)			1,0 por peso de los agregados	0,5 por peso del asfalto
Fibras celulosa			0,3 % por peso de la mezcla	

Fuente: elaboración propia.

### 10.1.1. Propiedades viscoelásticas lineales de los asfaltos

Las propiedades viscoelásticas de los dos tipos de asfalto fueron evaluadas en tres estados de envejecimiento: i) estado original, ii) después de veinte horas en el ensayo Pressurized Aged Vessel (PAV) o PAV20, y iii) después

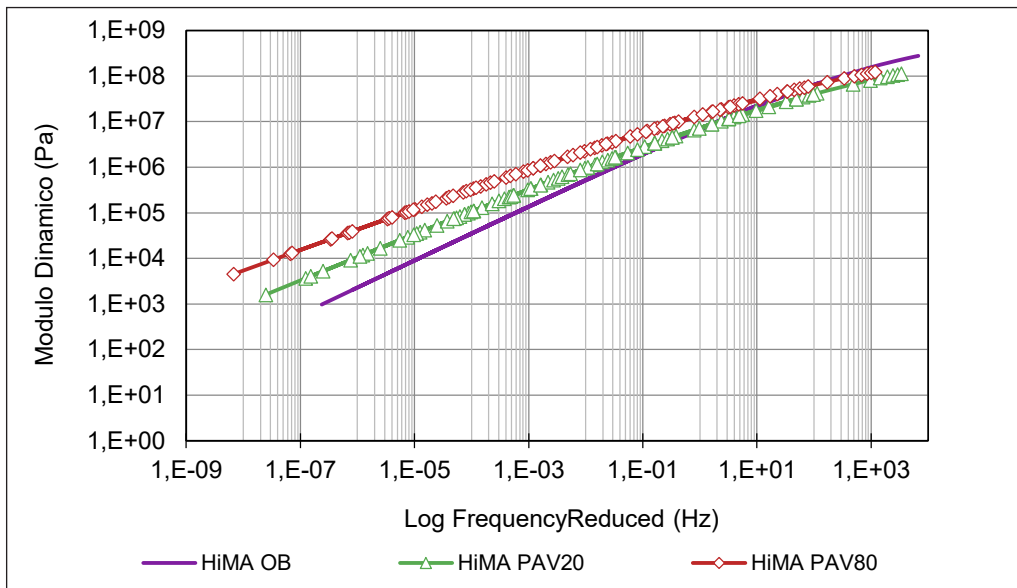
de ochenta horas del ensayo PAV o PAV80. Estas propiedades fueron determinadas mediante barridos de frecuencia y temperatura usando ensayos de torsión a deformación controlada empleando la geometría de platos paralelos en un reómetro Marven Kinexus Pro+ (i. e., 10 °C hasta 70 °C con incrementos de 10 °C, bajo las siguientes frecuencias: 37,5, 30,0, 25,0, 20,0, 15,0, 10,0, 5,0, 1,0, 0,05 y 0,01 rad/s). Las curvas maestras del módulo dinámico ( $|G^*|$ ) fueron construidas a una temperatura de referencia de 20 °C y ajustadas mediante el modelo Christensen Anderson Marastenu (CAM) que se describe en la ecuación 1 [12]. Por otro lado, el modelo Williams-Landel-Ferry (WLF) fue utilizado para ajustar los correspondientes factores de traslación,  $a_T$  (ver ecuación 2).

$$|G^*| = G_g * \left( 1 + \left( \frac{f_c}{f_{red}} \right)^k \right)^{\frac{-m_c}{k}} \quad (1)$$

$$\log a_T = \frac{-C_1(T - T_R)}{C_2 + T - T_R} \quad (2)$$

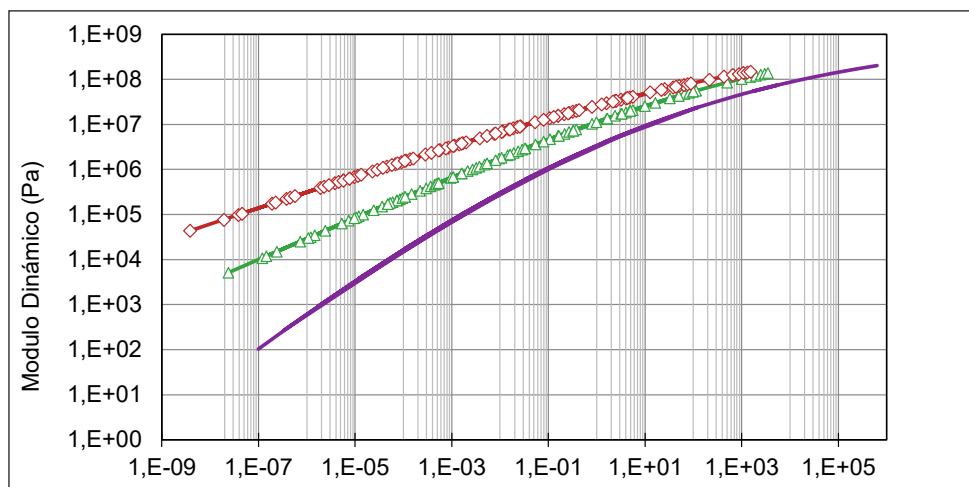
Donde  $G_g$  es el máximo módulo dinámico de cortante o módulo de vidrio (en Pa),  $f_{red}$  es la frecuencia reducida (en Hz), y  $f_c$ ,  $m_c$  y  $k$  son coeficientes de ajuste. Además,  $T_R$  es la temperatura de referencia, que para este caso es de 20 °C;  $T$  es la temperatura del material, y  $C_1$  y  $C_2$  son factores de ajuste de la ecuación WLF.

La figura 10.1 presenta las curvas maestras del módulo de corte dinámico a una temperatura de referencia de 20 °C para el asfalto HiMA en los tres estados diferentes de envejecimiento, y la figura 10.2 presenta las curvas maestras en los mismos estados de envejecimiento para el asfalto PMA. La relación entre las magnitudes de los asfaltos muestra que el asfalto HiMA presenta un módulo mayor que el del PMA en estado original. Por ejemplo, para una frecuencia reducida de 10 Hz y la temperatura de referencia, el asfalto HiMA es 2,4 veces mayor que el del PMA en estado original. Por el contrario, para un estado de envejecimiento PAV80 y la misma condición, la relación es inversa, y el módulo del PMA es 1,6 veces mayor que el del asfalto HiMA.



**Figura 10.1. Curvas maestras de módulo dinámico del asfalto altamente modificado con polímeros (HP o HiMA)**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 10.2. Curvas maestras del módulo dinámico del asfalto modificado con polímeros (PMA)**

Fuente: elaboración propia.

Al comparar los dos asfaltos es posible observar que existe un menor cambio en el módulo dinámico del asfalto HiMA entre los diferentes estados de envejecimiento en comparación con el asfalto PMA. Por ejemplo, el cambio de  $|G^*|$  del estado original al estado PAV 80 es 1,22 veces para el asfalto HiMA, mientras que el cambio entre los mismos estados para el PMA es de 4,93 veces.

Además, se puede observar que la separación entre los diferentes estados de envejecimiento para el mismo asfalto a la misma frecuencia es superior para el PMA que para HiMA. Específicamente, para una frecuencia reducida de 10 Hz, la variación del módulo para el asfalto HiMA entre los diferentes estados es de 55,4 % mientras, que para PMA es de 92 %. Esto significa que las mezclas con HiMA son más resistentes para mantener las propiedades originales a través del tiempo que las mezclas con PMA, lo que sugiere que el aumento en las dosis de polímero puede ser útil para controlar los efectos del envejecimiento en las propiedades viscoelásticas lineales del material.

### 10.1.2. Preparación de las mezclas abiertas

Después de verificar y corregir la granulometría de los agregados recibidos en el laboratorio mediante un análisis de lavado de tamices, se procedió a la fabricación de los especímenes para el ensayo cántabro. Las temperaturas de mezclado y compactación para las mezclas con granito y PMA fueron de 166 y 163 °C, respectivamente, mientras que para las mezclas con PMA y caliza fueron de 160 °C para mezclado y compactación. Por otro lado, con base en la experiencia internacional y en la consulta con expertos, se determinó que las temperaturas de mezclado de las mezclas con HiMA serían de 171 °C y de compactación de 166 °C. Las mezclas se compactaron empleando el compactador giratorio Superpave (SGC) a un contenido objetivo de vacíos de  $20 \pm 1$  %. En todos los casos, después de mezclar el material suelto fue dejado dos horas en el horno a la temperatura de compactación, siguiendo los lineamientos de la norma Ashto R30, con el objetivo de tener en cuenta el envejecimiento al corto plazo del material [13].

Por otra parte, la experiencia de Álvarez *et al.* [14] mostró la necesidad de confinar los especímenes después de ser extraídos del molde de compactación, ya que estos tienden a expandirse. Para controlar dicha expansión, las mezclas compactadas fueron confinadas empleando cilindros de policloruro de vinilo (PVC), tal como se puede observar en la figura 10.3.

Las muestras dentro de los tubos de PVC fueron colocadas delante de un ventilador por, al menos, doce horas para promover su enfriamiento. La cantidad de vacíos en la mezcla fue determinada usando el estándar ASTM D3203, en un período entre doce y cuarenta y ocho horas después de fabricados los especímenes [15].



Figura 10.3. Moldes de PVC y especímenes mezclas abiertas

Fuente: elaboración propia.

### 10.1.3. Ensayo de durabilidad

La durabilidad o resistencia a la degradación de las mezclas fue determinada mediante un ensayo cántabro modificado. El ensayo de Cántabro se encuentra especificado en el estándar Aashto TP-108 [16] y consiste en someter especímenes de mezclas abiertas cilíndricos de 150 mm de diámetro y de al menos 114 mm de altura a trescientas revoluciones en la máquina de los ángeles sin las esferas de acero. Después de concluir el ensayo se compara el porcentaje de material perdido con el peso original de espécimen. Entre mayor sea dicha diferencia (i. e., mayor peso perdido), mayor es la susceptibilidad del material a la degradación por *raveling*, y, consecuentemente, su durabilidad esperada es inferior.

Con el objetivo de comparar la durabilidad de las mezclas a través del tiempo, el ensayo se realizó en especímenes que fueron sometidos previamente a diferentes períodos de envejecimiento: i) original (i. e., A0), ii) aproximada-

mente a los dos años y medio de servicio (i. e., A5), y iii) aproximadamente a los cinco años de servicio (i. e., A10). Los últimos dos estados fueron alcanzados tras someter las mezclas sueltas a un ambiente en horno de 95 °C por cinco días y por diez días, respectivamente [17].

Adicionalmente, las probetas no fueron sometidas únicamente a las trescientas revoluciones determinadas por el estándar del ensayo, sino que estas fueron sometidas a ciclos adicionales. Cada conjunto de trescientas revoluciones se denomina en este trabajo como un ‘ciclo de Cántabro’. En total, y dependiendo de su durabilidad, los especímenes fueron sometidos hasta un total de quince ciclos de cántabro (i. e., 4.500 revoluciones).

## 10.2. Resultados y discusión

La especificación técnica para mezclas abiertas indica que el porcentaje de pérdida de masa del ensayo cántabro no debe ser superior al 20 % en condiciones sin envejecer [16]. Como se puede observar en la figura 10.40-4, la cual presenta los valores promedio de pérdida de masa de tres especímenes por cada tipo de mezcla y en los tres estados de envejecimiento después de aplicar un ciclo cántabro, ninguno de los materiales en estado original superó dicho valor. Adicionalmente, esta figura muestra que las mezclas con PMA presentan mayores valores de pérdida de material que los obtenidos para las mezclas con HiMA, y que estos valores aumentan más rápidamente

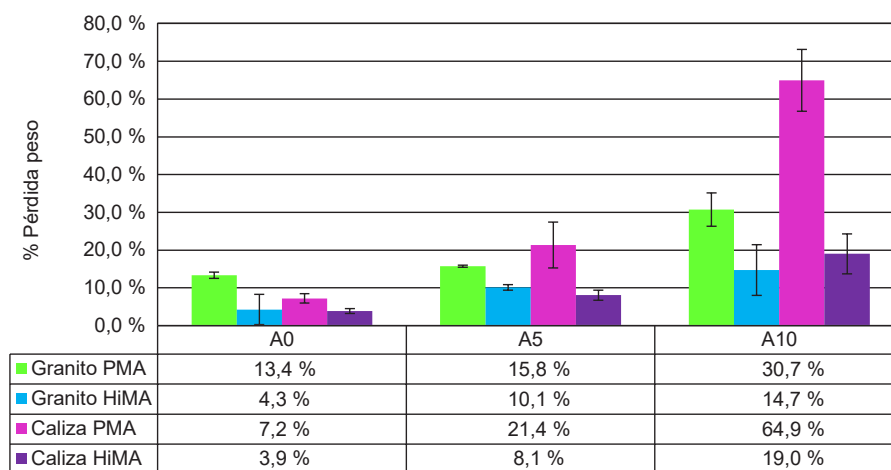


Figura 10.4. Resultados de los ensayos cántabros para las cuatro mezclas abiertas

Fuente: elaboración propia.

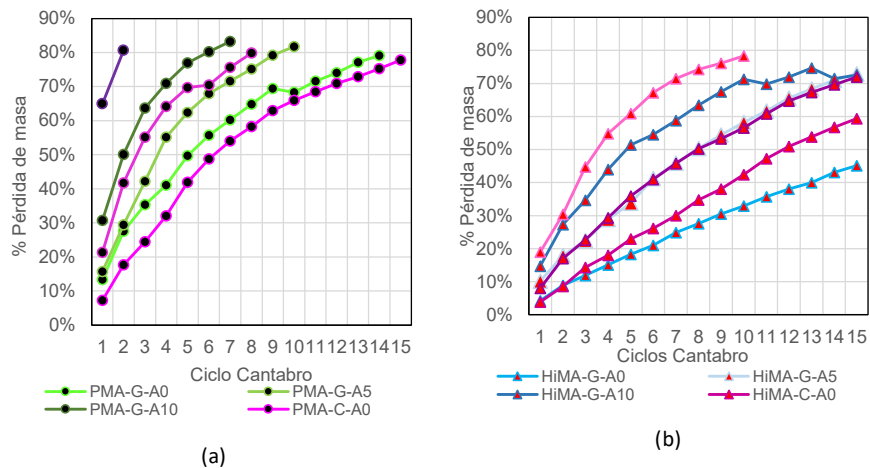
con el envejecimiento en las mezclas con el asfalto modificado convencional. De hecho, las mezclas con PMA y caliza fueron las que tuvieron los mayores aumentos en la pérdida de masa por efecto del envejecimiento, y presentaron un incremento en este parámetro de aproximadamente tres veces entre las diferentes condiciones de envejecimiento (i. e., entre A0 y A5 y entre A5 y A10).

En general, para un mismo estado de envejecimiento, las mezclas con HiMA mostraron ser aproximadamente 30% más durables que las mezclas con PMA. De hecho, las mezclas con HiMA cumplieron con el requerimiento de máxima pérdida de masa en todos los casos, y el incremento de este parámetro entre los diferentes estados de envejecimiento fue inferior al 45%.

También es interesante observar que a medida que el material envejece, la dispersión relacionada con el resultado de pérdida de masa (representada con barras de error en la figura) aumenta. Esto significa que el tiempo de servicio (i. e., envejecimiento) incrementa la incertidumbre en los procesos de deterioro del material. Asimismo, es interesante notar que las mezclas con caliza presentan menor durabilidad en el largo plazo con respecto a las mezclas fabricadas con granito, independientemente del tipo de asfalto. Por ejemplo, los resultados muestran que las mezclas con granito y PMA en estado A10 son dos veces más durables que las mezclas con caliza.

Como se explicó con anterioridad, las mezclas fueron sometidas a un proceso más agresivo de deterioro mediante la aplicación de varios ciclos cántabro. El número total de ciclos cántabro aplicados a un espécimen dependió del cumplimiento de uno de los siguientes criterios: i) el material reportaba  $80 \pm 2\%$  o más de pérdida de material con respecto a la condición original, o ii) el material alcanzaba un total de 4.500 revoluciones (quince ciclos cántabro). La figura 10.5 muestra los resultados para los cuatro tipos de mezclas. La figura de la izquierda representa los resultados para las mezclas fabricadas con PMA, mientras que la figura de la derecha representa los resultados para las mezclas con HiMA.





Nota: 'G' se refiere a granito y 'C' a caliza

**Figura 10.5. (a) Deterioro de las mezclas con asfalto PMA; y (b) deterioro de las mezclas con asfalto HiMA, para varios ciclos del ensayo cántabro.**

Fuente: elaboración propia.

Como se observa en esta figura, la mayoría de mezclas con PMA alcanzaron el criterio de 80 % de pérdida de masa, mientras que las mezclas con HiMA cumplieron el criterio de número máximo de revoluciones aplicadas. Por ejemplo, la mezcla con PMA y caliza en condición de envejecimiento A10 requirió solo dos ciclos cántabro para alcanzar el 80 % de pérdida de material, lo cual indica una baja durabilidad. En general, la pérdida de material en las mezclas con PMA envejecidas (i. e., A5 y A10) fue 24,8 % y 36,2 % veces mayor que en las mezclas con HiMA. Estos resultados confirman la superioridad, en términos de durabilidad, de las mezclas con HiMA. En términos de la influencia de los agregados, se observa nuevamente que las mezclas con granito son más durables que las mezclas con caliza. Por ejemplo, al final del segundo ciclo de cántabro, las mezclas con granito fueron 11 % y 1 % veces más durables que las mezclas con caliza, para los casos en los cuales se empleó PMA y HiMA, respectivamente.

## Conclusiones y recomendaciones

Este trabajo cuantificó las propiedades viscoelásticas lineales de asfaltos modificados con polímeros en dosis convencionales (PMA) y en altas dosis (HiMA), así como la durabilidad de mezclas abiertas fabricadas con dichos ligantes. Para determinar las propiedades viscoelásticas de los asfaltos se realizaron

ensayos de barridos de frecuencia y temperatura mediante el empleo de un reómetro. Para cuantificar la durabilidad de las mezclas se empleó el ensayo cántabro modificado, luego de someter a los especímenes a tres condiciones diferentes de envejecimiento (i. e., original, envejecido a dos años y medio en condiciones de servicio y envejecido a cinco años en condiciones servicio).

Los resultados de reología confirmaron que el asfalto HiMA presenta mayores valores de módulo y una menor susceptibilidad al cambio de sus propiedades viscoelásticas debido al envejecimiento, en comparación con el asfalto PMA.

Por su parte, los resultados de los ensayos realizados en las mezclas, expresados en términos de la pérdida de masa después de la aplicación de diferentes ciclos de cántabro, indican que aquellas con HiMA son más resistentes a la degradación que las fabricadas con PMA. Adicionalmente, se observó que el envejecimiento impacta la durabilidad de estas mezclas, y que dicho impacto es mayor en las mezclas con PMA. Efectivamente, las mezclas con HiMA satisfacen el máximo recomendado de 20% de pérdida de material en un estado de envejecimiento avanzado, mientras que las mezclas con PMA en el mismo estado presentaron pérdidas de más del 80% de su masa inicial. Por otra parte, se observó que, independientemente del tipo asfalto, las mezclas con granito presentan un mejor desempeño que las fabricadas con caliza. Por ejemplo, las mezclas con caliza e HiMA resistieron cinco veces más ciclos que las mezclas con PMA y caliza, cuando las dos se evaluaron en una condición de envejecimiento de aproximadamente cinco años de servicio en campo.

Los resultados demuestran que el empleo de asfaltos altamente modificados tipo HiMA es útil para obtener mezclas abiertas más durables. No obstante, la recomendación sobre su uso requiere realizar análisis de costos de ciclo de vida para determinar si el costo inicial del material compensa el aumento en su vida de servicio. Por otra parte, los resultados de este trabajo también resaltan la importancia de evaluar la durabilidad de mezclas abiertas en diferentes condiciones de envejecimiento, dado que esta cambia a través del tiempo.

## Agradecimientos

Los autores agradecen al Florida Department of Transportation (FDOT) por la financiación que permitió llevar a cabo este estudio mediante el proyecto BE287, denominado *Evaluation of FC-5 with PG 76-22 HP to Reduce Raveling*. Las opiniones, resultados y conclusiones expresadas en esta publicación son de los autores y no necesariamente del Departamento de Transporte de la Florida o las del Departamento de Transporte de los Estados Unidos de América.

## Referencias

- [1] L. A. Cooley Jr. *et al.*, «Construction and maintenance practices for permeable friction courses», Washington D.C., 2009.
- [2] D. C. Gibbs *et al.*, «Quiet Pavement Systems in Europe», Washington D. C., 2005.
- [3] I. J. Huddleston, H. Zhou, y R. G. Hicks, «Performance evaluation of open-graded asphalt concrete mixtures used in Oregon», *Technol. Assoc. Asph. Paving*, vol. 3, pp. 110-118, 1991.
- [4] P. Rungruangvirojn y K. Kanitpong, «Measurement of visibility loss due to splash and spray: Porous, SMA and conventional asphalt pavements», *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 11, pp. 499-510, 2010.
- [5] M. A. Hernandez-Saenz, S. Caro, E. Arámbula-Mercado, y A. Epps Martin, «Mix design, performance and maintenance of Permeable Friction Courses (PFC) in the United States: State of the Art», *Constr. Build. Mater.*, vol. 111, pp. 358-367, 2016.
- [6] M. A. Hernández-Saenz, E. Arámbula-Mercado, y A. Epps Martin, «Evaluation of Functionality in Porous Friction Courses (PFC)», *TRR*, n.º 2633, pp. 25-36, 2017.
- [7] AASHTO, «Standar Method of Test for Determining the Abrasion Loss of Asphalt Mixture Specimens», p. 4, 2014.
- [8] A. E. Álvarez, A. Epps-Martin, C. K. Estakhri, y R. Izzo, «Evaluation of Durability Tools for Porous Friction Courses», en *Proceedings of the Transportation Research Board 87th Annual Meeting*, 2008.
- [9] E. Arámbula-Mercado, R. A. Hill, S. Caro, L. Manrique-Sánchez, E. S. Park, y E. Fernando, «Understanding Mechanisms of Raveling to Extend Open Graded Friction Courses (OGFC) Service Life», College Station, Texas, 2016.
- [10] Florida Department of Transportation, «Florida Method of Test for Determining the Optimum Asphalt Binder Content of an Open-Graded Friction Course Using the Pie Plate Method», *FM 5-588*. Florida, pp. 1-7, 2014.

- [11] Florida Department of Transportation, *Flexible Pavement Design Manual Florida*, 1.<sup>a</sup> ed., n.º 1. Tallahassee, FL: FDOT, 2018.
- [12] M. O. Marasteanu, D. A. Anderson, y D. W. Christensen, «Improved Model for Bitumen Rheological Characterization», en *Eurobitume Workshop Performance Related Properties of Bituminous Binders*, 1999.
- [13] AASHTO, «Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalts». pp. 1-4, 2002.
- [14] A. E. Álvarez, A. Epps-Martin, C. Estakhri, y R. Izzo, «Determination of Volumetric Properties for Permeable Friction Course Mixtures», *J. Test. Eval.*, vol. 37, n.º 1, pp. 1-10, 2009.
- [15] ASTM, «Standard Test Method for Percent Air Voids in Compacted Asphalt Mixtures», pp. 15-17, 2017.
- [16] AASHTO, «Standard Method of Test for Determining the Abrasion Loss of Asphalt Mixture Specimens». p. 4, 2014.
- [17] Y. R. Kim *et al.*, *Long-Term Aging of Asphalt Mixtures for Performance Testing and Prediction*. 2017.

# Análisis de imágenes aplicado a mezclas asfálticas para la caracterización del tamaño y distribución de sus partículas

---

Óscar J. Reyes-Ortiz

Marcela Mejía

Juan Sebastián Useche-Castelblanco

Resumen	260
11.1. Materiales y métodos	261
11.2. Resultados y discusión	267
Conclusiones y recomendaciones	270
Agradecimientos	270
Referencias	271

***Óscar J. Reyes Ortiz***

Doctor en Ingeniería Civil de la Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor del Programa de Ingeniería Civil, líder del grupo de investigación de Geotecnia, Universidad Militar Nueva Granada, Colombia. Correo electrónico: oscar.reyes@unimilitar.edu.co

***Juan Sebastián Useche-Castelblanco***

Estudiante de maestría en Mecatrónica de la Universidad Militar Nueva Granada. Asistente e integrante del grupo de investigación de Geotecnia, Universidad Militar Nueva Granada, Colombia. Correo electrónico: U1801739@unimilitar.edu.co

***Marcela Mejía***

Doctora en Telemática, Universidad Politécnica de Cataluña. Profesora titular del programa de Ingeniería en Telecomunicaciones, Universidad Militar Nueva Granada, Colombia. Correo electrónico: angela.mejia@unimilitar.edu.co

## Resumen

La caracterización individual de los materiales que constituyen una mezcla es parte fundamental en el estudio de sus propiedades mecánicas y dinámicas. En el campo de la geotecnia, especialmente en el área de los pavimentos, diferentes estudios han demostrado que el tamaño y la distribución interna de las partículas que componen una mezcla están relacionados directamente con las cargas y esfuerzos que esta puede soportar. Tradicionalmente los ensayos aplicados en este campo requieren de largos períodos de tiempo y de equipos especializados de alto costo. Nuevas tendencias muestran herramientas digitales desarrolladas con el fin de poder correlacionar los datos que se pueden extraer, por ejemplo, de una imagen, con las características reales del elemento de una forma precisa, clara y eficiente. Este trabajo desarrolla, a partir de una toma de imágenes a muestras asfálticas, un modelo de caracterización del tamaño de las partículas que las componen y su distribución interna. Lo anterior es para poder correlacionarla con los datos obtenidos de los ensayos de laboratorio y, finalmente, el objetivo de desarrollar una herramienta versátil para el análisis y el estudio de estructuras de pavimentos de forma no destructiva. Los resultados muestran que el algoritmo de trabajo fundamentado en operaciones morfológicas, es capaz de segmentar e identificar partículas hasta el tamiz n.º 80, calcular la distribución interna de la muestra y comprobar su relación con algunas propiedades del comportamiento mecánico de la muestra.

**Palabras clave:** procesamiento digital de imágenes; mezclas asfálticas; operaciones morfológicas; segmentación de partículas; distribución del agregado.



## Introducción

Las vías son fundamentales para el desarrollo económico y social de un país, ya que permiten interconectar lugares apartados, lo que permite crear sociedades dinámicas en donde se desarrolle el intercambio de mercancías, la movilidad de personas y la interacción entre regiones [1]. Por este motivo, es esencial el estudio y profundización en esta área en busca del mejoramiento de las carreteras para que sean duraderas, eficientes, sostenibles económica y medioambientalmente [2].

Para el estudio de los pavimentos, tradicionalmente se ejecutan ensayos de laboratorio en donde probetas de mezclas asfálticas son ensayadas utilizando diferentes metodologías para establecer su carga máxima, deformación, ductilidad, módulo, entre otras propiedades mecánicas y dinámicas [3]. El problema que presenta este tipo de ensayos es que en su mayoría son pruebas destructivas que generan un alto costo, toman largos períodos de tiempo y los equipos especializados para realizarlas tienen un valor elevado que no es accesible para muchos centros de investigación, lo que limita su estudio en diversas partes [4].

Las tendencias de las nuevas tecnologías, como el procesamiento digital de imágenes, el modelado computacional y la aplicación de elementos finitos, se han mostrado en la actualidad como herramientas versátiles que pueden ayudar al estudio en esta área de forma económica, rápida y no destructiva [5]. El procesamiento digital de imágenes, por su parte, se ha utilizado en el campo de la medicina, la agricultura y la ingeniería civil para la caracterización de los componentes que contiene algún elemento, esto porque estudios han demostrado que las partículas internas de los objetos tienen una incidencia directa en su comportamiento [6 - 7].

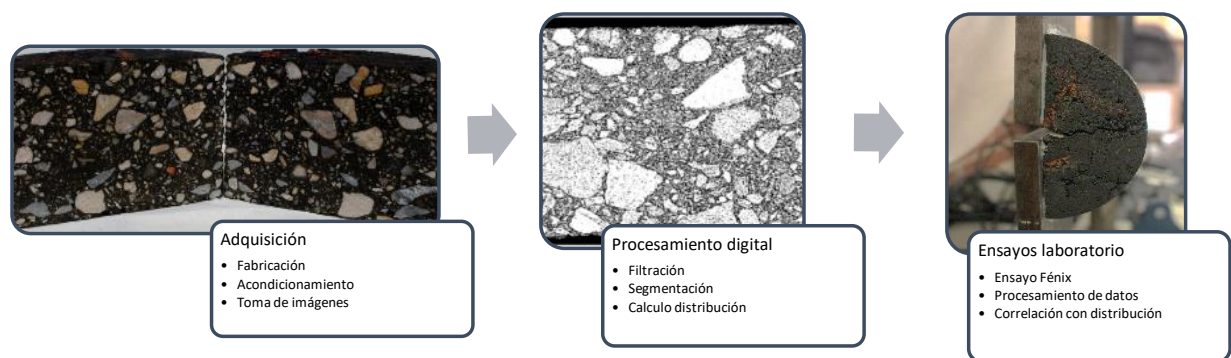
Algunos trabajos desarrollados en el campo de la ingeniería civil tienen que ver con la evaluación y detección de la distribución uniforme del agregado de una muestra asfáltica utilizando rayos x para la toma de imágenes [8]. El método toma en cuenta el agregado grueso y divide las muestras en regiones, no toma las partículas individualmente. Los resultados sugieren que mezclas que arrojen una distribución media mayor a 2,5 mm no deben ser implementadas en la práctica; de igual forma mencionan que es un campo de estudio joven en el cual hay que profundizar. Por otro lado, Wu *et al.* [9] utilizaron la tomografía computarizada para reconstruir tridimensionalmente agregado de

9,5 a 19 mm de lado. Con la reconstrucción buscan caracterizar las partículas y darles propiedades por medio de su forma, color y dimensión. Dentro de las conclusiones se deja el método y la posibilidad de continuar el estudio no solo realizando procedimientos descriptivos, sino también realizando ensayos para corroborarlos. En el trabajo de Bonifazi *et al.*, [10] se utiliza el procesamiento digital de imágenes para el análisis del agregado en concreto reciclado para determinar la cantidad de mortero adherido a las piedras de mayor tamaño. Como resultado se entrega una herramienta de bajo costo, no destructiva y rápida para el análisis del agregado que demostró en las pruebas una gran eficiencia para la detección de las áreas afectadas.

En este trabajo se presenta un modelo para la caracterización del agregado de una mezcla asfáltica utilizando el procesamiento digital de imágenes. Se segmentan las partículas de diferentes tipos de mezclas por tamices como se realiza en el laboratorio utilizando una foto. Adicionalmente, se hace un cálculo de la homogeneidad en la distribución del agregado segmentado. Lo anterior permite comparar los resultados con datos obtenidos por el ensayo de Fénix sobre las mismas muestras. El objetivo principal es desarrollar un modelo funcional para la reconstrucción granulométrica de una muestra asfáltica; adicionalmente, con la segmentación del material se calcula un valor de distribución del agregado y se compara con la carga máxima obtenida en el ensayo para revisar si existe alguna tendencia o correlación.

### 11.1. Materiales y métodos

El modelo de trabajo se presenta en la figura 11.1. Este consta de tres partes: la primera de fabricación, acondicionamiento y adquisición de fotos de las muestras; la segunda, el procesamiento digital para la segmentación y el cálculo de la homogeneidad en la distribución del agregado y, por último, se ejecuta el ensayo de laboratorio Fénix desarrollado por Gonzalo Valdés en [11]; todo esto para poder realizar la integración de resultados.



**Figura 11.1. Modelo de trabajo**

Fuente: elaboración propia.

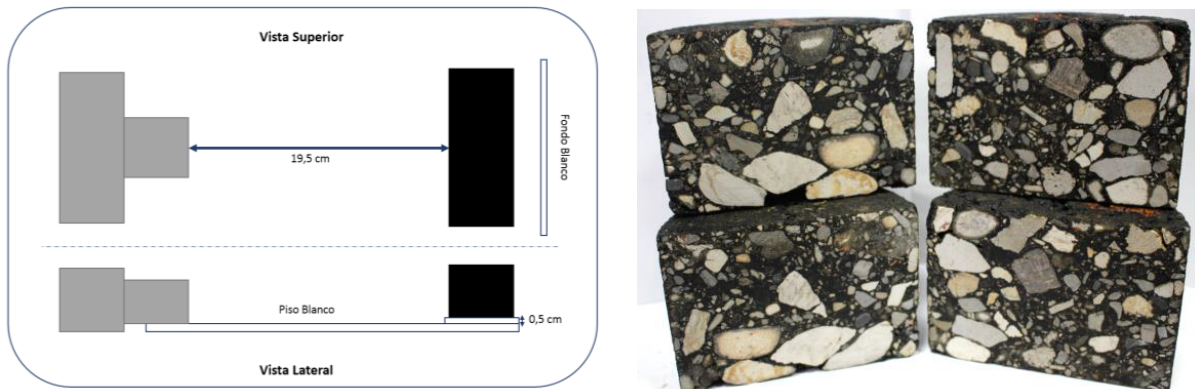
Se inicia con la fabricación de las muestras asfálticas por medio del compactador giratorio como se muestra en la figura 11.2. Se realizan tres tipos de mezclas diferentes: la primera es un pavimento reciclado RAP; la segunda es una MDC 19 convencional y la tercera es una de asfaltita.



**Figura 11.2. Fabricación de muestras**

Fuente: elaboración propia.

Luego de la fabricación de las muestras, estas se dividen por la mitad con una cortadora industrial y se inicia un proceso de limpieza y secado, para posteriormente adquirir las imágenes de las muestras con una cámara convencional de dieciocho megapíxeles. El set de trabajo y las probetas a las cuales se les realiza el proceso de adquisición se observan en la figura 11.3.



**Figura 11.3. Set y muestras para la toma de imágenes**

Fuente: elaboración propia.

La imagen adquirida es RGB, es decir, una foto con tres niveles de color (rojo, verde y azul); por eso lo primero que se hace digitalmente es un realce del color negro de la imagen (asfalto) y luego una binarización por medio de las técnicas implementadas [12]; en otras palabras, convertir la imagen en blanco y negro. Esto se observa en la figura 11.4.

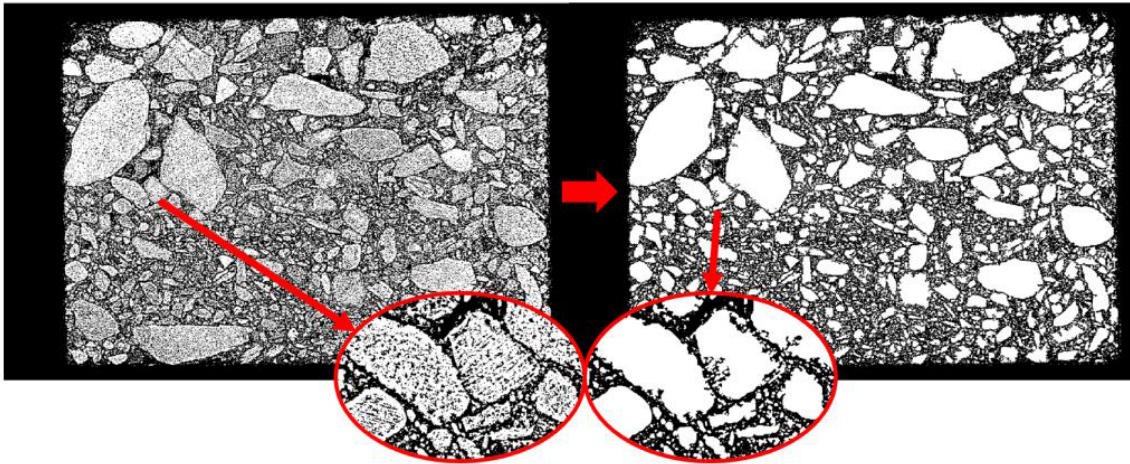


**Figura 11.4. Binarización de la imagen**

Fuente: elaboración propia.

Antes de aplicar la separación del agregado por diferentes tamaños, a la imagen en blanco y negro se le aplican funciones morfológicas que permiten eliminar bordes de contacto entre partículas que, por falta de resolución, por ruido digital al momento de la captura o por el proceso de binarización, quedaron unidas siendo elementos diferentes [13]. La aplicación de estas funciones se puede observar en la figura 11.5.





**Figura 11.5. Aplicación de operaciones morfológicas**

Fuente: elaboración propia.

Por medio de la ecuación 1 de correlación utilizada por Óscar Reyes Ortiz *et al.*, [14] se verifica que la modificación de la imagen por las diferentes operaciones morfológicas en cada capa no sea superior al 5 % en comparación con la original. En el caso de que se supere este porcentaje se deben reducir los valores de la morfología; si es inferior a ese valor se puede proceder a realizar la separación.

$$R = \frac{\sum_x \sum_y (F_{xy} - \bar{F})(Ft_{xy} - \bar{Ft})}{\sqrt{\sum_x \sum_y (F_{xy} - \bar{F})^2 (Ft_{xy} - \bar{Ft})^2}} \quad (1)$$

Donde  $F_{xy}$  y  $Ft_{xy}$  son las imágenes a comparar,  $\bar{F}$  y  $\bar{Ft}$  son los promedios de los elementos de cada una,  $x$  y  $y$  las dimensiones verticales y horizontales de la foto en pixeles.

Para la separación de las partículas es necesario realizar un cálculo dimensional por el que se obtenga un valor que relacione las dimensiones reales de la muestra (mm) con su imagen (pixeles). Para esto se toma una serie de medidas tanto físicas como digitales y se promedian para obtener un factor de correlación  $K$  dado en pixeles/mm.

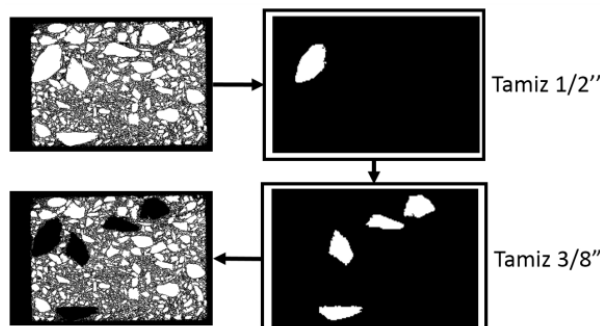
La segmentación del agregado se realiza de igual forma que en el laboratorio, es decir, por medio de tamices con una longitud de paso definida que digitalmente representa una filtración de área que supone una forma cuadrada de paso. Para el trabajo se establecen los tamices de la tabla 11.1; de igual forma, el área de filtrado se calcula con la ecuación 2, donde  $P$  es el paso en milímetros de las diferentes capas y  $K$  el factor de correlación.

**Tabla 11.1. Tamices de trabajo**

	Longitud de paso P (mm)	
Tamiz 1"	25,00	
Tamiz 3 / 4"	19,00	
Tamiz 1 / 2"	12,50	
Tamiz 3 / 8"	9,50	$\text{Área de paso}_i = (PK)^2$ (2)
Tamiz n.º 4	4,750	
Tamiz n.º 10	2,00	
Tamiz n.º 40	0,425	
Tamiz n.º 80	0,180	
Tamiz n.º 200	0,075	

Fuente: elaboración propia.

Al aplicar el filtrado de área se empiezan a generar nuevas imágenes con el material retenido por tamiz, como se muestra en la figura 11.6. El material que no pasa se resta de la imagen y esta es la entrada de la siguiente capa de filtración.



**Figura 11.6. Tamizaje digital**

Fuente: elaboración propia.

De esta forma se extrae el material para la determinación de la distribución del agregado. El primer paso es determinar el centro de la muestra que se tomará como el punto de referencia; de igual forma, el área total de las partículas detectadas. Luego se analiza cada imagen de los diferentes tamices; en estos se extrae la ubicación  $(x_i, y_i)$  de cada piedra con respecto al centro en un plano cartesiano y el área  $A_i$  que ocupa en pixeles. Se aplica el vector resultante para cada tamiz y se utiliza la definición de centro de masa en donde cada partícula tiene un peso de acuerdo con su ubicación en el plano y su dimensión; su cálculo se muestra en la ecuación 3 [15].

$$X_{Ti} = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} \quad Y_{Ti} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} \quad (3)$$

Al vector resultante de cada uno de los tamices se le calculan la norma y el ángulo. La distribución final para cada muestra se calcula de igual forma aplicando el centro de masa para los vectores finales de cada tamiz con su propia norma, ángulo y área promedio.

Luego se practican los ensayos de laboratorio para las diferentes probetas; en este caso los resultados se contrastaran con los datos obtenidos por medio del ensayo Fénix. El ensayo Fénix (ver figura 11.7) es un procedimiento que permite evaluar la resistencia a la fisuración de las mezclas asfálticas a través de diferentes factores (energía disipada, carga máxima y desplazamiento).[16].

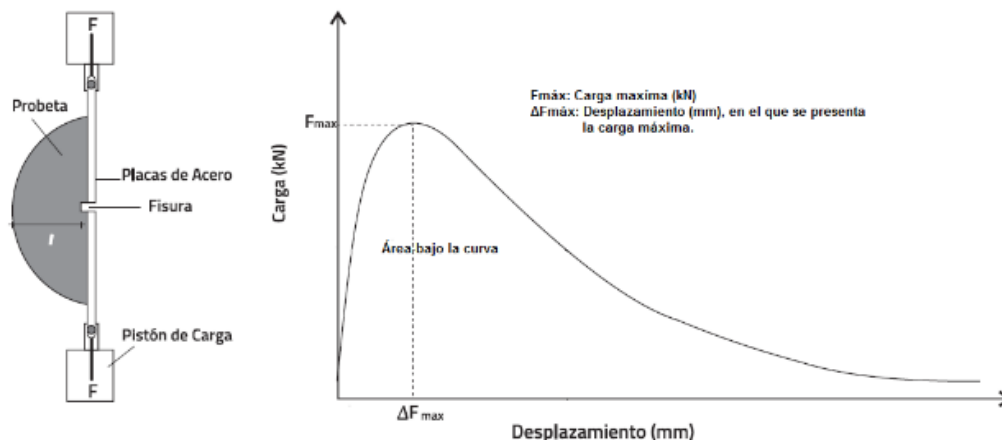


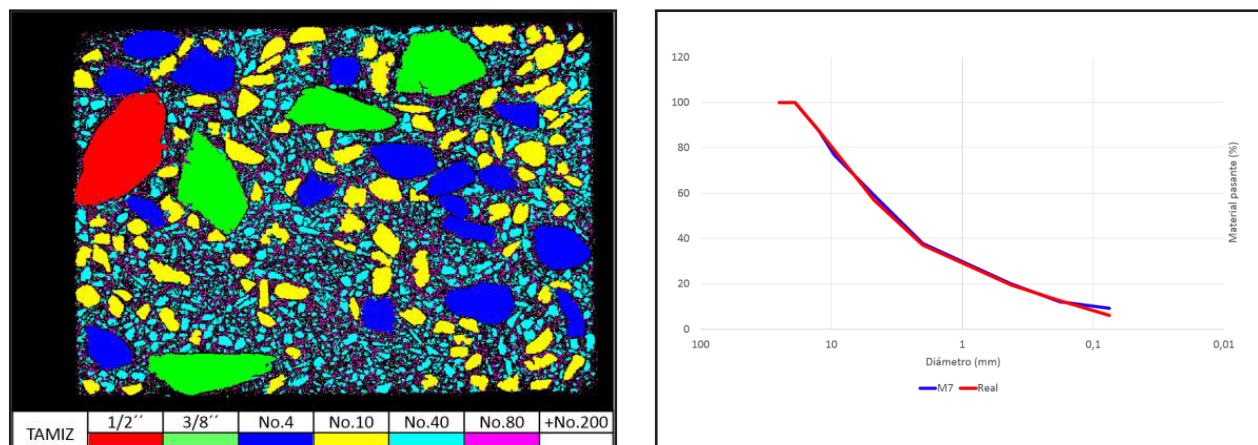
Figura 11.7. Ensayo Fénix

Fuente: [11]



## 11.2. Resultados y discusión

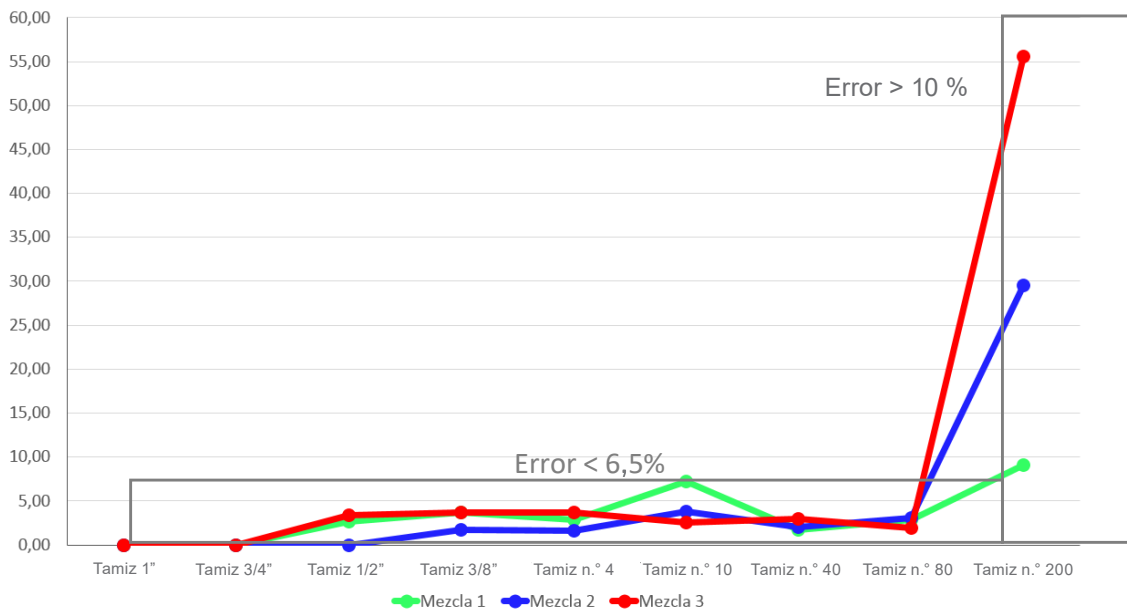
En la figura 11.8 se observa la unión de las imágenes de las partículas segmentadas por tamices. Con el material retenido en cada imagen se calcula una granulometría digital; esta se usa para realizar un proceso de verificación en donde se compara con su curva granulométrica de laboratorio. De esta forma se puede establecer que el método de adquisición funciona y detecta realmente el agregado de las muestras.



**Figura 11.8. Segmentación del agregado**

Fuente: elaboración propia.

El procedimiento anterior se realiza con un total de 30 muestras de tres diferentes tipos de mezclas: la primera, de RAP; la segunda, una convencional MDC-19, y por último una de asfaltita. Dentro de las mediciones de error en la comparación de la granulometría se obtiene la gráfica de error de la figura 11.9, donde se muestra que el método en general maneja un error inferior al 5% en la reconstrucción granulométrica, excluyendo el tamiz n.º 200.

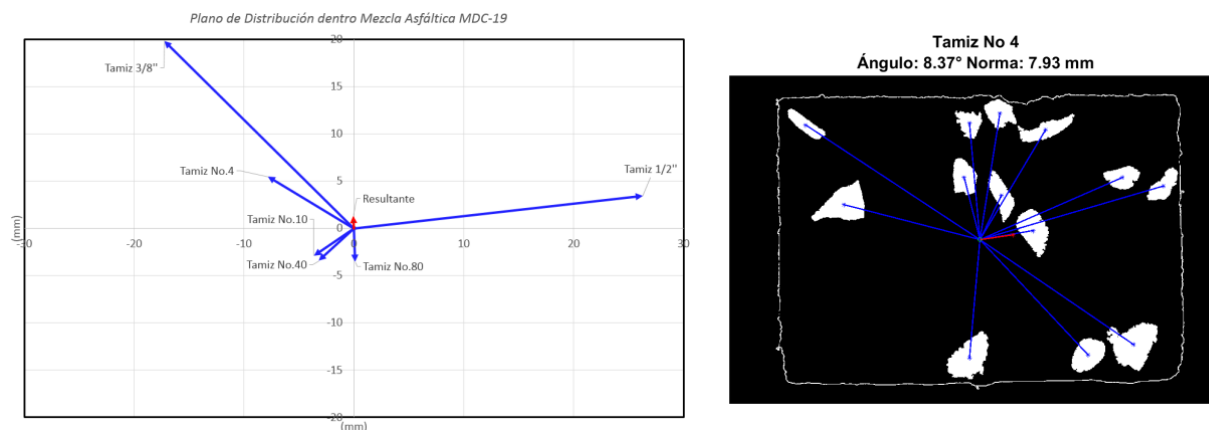


**Figura 11.9. Error en la determinación de granulometría.**

Fuente: elaboración propia.

El error inferior al 6,5 % se toma como un error permisible si se tiene en cuenta que el método de recuperación del agregado para la reconstrucción de la curva granulométrica, por medio de la extracción de asfalto con centrífuga maneja un margen del 4 al 6 % [17]. De esta forma se asume que está dentro del rango si se tiene en cuenta que una fotografía solo captura una cara de la muestra y no la totalidad de su masa.

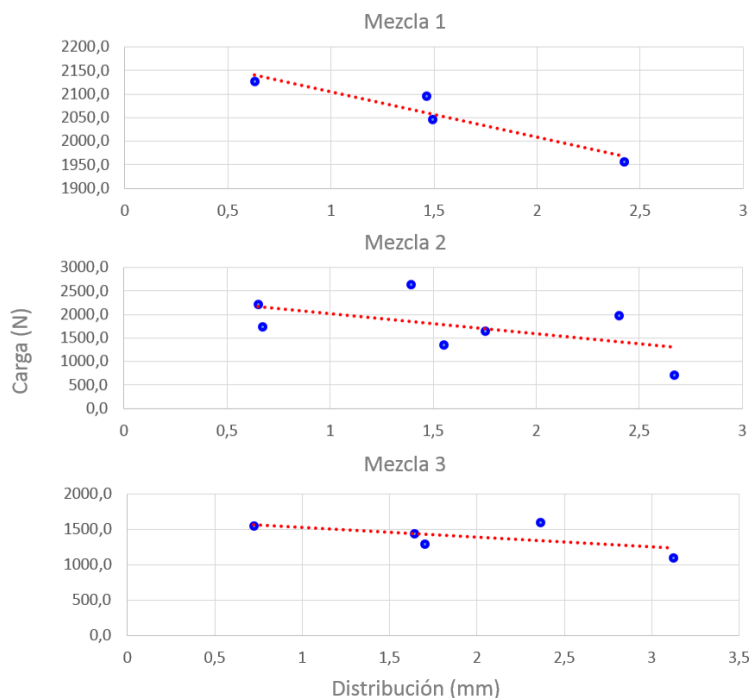
Con cada muestra segmentada se realiza el cálculo de la distribución. En la figura 11.10 se observa la distribución de una probeta de mezcla convencional. Cada vector azul viene multiplicado por el área promedio de las partículas de su tamiz. Con estos valores se obtiene la resultante roja por medio de la operación vectorial de centros de masa. En este caso el espécimen tiene una distribución hacia arriba del agregado de 1,39 mm.



**Figura 11.10. Distribución de partículas - ejemplo distribución tamiz n.º 4**

Fuente: elaboración propia.

La figura 11.11 muestra la carga máxima para cada probeta versus la distribución calculada por el método de trabajo. De esta forma se puede apreciar que realmente sí existe una tendencia con la cual se puede afirmar que existe una relación inversa entre esas dos variables. Una misma mezcla dentro de la práctica puede arrojar una distribución interna diferente de las probetas, así se mantenga el mismo método de mezclado y compactación. En otras palabras, la homogeneidad del agregado sí influye directamente dentro del comportamiento mecánico y dinámico del material.



**Figura 11.11. Carga ensayo Fénix vs distribución**

Fuente: elaboración propia.

## **Conclusiones y recomendaciones**

Por medio de la metodología desarrollada y con los resultados obtenidos de implementar el procesamiento digital de imágenes en correlación con los datos de los ensayos experimentales sobre las muestras asfálticas de RAP, convencional y asfaltita, se puede concluir:

- La aplicación de herramientas digitales para este estudio demostró ser de gran utilidad para el análisis interno de la estructura de las mezclas asfálticas. En este trabajo se logra desarrollar una herramienta para la caracterización y verificación de la granulometría de las muestras. A partir de la caracterización del agregado se logra calcular su homogeneidad en la distribución y se relaciona con la propiedad de carga máxima obtenida por medio de la ejecución del ensayo Fénix. Se puede concluir que existe una relación inversa: entre mayor es el sesgo del agregado, menor es la resistencia que la mezcla soporta. Se recomienda seguir con el estudio en busca de establecer una relación matemática entre diferentes propiedades de la mezcla y el cálculo de la homogeneidad del agregado por medio de la implementación de diferentes ensayos que aporten más datos para el análisis.
- Se obtuvo una limitación en la detección del agregado en donde el error en la reconstrucción granulométrica incrementa por encima del 10 % para el tamiz n.º 200. Esto se debe a que las partículas son tan pequeñas que no alcanzan a ser detectadas por la cámara, los procesos de morfología las eliminaron o simplemente no fueron divididas y quedaron cubiertas de asfalto. Por eso se deja como trabajo futuro la implementación de técnicas de adquisición y procesamiento que mejoren el nivel de detalle y permitan reducir los márgenes de error.
- El procesamiento digital de imágenes es una de las herramientas más utilizadas en los campos de la ingeniería. Este busca extraer o mejorar el mayor número de elementos de la imagen lo que es útil para detección de patrones, y permite realizar procesos de selección y clasificación de objetos. Con su implementación se logra realizar una técnica no destructiva para el estudio de las mezclas asfálticas de forma rápida, eficiente y a bajo costo.

## **Agradecimientos**

Los autores agradecen a la Vicerrectoría de investigaciones de la Universidad Militar Nueva Granada, en especial por el financiamiento del proyecto de investigación de alto Impacto IMP-ING-2132.

## Referencias

- [1] Y. Zhang and J. P. Mohsen, "A Project-Based Sustainability Rating Tool for Pavement Maintenance", *Engineering*, 2018.
- [2] A. Jamshidi, K. Kurumisawa, T. Nawa, M. Jize, and G. White, "Performance of pavements incorporating industrial byproducts : A state-of-the-art study," *J. Clean. Prod. J.*, vol. 164, 2017.
- [3] L. Gao, H. Li, J. Xie, Z. Yu, and S. Charmot, "Evaluation of pavement performance for reclaimed asphalt materials in different layers", *Constr. Build. Mater.*, vol. 159, pp. 561-566, 2018.
- [4] A. P. Singh, A. Sharma, R. Mishra, M. Wagle, and A. K. Sarkar, "Pavement condition assessment using soft computing techniques", *Int. J. Pavement Res. Technol.*, 2018.
- [5] B. Mataei, F. Moghadas, M. Zahedi, and H. Zakeri, "Evaluation of pavement surface drainage using an automated image acquisition and processing system", *Autom. Constr.*, vol. 86, n.º November 2016, pp. 240-255, 2018.
- [6] T. Le, D. Miclet, P. Heritier, E. Piron, A. Chateauneuf, and M. Berducat, "Morphology characterization of irregular particles using image analysis . Application to solid inorganic fertilizers", *Comput. Electron. Agric.*, vol. 147, n.º October 2016, pp. 146-157, 2018.
- [7] O. J. Reyes-Ortiz, M. Mejía, and J. S. Useche-Castelblanco, "Evaluación del comportamiento mecánico y dinámico de mezclas asfálticas utilizando el procesamiento digital de imágenes", in *XIX Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto*, 2017.
- [8] K. Zhang, Z. Zhang, Y. Luo, and S. Huang, "Accurate detection and evaluation method for aggregate distribution uniformity of asphalt pavement", *Constr. Build. Mater.*, vol. 152, pp. 715-730, 2017.
- [9] J. Wu, L. Wang, Y. Hou, H. Xiong, Y. Lu, and L. Zhang, "A digital image analysis of gravel aggregate using CT scanning technique", *Int. J. Pavement Res. Technol.*, vol. 11, pp. 160-167, 2018.
- [10] G. Bonifazi, R. Palmieri, and S. Serranti, "Evaluation of attached mortar on recycled concrete aggregates by hyperspectral imaging", *Constr. Build. Mater.*, vol. 169, pp. 835-842, 2018.
- [11] G. A. Valdés Vidal, "Evaluación del proceso de fisuración en las mezclas bituminosas mediante el desarrollo de un nuevo ensayo experimental: ensayo Fénix", Universitat Politècnica de Catalunya, 2012.

- [12] T. Y. Goh, S. N. Basah, H. Yazid, M. Juhairi, and A. Safar, "Performance analysis of image thresholding : Otsu technique", *Measurement*, vol. 114, n.º March 2017, pp. 298-307, 2018.
- [13] P. Parida and N. Bhoi, "2-D Gabor filter based transition region extraction and morphological operation for image segmentation R", *Comput. Electr. Eng.*, vol. 62, pp. 119-134, 2017.
- [14] O. J. Reyes-Ortiz, M. Mejía, and J. S. Useche-Castelblanco, "Procesamiento digital de imágenes para el cálculo de la homogeneidad de una muestra asfáltica", in *Congreso Internacional Multimedia 2017*, 2017.
- [15] J. T. Starczewski, "Centroid of triangular and Gaussian type-2 fuzzy sets", *Inf. Sci. (Ny)*., vol. 280, pp. 289-306, 2014.
- [16] R. Miró, A. H. Martínez, F. Pérez-Jiménez, and R. Botella, "Analysis of cracking resistance of bituminous mixtures using Fenix test", *Constr. Build. Mater.*, vol. 59, pp. 32-38, 2014.
- [17] INVIAS, "Especificaciones de construcción de carreteras y normas de ensayos para materiales de carreteras", Editor. Inst. Nac. Vías - Minist. Transp., p. 2013.

# Influencia de la heterogeneidad en las propiedades de fractura de mezclas asfálticas

---

Laura M. Espinosa  
Jaime Wills  
Andrea Rodríguez  
Silvia Caro  
Andrew Braham

Resumen	275
Introducción	276
12.1. Materiales y métodos	278
12.1.1. Diseño mezclas asfálticas	278
12.1.2. Fabricación y geometría del espécimen	278
12.1.3. Montaje del ensayo SCB	279
12.1.4. Medición del área de la zona de fractura	280
12.2. Resultados y análisis	281
Conclusiones y recomendaciones	285
Agradecimientos	285
Referencias	286



***Laura M. Espinosa***

Estudiante de la maestría en Infraestructura Vial de la Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: m.espinosa378@uniandes.edu.co

***Jaime Wills Sanín***

Magíster en Infraestructura Civil, Universidad de los Andes. Instructor de Ingeniería Civil, Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: j.wills@uniandes.edu.co

***Andrea Rodríguez Mier***

Ingeniera Mecánica con estudios en Ingeniería Civil, Universidad de Los Andes. Analista de seguimiento de eficiencia energética en Green Yellow, Colombia. Correo electrónico: a.rodriguez1823@uniandes.edu.co

***Silvia Caro***

Doctora en Ingeniería Civil, Texas A&M University. Profesora asociada y vicedecana académica de la Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: scaro@uniandes.edu.co

***Andrew Braham***

Posdoctor en Ingeniería Civil, Southeast University de China. Profesor asistente, Universidad de Arkansas, Estados Unidos. Correo electrónico: afbraham@uark.edu

## Resumen

La fractura es uno de los principales mecanismos de falla en los materiales asfálticos empleados en pavimentos. Dicha fractura resulta de diferentes procesos que son típicos de las condiciones de servicio de estas estructuras, tales como la fatiga o la presencia de gradientes térmicos. La correcta identificación y caracterización de las propiedades de fractura en las mezclas asfálticas es fundamental para obtener estructuras de pavimento, funcionales y durables. El objetivo de este trabajo es evaluar el impacto de la heterogeneidad inducida por la granulometría de una mezcla asfáltica sobre sus propiedades de fractura. Para ello se realizaron ensayos de flexión semicircular (SCB, por sus siglas en inglés) empleando cuarenta y cuatro especímenes de mezclas asfálticas en caliente con los mismos materiales, pero con dos tipos diferentes de granulometría. Posterior a la falla, se empleó una tecnología de escaneo tridimensional (3D) para cuantificar y capturar con precisión el área superficial de la zona de fractura en los especímenes ensayados. Los resultados demuestran que la heterogeneidad de la mezcla induce cambios importantes en la morfología de la zona de falla, e impacta la magnitud de las propiedades de fractura de este material.

**Palabras clave:** asfalto; heterogeneidad; morfología; área de zona de fractura; energía de fractura.

## Introducción

Los pavimentos flexibles son estructuras multicapa conformadas por una o más capas de mezcla asfáltica en caliente (MDC), la cual, a su vez, está compuesta por la mezcla de ligante asfáltico y material granular. Teniendo en cuenta que la estructura de pavimento está continuamente sometida a cargas cíclicas y a la variación de las condiciones medioambientales, es necesario caracterizar apropiadamente los materiales que la componen para asegurar su funcionalidad y durabilidad a lo largo de su vida útil.

La MDC es un material compuesto que presenta un comportamiento mecánico complejo debido principalmente a la naturaleza viscoelástica del ligante asfáltico y a la heterogeneidad inducida por diferentes factores de la mezcla [1]. En particular, la resistencia a la fractura de una MDC tiene una relación directa con su microestructura, y su caracterización debe considerar la influencia de diferentes fuentes de heterogeneidad tales como la composición volumétrica de la mezcla [2 - 3], su granulometría [4 - 5] o la de su mortero asfáltico [6] y la inclusión de materiales asfálticos reciclados [7 - 8], entre otros. La caracterización de las propiedades de fractura de estas mezclas se realiza a través de diferentes ensayos que han sido desarrollados o adaptados de otros campos. Entre estos se encuentran el ensayo de flexión semi-circular (SCB por sus siglas en inglés) [9], el ensayo de tensión indirecta (TI) [10] y el ensayo de tensión de disco compacto (DCT por sus siglas en inglés) [11], entre varios otros [12 - 13].

El ensayo SCB ha ganado especial popularidad debido a su adaptabilidad, replicabilidad y confiabilidad [3, 14 - 16]. Este ensayo se encuentra especificado por la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales (Aashto, por sus siglas en inglés) mediante la norma Aashto TP105-13, y consiste en la aplicación de carga en el centro del arco de un espécimen semicircular que se encuentra simplemente apoyado sobre dos puntos y que tiene una ranura en el centro de su base plana. La carga aplicada induce flexión en la base plana del espécimen, con lo que se genera el inicio y propagación de una grieta desde el borde de la ranura. El resultado de este ensayo es una curva de carga contra desplazamiento vertical, la cual permite cuantificar diferentes parámetros de fractura del material, como la carga máxima a la falla ( $P_{max}$ ), la rigidez ( $K_{IC}$ ) –calculada como la relación entre la carga máxima y el desplazamiento alcanzado a la misma carga– el trabajo de fractura del material ( $W_f$ ) –calculado

como el área bajo la curva de carga-desplazamiento– y, finalmente, la energía de fractura ( $G_f$ ), la cual se obtiene de la división entre el trabajo de fractura ( $W_f$ ) y el área de la zona de fractura [9].

Para el cálculo de  $G_f$ , la norma especifica que el área de la zona de fractura corresponde al producto de la longitud de la superficie fracturada y el espesor del espécimen (i. e., área plana), sin considerar que la superficie real resultante del proceso de fractura depende directamente de las características de la MDC [3 - 4, 9, 11, 16 - 17]. Esto significa que la norma que regula este ensayo no considera las variaciones inducidas por la heterogeneidad de la MDC en la morfología de la cara fracturada, lo cual puede impactar la magnitud y variabilidad de esta importante propiedad. En la literatura se identificó un único trabajo en este tema, el cual fue realizado por Stewart *et al.*, en el 2017 [18]. En este trabajo los autores cuantificaron el área de la zona de fractura mediante el cálculo tridimensional (3D) de las superficies de la zona de fractura de especímenes de ensayo tipo SCB y DCT. Los resultados mostraron que el área real de la fractura puede llegar a ser aproximadamente hasta 50 % superior al área plana simplificada que sugiere el estándar.

A pesar de que este trabajo presenta información inicial sobre el impacto que tiene la variación del área de la zona fracturada en las propiedades de la mezcla, es necesario realizar estudios más profundos sobre la influencia de factores determinantes de la heterogeneidad de las mezclas en la fractura del material, tales como su granulometría y tamaño máximo nominal (TMN). Por lo tanto, el principal objetivo de esta investigación es evaluar el rol de la granulometría de una mezcla sobre sus propiedades de fractura, tomando como parámetro principal el TMN. Para esto se diseñaron dos mezclas tipo MDC con diferentes granulometrías y tamaños máximos nominales (TMN) y se fabricó un total de cuarenta y cuatro especímenes de SCB (i. e., veintidós por cada mezcla). Estos especímenes fueron sometidos al ensayo de flexión semicircular y posteriormente escaneados con el fin de cuantificar el área actual de la superficie de fractura y su correspondiente trabajo de fractura.

## 12.1. Materiales y métodos

### 12.1.1. Diseño mezclas asfálticas

Se diseñaron dos mezclas asfálticas tipo MDC mediante la metodología Superpave, para una carga menor a diez millones de ejes equivalentes de 8,2 t y una temperatura menor a 39 °C. Las dos mezclas están compuestas por un ligante asfáltico colombiano de la refinería de Barrancabermeja de penetración 60 - 70 (1/10 mm) y material pétreo procedente de una cantera de cercanías de la ciudad de Bogotá. La granulometría de cada mezcla se definió a partir de las especificaciones del Instituto Nacional de Vías (Invias), teniendo en cuenta como característica principal la elección de diferentes TMN, en este caso 4,75 para la mezcla 1 y 9,5 para la mezcla 2 (figura 12.1). El porcentaje de asfalto óptimo obtenido fue de 5,7% para la primera mezcla y 5,3% para la segunda mezcla.

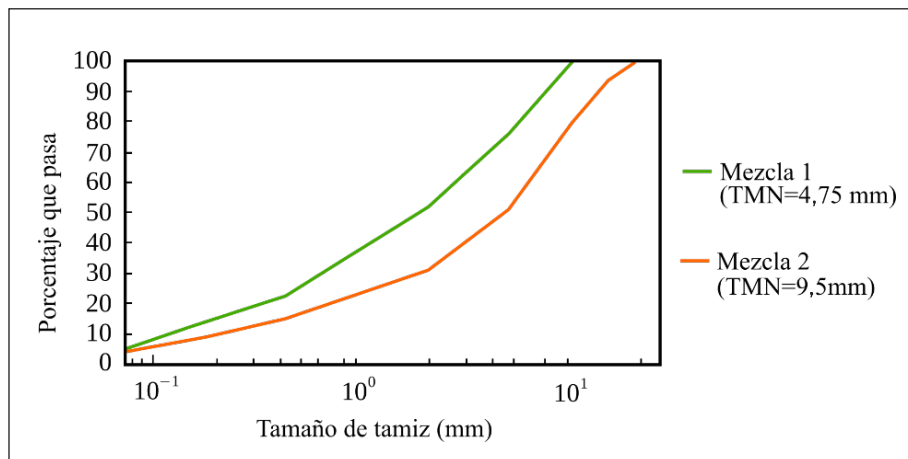


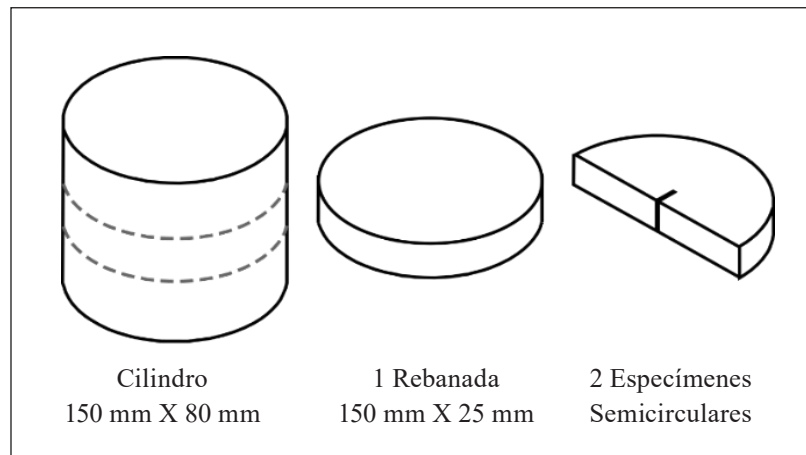
Figura 12.1. Granulometría de mezclas

Fuente: elaboración propia.

### 12.1.2. Fabricación y geometría del espécimen

La geometría del espécimen usado en el ensayo SCB sigue las especificaciones de la norma Aashto TP105-13. Como se puede observar en la figura 12.2, el espécimen es un disco semicircular resultante del corte de 25 mm de espesor en dos segmentos. El espécimen se obtiene de la sección central de la probeta cilíndrica, la cual tiene un diámetro de 150 mm, una altura de 80 mm y, en este estudio, un porcentaje de vacíos de 6%. Además, se realiza una ranura o

muesca en la zona central del espécimen de 2 mm de ancho y 15 mm de altura, con el objetivo de propiciar la propagación de la fractura a partir de la misma.



**Figura 12.2. Fabricación de los especímenes de ensayo SCB**

Fuente: elaboración propia.

### 12.1.3. Montaje del ensayo SCB

El ensayo SCB consiste en cargar un espécimen en tres puntos de contacto, dos de los cuales inducen flexión en su base y uno tercero en el centro del arco, transmitiendo una carga axial lineal, como se puede evidenciar en la figura 12.3. Este procedimiento se realiza a temperatura ambiente, y se aplica una deformación controlada a una tasa de carga constante de 0,05 mm/min. De este modo, la metodología del ensayo consiste en ubicar un espécimen de manera simétrica sobre dos rodillos con mínima fricción, con un espaciamiento de 120 mm entre ellos, que garantice que el punto de transferencia de carga sea exactamente el centro del semicírculo y asegure así un modo de falla por flexión pura (modo I). Como resultado, durante el ensayo se obtienen valores de desplazamiento vertical, medidos con un transductor de desplazamiento lineal (LVDT por sus siglas en inglés) en el punto señalado en la figura 12.3, así como los valores de carga aplicada. Con esta información se traza la curva de carga-desplazamiento, ejemplificada en la figura 12.4, a partir de la cual se obtienen los diferentes parámetros de fractura del material.

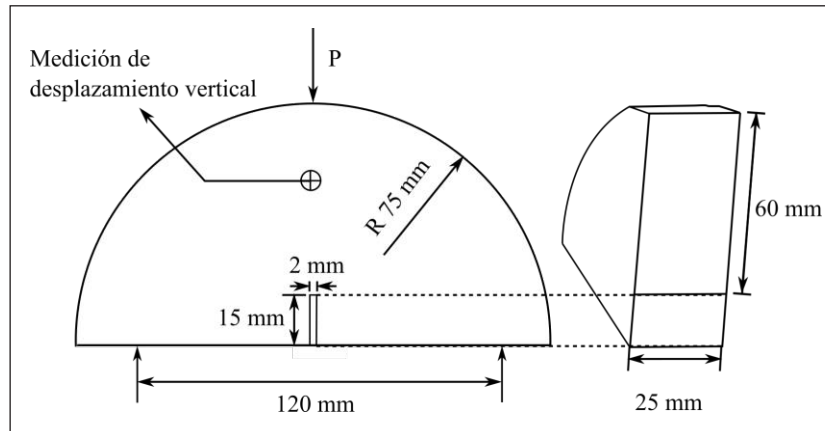


Figura 12.3. Esquema experimental del ensayo SCB

Fuente: elaboración propia.

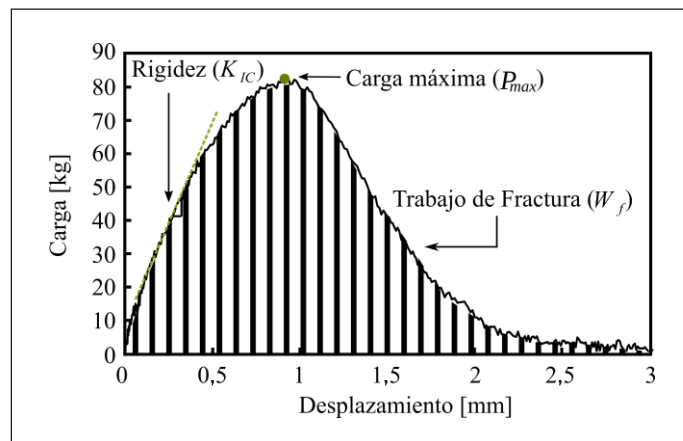


Figura 12.4. Ejemplo de la curva de carga-desplazamiento resultante del ensayo SCB

Fuente: elaboración propia.

#### 12.1.4. Medición del área de la zona de fractura

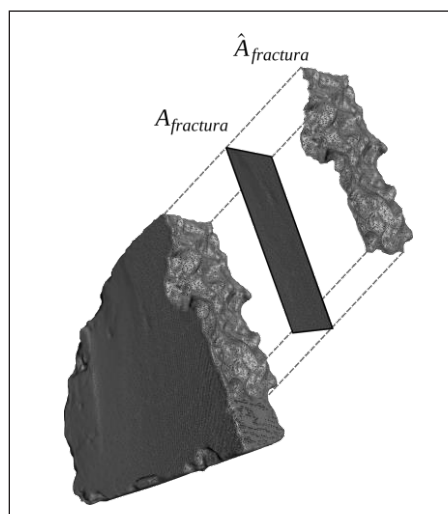
Una vez concluidos los ensayos, las caras fracturadas resultantes de cada espécimen fueron escaneadas con el fin de digitalizarlas tridimensionalmente y poder así cuantificar la morfología y el área de la superficie de fractura ( $\hat{A}_{fractura}$ ). Para esto, se utilizó el escáner Artec Spice Spider<sup>®</sup>, el cual se basa en una tecnología de luz azul estructurada, que por su naturaleza permite una alta repetibilidad de datos sin que se vea afectada su precisión por las fluctuaciones en las condiciones ambientales de luz. El escáner trabaja en conjunto con Artec Studio<sup>®</sup>, un *software* de pos-procesamiento de imágenes que permite



eliminar los datos no deseados y transformar el sólido obtenido en una malla geométrica definida bajo el formato Standard Triangle Language (STL por sus siglas en inglés). Finalmente, para cuantificar el área de la superficie, se importa el archivo STL a un *software* de reparación y optimización de modelos 3D (Autodesk Netfabb®) en el que se repara la superficie obtenida del espécimen, y se elimina todo aquello que no represente la superficie de fractura. Al tener la malla geométrica, el *software* –a partir su algoritmo interno– calcula el área real de la superficie, la cual corresponde a  $\hat{A}_{fractura}$ . Por otro lado, el área simplificada ( $A_{fractura}$ ) se mide como el producto del espesor del espécimen por la altura de la zona de fractura, tal como lo recomienda la norma, cantidades que se obtienen utilizando un calibrador, lo cual permite tener en cuenta la variabilidad inducida por la manufactura del espécimen.

## 12.2. Resultados y análisis

Como se explicó anteriormente, con el fin de identificar el impacto de la granulometría y TMN sobre el área y la energía de fractura de las dos mezclas, se cuantificó el área de la superficie fracturada de cuarenta y cuatro especímenes (i. e., veintidós de cada mezcla) por medio de las dos metodologías: i) mediante una medición manual utilizando como instrumento de medición un calibrador; y ii) mediante un escaneo 3D. La figura 12.5 presenta una comparación visual de la cara de fractura que se obtiene dependiendo de la metodología empleada, la cual evidencia que el área simplificada no es representativa de la morfología real de la zona de fractura.



**Figura 12.5. Comparación entre el área de la zona de fractura simplificada ( $A_{fractura}$ ) y actual ( $\hat{A}_{fractura}$ )**

Fuente: elaboración propia.

La diferencia en el área de zona de fractura entre las dos caras fracturadas del espécimen fue inferior al 1 %, por lo que el análisis se realizó utilizando el valor promedio entre las dos áreas. La figura 12.6, ilustra los valores resultantes de  $A_{fractura}$  (área plana simplificada) y  $\hat{A}_{fractura}$  (área real en 3D) para cada uno de los veintidós especímenes ensayados de cada mezcla. De acuerdo con lo esperado, se puede observar cómo los valores de  $\hat{A}_{fractura}$  son mayores y más variables que los valores de  $A_{fractura}$ . En este orden de ideas, se puede afirmar que  $\hat{A}_{fractura}$  aumenta con el tamaño máximo nominal de las partículas, pero, debido a la alta variabilidad de los resultados, no es posible afirmar una tendencia definida para el comportamiento del material.

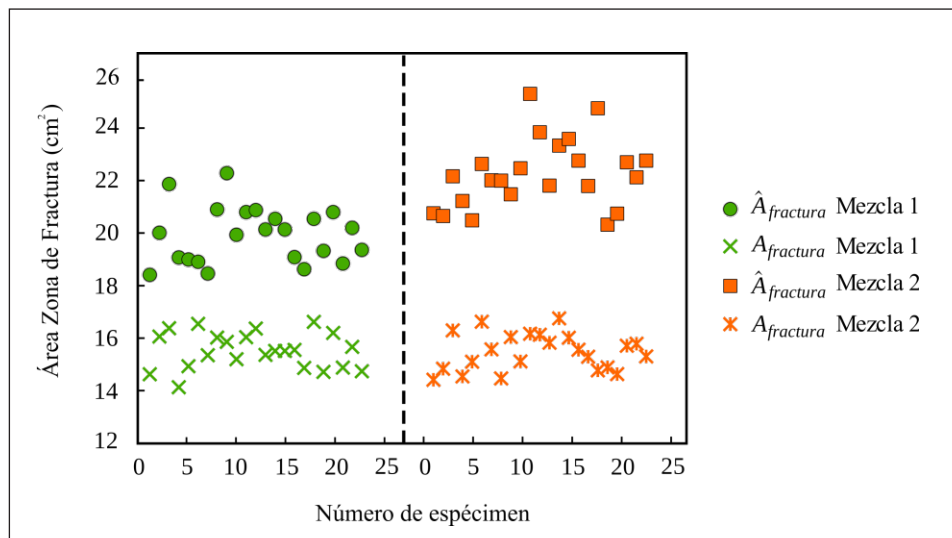


Figura 12.6. Área de zona de fractura simplificada ( $A_{fractura}$ ) y actual ( $\hat{A}_{fractura}$ ) para cada uno de los especímenes ensayados

Fuente: elaboración propia.

Teniendo en cuenta lo anterior, la tabla 12.1 ilustra los resultados de  $A_{fractura}$  y  $\hat{A}_{fractura}$  para cada una de las mezclas y sus respectivos especímenes, presentando los indicadores estadísticos más importantes: promedio ( $\mu$ ), desviación estándar ( $\sigma$ ), coeficiente de variación (CV) (i. e., desviación estándar sobre promedio). Esta tabla presenta también el resultado del  $p$ -value obtenido de una prueba estadística T de *student* con un intervalo de confianza  $\alpha$  de 95 %, y se comparan los valores  $A_{fractura}$  y  $\hat{A}_{fractura}$  para cada una de las mezclas, así como los valores de  $\hat{A}_{fractura}$  entre las dos mezclas. Este análisis estadístico se realizó para determinar si existe una diferencia estadísticamente significativa entre el valor promedio de los datos de cada una de las variables, teniendo en cuenta que dicha significancia se identifica cuando los valores  $p$ -value son inferiores a  $1 - \alpha$  (i. e., en este caso, menores a 0,05).

**Tabla 12.1. Parámetros estadísticos de las metodologías para medición de área de zona de fractura**

Material	$\hat{A}_{fractura} (cm^2)$			$A_{fractura} (cm^2)$			$\hat{A}_{fractura}$ vs. $A_{lig}$	$\hat{A}_{fractura}$ Mezcla 1 vs. $\hat{A}_{fractura}$ Mezcla 2
	$\mu$	$\sigma$	CV	$\mu$	$\sigma$	CV	p-value	p-value
Mezcla 1	19,97	1,09	5,46 %	15,56	0,70	4,50 %	1,40E-18	4,29E-08
Mezcla 2	22,39	1,34	5,98 %	15,56	0,67	4,34 %	3,27E-23	

Con base en los resultados estadísticos de la tabla 11 y en los resultados gráficos de la figura 6, se puede afirmar con certeza ( $p$ -value de  $4,29 \times 10^{-08}$ ) que el valor de  $\hat{A}_{fractura}$  de la segunda mezcla es significativamente mayor que el  $\hat{A}_{fractura}$  de la primera mezcla, en aproximadamente un 11 %. En cuanto a la metodología de cómputo del área de la zona fracturada, se evidencia claramente que, con un 95 % de confiabilidad, al tener en cuenta la morfología de la superficie de fractura, la magnitud del área llega a incrementarse hasta en un 23 % con respecto al valor del área simplificada para la primera mezcla, y en un 30 % para la segunda mezcla. A partir de lo anterior, se puede inferir que el valor de la energía de fractura ( $G_f$ ) está siendo sobreestimado, al ser calculada con el valor de  $A_{fractura}$ , ya que el parámetro  $\hat{A}_{fractura}$  no es un valor constante e independiente de la granulometría, sino que incrementa con el aumento del TMN. En trabajos anteriores [18], se evidencia el aumento significativo de la magnitud del área de la superficie fracturada (aproximadamente 50 %) cuando es medida tridimensionalmente; sin embargo, las medidas de aquel estudio se obtienen a partir de un solo espécimen. Más aun, los resultados ilustrados en la figura 12.6 permiten evidenciar con muestras estadísticamente representativas, el cambio del área de la zona fracturada en función de la granulometría y el TMN de la MDC.

La figura 12.7, presenta los resultados de la energía de fractura  $G_f$  para cada espécimen, calculados a partir de los dos valores de área (i. e., simplificado y real, lo que resulta en  $G_f$  y  $\hat{G}_f$ , respectivamente). Asimismo, la tabla 12.2 presenta estos resultados acompañados de las estadísticas más importantes y del resultado del análisis estadístico realizado para identificar diferencias significativas entre  $G_f$  y  $\hat{G}_f$  y entre los resultados de  $\hat{G}_f$  para cada mezcla. Los

datos de la figura 12.7 y de la tabla 12.2 demuestran que la energía necesaria para llevar a la falla la mezcla con TMN de 9,5 mm es significativamente mayor, en aproximadamente 34 %, que la energía necesaria para fracturar una mezcla con un TMN de 4,75 mm. En cuanto a la variabilidad de los datos, es sorprendente encontrar que los valores de CV tienden a ser muy cercanos para  $\hat{G}_f$  y  $G_f$ , (34,41 % y 37,18 % para la mezcla 1, y 25,45 % y 25,52 % para la segunda mezcla, respectivamente) lo cual indica que la inclusión de  $\hat{A}_{fractura}$  en el cómputo de la energía de fractura genera cambios significativos en su magnitud, pero no en su variabilidad.

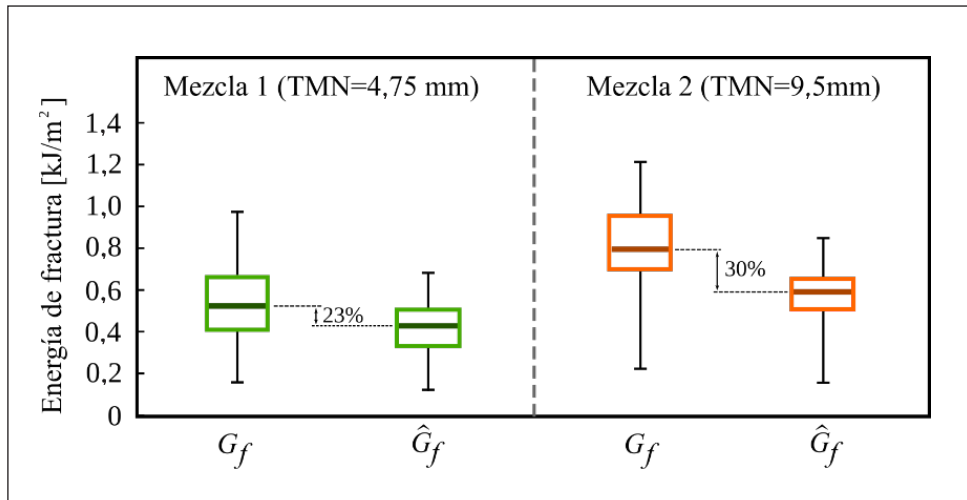


Figura 12.7. Comparación entre  $G_f$  y  $\hat{G}_f$  para la Mezcla 1 y Mezcla 2

Fuente: [11]

Tabla 12.2. Parámetros estadísticos de la energía de fractura computada por diferentes metodologías

Material	$G_f$ [kJ/m <sup>2</sup> ]			$\hat{G}_f$ [kJ/m <sup>2</sup> ]			$\hat{G}_f$ vs, $G_f$	$\hat{G}_f$ Mezcla 1 vs, $\hat{G}_f$ Mezcla 2
	$\mu$	$\sigma$	CV	$\mu$	$\sigma$	CV	p-value	p-value
Mezcla 1	0,55	0,20	37,18 %	0,42	0,14	34,41 %	1,64E-2	1,41E-05
Mezcla 2	0,83	0,21	25,52 %	0,58	0,15	25,45 %	2,16E-10	

Fuente: elaboración propia

## Conclusiones y recomendaciones

El objetivo de este estudio es determinar si la heterogeneidad de una mezcla asfáltica inducida por cambios en su granulometría y TMN impacta las propiedades de fractura de la mezcla. Para alcanzar este objetivo, se ensayaron veintidós especímenes de dos mezclas asfálticas densas en caliente o MDC con granulometrías diferentes, mediante el ensayo SCB. Para cada espécimen se calculó la energía de fractura empleando un área plana simplificada ( $A_{fractura}$ ), tal como lo especifica la norma Aashto, y el área 3D de la cara fracturada (i. e.,  $\hat{A}_{fractura}$ ), la cual es función de la heterogeneidad de la mezcla.

Los resultados muestran que la magnitud del área real de la superficie de fractura depende de las características microestructurales de la mezcla. Específicamente, los resultados mostraron que a medida que aumenta el TMN de los agregados se genera un aumento en el valor de  $\hat{A}_{fractura}$ . Específicamente, se observó que un cambio en la granulometría y un aumento en el valor de TMN de 4,75 mm a 9,5 mm, generó un incremento de aproximadamente 11 % en el valor de  $\hat{A}_{fractura}$ . Además, se pudo comprobar que el valor de  $A_{fractura}$  no se puede considerar representativo de la zona de fractura de una MDC, dado que si se tiene en cuenta la morfología de esta superficie, el valor del área se puede incrementar en hasta un 30 %. Por lo tanto, se puede afirmar que el cálculo de la energía de fractura de una mezcla asfáltica haciendo uso de  $A_{fractura}$ , como lo especifica la norma, puede sobreestimar la magnitud de esta importante propiedad. Entender y caracterizar la influencia de la granulometría en las propiedades de fractura de las mezclas asfálticas en caliente es necesario para diseñar estructuras de pavimento fundamentadas en principios mecanicistas.

## Agradecimientos

Esta publicación fue parcialmente financiada por la convocatoria Programa de Investigación 2012 de la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad de los Andes (Bogotá, Colombia). Su contenido es exclusiva responsabilidad de sus autores y no representa necesariamente la opinión oficial de la Universidad.

## Referencias

- [1] Papagiannakis, A. T., & Masad, E. A. Pavement design and materials. John Wiley & Sons, 2017.
- [2] Wagoner, M., Buttlar, W., Paulino, G., & Blankenship, P. Investigation of the fracture resistance of hot-mix asphalt concrete using a disk-shaped compact tension test, Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, (1929), 183-192, 2005.
- [3] Li, X. J., & Marasteanu, M. O. Using semi-circular bending test to evaluate low temperature fracture resistance for asphalt concrete, Experimental mechanics, 50(7), 867-876m 2010.
- [4] Braham, A., Buttlar, W., & Marasteanu, M. Effect of binder type, aggregate, and mixture composition on fracture energy of hot-mix asphalt in cold climates, Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 102-109, 2007.
- [5] Ahmed, S., Dave, E. V., Behnia, B., Buttlar, W. G., & Exline, M. Fracture characterization of gap-graded asphalt mixtures and thin bonded wearing courses. International Journal of Pavement Research and Technology, 3(3), 128-134, 2010.
- [6] Im, S., Ban, H., & Kim, Y. R. Characterization of mode-I and mode-II fracture properties of fine aggregate matrix using a semicircular specimen geometry. Construction and Building Materials, 52, 413-421, 2014.
- [7] Shu, X., Huang, B., & Vukosavljevic, D. Evaluation of cracking resistance of recycled asphalt mixture using semi-circular bending test, Paving Materials and Pavement Analysis, 58-65, 2010
- [8] Ozer, H., Al-Qadi, I., Carpenter, S., Aurangzeb, Q., Roberts, G., & Trepanier, J. Evaluation of RAP Impact on Hot-Mix-Asphalt Design and Performance. Asphalt Paving Technology-Proceedings, 28, 317, 2009.
- [9] AASHTO, T. 105-13. Standard method of test for determining the fracture energy of asphalt mixtures using the Semicircular Bend geometry (SCB). American Association of State and Highway Transportation Officials, 2013.
- [10] AASHTO T 322-07. Determining the creep compliance and strength of hot-mix asphalt (HMA) using the indirect tensile test device, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, 2007.
- [11] ASTM D7313-06. Standard test method for determining fracture energy of asphalt-aggregate mixtures using the disk-shaped compact tension geometry, ASTM International, April, 2007.

- [12] Birgisson, B., Montepara, A., Romeo, E., & Tebaldi, G. Characterisation of asphalt mixture cracking behaviour using the three-point bending beam test, *International Journal of Pavement Engineering*, 12(6), 569-578, 2011.
- [13] Wagoner, M. P., Buttlar, W. G., & Paulino, G. H. Development of a single-edge notched beam test for asphalt concrete mixtures. *Journal of Testing and Evaluation*, 33(6), 452-460, 2005.
- [14] Aragão, F. T. S., & Kim, Y. R. Mode I fracture characterization of bituminous paving mixtures at intermediate service temperatures. *Experimental mechanics*, 52(9), 1423-1434, 2012.
- [15] Elseifi, M. A., Mohammad, L. N., Ying, H., & Cooper III, S. Modeling and evaluation of the cracking resistance of asphalt mixtures using the semi-circular bending test at intermediate temperatures, *Road Materials and Pavement Design*, 13, 124-139, 2012.
- [16] Saha, G., & Biligiri, K. Fracture damage evaluation of asphalt mixtures using Semi-Circular Bending test based on fracture energy approach, *Engineering Fracture Mechanics*, 142, 154-169, 2015.
- [17] Li, X., Braham, A. F., Marasteanu, M. O., Buttlar, W. G., & Williams, R. C. Effect of factors affecting fracture energy of asphalt concrete at low temperature, *Road materials and pavement design*, 9, 397-416, 2008.
- [18] Stewart, C. M., Reyes, J. G., García, V. M. Comparison of fracture test standards for a super pave dense-graded hot mix asphalt, In *Engineering Fracture Mechanics*, 169:262-275, 2017.



# Efecto del Shakedown en materiales granulares sobre las capas asfálticas de pavimento

Ricardo Cuevas Hernández

Resumen	290
Introducción	291
13.1. Estudios realizados y hallazgos	292
13.2. Causas de fisuración invertida	293
13.3. Mecánica de formación de las fisuras invertidas – TOP DOWN CRACKING	294
13.3.1. Esfuerzos actuantes en la superficie de un pavimento	295
13.3.2. Causa principal del fisuramiento invertido relacionado con los esfuerzos interfase llanta-pavimento	296
13.3.3. Tipos de fisuración invertida relacionadas con los esfuerzos superficiales originados por tráfico	296
13.3.4. Investigaciones realizadas sobre esfuerzos de tensión relacionados con las cargas	297
13.4. Comportamiento de pavimentos asfálticos sobre materiales granulares	298
13.4.1. Análisis mecanicista del rebote de las deflexiones	299
13.5. Influencia de los materiales de subrasante en el comportamiento del shakedown de los granulares	302
13.6. Posible mecánica del desarrollo de la fisuración transversal invertida	303
13.7. Origen de la fisuración invertida transversal prematura identificada en Colombia	304
13.7.1. Causas de la relativa alta rigidez de las mezclas asfálticas	304
13.7.2. Altas viscosidades	305
Conclusiones	308
Recomendaciones	309
Referencias	309

***Ricardo Cuevas Hernández***

Ingeniero civil, Universidad de los Andes. Diseño y construcción de pistas de aterrizajes, acueductos, alcantarillados y canales, Colombia. Correo electrónico: rcuevash@hotmail.com

## Resumen

**E**n el presente trabajo se explican las posibles causas que originan la fisuración invertida transversal (top-down cracking) en las huellas del tráfico que se ha venido presentando en forma prematura, menos de un año en servicio, en carreteras colombianas recién construidas. Cuando las mezclas asfálticas se apoyan sobre bases granulares nuevas no tratadas, sub-bases y subrasantes de las calidades indicadas en las especificaciones de construcción del Instituto Nacional de Vías de Colombia, son sometidas a la acción de las cargas cíclicas en movimiento del tráfico pesado. Para la explicación de este tipo de daño, usualmente no incluido en los manuales de pavimentos, se ha utilizado la teoría del shakedown en materiales granulares, la información de los resultados de laboratorio obtenida en los trabajos de campo, y la observación del comportamiento de las mezclas y registros de construcción en las vías donde se ha presentado este tipo de falla.

La teoría del shakedown indica que, cuando se aplican cargas de magnitud y frecuencia importantes, los materiales granulares comienzan a comportarse de manera elasto-plástica, caracterizándose por ofrecer, al retirarse la carga, unas magnitudes de rebote que superan a las de deflexión y, por lo tanto, las mezclas asfálticas deben ofrecer la suficiente capacidad para soportar los esfuerzos de tensión que se suceden tanto en la parte inferior como en la superior de las capas del pavimento.

Los resultados de esta investigación de campo mostraron que este daño de fisuración invertida transversal ha sucedido en Colombia cuando las mezclas utilizadas son demasiado rígidas para soportar los esfuerzos de tensión superficial originados durante la fase de rebote de la estructura del pavimento al ser retirada la carga. Se encontró que estas mezclas ofrecían estabilidades Marshall superior a los 15.000 N con motivo de haber sido elaboradas a temperaturas mayores de 150 °C o de haberse utilizado asfaltos duros.

**Palabras clave:** pavimentos asfálticos; fisuración invertida transversal; *shakedown* en materiales granulares; esfuerzos de tensión superficiales en pavimentos asfálticos.

## **Introducción**

En Colombia, durante los últimos años se han venido construyendo calzadas nuevas adicionales a las existentes para mejorar su nivel de servicio y seguridad vial, caracterizadas por poseer un alto tráfico de vehículos de carga del orden de más de 1.000 camiones diarios por el carril del tráfico pesado. La estructura de pavimento de las calzadas nuevas, generalmente, consiste en capas de concretos asfálticos elaborados en caliente y apoyados sobre capas de sub-bases y bases granulares nuevas.

Es frecuente encontrar casos en estas nuevas calzadas donde se presenta una fisuración prematura invertida transversal, caracterizada por estar concentradas en las huella del tráfico sin presentar ahuellamiento alguno, como se muestra en la figura 13.1 y figura 13.2.



**Figura 13.1. Fisuración transversal invertida concentrada únicamente en las huellas de tráfico, sin presentar ahuellamiento sucedida prematuramente. Carretera Bogotá-Ibagué, Colombia**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 13.2. Patrón de fisuración transversal en la huella del tráfico.  
Carretera Yopal – Aguazul – Hato Corozal**

Fuente: elaboración propia

Este tipo de fallas normalmente no aparece registrado en los manuales de daños de pavimentos asfálticos y se ha presentado en varios proyectos viales pertenecientes a la Red Principal de carreteras de Colombia como la carretera Bogotá-Girardot-Ibagué (Cundinamarca y Tolima, 2007-2014), Aguazul-Yopal-Hato Corozal (Casanare, 2007-2014) y Granada-Puerto Rico (Meta, 2005-2006) con longitud aproximada de 500 km carril, en las cuales el autor participó en los estudios tendientes a determinar las causas que las originaron y buscar las soluciones apropiadas.

### 13.1. Estudios realizados y hallazgos

Las inspecciones de campo realizadas mostraron que este tipo de falla que consiste en la presencia de una fisuración transversal invertida y localizada únicamente en la huella del tráfico, ocurrió durante el primer año de poner al servicio las vías, y se presentaba, en forma continua, únicamente en las calzadas recién construidas, sin importar si la estructura de pavimentos estaba emplazada en secciones de corte o terraplén, la calidad la calidad de los materiales de subrasante, los espesores de las capas de sub-bases nuevas (40-50 cm), bases granulares (30-40 cm) ni concretos asfálticos mezcla en caliente (12-18 cm).

Los estudios realizados fueron de orden práctico, dada la necesidad de solucionar los problemas que afectaban la circulación normal de los vehículos, y no fue posible realizar investigaciones científicas sobre el comportamiento de los materiales. Para tal efecto se procedió a efectuar una revisión de los siguientes aspectos relacionados con la estructura del pavimento: diseños estructurales, inventarios de daños, toma de muestras de la carpeta asfáltica, mediciones deflectométricas FWD, estimativos de módulos elásticos de los materiales de las diferentes capas de la estructura y espesores mediante sistemas de retro cálculo, resultados de ensayos de control de calidad obtenidos durante el desarrollo de la construcción de las obras y su cumplimiento, acorde con las Especificaciones de Construcción del Instituto Nacional de Vías de Colombia, procedimientos constructivos, comportamiento de tramos viales reparados, conteos de tráfico, pesajes de vehículos, análisis climáticos, estado del drenaje y subdrenaje, calidad de las mezclas producidas, los materiales, asfaltos utilizados, características de los equipos de mezclado utilizados, procesos de colocación y compactación.

También se observó que los pavimentos colocados en las calzadas existentes no presentaban este tipo de falla, lo cual era indicio de que el daño podría estar asociado al grado de consolidación de los materiales de las estructuras de pavimentos construidos años atrás.

Se encontraron en común para los tres casos estudiados los siguientes aspectos: el alto valor obtenido en las estabilidades Marshall mayores los 1.500 kg, los daños se acentuaban donde los valores de las deflexiones medidas sobre el paquete estructural presentaban valores altos, se cumplía con las especificaciones de construcción del Instituto Nacional de Vías.

### **13.2. Causas de fisuración invertida**

La presencia de la fisuración invertida en los pavimentos asfálticos (*top-down-cracking*) obedece invariablemente a la presencia de esfuerzos de tensión superficial de magnitud mayor a los que la mezcla pueda soportar.

Los orígenes de las tensiones superficiales que se suceden en las capas asfálticas están relacionados principalmente con la magnitud y frecuencia de la carga aplicada, la magnitud de la deflexión y rebote de la estructura del pavimento cuando las cargas aplicadas son retiradas y se dan cambios en la temperatura de trabajo de las mezclas. La manifestación o configuración del



daño es diferente dependiendo de la dirección en que se sucedan los esfuerzos superficiales inducidos por el tráfico o por efectos climáticos.

### 13.3. Mecánica de formación de las fisuras invertidas – TOP DOWN CRACKING

La fisuración invertida (figura 13.3) de ninguna manera puede ser relacionada con deficiencias en el espesor de la estructura del pavimento, ya que ocurre en forma contraria a la dirección en que teóricamente se propagan las fisuras cuyo origen está asociado a las deformaciones excesivas en la estructura flexible o fatiga de la mezcla.



**Figura 13.3. Núcleo extraído en sector con fisuras transversales, muestra que ellas se inician en la parte superficial y avanzan hacia abajo (Carretera Bogotá-Ibagué, Colombia)**

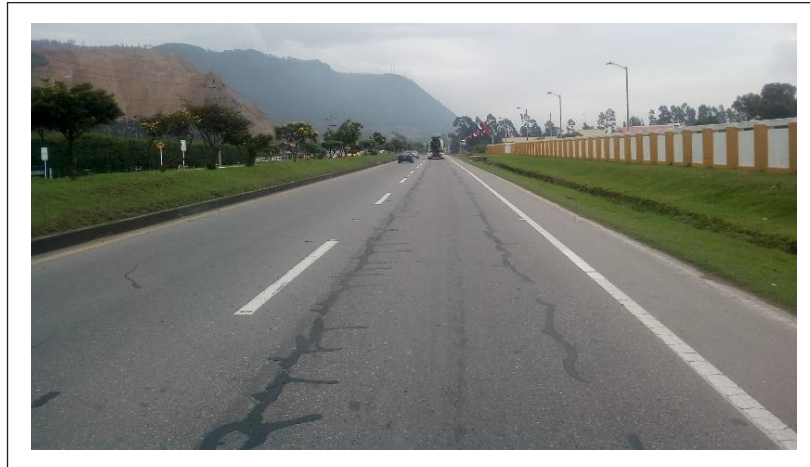
Fuente: elaboración propia

La fisuración invertida es un modo de falla de los pavimentos asfálticos que hasta hace pocos años ha sido reconocido y en algún grado ha sido tenido en cuenta en nuevos métodos de diseño estructural, tal como lo ha hecho la Aashto en su *Guía mecánico-empírica de diseño de pavimentos* de 2008. Se ha considerado que este modo de falla en los métodos de diseño se desarrolla a mediano y largo plazo debido al aumento de la rigidez que poco a poco va adquiriendo la parte superficial de la carpeta asfáltica, por la acción de los agentes atmosféricos, y se caracteriza por ser longitudinales y estar concentrados en las huellas del tráfico.

Sin embargo, en Colombia la ocurrencia de la fisuración invertida de los pavimentos asfálticos recién construidos es muy frecuente, no coincide con la



teoría de la Aashto que afirma que este se desarrolla a mediano y largo plazo, como se muestra en la figura 13.4.



**Figura 13.4. Fisuración longitudinal invertida carretera Bogotá - Zipaquirá, Colombia sin presentar ahuellamiento**

Fuente: elaboración propia

En Colombia, además de ocurrir longitudinalmente, también se presenta en forma transversal concentrada en la huella del tráfico, siendo mayor su magnitud en sectores con subrasantes débiles, tal como se pudo determinar a partir de los resultados obtenidos en la medición de deflexiones mediante la utilización del deflectómetro de impacto (FWD) en las vías que presentaron este problema.

### **13.3.1. Esfuerzos actuantes en la superficie de un pavimento**

El modelo clásico de análisis mecánico para el diseño de pavimentos, generalmente utilizado, considera únicamente los esfuerzos de tensión que se suceden en la fibra interior de la carpeta asfáltica de la estructura sin tener en cuenta aquellos que se suceden en la interfase llanta-pavimento.

En la figura 13.5 se indican tanto los esfuerzos longitudinales, tangenciales, como los verticales que actúan en la interfase llanta-pavimento.

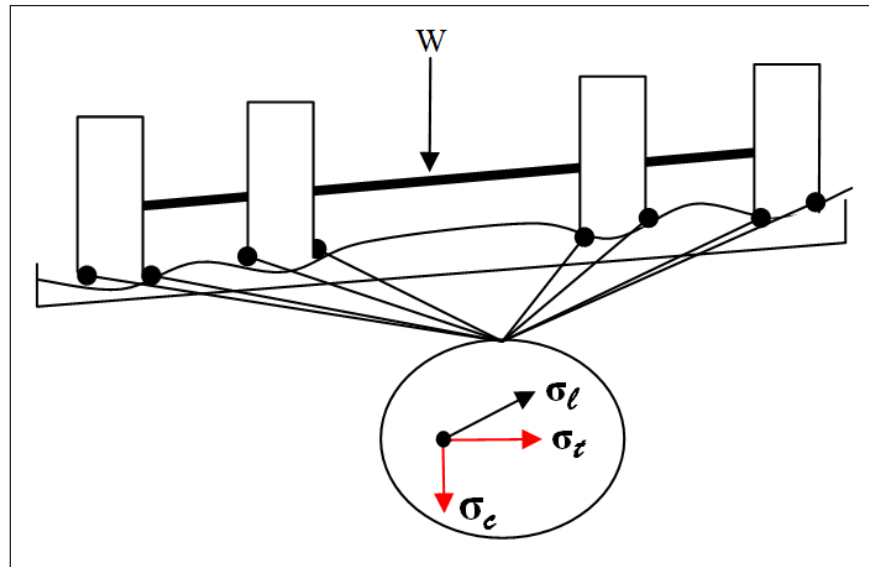


Figura 13.5. Esfuerzos que se generan sobre la superficie de un pavimento según el autor

Fuente: elaboración propia

### 13.3.2. Causa principal del fisuramiento invertido relacionado con los esfuerzos interfase llanta-pavimento

La fisuración invertida se presenta cuando los esfuerzos de tensión que se generan al paso de los vehículos en la parte superficial de la mezcla,  $\sigma_t$  y  $\sigma_l$ , indicados en la figura 13.5 sobrepasan los esfuerzos de tensión que la mezcla puede soportar.

### 13.3.3. Tipos de fisuración invertida relacionadas con los esfuerzos superficiales originados por tráfico

#### 13.3.3.1. Fisuración invertida longitudinal en la huella del tráfico

La fisuración invertida que se genera en la huella del tráfico y que se desarrolla longitudinalmente a lo largo de ella obedece a que los esfuerzos de tensión laterales  $\sigma_t$  inducidos por las llantas de los vehículos en la interfase llanta-pavimento superan los que la mezcla puede soportar (figura 13.5), o bien pueden ser acumulativos y sobrevenir por fatiga.

### 13.3.3.2. Fisuración invertida transversal en la huella del tráfico

Los esfuerzos longitudinales  $\sigma_l$ , que se suceden en la interfase llanta-pavimento ofrecen una magnitud muy baja que se considera insuficiente para inducir una fisuración transversal, tal como se indica en el numeral 13.4.4.

### 13.3.4. Investigaciones realizadas sobre esfuerzos de tensión relacionados con las cargas

De las investigaciones realizadas sobre los esfuerzos que se presentan en la interfase llanta-pavimento vale la pena destacar la efectuada por Al-Quadi *et al.* [1]. Esta investigación, en que se estudiaron los esfuerzos que se desarrollan en la interfase llanta-pavimento (verticales, longitudinales y laterales) fue efectuada mediante un modelo tridimensional de elementos finitos, validados satisfactoriamente en el campo, mostró los resultados que se ilustran en la figura 13.6 que se incluye a continuación:

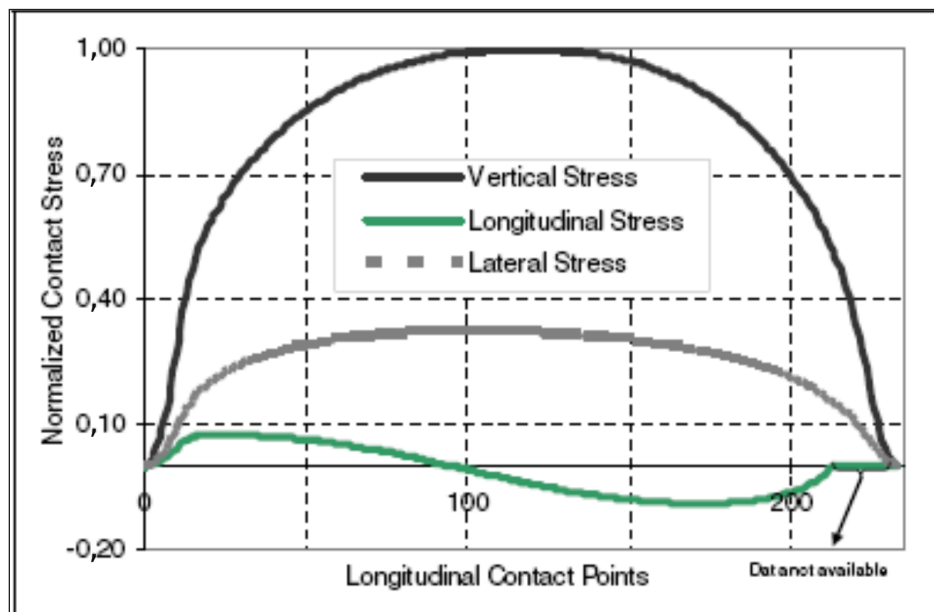


Figura 13.6. Magnitud tanto los esfuerzos verticales, longitudinales y laterales

Fuente: elaboración propia

En la figura 13.6, tomada del documento presentado por los ingenieros mencionados, se muestra la magnitud de los esfuerzos verticales, como longitudinales y laterales, para una rueda cargada con 35 kN y una presión de inflado de 720 kPa, a lo largo de los puntos de contacto de la llanta, bajo

condiciones normales de soporte (adecuado diseño estructural) y elaboración de mezclas de concreto asfáltico normales [2].

Del análisis de los resultados de esta investigación se puede concluir que el único esfuerzo que puede ocasionar la presencia de la fisuración invertida es el que está asociado a los esfuerzos laterales que se presentan en la interfase llanta-pavimento y que como bien se observa en la figura 13.6, su magnitud puede ser casi hasta un 40 % del esfuerzo vertical que se transmite hacia las capas inferiores del pavimento.

La magnitud medida de los esfuerzos longitudinales que se suceden en la parte superior de las carpetas asfálticas no supera el 10 % del vertical, y se considera con un potencial muy bajo para que este esfuerzo longitudinal superficial genere una fisuración transversal invertida.

El análisis anterior permite pensar que el origen de la fisuración transversal invertida en la huella del tráfico no está en los esfuerzos de tensión que se suceden en la interfase llanta-pavimento y se originan necesariamente en el comportamiento de las capas inferiores de apoyo.

#### **13.4. Comportamiento de pavimentos asfálticos sobre materiales granulares**

Además de los esfuerzos de tensión a que se ha hecho referencia anteriormente se presentan otros esfuerzos de tensión superficiales en las capas de pavimentos asfálticos originados por el comportamiento de los materiales granulares colocados como apoyo de las capas asfálticas, ante la acción de las cargas cíclicas o repetitivas inducidas por el tráfico.

La magnitud de estos esfuerzos de tensión superficial en las capas de pavimento depende de la dimensión de la deflexión de la estructura del pavimento y de la acumulación de las deformaciones plásticas en la base granular bajo el efecto de cargas repetitivas y cíclicas (almacenamiento de energía). A mayor acumulación de deformaciones plásticas en la base granular, mayor es la deflexión, y la magnitud del rebote o recuperación de la deflexión es mayor que esta, siendo mayores los esfuerzos de tensión que se generan en la superficie, tal como lo muestra la teoría del *shakedown* que se explica en el numeral 13.5.1.

Esta teoría, comprobada mediante ensayos de laboratorio, en diferentes partes del mundo, muestra como la magnitud del rebote de la deflexión es mayor que esta, siendo por lo tanto necesario utilizar mezclas que estén en capacidad de soportar esfuerzos de tensión mayores a los estimados en los análisis elásticos clásicos con cargas estáticas. A mayor rigidez de las mezclas asfálticas, para un mismo espesor de la carpeta, el pavimento estará expuesto a un mayor riesgo de falla.

La teoría del *shakedown* no es necesario validarla, pues es aplicable a todas las estructuras de pavimentos flexibles apoyados sobre bases granulares y por lo tanto se utiliza como una herramienta para explicar cómo las propiedades mecánicas de la mezcla de la carpeta asfáltica dependen del comportamiento de los materiales granulares, razón por la cual el presente artículo está enfocado a las características mecánicas de las mezclas.

### 13.4.1. Análisis mecanicista del rebote de las deflexiones

#### 13.4.1.1. Módulo Resiliente

A continuación, se incluye la parte teórica sobre la caracterización de los materiales de pavimentos según explica Huang: “Es bien conocido que la mayoría de los materiales de pavimento no son elásticos, pero que experimentan alguna deformación permanente después de la aplicación de cada carga. Sin embargo, si la carga es pequeña comparada con la resistencia del material y es repetitiva por un gran número de veces, la deformación bajo la repetición de cada carga es prácticamente recobable en su totalidad (y proporcional a la carga) y puede ser considerada elástica”. [2] “La figura 13.7 muestra la deformación de un espécimen bajo un ensayo de carga repetitiva. En la parte inicial de la aplicación de las cargas, hay una deformación permanente considerable, como se indica por la deformación plástica en la figura. Después de 100 o 200 repeticiones, la deformación es prácticamente recobable en su totalidad, como se indica por el signo  $\epsilon_r$  en la figura”.

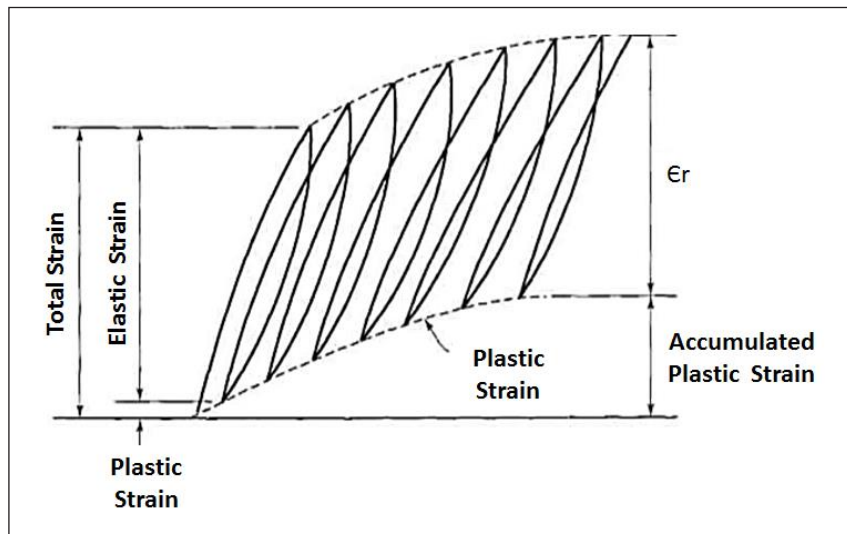


Figura 13.7. Deformaciones bajo cargas repetitivas

Fuente: elaboración propia

“El módulo elástico con base en la deformación recobable bajo las cargas repetitivas es el denominado módulo de resiliencia MR, y definido como  $MR = \sigma_d/r$ , donde  $\sigma_d$  es el esfuerzo desviador...”

Este modelo no contempla el comportamiento de los materiales granulares durante la etapa de descarga, o rebote.

#### 13.4.1.2. El concepto de *shakedown* y el diseño de pavimentos

Como es bien conocido, el deterioro de un pavimento vial se sucede con el tiempo bajo el efecto combinado del tráfico y las condiciones climáticas. Las cargas de los ejes vehiculares inducen niveles de esfuerzos y deformaciones en el pavimento que son función de las propiedades elásticas de los materiales y espesores de las capas.

Bajo la teoría elástica, en la cual se sucede una total recuperación de la relación esfuerzo- deformación se han desarrollado varios métodos de diseño estructural de pavimentos, entre ellos el de la Aashto 1993.

Sin embargo, bajo el efecto repetitivo de las cargas en la estructura del pavimento se crean y almacenan esfuerzos residuales cuyo comportamiento depende de las condiciones de fluencia de los materiales y la magnitud de las cargas aplicadas, tal como es explicado, en principio, mediante la definición del módulo elástico MR a que se hizo referencia en el numeral anterior.

Posteriormente, al desarrollo del concepto del módulo de resiliencia, con el advenimiento de nuevos equipos de laboratorio y desarrollo de programas computacionales para la solución de métodos numéricos, la geotecnia aplicada al sector transporte ha avanzado significativamente.

De esta manera, se ha podido aplicar la teoría de Melan (1936) al diseño de pavimentos para tener en cuenta el comportamiento que se sucede en los materiales granulares de las estructuras sujetas a cargas cíclicas o repetitivas.

La aplicación de la teoría del *shakedown* al análisis de pavimentos ha sido sugerida y estudiada desde hace varios años por diferentes investigadores, entre ellos Sharp & Booker [6] y Sharp [7] y es así que hoy en día se estudian nuevos métodos de diseños de pavimentos con base en dicha teoría, en diversos países.

Yu [4] indica en sus investigaciones que: “Nuevos desarrollos usando el concepto de “shakedown” para el diseño de pavimentos son muy promisorios “Para tal efecto se ha recurrido a aplicar el concepto de “shakedown” que identifica el nivel de cargas críticas por debajo del cual se sucede un comportamiento elástico, pero por encima del cual las deformaciones permanentes continúan ocurriendo”.

En la figura 13.8, presentada por Yu (2005) se observa que existen cuatro categorías de respuesta de los materiales bajo la acción de cargas repetitivas (R García- Rojo – H.J Herrman - Shakedown of unbound granular materials): 1) rango elástico. Para bajos niveles de cargas, en el cual no se sucede acumulación de deformaciones permanentes; 2) *shakedown* elástico. El esfuerzo aplicado está ligeramente por debajo del límite del *shakedown* plástico. La respuesta del material es plástica por un número finito de ciclos, aunque la última respuesta es elástica; 3) *shakedown* plástico. El esfuerzo aplicado es suficientemente bajo para evitar un rápido incremento al colapso. El material brinda un estado de respuesta permanente sin acumulación de deformaciones plásticas, ofreciendo un ciclo con forma de histéresis; 4) colapso incremental, el esfuerzo repetitivo aplicado es relativamente largo, de tal manera que la deformación plástica se acumula rápidamente ocurriendo un colapso en término relativamente corto.



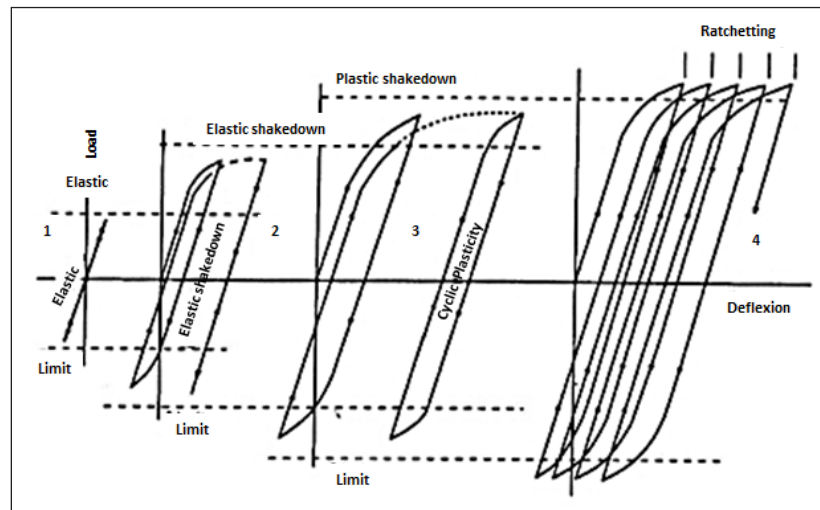


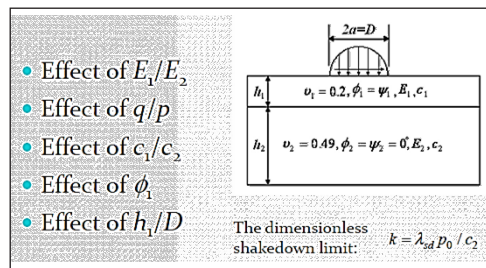
Figura 13.8. Cuatro tipos de respuesta elástica/plástica de cargas continuas (Yu, 2005)

Fuente: elaboración propia

Con base en la teoría del Shakedown expuesta anteriormente se han venido desarrollando algunos métodos de diseño donde la carga estática de diseño típicamente utilizada ha sido reemplazada por cargas móviles cíclicas. Se destaca el trabajo de Juan Wang [12] “Shakedown analysis and design of flexible road pavements under moving surface loads” que introduce la determinación de la carga crítica límite que previene la falla de la estructura bajo las condiciones de cargas móviles y cíclicas.

### 13.5. Influencia de los materiales de subrasante en el comportamiento del shakedown de los granulares

Por supuesto que la magnitud de las deformaciones plásticas de los materiales granulares depende de las características mecánicas de ellos y de los de materiales en que se apoyan los granulares, su relación modular, tal como ha sido indicado por diferentes investigadores, entre ellos Hai-Sui Yu y Juan Wang quienes realizaron diversas investigaciones en la Universidad de Nottingham. Entre sus principales hallazgos indican que el comportamiento de los materiales granulares depende de diversas variables como se indica a la figura 13.9.



**Figura 13.9. Variables que influyen en el comportamiento de los materiales granulares**

Fuente: elaboración propia

### 13.6. Posible mecánica del desarrollo de la fisuración transversal invertida

Al observar los cuatro estados de respuesta elástico-plástico de los materiales granulares sujetos a cargas cíclicas en movimiento descritos en el numeral anterior y que se muestran en la figura 13.8 presentada por Yu (2005) se puede observar que en los casos 2, 3, y 4, correspondientes a estados plásticos, durante los ciclos repetitivos de carga y descarga se presenta una deformación negativa, que no había sido determinada anteriormente en los modelos de laboratorio desarrollados para la determinación de los módulos de resiliencia MR, pues los equipos utilizados para efectuar dicha medición solo marcan el nivel de carga aplicado, la máxima deformación ocurrida y su estado final, no permitiendo observar, en detalle, las características del ciclo de histéresis resultante de la aplicación cíclica de las cargas, en los materiales granulares.

El significado físico de esta deformación unitaria negativa durante el ciclo, indica que durante la etapa de descarga se presenta una deformación en la parte superior del pavimento, mayor a la que se presenta en la parte inferior ante la aplicación de la carga.

Si los esfuerzos inducidos en la parte inferior de la capa asfáltica del pavimento al deflectarse, ante la aplicación de las cargas vehiculares, no superan los que la mezcla es capaz de resistir esta no se agrieta.

Sin embargo, cuando se retira la carga en movimiento y el pavimento se recupera deflectándose en el sentido contrario (rebote), con una magnitud superior a la originada por la deflexión, los esfuerzos de tensión longitudinales actuantes en la parte superficial son mayores, pueden exceder los que la mezcla puede soportar y esta se agrieta en forma transversal a la dirección del tráfico

## **13.7. Origen de la fisuración invertida transversal prematura identificada en Colombia**

La principal causa de la falla prematura que se ha identificado hasta la fecha está relacionada con la calidad de la mezcla asfáltica, al ofrecer un pobre desempeño relativo para soportar esfuerzos de tensión, originado en la relativa alta rigidez que presentan, que son originadas por diversos motivos en especial lo concerniente a las altas temperaturas de mezclado y alta viscosidad del asfalto.

### **13.7.1. Causas de la relativa alta rigidez de las mezclas asfálticas**

Se utiliza el término “relativa alta rigidez” porque los efectos de rigidez de una mezcla están íntimamente relacionados con la rigidez de la superficie sobre la cual reposa.

#### **13.7.1.1. Altas estabilidades Marshall**

La revisión de numerosos ensayos de laboratorio Marshall de las vías donde este tipo de falla sucedieron, comparadas con los de vías similares donde no se presentaron, arrojó como resultado que estas aparecían cuando las estabilidades eran superiores a 15.000 N.

Sin embargo, en Colombia el origen de la aceptación de mezclas asfálticas con altas rigideces, por parte de los supervisores de obra, obedece a la mala interpretación de las especificaciones generales de construcción del Instituto Nacional de Vías (tabla 450-10), donde se indican estabilidades mínimas Marshall de 9.000 N, para los concretos asfálticos en vías de tráfico pesado, sin indicar un límite superior. A su vez, la especificación indica que las mezclas de alto módulo deberán ofrecer estabilidad superior a los 15.000 N. Esta situación ha creado confusión en el control de calidad de las obras y permite que sean aceptados pavimentos con estabilidades Marshall superiores a los 15.000 N. Estos pavimentos corresponden a mezclas rígidas. Al ser colocadas sobre bases granulares nuevas, no soportan los esfuerzos de tensión superficiales que se generan por el rebote de la estructura después de la aplicación de la carga vehicular durante la fase inicial del shakedown elástico. En la tabla 13.1 se consignan, a título de ejemplo, las estabilidades Marshall de las mezclas utilizadas en la construcción de una de las vías donde se presentó la fisuración transversal invertida.

**Tabla 13.1. Resultados de la estabilidad Marshall de la mezcla MDC-1 colocada en la carretera Yopal-Aguazul-Hato Corozal que presentaron fisuración invertida transversal prematura**

Mes 2013	n	% Asfalto	Densidad Kg/cm <sup>3</sup>	% Vacíos	Estabilidad Kg	Flujo mm
Junio	14	4,7	2.317	5,1	2.009	3,1
Julio	24	4,8	2.325	5,2	1.951	3,2
Agosto	40	4,7	2.315	4,7	1.913	3,3
Septiembre	19	4,8	2.314	3,9	1.959	3,4

Fuente: elaboración propia

### 13.7.2. Altas viscosidades

Los asfaltos utilizados en la carretera Yopal-Aguazul-Hato Corozal que presentaron fisuración invertida transversal prematura fueron vendidos por la firma estatal Ecopetrol en su planta de Apiay. Si bien estos cumplen con las especificaciones en lo relativo de su penetración 60-70 (25 °C, 100 g, 5 segundos) ofrecen altas viscosidades que han sido la causa de numerosas fallas en los pavimentos viales de Colombia.

A título de ejemplo, en la figura 13.10 se muestra el registro de las viscosidades de los asfaltos de Apiay utilizados en la construcción de 32 km de pavimentos en la carretera Fuente de Oro-Puerto Rico que en forma prematura presentó fallas del tipo *top Down cracking* (Cuevas 2007). La revisión de este histograma de frecuencia – viscosidad del asfalto utilizado en esta obra, muestra cómo sobre 268 muestras de asfalto el 92 % del llegado a la obra presentó viscosidades comprendidas entre 3.500 y 5.100 (60 °C).

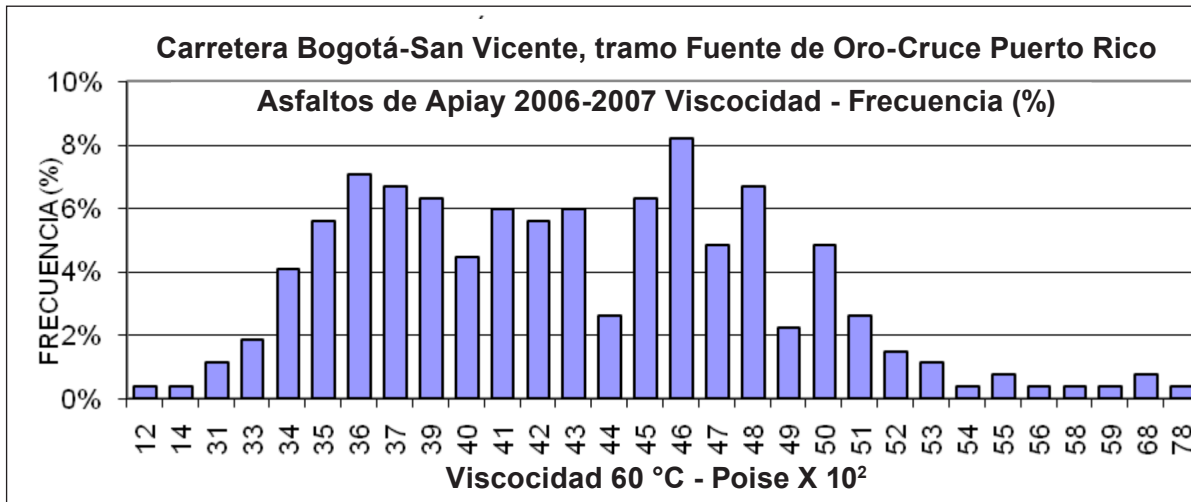


Figura 13.10. Histograma de frecuencia – viscosidad del asfalto utilizado en la pavimentación de la carretera Fuente de Oro – Puerto Rico, Departamento del Meta

Fuente: elaboración propia

En la figura 13.11 se observa que de acuerdo con el sistema de clasificación por viscosidad de la Aashto M226 los asfaltos utilizados corresponden a tipo AC-40 y AC-50, los cuales se caracterizan por ser unos asfaltos duros, que generan mezclas de rigidices altas y de difícil manejabilidad en la obra, situación que se evidenció durante la construcción.

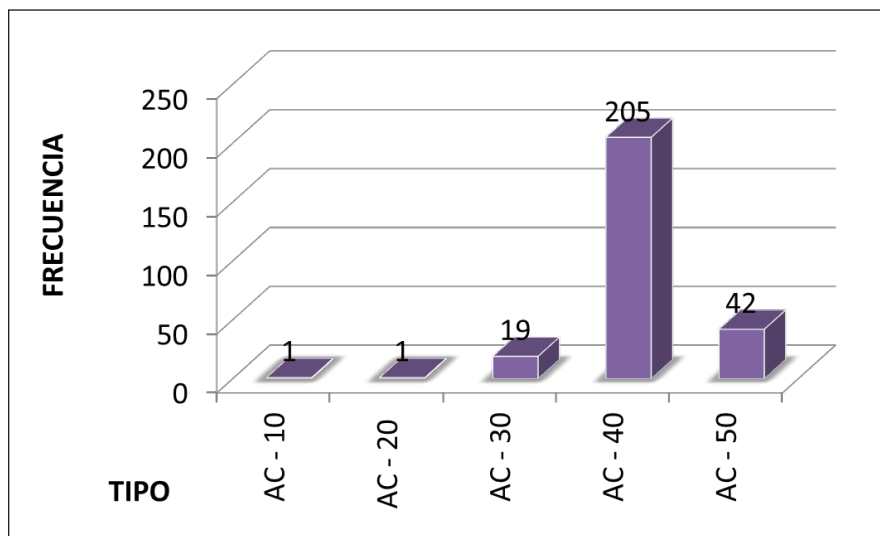


Figura 13.11. Frecuencia de la calidad del asfalto utilizado en la carretera Fuente de Oro, Meta, en función de la clasificación de los asfaltos por viscosidad, según la AASHTO

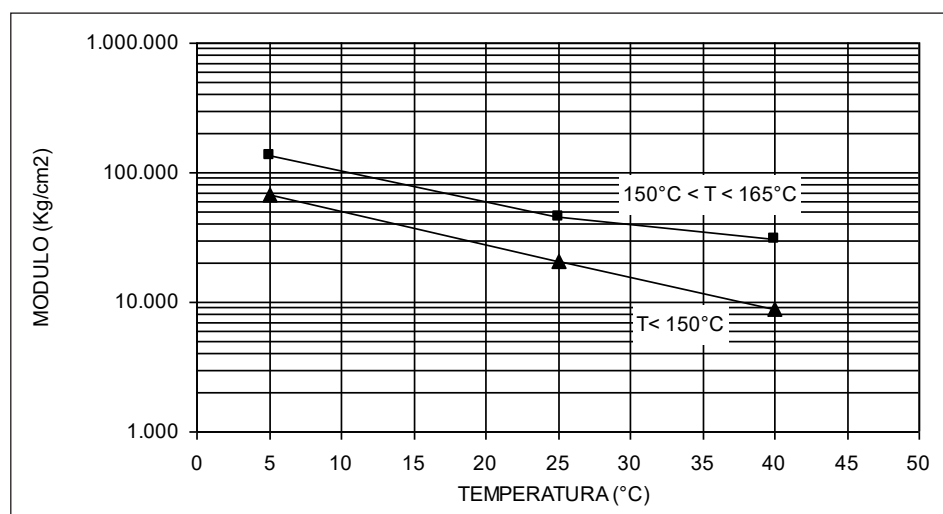
Fuente: elaboración propia

Ensayos de laboratorio efectuados sobre el residuo de pérdida en película delgada rotativa (RTFOT) arrojaron viscosidades rotacionales en un rango comprendido entre 53.600 y 41.100, y ensayos sobre el residuo RTFOT envejecido a presión (PAV) arrojaron viscosidades rotacionales en un rango comprendido entre 458.400 y 334.000, o sea que los asfaltos contenidos en la mezcla utilizada para la construcción de los pavimentos estaban completamente endurecidos y, por lo tanto, ellos tenían que fallar en tres formas prematuras (tres meses) ante la acción de las cargas vehiculares, como efectivamente sucedió.

### 13.7.2.1. Altas temperaturas de mezclado

Es importante mencionar algo relativo a un prematuro envejecimiento del asfalto por pérdida de los aceites livianos y oxidación del asfalto durante el proceso de mezclado a altas temperaturas. En Colombia los asfaltos provenientes de sus refinerías son pobres en el contenido de aceites livianos y tan solo poseen lo estrictamente necesario para suministrarle a las mezclas asfálticas la mínima flexibilidad requerida para su elaboración y operación, dado el alto precio del petróleo y/o escasez de él en el país.

En la figura 13.12 se muestran resultados promedios de ensayos de módulos dinámicos en función de la temperatura, determinada en el laboratorio por el autor, sobre mezclas asfálticas similares en cuanto a su composición, pero difieren en cuanto a la temperatura de elaboración de la mezcla.



**Figura 13.12. Curvas de módulos típicas de mezclas asfálticas a 10 Hz tipo INV – MDC-2 de plantas asfálticas de Bogotá**

Fuente: elaboración propia

Los pavimentos que han presentado problemas de fisuramiento invertido prematuro se caracterizan por haber sido elaborados a temperaturas superiores a los 150 °C, que ofrecen módulos superiores a las que se elaboran a temperaturas inferiores a 150 °C. Obsérvese en la gráfica como a temperaturas de trabajo de la mezcla de 40 °C el módulo dinámico varía de 8.000 a 30.000 kg/cm<sup>2</sup> cuando la temperatura de mezclado se varía de 150 a 160 °C.

## **Conclusiones**

- Cuando los esfuerzos de tensión longitudinales que se presentan en la superficie de los pavimentos asfálticos tienen su origen en el rebote que la carpeta asfáltica sufre cuando se remueve la carga dinámica que ha originado una deflexión en ella sobrepasan los que la mezcla puede soportar, se puede presentar una fisuración invertida transversal en la huella del tráfico, cuando ellos están soportados sobre capas granulares nuevas.
- La magnitud de los esfuerzos superficiales longitudinales que sufre un pavimento apoyado sobre materiales granulares, es función de la magnitud del rebote que se sucede cuando la carga es retirada. Este no solamente depende de la deflexión sucedida, sino también de la energía disipada en relación con la deformación permanente sufrida en las capas granulares inferiores.
- La magnitud de las deflexiones de un pavimento apoyado sobre materiales granulares no solamente es función de la frecuencia y magnitud de las cargas sino también de otras características de la estructura total del pavimento, como es la calidad de la subrasante, módulo elástico de las capas granulares, espesor y grado de compactación de las capas, coeficientes de fricción, ángulo de distorsión y cohesión de los materiales granulares.
- El modelo del shakedown permite visualizar con más claridad el comportamiento elasto-plástico de los materiales granulares que sirven de apoyo a las carpetas asfálticas ante la acción de cargas cíclicas o repetitivas del tráfico en movimiento y explica por qué la magnitud del rebote sucedido en una capa de materiales granulares ante la acción de cargas repetitivas en movimiento, es mayor que la magnitud de las deflexiones originadas por la aplicación de las mismas cargas.
- A mayor rigidez de las mezclas asfálticas de los pavimentos, menor es la capacidad de ellas para soportar los esfuerzos de tensión inducidos por el rebote de los materiales granulares subyacentes.



- Cualquier intento de utilizar teorías elasto-plásticas de los materiales granulares en el desarrollo de modelos que predigan o tengan en cuenta diversos tipos de fallas de pavimentos como el ahuellamiento, la fisuración invertida es claramente un avance en el proceso de diseño de pavimentos.

## Recomendaciones

Para combatir la presencia de la fisuración invertida transversal a corto, mediano, y largo plazo en la construcción de carreteras nuevas se recomienda tomar las siguientes acciones:

- Colocar mezclas flexibles. Estabilidades Marshall menores de 15.000 N.
- Temperaturas de mezclado menores de 150 °C para asfaltos colombianos.
- Viscosidad absoluta del asfalto a 60 °C no mayor a 3.000.
- Disminuir la magnitud de las deflexiones y rebote de la carpeta, que ayude a mejorar la calidad de la sub rasante cuando así lo amerite, para incrementar el espesor de las capas de granulares por encima del resultante de análisis elásticos, y aumentar el ángulo de fricción interna y compactándolos al máximo posible.

## Referencias

- [1] I. L. Al-Qadi y P. J. Yoo, «Effect of Surface Tangential Contact Stresses on Flexible Pavement Response (With Discussion),» de 2007 *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists: From the Proceedings of the Technical Sessions*, San Antonio TX, 2007.
- [2] H. Yang, *Pavement Analysis and Design*, Segunda ed., Pearson, 2004.
- [3] Instituto del Asfalto de los Estados Unidos, *MS-2 Asphalt Mix Design Methods*, Séptima ed., Asphalt Institute, 2014.
- [4] H.-S. Yu, *Plasticity and Geotechnics*, Springer, 2006.
- [5] A. Dadashev, «To the Shakedown Theory of Elasto- Plastic Bodies,» *Proceedings of the Institute of Mathematics and Mechanics (PIMM), National Academy of Sciences of Azerbaijan*, pp. 147-152, 2003.
- [6] R. W. Sharp y J. R. Booker, «Shakedown of Pavements Under Moving Surface Loads,» *Journal of Transportation Engineering*, vol. 110, pp. 1-14, 1984.
- [7] R. W. Sharp, «Shakedown analysis and design of pavements,» 1983.

- [8] S. Werkmeister, A. Dawson y F. Wellner, «Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept,» *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, vol. 1757, pp. 75-81, 2001.
- [9] C. Gomes, «Innovations in design and construction of granular pavements,» de *Proceedings of the International Conference held in Nottingham*, 2008.
- [10] H.-S. Yu y J. Wang, «Three-dimensional shakedown solutions for cohesive-frictional materials under moving surface loads,» *International Journal of Solids and Structures*, vol. 49, n° 26, pp. 3797-3807, 2012.
- [11] R. García Rojo y H. J. Herrmann, «Shakedown of unbound granular material,» *Granular Matter*, vol. 7, pp. 109-118, 2005.
- [12] H.-S. Yu, «Shakedown analysis and design of flexible road pavements under moving surface loads,» 2011.
- [13] R. Cuevas Hernández, «Carretera Marginal de la Selva, Aguazul - Hato Corozal. Archivos personales de obra,» 2014.
- [14] R. Cuevas Hernández, «Carretera Granada - Puerto Rico. Archivos personales de obra,» 2007.
- [15] R. Cuevas Hernández, «Construcción Transmilenio Bogotá Avenida Suba Calle 80 a Calle 127. Determinación módulos dinámicos mezclas asfálticas en función de la temperatura de mezclado. Archivos personales de obra.,» 2004.
- [16] R. Cuevas Hernández, «Carretera Bogotá - Girardot - Ibagué. Archivos personales de obra,» 2014.
- [17] H.-S. Yu y J. Wang, «Shakedown Analysis of Pavements under Moving Traffic Loads,» 2010.

# Influencia de la química y mineralogía de los agregados en la calidad de la adhesión del sistema asfalto-agregado

Andrés Cala

Silvia Caro

Vivian Cárdenas-Galindo

María Lleras-Jacobsen

Yamirka Rojas-Agramonte

Resumen	313
Introducción	314
14.1. Materiales y métodos	316
14.1.1. Materiales	316
14.2. Resultados y discusión	322
14.2.1. Susceptibilidad al daño por humedad	322
14.2.2. Influencia mineralógica en la susceptibilidad al daño por humedad	326
Conclusiones y recomendaciones	328
Agradecimientos	329
Referencias	329

***Andrés Cala***

Candidato a grado en la maestría en ingeniería civil, Universidad de los Andes. Asistente graduado de investigación, Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: af.cala1049@uniandes.edu.co

***Silvia Caro***

Doctorado en Ingeniería Civil, Texas A&M University. Profesora Asociada y Vicedecana Académica de la Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes. Correo electrónico: scaro@uniandes.edu.co

***Vivian Lorena Cardenas***

Ingeniera Ambiental, Universidad de los Andes. Académica en Cemex, Colombia. Correo electrónico: vl.cardenas10@uniandes.edu.co

***María Lleras-Jacobsen***

Ingeniera Civil, Universidad de los Andes. Actualmente desempeña labores en la empresa del metro de Bogotá, Colombia. Correo electrónico: m.lleras10@uniandes.edu.co

***Yamirka Rojas agramontes***

Doctora en Ingeniería, University of Austria. Correo electrónico: y.rojasa@uniandes.edu.co

## Resumen

La mineralogía de los agregados es un factor decisivo en la calidad de la adhesión y de la resistencia al daño por humedad de mezclas asfálticas. Identificar las propiedades de los agregados que generan buenas adhesiones con el asfalto, en condiciones secas y bajo la presencia de agua, es clave en los procesos de selección de materiales para la construcción de pavimentos. Este trabajo presenta una nueva metodología para estudiar el rol de agregados con un amplio espectro composicional y mineralógico (i. e., granodiorita, esquisto verde, serpentinita y mármol) en la calidad de sistemas asfalto-agregado. Los especímenes de ensayo corresponden a núcleos cilíndricos de roca (diámetro y altura de 2,54 cm) sobre los cuales se aplica una capa de asfalto de 150  $\mu\text{m}$  y la metodología consiste en fallar a tensión muestras de estos sistemas bajo condiciones de deformación controlada (i. e., 10 mm/min). Los resultados del ensayo corresponden a la carga última soportada por el sistema y al porcentaje del área de falla adhesiva sobre la cara del agregado. El estudio permite concluir que : i) rocas con alto contenido de SiO<sub>2</sub> presentan una buena adhesión con el asfalto en condiciones secas, pero son las más susceptibles a ser degradadas por la humedad; ii) rocas con composiciones máficas (i. e., altos contenidos de magnesio y hierro) presentan mayor resistencia al daño por humedad, aunque en condiciones secas esta unión es de menor calidad que aquella observada en rocas félsicas (e. g., altos contenidos de cuarzo y feldespatos); y iii) minerales máficos (e. g., anfíboles y piroxenos) presentan mayor resistencia al daño por humedad que minerales félsicos (e. g., cuarzo y plagioclasa).

**Palabras clave:** mineralogía; sistema asfalto-agregado; adhesión; daño por humedad.

## Introducción

El daño por humedad en pavimentos asfálticos se define como el deterioro de la capacidad estructural de la mezcla debido a la acción del agua. Este deterioro se manifiesta como la pérdida de adhesión en el sistema asfalto-agregado y/o la pérdida de resistencia cohesiva del cemento asfáltico [1]. Actualmente, el daño por humedad supone una de las principales causas de rehabilitación temprana en las estructuras de pavimento [2], por lo que entender los factores que determinan su naturaleza se ha convertido un tema de especial interés en el diseño de pavimentos de alta calidad.

Según Caro *et al.* [2], el mecanismo de deterioro por humedad en una mezcla consta de dos etapas: 1) transporte de la humedad dentro del sistema (i. e., proceso mediante el cual el agua ingresa en la microestructura de la mezcla alcanzando la interfase asfalto-agregado) y 2) respuesta del sistema (i. e., cambio en la estructura interna de la mezcla reduciendo su capacidad estructural). Dentro de las respuestas o manifestaciones más comunes del sistema derivadas al daño por humedad, se encuentra el *stripping*, definido como el proceso resultante de la separación física entre el asfalto y el agregado mineral [3] o la pérdida del recubrimiento de cemento asfáltico de la superficie de los agregados por la acción del agua. En otras palabras, el *stripping* representa una manifestación de la pérdida de adhesión en el sistema asfalto-agregado [4].

La adhesión entre dos materiales distintos implica un proceso complejo donde las propiedades físicas, mecánicas, termodinámicas y químicas de los diferentes componentes juegan un papel fundamental [5]. En el caso específico de la adhesión en sistemas asfalto-agregado, se ha observado que esta se ve altamente influenciada por la mineralogía de los agregados [6 - 7]. No obstante, a pesar del creciente esfuerzo por evaluar el rendimiento de las mezclas de pavimento con respecto al *stripping* [8], no se han obtenido correlaciones claras que permitan establecer qué tipo de minerales presentan mejores características de adhesión con el asfalto en condiciones secas y bajo el efecto del agua.

A la fecha, en la ingeniería de pavimentos es comúnmente aceptada la definición de acidez de una roca en función de su contenido de sílice ( $\text{SiO}_2$ ) (i. e., a mayor contenido de sílice, mayor acidez), así como la definición de basicidad en función de su contenido de carbonato de calcio ( $\text{CaCO}_3$ ). A partir de estas definiciones se ha relacionado la calidad de la adhesión y el daño por humedad

con la acidez y/o basicidad de las rocas [9]. Sin embargo, desde un punto de vista geológico es incorrecto hablar de acidez y basicidad sin discriminar los tipos de roca. Geoquímicamente hablando, únicamente se habla de acidez de las rocas en función de su contenido de  $\text{SiO}_2$  cuando se trata de rocas ígneas formadas por minerales silicatados. Rocas como el mármol o la caliza no cumplen con esta característica y, por lo tanto, no deberían ser clasificadas como ácidas o básicas. Adicionalmente, el  $\text{SiO}_2$  y el  $\text{CaCO}_3$  son componentes químicos compatibles, por lo que ciertas rocas pueden presentar altos contenidos de ambos óxidos, lo que contradictoriamente las haría ácidas y básicas a la vez.

Dentro de los estudios existentes en este tema, se encuentra el trabajo desarrollado por Bagampadde *et al.* [10], quienes evaluaron la calidad de la adhesión en mezclas en caliente de manera indirecta. Específicamente, los autores realizaron ensayos de tensión indirecta y módulo resiliente sobre once diseños de mezcla, donde la única variación fue el tipo de agregado. Para cada una de las variantes, se ejecutaron pruebas en condiciones secas y de humedad controlada. Con excepción de un agregado compuesto 100 % de cuarzo, el cual presentó baja sensibilidad a la humedad, los agregados con mayor contenido de cuarzo y feldespatos (i. e., félsicos) presentaron mayor *stripping* que aquellos con un alto contenido de calcio, magnesio y hierro (i. e., máficos).

No obstante, estos ensayos no evalúan directamente la interacción asfalto-agregado. En este sentido, en la última década se han desarrollado métodos experimentales de evaluación directa sobre la interfase, como el Instrumento Neumático para la Medición de Adhesión por Tracción (Patti por sus siglas en inglés), que posteriormente fue modificado y estandarizado por la Aashto [11] como el Ensayo de Adherencia del Bitumen (BBS por sus siglas en inglés). El BBS cuantifica la fuerza de tensión necesaria para remover un pisador metálico adherido por una capa de  $800\ \mu\text{m}$  de cemento asfáltico a una muestra de roca. Los especímenes son preparados a condiciones de humedad controladas y posteriormente fallados a tensión haciendo uso del Patti, lo que genera altas velocidades en la aplicación de carga. De este modo, el ensayo permite identificar si la falla se generó por baja adhesión entre el asfalto y el agregado o por las fuerzas cohesivas dentro del cemento asfáltico. A pesar de su simplicidad, se han identificado ciertas deficiencias teóricas en el ensayo. Por ejemplo, este ignora algunas propiedades de los mecanismos de adhesión y daño por humedad, entre las que se encuentran: 1) el espesor de la capa de



bitumen (800  $\mu\text{m}$ ) es relativamente grueso, lo cual promueve una falla cohesiva, 2) desconoce la termo-dependencia del proceso de adhesión (cada componente del ensayo se encuentra a diferente temperatura), 3) ignora los residuos de asfalto en el borde del pisador metálico, que afectan la entrada del agua al sistema, y 4) no hay control sobre la geometría de los agregados.

El trabajo presentado en este documento propone un nuevo método experimental para la medición de la adhesión en la interfase asfalto-agregado. Partiendo de los fundamentos teóricos de ensayos ya mencionados, se realizaron algunos ajustes para evaluar de manera aislada las propiedades químicas en el proceso de adhesión en la interfase. Para esto, se utilizó un micrómetro modificado para alcanzar una película de 150  $\mu\text{m}$  de asfalto entre un núcleo de roca y un pisador metálico. Posteriormente, el sistema fue fallado a tensión a una velocidad controlada de 10 mm/min. Los agregados utilizados fueron de origen metamórfico e ígneo, con el fin de tener porosidades y rugosidades cercanas a cero, que dejaran a la mineralogía (i. e., efecto químico) como el principal parámetro de análisis. De este modo, se espera encontrar correlaciones claras que permitan establecer qué parámetros químicos, y por ende mineralógicos, en la composición de las rocas, presentan mayor o menor susceptibilidad al daño por humedad en mezclas en caliente, particularmente al *stripping*, para así contribuir al diseño de pavimentos de mejor calidad y durabilidad.

## 14.1. Materiales y métodos

### 14.1.1. Materiales

#### 14.1.1.1. Asfalto

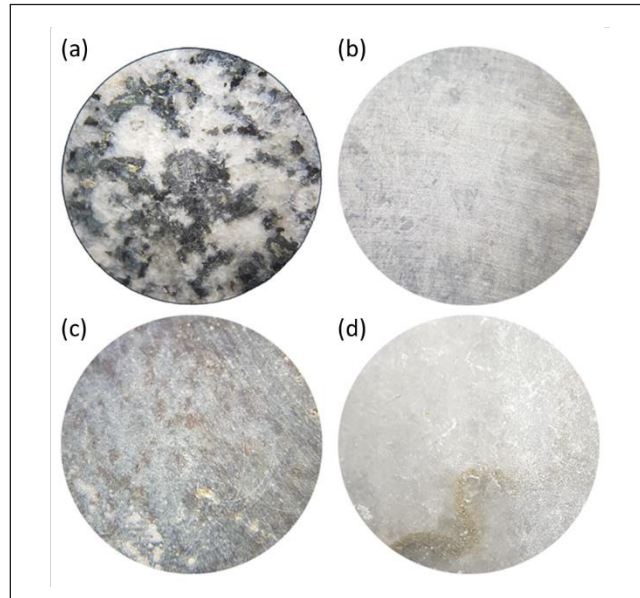
Como se mencionó anteriormente, en el proceso de adhesión a evaluar, las propiedades químicas de los agregados juegan un papel más importante que las del asfalto. Por lo tanto, el estudio se llevó a cabo utilizando únicamente un tipo de asfalto. Específicamente, se usó el cemento asfáltico típicamente empleado en la construcción de vías en Colombia, obtenido de la refinería de Ecopetrol en Barrancabermeja y clasificado como asfalto con penetración 60/70 (1/10 mm).

#### 14.1.1.2. Agregados

La selección de los agregados utilizados en el análisis estuvo basada en dos criterios principales: 1) que tuvieran un amplio espectro composicional y 2) que

presentaran muy bajas porosidades para que la difusión de la humedad en el acondicionamiento en agua ocurriera sólo a través de la interfase. Para este trabajo se seleccionaron las siguientes rocas: granito, serpentinita, esquisto verde y mármol (figura 14.1). Las composiciones de óxidos de cada una de estas rocas, calculadas mediante el ensayo de fluorescencia de rayos X, se presentan la tabla 14.1.

La roca granítica en este estudio presenta una composición félsica (i. e., alto contenido de cuarzo y feldespatos), la serpentinita presenta una composición máfica (i. e., alto contenido de magnesio y hierro) y el esquisto verde una composición intermedia. Estas tres rocas pueden ser catalogadas como máficas o félsicas dado que presentan un origen ígneo o meta-ígneo (en los procesos metamórficos la composición química de la roca no se ve alterada) lo cual hace comparable sus composiciones químicas. Sin embargo, la muestra de mármol es una roca meta-sedimentaria, la cual presenta una composición química única dado su protolito (i. e., roca original) sedimentario. El análisis de los resultados experimentales debe tener en cuenta estas características.



**Figura 14.1. Vista estereoscópica de las rocas seleccionadas:**  
(a) granito (campo de visión: 1 cm); (b) Serpentinita (campo de visión 8 mm);  
(c) esquisto verde. (Campo de visión: 8 mm); y (d) mármol (campo de visión: 1 cm)

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 14.1. Composición química en óxidos (porcentaje del peso total) de las rocas empleadas en este trabajo**

Roca	MgO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	K <sub>2</sub> O	CaO	TiO <sub>2</sub>	MnO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	NiO
Granito	0,00	15,09	71,24	0,14	2,59	2,81	0,36	0,04	3,07	0,00
Serpentinita	36,23	20,61	28,06	0,00	0,00	0,00	0,09	0,25	9,21	0,04
Esquisto verde	7,72	16,76	54,92	0,10	0,11	5,79	0,85	0,12	7,93	0,00
Mármol	0	2,258	6,1	0,1	0,3	85	0,07	0	0,268	0

### 14.1.2. Montaje experimental

La preparación de los especímenes consistió en modificar un micrómetro marca Mitutoyo (Ref: 293-253-10; tolerancia=0.001  $\mu\text{m}$ ), de forma tal que en uno de sus extremos se pudiera atornillar un pisador metálico de 25 mm de diámetro y, en el otro, se pudiera situar un núcleo de roca con el mismo diámetro. El micrómetro permite obtener una capa de 150  $\mu\text{m}$  ( $\pm 20\mu\text{m}$ , la cual, dado su bajo espesor, contribuye a promover la falla adhesiva en la interfase asfalto-agregado. El pisador metálico tiene una rugosidad controlada que fomenta la unión mecánica con el asfalto y evita que la falla se de en la interfase asfalto-metal. Teniendo en cuenta la termo-dependencia de la reacción, todos los componentes del sistema (i. e., pisador metálico, bitumen y agregado) son llevados a una misma temperatura de 150 °C antes de la preparación de los especímenes de ensayo, la cual es típica en mezclas asfálticas en caliente. Los residuos de asfalto alrededor de las muestras son retirados para que todos los especímenes tengan igual exposición a la humedad. Por último, el procedimiento de falla a tensión se hace a una velocidad controlada de 10 mm/min en una prensa mecánica.

#### 14.1.2.1. Preparación de los núcleos de roca

De las rocas traídas de campo se extrajeron núcleos de 25 mm de diámetro. Los núcleos se cortaron transversalmente a lo largo de toda su longitud obteniendo muestras de roca cilíndricas, con diámetro y altura de 25 mm y caras paralelas. Las caras del núcleo fueron expuestas a un proceso de pulimiento progresivo por carburo hasta asegurar que las muestras quedaran completamente niveladas y sin rugosidad sobre su superficie. Por último, los núcleos se

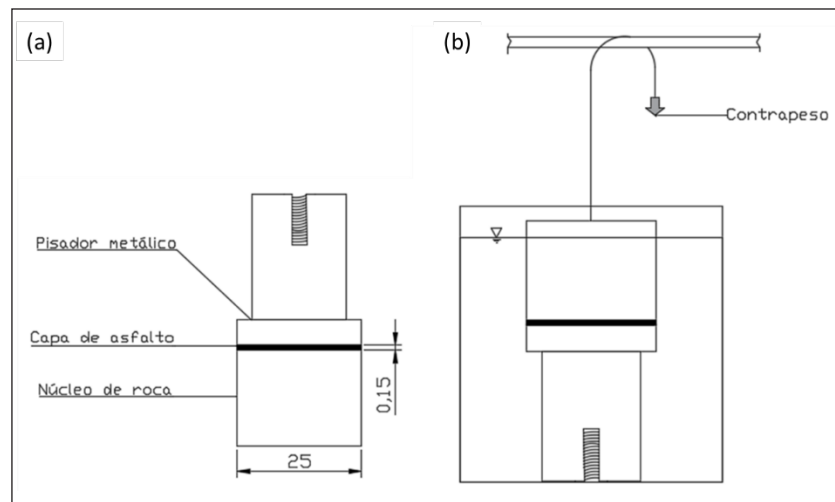
introdujeron en un baño de ultrasonido por diez minutos a 60 °C, eliminando residuos generados en el proceso de preparación.

#### 14.1.2.2. Preparación muestras asfalto-agregado

Para la preparación de las muestras de ensayo, los núcleos y pisadores metálicos se limpian minuciosamente para remover restos de polvo que podrían afectar el proceso de adhesión. Posteriormente, estos son introducidos en el horno a una temperatura de 150 °C por un periodo de al menos treinta minutos, asegurándose de que el agua remanente sobre los elementos se haya evaporado por completo. Simultáneamente, se alista una muestra de 1,50 g de asfalto, la cual, pasados los treinta minutos, se introduce al horno a la misma temperatura durante quince minutos adicionales. Así, todos los componentes del sistema se encuentran a la misma temperatura al realizar el montaje.

A continuación, se sacan los componentes del horno, se atornilla el pisador metálico en el micrómetro, se sitúa la roca en la parte inferior y se tara el micrómetro en el punto donde la cara del pisador metálico toca la cara de la roca. Con una espátula a la misma temperatura, se esparce una delgada capa de asfalto líquido sobre toda la cara superior de la roca y se baja el pisador metálico hasta que el micrómetro marque un espesor de 150  $\mu\text{m}$ . El montaje se deja enfriar durante al menos cuarenta y cinco minutos (figura 14.2a).

Una vez el montaje se enfría, se desmonta la probeta y se limpian los excesos de asfalto alrededor de la interfase. En el caso de las muestras que van a ser analizadas bajo condiciones de humedad, se introduce el espécimen en un recipiente con agua destilada, y se procura que la interfase asfalto-agregado siempre esté en contacto con agua (figura 14.2b). En este caso, se emplea un contrapeso para evitar inducir esfuerzos verticales de compresión al asfalto que puedan alterar su espesor.



**Figura 14.2. (a) Montaje de la muestra asfalto-agregado, todas las dimensiones en mm, y (b) muestra bajo condiciones de humedad**

Fuente: elaboración propia.

Para cada una de las rocas mencionadas anteriormente, se realizaron entre una y cinco probetas en condiciones secas y una probeta expuesta a quince días de condicionamiento en agua. Los especímenes fueron nombrados de acuerdo a el tipo de roca utilizado en cada caso: "G" (Granito), "S" (Serpentina), "EV" (Esquisto verde) y "M" (Mármol). Adicionalmente, en el caso de las muestras bajo condiciones de humedad se incluyó la letra "A" (Agua) al final del nombre de la muestra. Los resultados expuestos en secciones posteriores hacen referencia a esta nomenclatura.

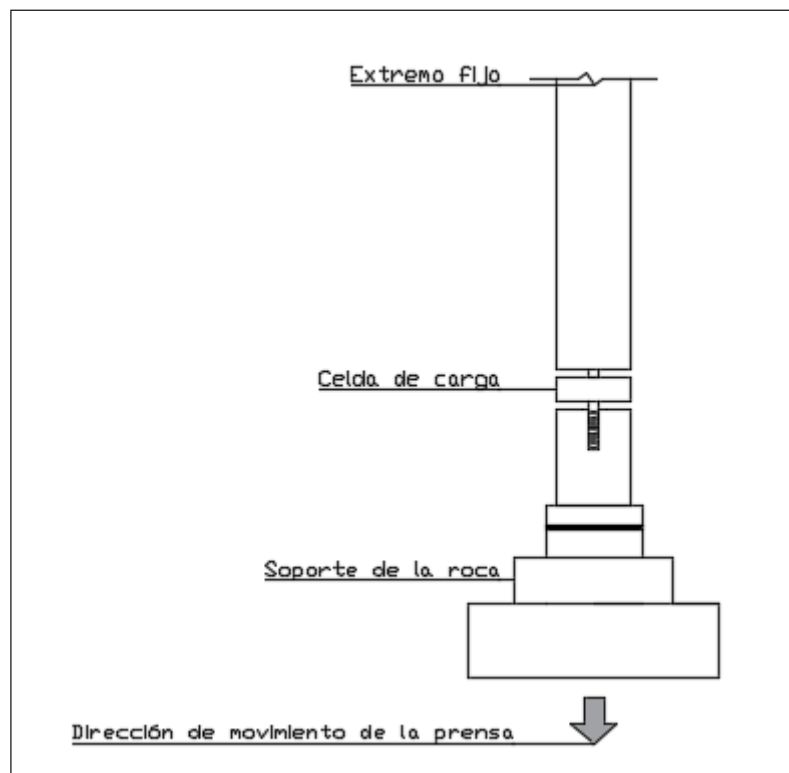
### 14.1.2.3. Procedimiento de ensayo

El ensayo consiste en fallar las probetas de roca-asfalto bajo una fuerza de tensión axial. Para esto, se hizo uso de una celda de carga (Omega LC201-300; tolerancia igual a 1,0% del rango de medición) y se diseñaron una serie de elementos capaces de ajustar la probeta a la celda existente (figura 14.3). El procedimiento experimental se podría resumir entonces en los siguientes pasos:

- Atornillar el pisador metálico a la celda de carga.
- Bajar cuidadosamente la muestra hasta que el núcleo de roca entre en el soporte metálico.

- Dejar reposar durante 5 minutos el sistema, asegurándose de eliminar un posible aumento de la temperatura en la muestra durante su manipulación (i. e., calor humano por el contacto).
- Fijar la velocidad del sistema de aplicación de carga a 10 mm/min y presionar el botón de inicio.
- Una vez se genera la falla, se detiene la toma de datos y la aplicación de carga sobre el sistema.

Los resultados arrojados por el programa son curvas de fuerza aplicada (N) vs. tiempo (s), tomados cada 0,1 segundos. Adicionalmente, se toman fotos de la cara de la roca y se emplean programas de análisis de imágenes para establecer el porcentaje de falla adhesiva sobre la interfase.



**Figura 14.3. Ajuste de la celda de carga para la aplicación de carga axial sobre la muestra asfalto-agregado**

Fuente: elaboración propia.

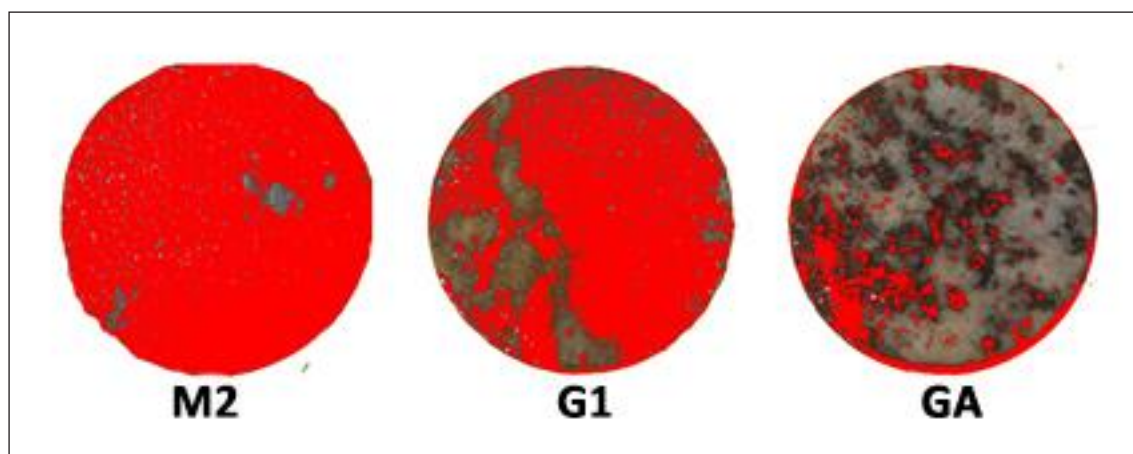
## 14.2. Resultados y discusión

### 14.2.1. Susceptibilidad al daño por humedad

El principal objetivo de este trabajo es cuantificar la influencia mineralógica, y por ende química, en la calidad de la adhesión y la susceptibilidad al daño por humedad en la interfase asfalto-agregado. De acuerdo con esto, se establecieron como parámetros de análisis la carga de falla de cada una de las muestras y el porcentaje de falla adhesiva sobre la cara de la roca.

Inicialmente, se estudiaron los resultados obtenidos de las muestras de granito, esquisto verde y serpentinita ya que estas son rocas ígneas y meta-ígneas que, como fue explicado anteriormente, presentan una composición comparable. A partir de este análisis, se estableció si las conclusiones obtenidas son válidas para la muestra de mármol, ya que, dado su origen meta-sedimentario, es una roca composicionalmente muy distinta a las demás.

La carga de falla en [N] es capturada y reportada por el sistema de recolección y almacenamiento de datos del montaje y el porcentaje de falla adhesiva de todos los especímenes ensayados fue calculado empleando el programa de análisis de imagen *ImageJ*, siguiendo los procedimientos propuestos por [12] en los cuales parámetros como matiz, brillo y saturación, acompañados de una identificación visual de la cara de falla de la roca, permiten calcular el área cohesiva en los especímenes. Un ejemplo de este análisis se presenta en la figura 14.4.



De izquierda a derecha se muestra la segunda muestra de mármol seco (M2), la primera muestra de granito seco (G1) y la muestra de granito en agua (GA).

**Figura 14.4. Evolución de una falla cohesiva a una adhesiva, en la cual el área de falla cohesiva se resalta en color rojo a partir del análisis de imagen realizado con *ImageJ*.**

Fuente: elaboración propia.



En la tabla 14.2 se presentan los resultados de carga a la falla y el porcentaje de falla adhesiva de cada muestra, según la nomenclatura expuesta en la sección 14.2.2.2. A pesar de que inicialmente se esperaba hacer el análisis sobre cinco muestras en seco y una bajo condiciones de humedad, fue necesario eliminar algunas muestras del análisis debido a dificultades en la preparación de los especímenes.

**Tabla 14.2. Resumen de los resultados de porcentaje de falla adhesiva y carga a la falla de todos los especímenes ensayados**

<i>Muestra</i>	<i>Porcentaje de falla adhesiva [%]</i>	<i>Carga a la falla [N]</i>
G1	34,26 %	970,64
G2	11,80 %	475,29
G3	43,07 %	1084,30
GA	82,42 %	251,78
S1	0,00 %	362,20
S2	0,00 %	497,07
S3	0,00 %	240,12
S4	0,00 %	173,45
SA	24,49 %	1039,98
EV1	21,86 %	268,02
EV2	13,52 %	204,21
EV3	24,92 %	261,71
EV4	22,25 %	322,84
EV5	8,32 %	213,19
EVA	45,45 %	744,07
M1	7,64 %	425,62
M2	2,50 %	299,54
MA	4,70 %	432,50

Fuente: elaboración propia.

En general, los valores de carga a la falla presentados en la tabla 14.2 presentan una alta variabilidad. No obstante, a pesar de dicha variabilidad es posible apreciar que la muestra granítica, la cual es la roca de composición

más félsica en este análisis, presenta mayores valores de carga en condiciones secas que las rocas con composiciones más máficas. A partir de esto se puede concluir que composiciones félsicas desarrollan una mejor calidad en la adhesión del sistema asfalto-agregado en condiciones secas. Sin embargo, al analizar los valores de carga obtenidos en las muestras bajo condiciones de humedad, se evidencia que aquellas rocas con composiciones más máficas presentan cargas últimas mayores que el granito. Esto, implica que las rocas con composiciones minerales máficas se ven menos afectadas por el efecto del agua que las rocas félsicas. Cabe aclarar que se requieren más réplicas en condiciones húmedas para validar esta conclusión.

Para complementar este análisis, los porcentajes de falla adhesiva presentados en la tabla 14.2 se emplearon para definir un “índice de daño por humedad” como la diferencia en el área de falla adhesiva entre la muestra que se acondicionó en agua durante quince días, y el promedio de los valores para las muestras en condiciones secas (ecuación 1). Cuando el área de falla adhesiva del espécimen acondicionado en agua es sustancialmente mayor al área de falla adhesiva original (i. e., mayores valores de “índice de daño por humedad”), se puede concluir que hubo un mayor deterioro de *stripping* causado por el agua en la interfase asfalto-agregado.

$$\begin{aligned} \text{Índice de daño por humedad} = & \% \text{ falla adhesiva muestra húmeda} \\ & - \text{promedio } \% \text{ falla adhesiva muestras secas} \quad (1) \end{aligned}$$

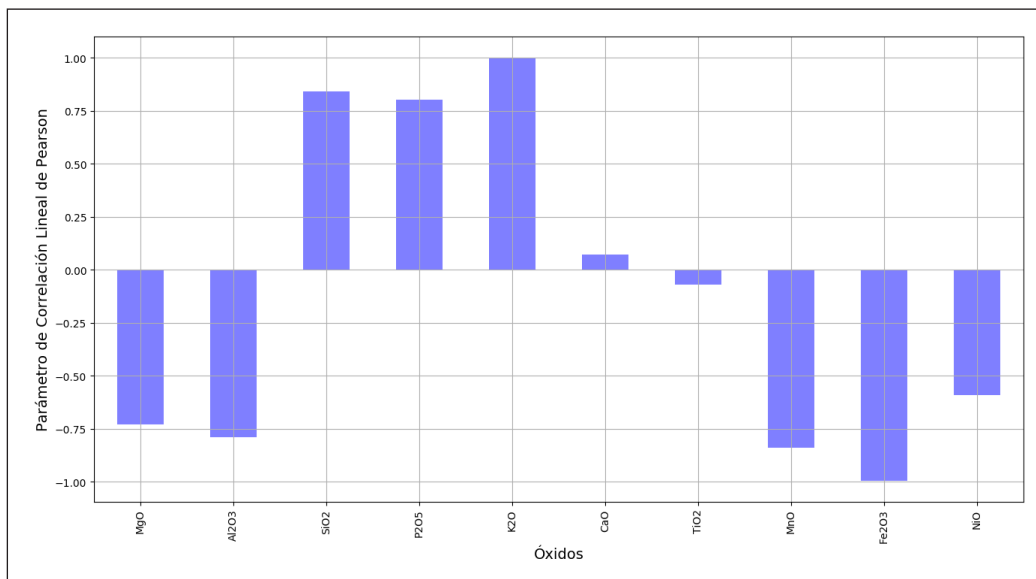
De acuerdo con esto, se estableció la correlación de cada uno de los óxidos (composición química) de las rocas con el índice al daño por humedad. En la figura 14.5 se muestran los resultados del parámetro de correlación lineal de Pearson con este índice para todos los óxidos de las muestras de granito, serpentina y esquistos verde. Este parámetro se calcula a partir de la ecuación 2 y da un indicativo de qué tan linealmente están correlacionados los datos (1: correlación perfecta positiva: a mayores valores mayor susceptibilidad al daño por humedad, -1: correlación perfecta negativa: a mayores valores negativo mayor resistencia al daño por humedad, 0: no correlacionados).

$$\text{Coeficiente de Pearson} = \frac{\text{cov}(X,Y)}{\sigma_x \sigma_y} \quad (2)$$

donde:

$cov(X,Y)$ : Covarianza entre los datos

$\sigma_x, \sigma_y$ : Desviación estándar de los datos en x, y respectivamente



**Figura 14.5. Coeficiente de correlación lineal de Pearson para los valores de los óxidos de las muestras de granito, serpentina y esquistos verde con el índice de daño por humedad**

Fuente: elaboración propia.

Nótese que el índice de daño por humedad presenta una fuerte correlación con muchos más óxidos que el  $SiO_2$ , el cual es el más comúnmente usado. De hecho, en ciertos casos, como en el caso de  $Fe_2O_3$  y el  $K_2O$ , la correlación es significativamente mayor. La figura 14.5 permite evidenciar que los óxidos que presentan una fuerte correlación negativa (i. e.,  $MgO, Al_2O_3, MnO$  y  $Fe_2O_3$ ) son típicos de rocas de composiciones máficas, y aquellos con una fuerte correlación positiva (i. e.,  $SiO_2, P_2O_5$  y  $K_2O$ ) son típicos de rocas con composiciones félsicas. Esto permite concluir que el fenómeno de daño por humedad no debería ser asociado sólo al contenido de sílice, ya que la química completa de la roca juega un rol importante.

Con base en estos resultados, se decidió llevar a cabo un ajuste multivariable del índice de daño por humedad en función de los óxidos que presentaban un

coeficiente de correlación lineal de Pearson mayor a 0,7. Para esto, se realizó una correlación de mínimos cuadrados ordinarios multivariable con la librería de *statsmodels* de Python. El resultado, con un  $R^2 = 0,98$ , obtenido fue el siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Susceptibilidad al daño por humedad} = & -0,872661 * Al_2O_3 + 0,993470 \\ & * SiO_2 + 1,080314 * MgO + 0,000627 \\ & * P_2O_5 + 1,274209 * K_2O - 0,021967 \\ & * MnO - 2,657990 * Fe_2O_3 \end{aligned} \quad (3)$$

Haciendo uso de la ecuación 3 para la muestra de mármol se obtuvo un valor de susceptibilidad de 3,72 %. El valor experimental obtenido para esta roca fue de 6,05 %. Debido a la definición del índice de susceptibilidad al daño por humedad, este puede tomar valores de 0 a 100 %, por lo cual una diferencia menor al 3 %, como la obtenida en este caso, representa una buena aproximación al valor empírico. Teniendo esto en cuenta, se puede concluir que la fórmula propuesta es aplicable tanto para rocas que composicionalmente estén en el espectro sobre el cual fue hecha la correlación, como para rocas de composiciones calcáreas como el mármol.

#### 14.2.2. Influencia mineralógica en la susceptibilidad al daño por humedad

En la sección anterior se mostró que la química de la roca completa juega un rol fundamental en la susceptibilidad al daño por humedad del sistema asfalto-agregado. Dado que la química de la roca ejerce un control sobre los minerales que se pueden encontrar en la misma y, dado que las rocas son por definición un medio heterogéneo, se logró apreciar que ciertos minerales dentro de una misma roca logran desarrollar mejores propiedades adhesivas que otros. Por ejemplo, en la figura 14.6 se puede observar el estado final de la muestra de granito que fue sometida a un condicionamiento en humedad de quince días, y luego fallada a tensión. Es destacable que el ligante asfáltico fue retenido principalmente en los minerales negros, los cuales son principalmente anfíboles y boititas, y removido de los minerales blancos, los cuales son cuarzos y feldespatos. Esto permite concluir que, dada la composición máfica de los anfíboles y félsica de los minerales blancos de la muestra de granito, las conclusiones obtenidas para la química de roca completa también aplican para casos específicos de solo un mineral.

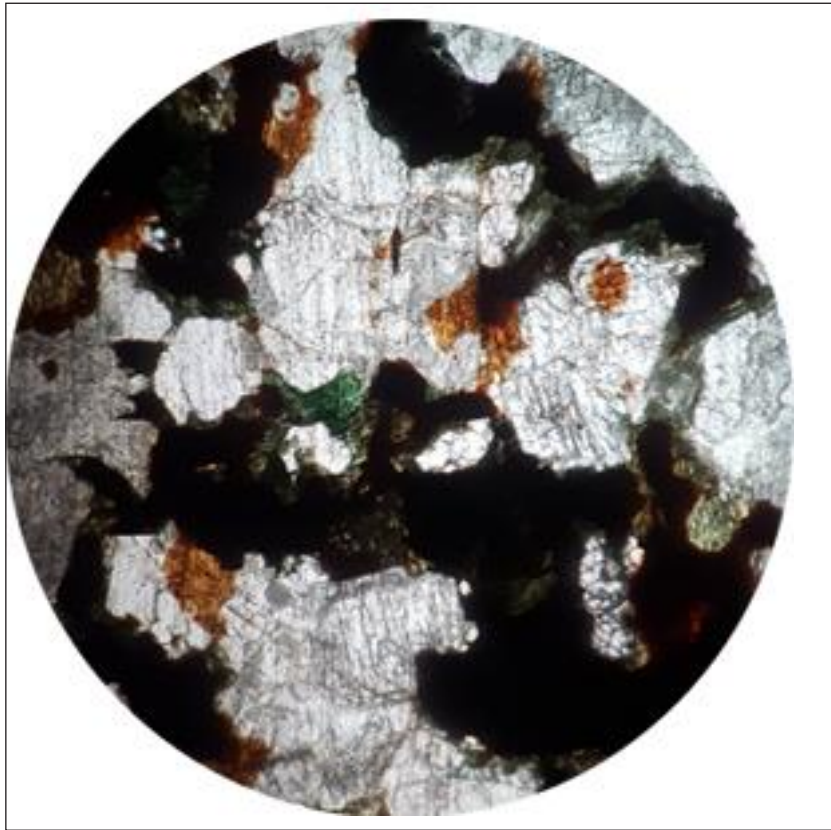


Nota: el ligante asfáltico fue retenido preferiblemente en los minerales negros, los cuales son en su mayoría anfíboles.

**Figura 14.6. Muestra de granito (GA) posterior a la falla tras un condicionamiento en agua por quince días. Nótese que el ligante asfáltico fue retenido preferencialmente en los minerales negros, los cuales son en su mayoría anfíboles**

Fuente: elaboración propia.

Por otra parte, la figura 14.7 presenta este mismo resultado pero visto desde un microscopio petrográfico de luz polarizada (40X). En esta se logra apreciar que los minerales negros en los cuales se retiene el cemento asfáltico son efectivamente minerales máficos, como anfíboles y piroxenos, y aquellos donde hubo pérdida de adhesión fueron principalmente cuarzo y plagioclasas.



Nota: el asfalto (aquí visto de un color de naranja a negro) es retenido principalmente en los anfíboles y se pierde casi en su totalidad en minerales como cuarzo y la plagioclasa.

**Figura 14.7. Vista en sección delgada vista a través de un microscopio petrográfico (40x)**

Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones y recomendaciones

Las siguientes son las principales conclusiones obtenidas de este trabajo experimental:

- La susceptibilidad al daño por humedad no sólo se correlaciona con el  $\text{SiO}_2$  como es comúnmente aceptado. Los resultados mostraron fuertes correlaciones lineales con los óxidos  $\text{MgO}$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{MnO}$ ,  $\text{F}_2\text{O}_3$ ,  $\text{P}_2\text{O}_5$  y  $\text{K}_2\text{O}$ , lo que indica que el fenómeno de daño por humedad está fuertemente influenciado por la química total de la roca.
- Rocas de composiciones félsicas presentan una mejor adhesión en condiciones secas con el asfalto, pero son más susceptibles al daño por humedad.

- Rocas de composiciones máficas presentan una mayor resistencia al daño por humedad en comparación con las rocas de composición félsica.
- Minerales máficos (i. e., anfíboles y piroxenos) presentan mayor resistencia al daño por humedad que minerales félsicos (i. e., cuarzo y plagioclasa).
- El desarrollo de esta metodología experimental se encuentra en etapas preliminares de diseño. Pruebas estadísticas de replicabilidad y precisión serán realizadas en etapas posteriores de esta investigación. Aun así, los resultados arrojados en esta primera etapa dan indicios de la influencia de parámetros químicos de los agregados que no han sido considerados hasta el momento en el fenómeno de la adhesión.

## Agradecimientos

Esta investigación fue financiada por la Vicerrectoría Académica de la Universidad de los Andes, como parte del proyecto de interfacultades Geociencias – Ingeniería Civil. Sus contenidos son de exclusiva responsabilidad de sus autores y no representan necesariamente la opinión oficial de la Universidad.

## Referencias

- [1] B. M. Kiggundu and F. L. Roberts, "Stripping in HMA mixtures: State-of-the-art and critical review of test methods," National Center for Asphalt Technology Auburn, AL, USA, 1988.
- [2] S. Caro, E. Masad, A. Bhasin, and D. N. Little, "Moisture susceptibility of asphalt mixtures, Part 1: mechanisms," *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 9, n.º 2, pp. 81-98, 2008.
- [3] K. D. Stuart, *Moisture damage in highway mixtures-a state-of-the-art report*. Washington, DC: Department of Transportation. FHWA-RA-90-019, 1990.
- [4] R. G. Hicks, L. Santucci, and T. Aschenbrener, "Introduction and seminar objectives," in *Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements-A National Seminar* California Department of Transportation; Federal Highway Administration; National Asphalt Pavement Association; California Asphalt Pavement Alliance; and Transportation Research Board., 2003.
- [5] A. W. Hefer, D. N. Little, and R. L. Lytton, "A synthesis of theories and mechanisms of bitumen-aggregate adhesion including recent advances in quantifying the effects of water," *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 74, pp. 139-196, 2005.
- [6] G. D. Airey, A. C. Collop, S. E. Zoorob, and R. C. Elliott, "The influence of aggregate, filler and bitumen on asphalt mixture moisture damage," *Constr. Build. Mater.*, vol. 22, n.º 9, pp. 2015-2024, 2008.



- [7] J. Zhang, A. K. Apeageyi, G. D. Airey, and J. R. Grenfell, "Influence of aggregate mineralogical composition on water resistance of aggregate-bitumen adhesion," *Int. J. Adhes. Adhes.*, vol. 62, pp. 45-54, 2015.
- [8] M. Solaimanian, J. Harvey, M. Tahmoressi, and V. Tandon, "Test methods to predict moisture sensitivity of hot-mix asphalt pavements," in *Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements-A National Seminar* California Department of Transportation; Federal Highway Administration; National Asphalt Pavement Association; California Asphalt Pavement Alliance; and Transportation Research Board., 2003.
- [9] U. Bagampadde, U. Isacson, and B. M. Kiggundu, "Impact of bitumen and aggregate composition on stripping in bituminous mixtures," *Mater. Struct.*, vol. 39, n.º 3, pp. 303-315, 2006.
- [10] U. Bagampadde, U. Isacson, and B. M. Kiggundu, "Influence of aggregate chemical and mineralogical composition on stripping in bituminous mixtures," *Int. J. Pavement Eng.*, vol. 6, n.º 4, pp. 229-239, 2005.
- [11] R. Moraes, R. Velasquez, and H. Bahia, "Measuring the effect of moisture on asphalt-aggregate bond with the bitumen bond strength test," *Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board*, n.º 2209, pp. 70-81, 2011.
- [12] M. D. Abramoff, P. J. Magalhaes, and S. J. Ram, "Image processing with ImageJ. *Biophotonics Int.* 11: 36-42," *Google Sch.*, 2004.

# Nuevos conceptos de caracterización de geomallas para control de agrietamientos en capas asfálticas

Lubinda F. Walubita  
Omar Leonardo Torres Parada

Resumen	333
Introducción	334
15.1. Objetivos	335
15.2. Materiales y tipo de mezcla	336
15.2.1. Geomallas	336
15.2.2. Mezcla asfáltica (MDC-19)	336
15.2.3. Preparación de la mezcla asfáltica y probetas	337
15.3. Ensayos de laboratorio	339
15.3.1. Configuración de la máquina UTM y ensayo de las vigas	339
15.3.1. Ensayo de vigas en carga monotónica	340
15.3.2. Ensayos de vigas de concreto asfáltico en carga cíclica	341
15.3.3. Ensayo de resistencia al corte en la interfase	342
15.3.4. Ensayo de módulo de tensión cíclica al aire	343
15.4. Resultados de laboratorio	344
15.4.1. Ensayos de carga cíclica en probetas de mezcla asfáltica	344
15.4.2. Ensayos de resistencia al corte en la interfase de capas asfálticas	346
15.4.3. Ensayos de módulo de tensión cíclica en geomallas	347
15.5. Beneficios en el desempeño al agrietamiento	348
15.5.1. Factor de desempeño al agrietamiento entre capas (ICPF) – Lab	348
15.5.2. Factor de eficiencia de la geomalla - campo	350
15.5.3. Valores de GEF en la literatura	353
15.5.4. Resistencia al corte en la interfase	354
15.5.5. Módulo de tensión cíclica	355
Conclusiones	356
Referencias	358

***Lubinda F. Walubita***

Doctor en Ingeniería Civil, universidad de Texas A&M. Investigador en carreteras, Texas A&M Transportation Institute, Estados Unidos. Correo electrónico: lfwalubita@hotmail.com

***Omar Leonardo Torres Parada***

Ingeniero. Asesor en consultoría y construcción, director técnico, Geomatrix, Colombia. Correo electrónico: otorres@geomatrix.com.co

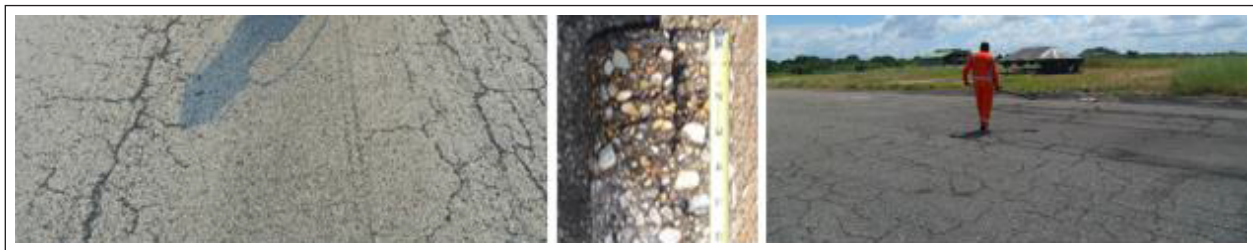
## Resumen

**E**ste estudio se realizó con el fin de investigar, evaluar, cuantificar y comparar el aporte de geomallas en su capacidad de controlar el reflejo por agrietamientos en capas asfálticas, teniendo como referencia las materias primas más utilizadas en la fabricación de estos materiales (e. g., poliéster, fibra de vidrio). El trabajo comprendió la ejecución de diferentes pruebas de ensayo para determinar propiedades índices y de desempeño bajo condiciones de servicio más representativas de las geomallas para capas asfálticas. Estas nuevas propiedades comprenden el aumento en la resistencia al agrietamiento de las capas asfálticas en términos del parámetro GEF (factor de eficiencia de la geomalla), la resistencia al corte en la interfase de capas reforzadas y la resistencia a la carga cíclica a diferentes niveles de deformaciones permanentes. El factor de eficiencia corresponde a una relación entre el número de ciclos de carga en condición reforzada y no reforzada. La resistencia al corte en la interfase refleja la incidencia del balance entre las propiedades mecánicas de la geomalla y el área de contacto disponible en sus aberturas. Finalmente, el módulo de tensión cíclica representa el comportamiento de la geomalla en su capacidad de resistir la carga cíclica bajo diferentes niveles de deformaciones permanentes, lo que favorece la capacidad de recuperación elástica del concreto asfáltico en sus etapas de envejecimiento. En términos generales, las geomallas de poliéster mostraron mejores resultados en el incremento de ciclos a la falla por control de agrietamientos (GEF), mejores porcentajes de área abierta que garantizan mayor adherencia en la interfase entre capas asfálticas reforzadas y mayor estabilidad mecánica bajo condiciones de carga cíclica a diferentes niveles de deformación permanente.

**Palabras clave:** reflejo de agrietamientos; adherencia; geomalla; poliéster; mezcla asfáltica.

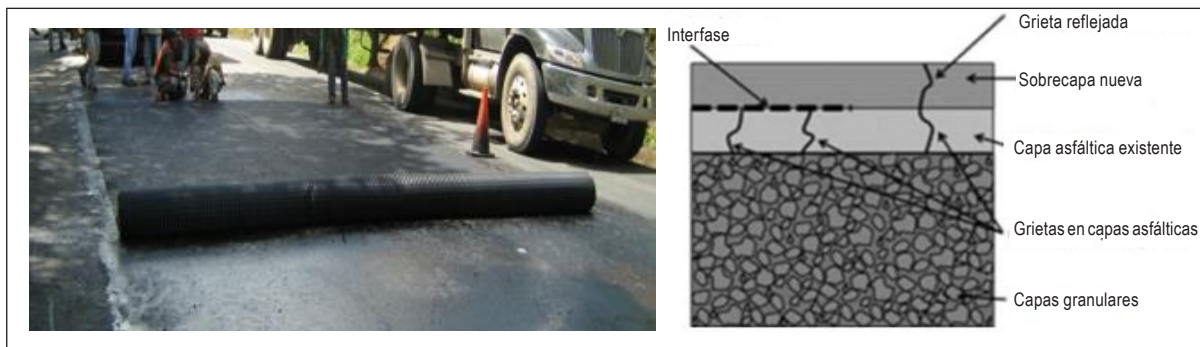
## Introducción

El reflejo de agrietamientos en un efecto estructural indeseable que ocurre en las sobrecapas asfálticas que se colocan sobre pavimentos flexibles o rígidos envejecidos generan un importante costo de mantenimiento y rehabilitación. Para mitigar este fenómeno, existen varios métodos frecuentemente utilizados en las actividades normales de mantenimiento y rehabilitación de pavimentos, entre los cuales se consideran la colocación de capas antirreflejo dentro de las actividades de colocación de capas asfálticas en caliente, como se muestra en la figura 15.1 y figura 15.2 [1 - 7].



**Figura 15.1. Ejemplo de pavimentos agrietados**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 15.2. Colocación de geomalla como capa antirreflejo de agrietamientos en capas asfálticas**

Fuente: elaboración propia.

Uno de los principales roles de las capas antirreflejo es evitar la propagación vertical de los agrietamientos de un pavimento agrietado existente hacia la superficie mediante el aumento de la resistencia de la nueva capa, con lo cual se aumenta la vida útil del pavimento.

En la actualidad varios materiales geosintéticos se ofrecen en el mercado para este propósito [8 - 10] sin embargo, no existe una metodología estándar que permita determinar cuál de ellos es la mejor opción en función del proyecto, por lo cual los ingenieros de pavimentos solo pueden examinarlos considerando las propiedades índice de los materiales [7 - 9]. Se tienen como referencia, pruebas de ensayo bajo condiciones de carga monotónica que no siempre representan efectivamente el comportamiento de las capas asfálticas.

En este trabajo se aplica el concepto planteado en la norma Aashto T 321, basado en el ensayo de fatiga en viga de cuatro puntos en la máquina universal de ensayos UTM para caracterizar y evaluar el potencial de aumento de resistencia al agrietamiento de las capas asfálticas cuando estas se refuerzan con geomallas [11 - 12] y se determina el potencial de refuerzo al agrietamiento en laboratorio en términos del factor de eficiencia de la geomalla FEG que representa su comportamiento en campo. Una vez determinado el beneficio de los materiales de refuerzo, se utilizó el criterio de resistencia al corte para la evaluación del nivel de adherencia en la interfase entre las capas asfálticas, con base en las normas Aashto y en el método FDOT FM 5-599. Finalmente, para determinar la variación del módulo de tensión bajo condiciones de carga cíclica en las geomallas, se utilizó la norma de ensayo ASTM D 7556 [13], que permite ejecutar la prueba para diferentes niveles de deformación permanente en el material.

En general, la investigación busca representar de manera más precisa la condición dinámica de las solicitaciones de carga típicas del concreto asfáltico en las estructuras de pavimento, con el fin de encontrar el aporte real de las alternativas de refuerzo consideradas.

### **15.1. Objetivos**

- Determinar y evaluar la mejora en el desempeño al agrietamiento de mezclas asfálticas utilizando geomallas.
- Comparar el desempeño de geomallas de poliéster y de fibra de vidrio frente a probetas de control sin refuerzo.
- Determinar cuantitativamente el beneficio de utilizar las geomallas como elemento antirreflejo de agrietamientos utilizando los conceptos de factor de eficiencia (GEF) y la tasa de reducción de tráfico TBR basados en las normas Aashto R 50-09 [14].

- Evaluar la resistencia al corte en la interfase de capas asfálticas reforzadas con geomallas, como estimación del nivel de adherencia en esa superficie.
- Determinar y comparar la variación del módulo de tensión cíclica en geomallas de poliéster y de fibra de vidrio.
- Evaluar la eficiencia del reforzamiento de capas asfálticas con geomallas, en el largo plazo.

Para cuantificar el beneficio de desempeño por la utilización de la geomalla, se calcularon el factor de beneficio de agrietamiento entre capas ICPF y el factor de eficiencia de la geomalla GEF, que representan el beneficio a nivel de laboratorio y a nivel de campo mediante la aplicación de un factor de escala, (*shift factor*). La repetitividad del método de ensayo utilizado, la variabilidad de los resultados y el análisis estadístico también fueron analizados en este reporte técnico [7].

## 15.2. Materiales y tipo de mezcla

### 15.2.1. Geomallas

Se evaluaron geomallas de poliéster y de fibra de vidrio de acuerdo con las características presentadas en la tabla 15.1.

**Tabla 15.1. Características de las geomallas evaluadas**

#	<i>Resistencia a la tensión última</i>	
	<i>Geomallas de poliéster</i>	<i>Geomallas de fibra de vidrio</i>
1	(FA-30) 30 kN/m	–
2	(FA-50) 50 kN/m	(FG-50) 50 kN/m
3	(FA-75) 75 kN/m	–
4	(FA-100) 100 kN/m	(FG-100) 100 kN/m

Fuente: elaboración propia.

### 15.2.2. Mezcla asfáltica (MDC-19)

Se utilizó una mezcla asfáltica de gradación densa tipo MDC 19 preparada en caliente, de acuerdo con los lineamientos de las especificaciones de construcción de carreteras del Instituto Nacional de Vías de Colombia,

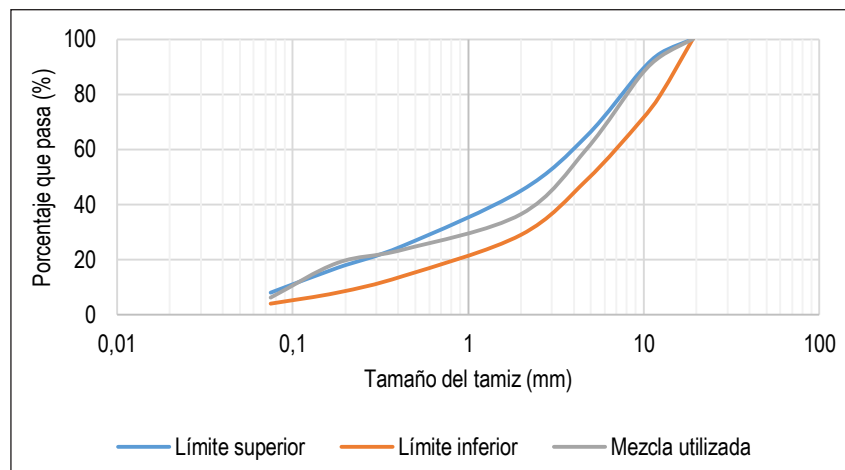


utilizando un ligante asfáltico de penetración 60/70 (i.e., PG 64-22). Los detalles de la mezcla y su gradación se presentan en la tabla 15.3 y en la figura 15.3 respectivamente.

**Tabla 15.2. Características de la mezcla asfáltica MDC-19**

Ítem	Descripción	Comentario
Asfalto	PG 64-22	Penetración 60/70
Agregados	Calizas/dolomita/granito	
Gradación	MDC-19	Equivalente
Diseño de mezcla	4,5 % PG 64-22 + tipo MDC 19	
Gravedad específica (Gmm)	2.436	
Riego de liga	Emulsión asfáltica	Tasa de aplicación 0,45 L/m <sup>2</sup>

Fuente: elaboración propia.



**Figura 15.3. Curva de gradación de los agregados de la mezcla MDC-19 utilizada**

Fuente: elaboración propia.

### 15.2.3. Preparación de la mezcla asfáltica y probetas

El proceso de fabricación de las probetas de mezcla asfáltica involucró cinco etapas, a saber: mezclado, preparación/moldeo de una loseta de mezcla asfáltica, corte de probetas, ranurado y aplicación de pintura blanca alrededor de la zona de ranura. Estos aspectos se presentan a continuación.

El concreto asfáltico con la gradación MDC-19 fue mezclado y modelado de acuerdo con los requerimientos de temperatura para el ligante asfáltico PG 64-22 [15]. Las temperaturas de mezcla y compactación, así como la densidad buscadas se presentan en tabla 15.3.

**Tabla 15.3. Detalles de mezclado y compactación de la mezcla asfáltica**

<i>Ítem</i>	<i>Descripción</i>	<i>Comentario</i>
Temperatura de mezclado	144 °C	TxDOT 2016
Temperatura de compactación	127 °C	TxDOT 2016
Densidad objetivo	93 ± 1 %	TxDOT 2016
Dimensiones de la loseta	500 mm x 450 mm x t mm	
Espesor capa superior	25, 50 o 75 mm	
Dimensiones de las vigas	380 mm x 62,5 mm x t mm	Aashto T 321 (Aashto 2014)
Ranurado	6,25 mm x 3,125mm	Transversal en la base

Fuente: elaboración propia.

Tal como se indicó en la tabla 15.3, en el laboratorio se moldearon losetas de 500 mm de largo x 450 mm de ancho x t mm de espesor, utilizando el compactador ARC en dos capas hasta lograr el 93±1 % de la densidad [15]. En la figura 15.4 se presenta un registro fotográfico de la mezcla suelta y del compactador ARC.



**Figura 15.4. Compactador ARC y mezcla asfáltica suelta en la primera capa a 127 °C antes de la compactación de la primera loseta**

Fuente: elaboración propia.

Para asegurar similares condiciones de compactación entre las probetas reforzadas y las probetas de control, estas fueron compactadas simultáneamente en el mismo molde, dejando la mitad de la loseta para las probetas reforzadas y la mitad para las probetas de control.

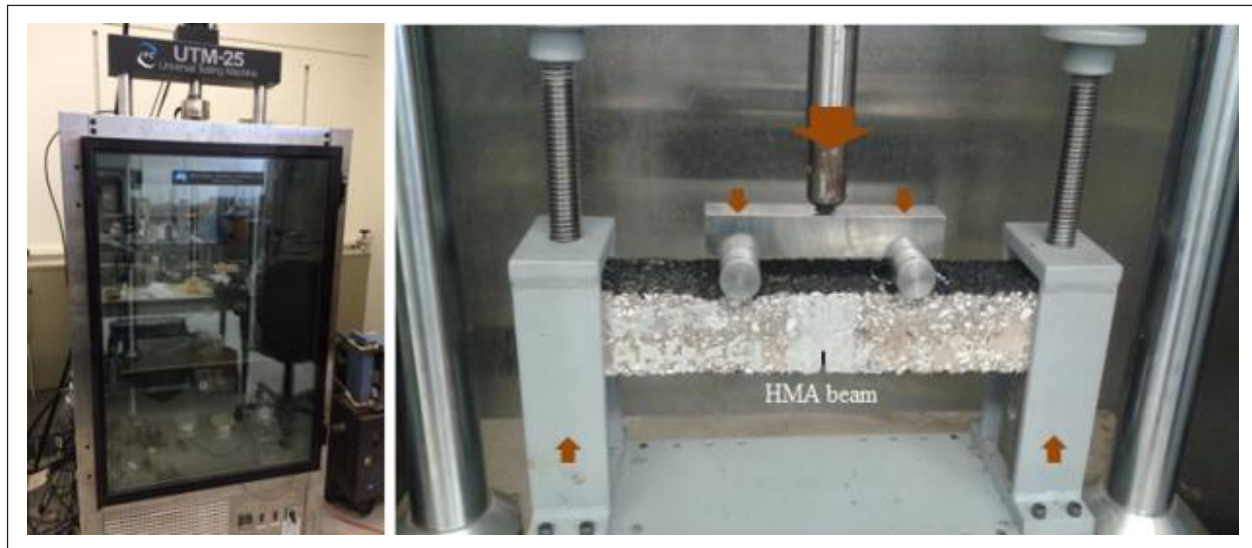
Las losetas de mezcla asfáltica fueron moldeadas en dos pasos. Primero se colocó una capa de 25 mm de espesor inicial que se compactó. Luego se procedió a la colocación del riego de liga, la colocación de la geomalla y finalmente la colocación y compactación de la segunda capa de mezcla asfáltica de  $t$  mm de espesor (para el caso de la geomalla FA 75  $t$  se evaluó a 25, 50 y 75 mm de espesor, para las demás geomallas el valor de  $t$  fue de 25 mm). La densidad final de las losetas y probetas preparadas fue de  $93\pm 1\%$ , i.e.,  $7\pm 1\%$  vacíos con aire [15]. En este estudio la determinación de la densidad se hizo sobre cálculos volumétricos y dimensionales de las losetas pesados con un valor de gravedad específica de (Gmm) de 2.436.

Luego de un período de enfriamiento de 24 h., se procedió al corte de las probetas en forma de vigas a partir de las losetas preparadas. Las vigas fueron cortadas con dimensiones estándar de 380 mm de largo  $\times$  63 mm de ancho  $\times$  50 mm de espesor, utilizando una sierra de doble hoja [11 - 12]. A todas las vigas se les talló una ranura de 6,25 mm de profundidad y 3.125 mm de espesor en la dirección de compactación para simular el reflejo de una grieta en un pavimento existente y localizar el proceso de propagación de la grieta [7]. La pintura blanca en la parte de la ranura es para facilitar la visualización de la propagación de la grieta durante el ensayo [7].

### **15.3. Ensayos de laboratorio**

#### **15.3.1. Configuración de la máquina UTM y ensayo de las vigas**

Consistentemente con la norma Aashto T 321, se adoptó la máquina universal de ensayo UTM para realizar el ensayo en viga en cuatro puntos [12] como se muestra en la figura 15.5.



**Figura 15.5 Configuración de la máquina de ensayo UTM y carga de las vigas de ensayo**

Fuente: elaboración propia.

Por simplicidad, el ensayo se realizó en condiciones de carga (esfuerzo) controlado y como tal, no fue necesario incluir mordazas para soporte en la parte media [11 - 12]. Sin embargo los apoyos extremos fueron restringidos para representar las condiciones de borde en campo y para minimizar el efecto de corte intermedio o delaminación, aspecto que fue cuidadosamente observado durante los ensayos de prueba y ajuste.

### 15.3.1. Ensayo de vigas en carga monotónica

Se realizó el ensayo de vigas de control en condición de carga monotónica para determinar la carga de inicio para los ensayos de carga dinámica. Se aplicó una carga monotónica a una tasa de 0,05 mm/s [16 - 21]. La temperatura de ensayo fue de 20 °C que corresponde a condiciones típicas de servicio en Colombia en las que el agrietamiento por reflexión se considera crítico. Con base en lo anterior se determinó una carga flexural pico de 1,40 kN, con una covarianza de 12,45 que se considera estadísticamente aceptable, teniendo en cuenta que el umbral estadísticamente aceptable es del 30 % para ensayos de carga monotónica [7, 21].

### 15.3.2. Ensayos de vigas de concreto asfáltico en carga cíclica

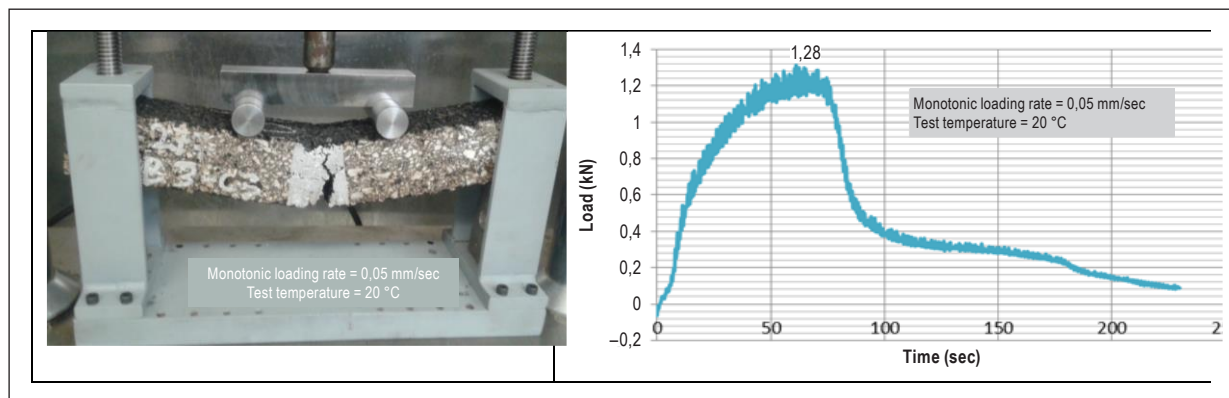
A partir de la literatura se infiere que la carga cíclica se determina a partir del pico de carga en flexión por carga monotónica sobre vigas de control [17], aplicando típicamente una fracción que varía entre 20 y 75 % de esta [18 - 20].

En este estudio, se aplicó el 50 % de la carga máxima obtenida para asegurar la terminación del ensayo en condiciones realistas con una captura de datos adecuada para caracterizar y cuantificar las propiedades de resistencia al agrietamiento de la mezcla asfáltica y de la geomalla, Tal como se observa en la tabla 15.4, esto corresponde a 0,70 kN/m (i. e., 0,50 x 1,40 kN) de la carga pico en flexión monotónica (figura 15.6). En la tabla 15.4 se presenta un balance de los parámetros de la UTM utilizados en los ensayos.

**Tabla 15.4. Parámetros para ensayo en carga dinámica**

<i>Ítem</i>	<i>Descripción</i>
Modo de carga	Carga controlada
Forma de la carga	Carga dinámica sinusoidal
Carga de inicio	0,70 kN (50 % de P <sub>máx.</sub> )
Carga de contacto	0,035 kN (5 % de P <sub>máx.</sub> )
Temperatura de ensayo	20 ± 2 °C
Tiempo de acondicionamiento de la temperatura	≥ 2 h
Dimensiones de la viga	380 mm x 62,5 mm x 50 mm (Aashto T 321)
Ranurado en la base	6,25 mm x 3,125 mm
Volumen de vacíos buscado	7 ± 1 % (93 ± 1 % de la densidad)
Réplicas de ensayo	≥ 3
Terminación del ensayo	Rotura total por agrietamiento (50 mm de movimiento vertical actuante) o 10.000 ciclos, lo que ocurra primero.
Dato de salida	Número de ciclos a la fractura, tiempo, desplazamiento y carga.

Fuente: elaboración propia.



**Figura 15.6. Ensayo de vigas de control en carga monotónica**

Fuente: elaboración propia.

### 15.3.3. Ensayo de resistencia al corte en la interfase

Cuando se utilizan materiales para el control de agrietamientos, el aseguramiento de la adherencia en la interfase entre las capas asfálticas se considera un aspecto crítico durante el proceso constructivo. Por lo tanto, para su evaluación es posible ejecutar diferentes criterios de ensayo. En este estudio se utilizó el parámetro de resistencia al corte, con base en el método de ensayo FDOT FM 5-599, y la consideración de muestras sin refuerzo como punto de referencia de los resultados obtenidos. Para ello, fueron fabricadas probetas cilíndricas, compactadas en dos especímenes de 75 mm de altura. Para esta prueba se utilizó el mismo tipo de mezcla asfáltica que en los ensayos mencionados anteriormente. Las condiciones de la prueba se presentan en la tabla 15.5 y el dispositivo utilizado para la ejecución de estos ensayos se presenta en la figura 15.7.

**Tabla 15.5. Parámetros de ensayo de resistencia al corte en interfase**

Ítem	Descripción
Tasa de ensayo	5 mm/min
Temperatura	20 ± 2 °C
Riego de liga	Emulsión asfáltica (tasa de aplicación 0,45 l/m <sup>2</sup> )
Dimensiones de probetas (reforzadas y de control)	Altura (superior): 75 mm
	Altura (inferior): 75 mm
	Diámetro: 150 mm
Densidad de compactación	93 ± 1 %
Volumen de vacíos	7 ± 1 %

Fuente: elaboración propia.



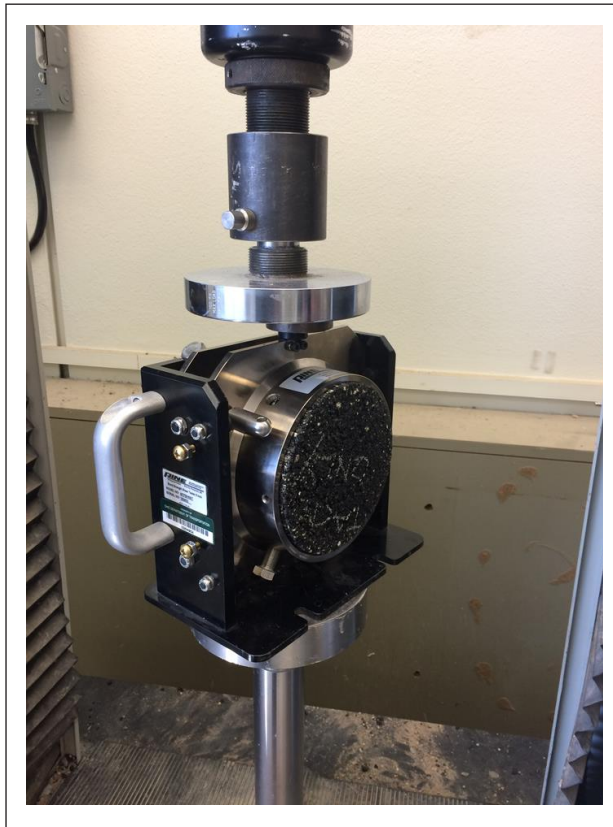


Figura 15.7. Dispositivo de ensayo para pruebas de resistencia al corte

Fuente: elaboración propia.

#### 15.3.4. Ensayo de módulo de tensión cíclica al aire

Con base en la tendencia de análisis que sugiere la nueva guía de diseño mecánico-empírico de pavimentos MEPDG [22], el ensayo de módulo de tensión cíclica pretende evaluar las propiedades de tensión *al aire* (sin confinamiento), a pequeñas deformaciones, sometiendo especímenes de prueba a carga cíclica (que representa una sollicitación de carga más real en un pavimento). En este método de ensayo, un espécimen de geomalla se sujeta en todo su ancho entre las mordazas de una máquina de extensión constante (CRE) a una determinada tasa de elongación, y se aplica una carga cíclica axial, dentro de los rangos establecidos para seis niveles diferentes de deformación. La tabla 15.6 presenta las condiciones de ensayo correspondientes, definidas de acuerdo con la norma ASTM D 7556 [13]. La figura 15.8 presenta el montaje utilizado para la realización de la prueba.



Tabla 15.6. Parámetros de ensayo de módulo de tensión cíclica

Ítem	Descripción
Número de especímenes por referencia	3 especímenes
Tasa de extensión preestablecida	6 mm/min
Deformación axial inicial	0,5 %
Rango de variación de deformación	± 0,1 % (i. e., para 0,5 % se hace entre 0,4 y 0,6 %)
Número de ciclos por nivel de deformación	1.000 ciclos
Niveles de deformación de ensayo	1,0, 1,5, 2,0, 3,0 y 4,0 %

Fuente: elaboración propia.

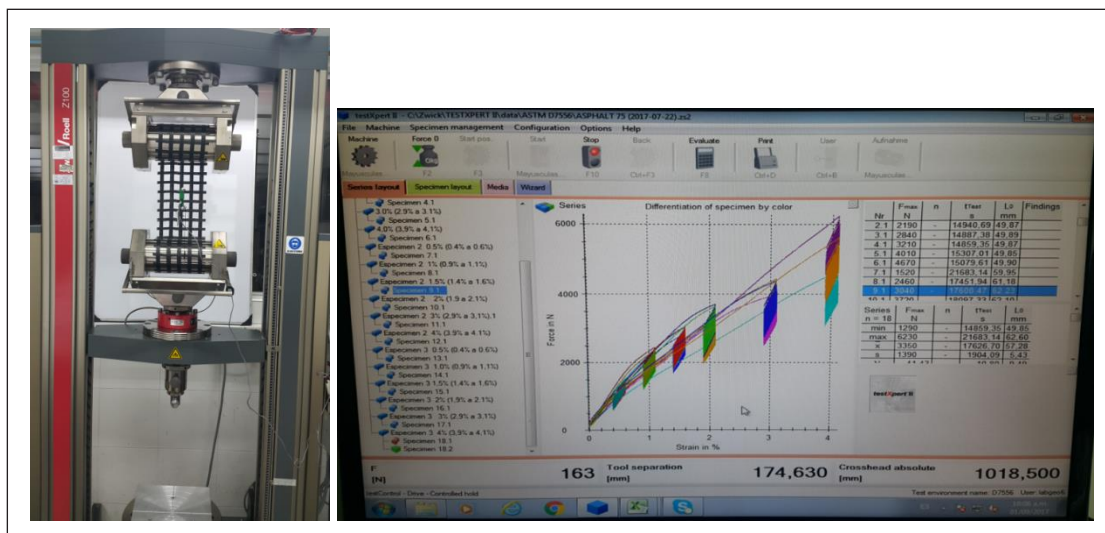


Figura 15.8. Montaje y procesamiento de datos de prueba de módulo de tensión cíclica

Fuente: elaboración propia.

## 15.4. Resultados de laboratorio

### 15.4.1. Ensayos de carga cíclica en probetas de mezcla asfáltica

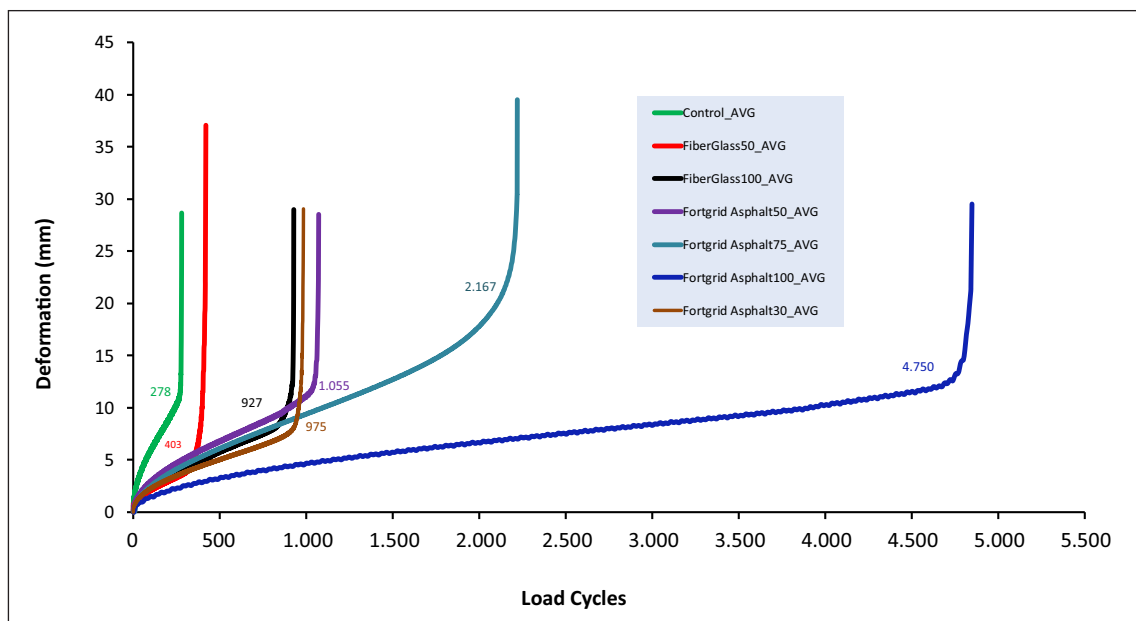
Un mínimo de tres réplicas fueron ensayadas para cada condición respectivamente. Los resultados se presentan en la tabla 15.7 y se ilustran en la figura 15.8, donde se muestra que las probetas con geomallas de poliéster FA superan las probetas de control y que exhiben un desempeño superior

frente a las probetas con geomalla de fibra de vidrio FG. La comparación de resultados permite establecer que, a nivel de laboratorio, las geomallas aumentan la resistencia al agrietamiento como mínimo en un 50 % con relación a la condición no reforzada [9].

**Tabla 15.7. Resultados de ensayos de carga cíclica (número de ciclos a la falla)**

Muestra ID	Control	FA-30	FG-50	FA-50	FA-75	FG-100	FA-100
Muestra01	290	988	395	947	2.300	925	4.885
Muestra02	330	897	490	1.176	2.150	960	3.987
Muestra03	215	1.040	325	1.041	2.050	895	5.379
Prom	278	975	403	1.065	2.167	927	4.750
Stdev	58	72	83	115	126	33	706
COV ( $\leq 30\%$ )	21 %	7 %	21 %	11 %	6 %	4 %	15 %

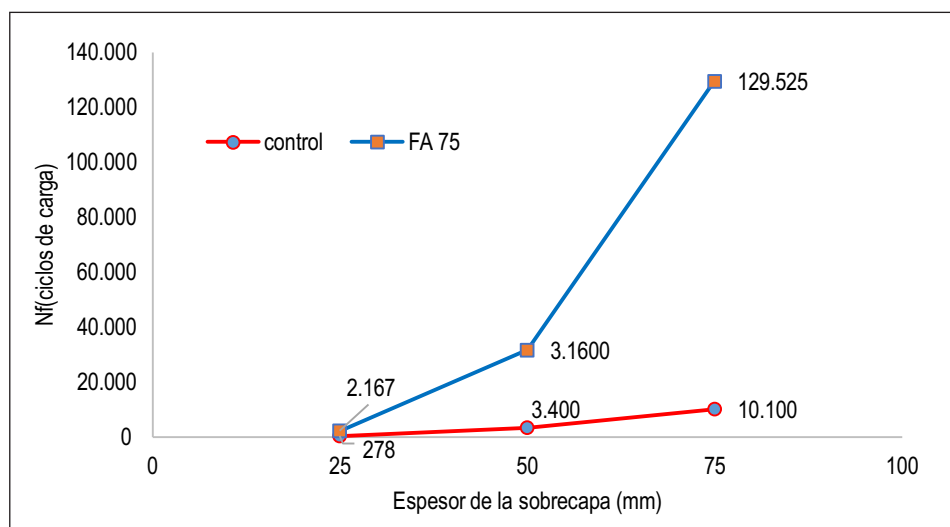
Fuente: elaboración propia.



**Figura 15.9 Gráfica de resistencia a la carga cíclica. Ciclos de carga a la falla en flexión (Nf)**

Fuente: elaboración propia.

La incidencia del espesor fue evaluada para el caso de la geomalla FA 75 con espesores de 25, 50 y 75 mm sobre esta. En la figura 15.9 se presentan los resultados. La interpretación de los mismos permite establecer que para la condición de control por cada milímetro de incremento de espesor en la sobrecapa asfáltica se obtiene como mínimo 26 % de incremento en Nf y para la condición reforzada con FA 75 se logra un 33% de incremento. La proporción de incremento de resistencia al agrietamiento se tasó en 7,8, 9,3 y 12,8 veces para 25, 50 y 75 mm respectivamente – promediando las 10 veces o un aumento de 40 % por cada milímetro de espesor de mezcla asfáltica.



**Figura 15.10. Aumento de la resistencia al agrietamiento para la FA 75 en función del espesor de la sobrecapa**

Fuente: elaboración propia.

### 15.4.2. Ensayos de resistencia al corte en la interfase de capas asfálticas

De acuerdo con el método de ensayo establecido para las pruebas de resistencia al corte, llevadas a cabo bajo condición de carga monotónica, se obtuvieron los resultados presentados en la tabla 15.8. Como era de esperarse, las probetas de control (sin refuerzo en la interfase) mostraron el mejor comportamiento en términos de su resistencia al corte. Comparativamente, las probetas reforzadas con geomallas de mayor porcentaje de área abierta presentaron mejor desempeño en la interfase, frente a aquellas de menores valores.

**Tabla 15.8. Resultados de ensayos de resistencia al corte en la interface**

<i>Material</i>	<i>Resistencia al corte (kPa)</i>	<i>Porcentaje de área abierta (%)</i>
FA-30	653	64
FA-50	446	54
FA-75	438	45
FA-100	346	42
FG-50	410	67
FG-100	225	40
Control	747	100

Fuente: elaboración propia.

### 15.4.3. Ensayos de módulo de tensión cíclica en geomallas

Los resultados de los ensayos de módulo de tensión cíclica se presentan en la tabla 15.9, donde se reporta el valor promedio de la carga equivalente por unidad de ancho, para los últimos diez ciclos de cada cambio de deformación. De esta manera se obtiene un único valor para cada nivel. Como se observa en los valores obtenidos, las geomallas de poliéster presentan un incremento en su módulo de tensión cíclica, en la medida en que se incrementa el nivel de deformación permanente del ensayo. Por el contrario, las geomallas de fibra de vidrio no alcanzan más del segundo nivel de deformación establecido por la norma de ensayo. En este sentido, se puede establecer una mayor capacidad de recuperación elástica en condiciones de carga cíclica para las muestras de las geomallas fabricadas en poliéster. Para obtener estos resultados, se ensayaron tres especímenes de cada referencia de geomalla estudiada.

**Tabla 15.9. Resultados de ensayos de módulo de tensión cíclica al aire**

Nivel de deformación (%)	Módulo de tensión cíclica (kN/m)					
	FA-30	FA-50	FA-75	FA-100	FG-50	FG-100
0,5	646	1.112	1.560	1.995	3.820	6.462
1,0	725	1.180	1.614	2.074	0,00	1.357
1,5	768	1.220	1.705	2.192	0,00	0,00
2,0	821	1.324	1.822	2.326	0,00	0,00
3,0	900	1.398	2.001	2.540	0,00	0,00
4,0	987	1.562	2.227	2.925	0,00	0,00

Fuente: elaboración propia.

## 15.5. Beneficios en el desempeño al agrietamiento

En este estudio fueron evaluados comparativamente los beneficios en la resistencia al agrietamiento y de desempeño al utilizar las geomallas, en términos del Factor de Desempeño al Agrietamiento entre capas ICPF (interlayer crack performance factor) y del factor equivalente de eficiencia de la geomalla GEF (geogrid efficiency factor), en el que este último relaciona los resultados obtenidos en laboratorio con los resultados de campo [7 - 14], los cuales se discuten a continuación.

### 15.5.1. Factor de desempeño al agrietamiento entre capas (ICPF) - Lab

Para evaluar y cuantificar la resistencia del concreto asfáltico al agrietamiento en el laboratorio y los beneficios atribuidos a la geomalla, se utilizó el concepto del ICPF que se calculó utilizando la ecuación 1. [7].

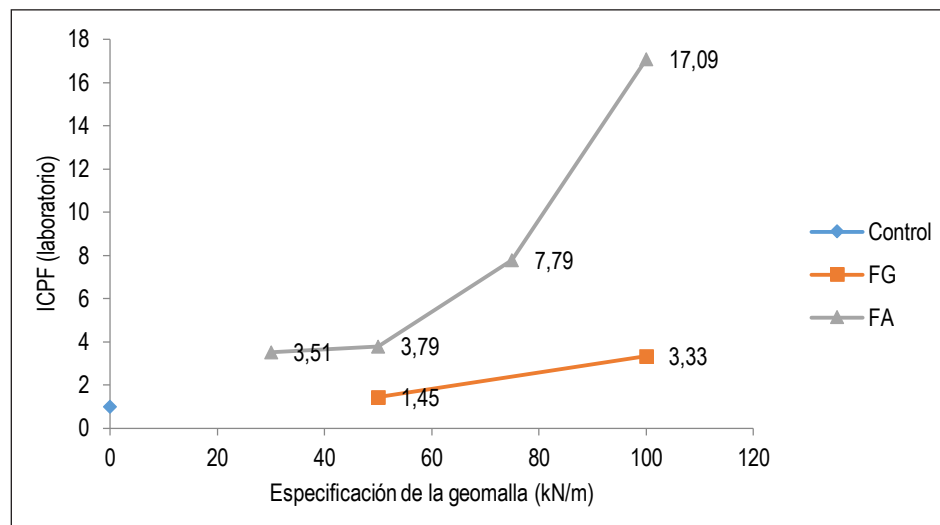
$$ICPF = \frac{N_{f-Reinforced}}{N_{f-Control}} \quad (1)$$

Donde  $ICPF$  es el factor de desempeño al agrietamiento en el laboratorio y  $N_{f-Reinforced}$  y  $N_{f-Control}$  son los ciclos de carga a la falla en las condiciones reforzada y no reforzada respectivamente. Los resultados en términos del ICPF correspondiente se resumen en la tabla 15.10 y en la figura 15.11.

**Tabla 15.10. Resultados en términos del ICPF**

#	Material	ICPF		
		25 mm HMA	50 mm HMA	75 mm HMA
1	(FA-100)	17,09	–	–
2	(FA-75)	7,79	9,29	12,82
3	(FA-50)	3,79	–	–
4	(FA-30)	3,51	4,26	6,39
5	(FG-100)	3,33	–	–
6	(FG-50)	1,45	–	–
7	Control	~1,00	~1,00	~1,00

Fuente: elaboración propia.



**Figura 15.11. Presentación gráfica de los resultados en términos del ICPF (a 25 mm de espesor de concreto asfáltico sobre la geomalla)**

Fuente: elaboración propia.

Para 25 mm de concreto asfáltico sobre la geomalla FA, el ICPF varía de 3,5 a 17,1, para el caso de la geomalla FG el ICPF varía entre 1,5 a 3,3, lo cual es consistente con los valores reportados en la literatura [7, 23 - 24]. Comparativamente, la geomalla FA obtuvo superioridad sobre la FG, con mayores valores de ICPF para las mismas especificaciones, siendo al menos 2,6 veces superior.

### 15.5.2. Factor de eficiencia de la geomalla - campo

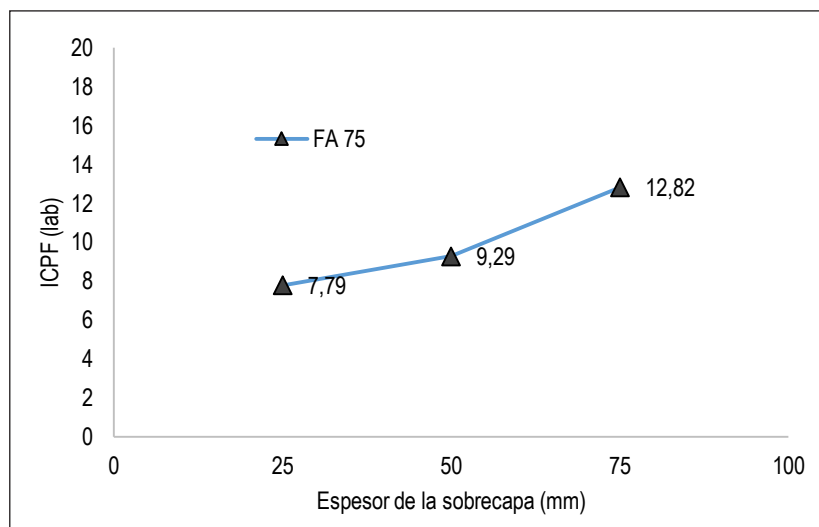
De acuerdo con la norma Aashto R 50-09, el TBR se define con la tasa de ciclos de carga para un pavimento en la condición reforzada para alcanzar una condición de falla dada, frente a la misma estructura en condición no reforzada para alcanzar la misma condición de falla [13]. El concepto de TBR se utiliza típicamente para reforzamientos de capas de base granular y relaciona fundamentalmente aspectos de ahuellamiento, tráfico ambiente, estructura de pavimento, entre otras [10, 12, 14].

Para este estudio, la equivalencia del factor de eficiencia de la geomalla (GEF) fue adaptado para representar el factor de eficiencia de la geomalla GEF, el cual se obtiene aplicando un factor de escala o *shift factor* que cuantifica las diferencias entre el laboratorio y el campo, e incluye la magnitud de la sobrecarga de los vehículos, condiciones ambientales, la estructura del pavimento, entre otras [25 - 26]. Consecuentemente, el GEF se calculó y estimó como se indica en la ecuación 2.

$$GEF = SF_{ir} \times ICPF \quad (2)$$

Donde  $GEF$  es el factor de eficiencia,  $SF_{ir}$  es el factor de escala de campo a laboratorio y el  $ICPF$  es tal como se define en la ecuación 1. A partir de una revisión extensa de la literatura [9, 17], se propone un valor promedio de 0,41, el cual se utilizó en este estudio. Utilizando la ecuación 2 y un  $SF_{ir}$  de 0,41, se estiman los valores de  $GEF$  que se presentan en la tabla 15.11 y se ilustran gráficamente en la figura 15.12. Teniendo en cuenta que el factor de eficiencia de la geomalla se calcula con relación a la condición no reforzada, su valor no puede ser menor a 1,0, por lo cual los valores que al ser calculados resultan menores a 1,0, se ajustan como mínimo a 1,0. Este es el caso de la FG 50 que en el cálculo resulta del orden de 0,59.





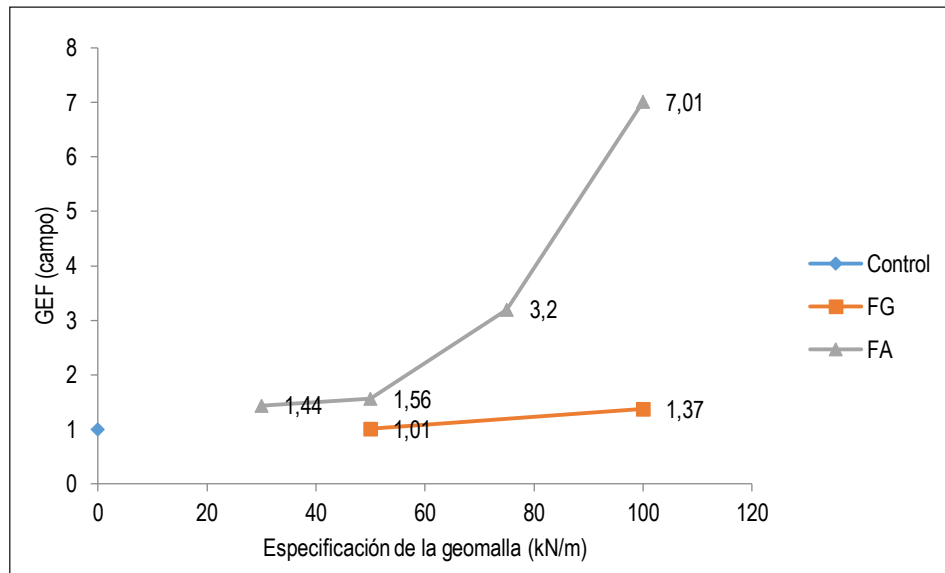
**Figura 15.12 Presentación gráfica de los resultados en términos del ICPF (con variación en el espesor de concreto asfáltico sobre la geomalla)**

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 15.11. Resultados del Factor de eficiencia de la geomalla GEF**

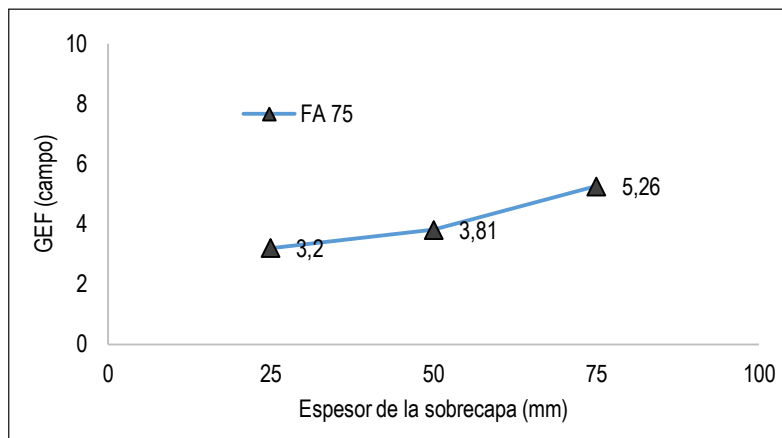
#	Material	GEF		
		25 mm HMA	50 mm HMA	75 mm HMA
1	(FA-100)	7,01	–	–
2	(FA-75)	3,20	3,81	5,26
3	(FA-50)	1,56	–	–
4	(FA-30)	1,44	1,75	2,62
5	(FG-100)	1,37	–	–
6	(FG-50)	~ 1,01	–	–
7	Control (sin geomalla)	~1,00	~1,00	~1,00

Fuente: elaboración propia.



**Figura 15.13 Representación gráfica del GEF (para 25 mm de espesor de capa asfáltica)**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 15.14. Representación gráfica del GEF (con variación en el espesor de concreto asfáltico sobre la geomalla)**

Fuente: elaboración propia.

En términos sencillos se puede establecer que el reforzamiento con geomallas de poliéster FA incrementa la vida de la sobrecapa asfáltica entre 1,4 y 7,0 veces en términos de su resistencia al agrietamiento, lo cual es consistente con los reportado en la literatura [1, 4, 6, 9, 27 - 28]. En contraste, el beneficio de la utilización de geomallas de fibra de vidrio FG resulta del orden de 1,37 veces como máximo para las referencias analizadas.

La evaluación de la incidencia del incremento en el espesor realizada para la FA 75, permite establecer valores de 3,2, 3,8 y 5,3 para 25, 50 y 75 mm de espesor de sobrecapa asfáltica. El incremento en la resistencia al agrietamiento y vida útil es como mínimo de 19 % por cada 25 mm de incremento en el espesor de la sobrecapa. Una tendencia similar se anticipa teóricamente para las geomallas FA 30, FA 50 y FA 100, en las que se asume un incremento del 19 % se esperan valores para la FA 30 de  $GEF \cong 1,65$  (50 mm) y 1,96 (75 mm), para la FA 50 de  $GEF \cong 1,86$  (50 mm) y 2,21 (75 mm), en tanto que para la FA 100 los valores estimados son de  $GEF \cong 8,34$  (50 mm) y 9,93 (75 mm).

### 15.5.3. Valores de GEF en la literatura

Se realizó una revisión exhaustiva de la literatura para comparar los valores de GEF estimados en este estudio. En la tabla 15.12 se presenta una síntesis de los valores reportados y se establece que los valores reportados, son estadísticamente razonables, sin embargo, es necesario agregar más estudios de calibración, revisión de literatura, ensayos de laboratorio y modelación con herramientas de cómputo para validar estos valores.

**Tabla 15.12. Comparación de valores de TBR/FEG reportados en la literatura [1, 4, 6, 9, 27]**

<i>Fuente</i>	<i>Valor de TBR/GEF</i>	<i>Comentario</i>
Colbond [25]	1,1-1,3	
AG [1]	2,0-2,30	En términos de aumento de la vida de la sobrecapa.
TI [6]	1,5-6,0	Brochure de múltiples estudios y predicciones de desempeño de campo.
Walubita [9]	> 1,71	Con base en el monitoreo de desempeño por cinco años de no tejidos y fibra de vidrio.
Fyfe [4]	2,0-2,25	En términos de aumento de la vida de la sobrecapa.
Delft and Nottingham [6]	2,0-3,0	En términos de aumento de la vida de la sobrecapa.
<i>Fortgrid asphalt</i>	3,2-7,0	Predicción de comportamiento computacional.
<i>Fiberglass</i>	1,01-1,4	Predicción de comportamiento computacional.

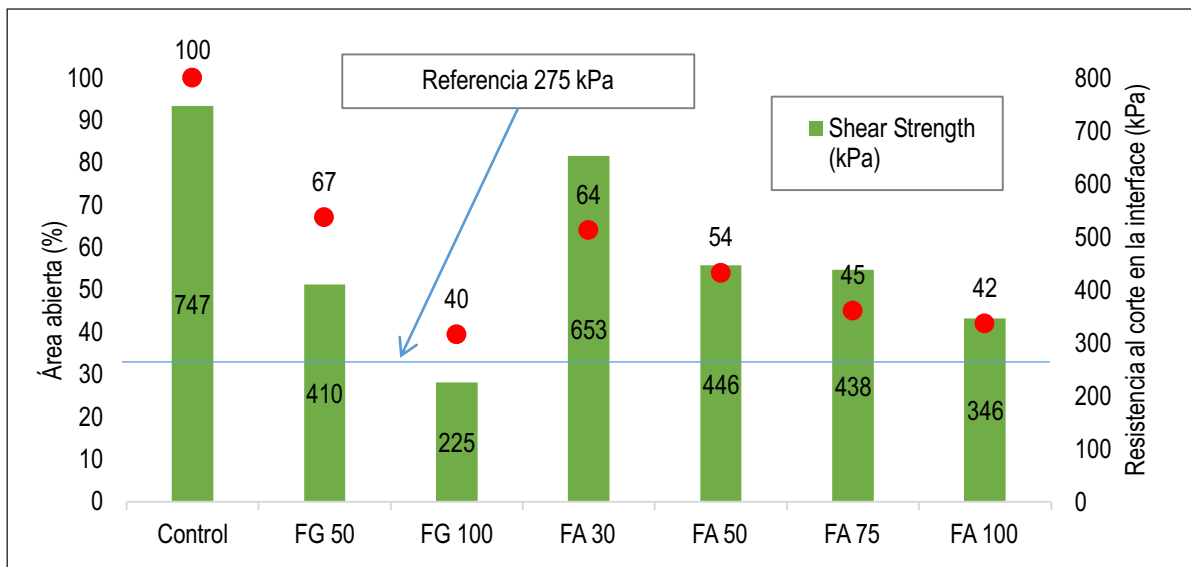
Fuente: elaboración propia.

#### 15.5.4. Resistencia al corte en la interfase

Debido a que no existe un criterio consolidado acerca de la definición de la mínima resistencia en la interfase de capas asfálticas, reforzadas y refuerzo, se considera un factor crítico del proceso constructivo de las estructuras de pavimento porque no existen mecanismos de control para asegurar un adecuado nivel de adherencia durante las etapas operacionales de los proyectos viales. Sin embargo, de la revisión bibliográfica disponible relacionada con este aspecto, se encontró que el requisito mínimo usado con mayor frecuencia, se encuentra alrededor de los 275 kPa. A partir de este valor, es posible estimar la incidencia que tiene el uso de geomallas para control de agrietamientos, en el desempeño de la interfase de las capas reforzadas.

Los resultados de los ensayos correspondientes muestran que, para los mayores porcentajes de área abierta de las geomallas utilizadas, se obtuvieron mayores valores de resistencia al corte. Esto se debe a que existe mayor área de contacto entre las capas de concreto asfáltico y, por ende, mayor adherencia

entre ellas. Comparativamente, las geomallas de poliéster presentan mayores porcentajes de área abierta que las geomallas fabricadas en fibra de vidrio, tal como se observa en la figura 15.15.



**Figura 15.15. Representación gráfica de la resistencia al corte de interfaces reforzadas**

Fuente: elaboración propia.

De lo anterior se deduce que, de manera equivalente a los resultados observados en la determinación de los parámetros ICPC y GEF, las geomallas de poliéster presentan la menor incidencia en la interacción de las capas asfálticas, cuando se quiere controlar el reflejo de agrietamientos. De esta manera, se logra un adecuado balance entre las consideraciones de diseño y los aspectos constructivos del concreto asfáltico reforzado.

### 15.5.5. Módulo de tensión cíclica

La figura 15.16 presenta los módulos de tensión cíclica de las geomallas de poliéster y de fibra de vidrio utilizadas, para diferentes niveles de deformación permanente, según establece la norma de ensayo correspondiente. En los resultados se observa una tendencia ascendente para el módulo de tensión de las geomallas de poliéster, en la medida en que aumenta el nivel de deformación, lo cual representa una adecuada capacidad de recuperación elástica.

Esto se traduce en un importante aporte del material de refuerzo al concreto asfáltico, inclusive al final de su vida útil, que constituye un escenario en el que la mezcla ha perdido su propia capacidad de recuperación por causa de la oxidación y envejecimiento del ligante asfáltico, y por ende, crece la posibilidad de aparición de agrietamientos.

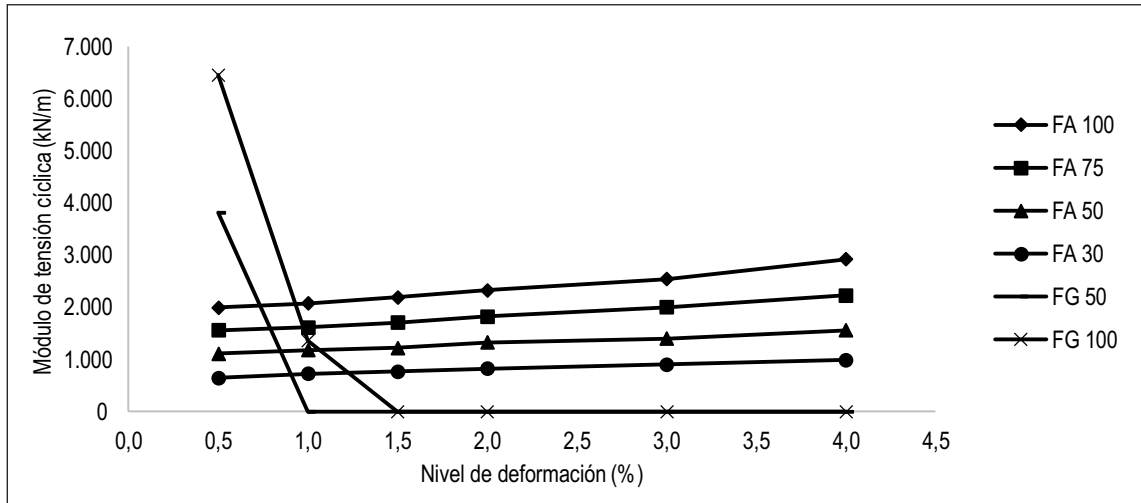


Figura 15.16. Representación gráfica del módulo de tensión cíclica en geomallas

Fuente: elaboración propia.

De esta manera, las geomallas de poliéster se afianzan como una mejor alternativa para el control de agrietamientos en capas asfálticas, a corto y largo plazo de la vida de servicio de los pavimentos flexibles, lo cual debe constituir un criterio importante en la selección de alternativas para este tipo de aplicaciones.

Para el caso de la fibra de vidrio, el módulo de tensión cíclica decrece al aumentar el nivel de deformación, lo cual muestra que el efecto de reforzamiento se detiene después de cierto tiempo.

## Conclusiones

Las investigaciones realizadas demuestran que las geomallas para capas asfálticas se deben evaluar en términos de su capacidad de soportar carga dinámica, teniendo en cuenta que este es el mecanismo de funcionamiento real del pavimento. Las actuales evaluaciones de las alternativas de refuerzo,

bajo condiciones de carga monotónica no reflejan la capacidad de estas para prevenir el reflejo de agrietamientos a lo largo del período de servicio. De esta manera, se consolida un mejor criterio de selección de los materiales utilizados en esta aplicación desde la etapa de concepción del proyecto.

El módulo de tensión cíclica, permite conocer más precisamente el nivel de desempeño de las geomallas para refuerzo de capas asfálticas a lo largo de la vida de las capas asfálticas, representado en los diferentes niveles de deformación considerados en la prueba. De esta manera, se establece el aporte del refuerzo al concreto asfáltico, a corto y largo plazo.

Se evaluó el reforzamiento de capas asfálticas con geomallas a efectos de caracterizar su beneficio para prevenir el reflejo de agrietamientos. Para el efecto se utilizó la máquina universal de ensayo UTM en el ensayo de viga de cuatro puntos a 20 °C con base en el concepto de la Aashto T 321 [13]. Los resultados fueron los siguientes:

El valor del factor de *desempeño al agrietamiento* entre capas ICPF para la geomalla FA está en el rango de 3.8 a 17.1, dependiendo de la de la geomalla. El valor reportado en la literatura revisada está en el rango de 1,2 a 22.

El valor preliminar del factor de eficiencia de la geomalla GEF basado en el concepto de la Aashto R 50-09 para la geomalla FA está en el rango de 1,4 a 7,0, dependiendo de la referencia de la geomalla. El valor reportado en la literatura está entre 1,1 y 6,0.

Los valores de ICPF y GEF para geomallas FG, están en el rango de 1,5 a 3,3 y 1,01 a 1,40 respectivamente.

Los datos anteriores corresponden a la evaluación de la mezcla asfáltica MDC-19, por lo cual los resultados presentados no son estadísticamente exhaustivos.

Se recomienda la validación de los resultados de laboratorio aquí reportados, junto con los valores de GEF, en aras de lograr mayor confianza estadística, la cual debe incluir otras gradaciones de mezcla asfáltica, otro tipo de agregado, de ligante asfáltico, además de realizar una revisión ampliada de literatura y adelantar estudios para refinar el *shift factor*, comparar con otros métodos y utilizar modelos computacionales de cálculo para estimar el GEF.



El balance de resistencia y área abierta, es determinante en la resistencia al corte en la interfase, por lo cual este aspecto debe tenerse en cuenta en la selección de la geomalla.

La determinación del módulo de tensión cíclico a deformaciones permanentes permite determinar la capacidad de la geomalla para mantener su capacidad de recuperación elástica a lo largo de la vida útil del pavimento. Este aspecto es fundamental en el control del reflejo de agrietamientos si se tiene en cuenta que pierde su capacidad elástica al envejecerse y se hace más susceptible al agrietamiento.

## Referencias

- [1] Alliance Geosynthetics, "Pavement Interlayer System", Technical Brochure, NILEX Civil Environmental Group, USA, 2013.
- [2] A. Khodaii, S. Fallah, y F. Moghadas Nejad, "Effects of Geosynthetics on Reduction of Reflection Cracking in Asphalt Overlays", *Elsevier Journal of Geotextiles and Geomembranes*, vol. 27, n.º 1, pp 1-8, 2009.
- [3] G.S. Cleveland, J.W. Button, y R.L. Lytton, "Geosynthetics in Flexible and Rigid Pavement Overlay Systems to Reduce Reflection Cracking", Texas Department of Transportation, Res. and Tech. Implementation Office, TX, USA, Res. Rep. FHWA/TX-02/1777, pp 1-297, 2002.
- [4] G. Fyfe, "Geotextile Reinforced Seals under Asphalt", Geofabrics Australasia, Australia, 2011.
- [5] M. Elseifi y R. Bandaru, "Cost Effective Prevention of Reflective Cracking of Composite Pavement", Univ. Louisiana, Baton Rouge, LA USA, Res. Rep. FHWA/LA.11/478. 2011.
- [6] Tensar International. "GlasGrid Pavement Reinforcement System - The GlasGrid® System Extends Pavement Life thus Reducing Maintenance and Life Cycle Costs". GlassGrid Brochure, USA. 2015.
- [7] L. F. Walubita, A. N. Faruk, J. Zhang, y X. Hu, "Characterizing the Cracking and Fracture Properties of Geosynthetic Interlayer Reinforced HMA Samples using the Overlay Tester (OT)". *Elsevier Journal of Construction and Building Materials*, vol. 93, pp 695-702, 2015.
- [8] Geomatrix. "Ficha técnica Fortgrid Asphalt", 2016. [En línea]. Disponible en: <https://www.geomatrix.co>. [Accedido: Sept. 2016].
- [9] L.F. Walubita, "Field Condition of TTI Test Sections on US 59, Panola County, Atlanta District, Texas - 5 Years of Service Life after Interlayer and Overlay Construction", TTI, College Station, TX, USA, Internal TTI Summary Report 409273-00001, 2016.

- [10] JG Zornberg, "Advances in the Use of Geosynthetics in Pavement Design", en *Geosynthetics India'11*, IIT Madras, Chennai, Sept 23-24. 2011.
- [11] *AASHTO Standard Test Method for Determining the Fatigue Life of Compacted Hot-Mix Asphalt (HMAC) subjected to Repeated Flexural Bending*, AASHTO Standard TP8-94, 1996.
- [12] *AASHTO Determining the Fatigue Life of Compacted Hot-Mix Asphalt (HMA) Subjected to Repeated Flexural Bending*, AASHTO Standard T 321, 2014.
- [13] *AASHTO Standard Practice for Geosynthetic Reinforcement of the Aggregate Base Course of Flexible Pavement Structures*, AASHTO Designation R 50-09 (2013).
- [14] Texas Department of Transportation, "Online Manuals and Test Procedures", Austin, TX, USA, 2014, [Accedido: Sept. 2016]
- [15] B. Huang, X. Shu, y Y. Tang, "Comparison of Semi-Circular Bending and Indirect Tensile Strength Tests for HMA Mixtures", *Advances in Pavement Engineering*, GSP 130, 2005.
- [16] X. Li, y M. Marasteanu, "Evaluation of the Low Temperature Fracture Resistance of Asphalt Mixtures using the Semi-Circular Bending Test." *AAPT*, 73, pp 401-426, 2004.
- [17] L. Loria-Salazar, "Reflective Cracking of Flexible Pavements: Literature Review, Analysis Models, and Testing Methods" trabajo de fin de maestría, Univ. Nevada, 2008.
- [18] Walubita et al. "The Overlay Tester: A Sensitivity Study to Improve Repeatability and Minimize Variability in the Test Results", TTI, College Station, TX, USA, Tech. Rep. 0-6607-1 2012.
- [19] L.F. Walubita, A.N.M. Faruk, A.E. Alvarez, R. Izzo, B. Haggerty, y T. Scullion, "Laboratory Hot-Mix Asphalt Cracking Testing: Evaluation of Three Repeated Loading Crack Tests", *TRR - Journal of the Transportation Research Board*, Issue 2373, vol. 4, pp 81-88, 2013.
- [20] Walubita et al, "The Overlay Tester (OT): Comparison with Other Crack Test Methods and Recommendations for Surrogate Crack Tests", TTI, College Station, TX, USA, Rep. 0-6607-2, 2014.
- [21] Montestruque et al, "Stop of Reflective Crack Propagation with the Use of PET Geogrid as Asphalt Overlay Reinforcement", en *5th RILEM Conference*, Limoges, Francia, 2004.
- [22] G. Montestruque, R.M. Rodrigues, y L. Miranda, "Geogrid Effects on the Resistance to Crack-Growth and Fracture of Asphalt Concrete Mixtures", *IoICG Conference Proceedings*, Berlín, Alemania, Sept 21-25, 2014.
- [23] B. Prowell, "Estimate of Fatigue Shift Factors Between Laboratory Tests and Field Performance", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (2181), pp 117-124, 2010.

- [24] Chakrabarti et al, "Assessment of Shift Factor for Predicting Asphalt Performance on Western Australian Local Roads", *Australian Geomechanics*, vol. 50, n.º 1, pp 109-118, 2015.
- [25] Colbond. "TRC-Grid, Design and Installation Guide", *Akzo Nobel Geosynthetics*, Arhem, Países Bajos, 24p, 1998.
- [26] S.W. Perkins, "Mechanistic - Empirical Modelling and Design Model Development of Geosynthetic Reinforced Pavement", Montana State University, USA, F. Rep. FHWA/MT-01-002/99160-1A, 2001.
- [27] AASHTO. "Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice", 2da Edición, Washington DC, USA, 2014.

# Incidencia de las características del llenante mineral en la respuesta mecánica de una mezcla asfáltica mdc-19

---

Oscar J. Reyes-Ortiz  
Franceth Castellanos  
Allex E. Alvarez  
Sandra X. Campagnoli  
Carlos Cepeda

Resumen	363
Introducción	364
16.1. Materiales y métodos	365
16.2. Resultados y discusión	369
Conclusiones y recomendaciones	373
Agradecimientos	374
Referencias	374

***Oscar J. Reyes-Ortiz***

Doctor en ingeniería civil, Universidad Politécnica de Cataluña. Profesor del programa de Ingeniería Civil, líder del grupo de investigación de Geotecnia. Correo electrónico: oscar.reyes@unimilitar.edu.co

***Franceth Castellanos***

Estudiante de maestría en Ingeniería Civil, Universidad Militar Nueva Granada, Colombia. Asistente de investigación e integrante del grupo de investigación de Geotecnia, Universidad Militar Nueva Granada, Colombia. Correo electrónico: franceth.castellanos@unimilitar.edu.co

***Allex E. Alvarez***

Doctor en Ingeniería Civil, Texas A&M University, College Station. Profesor investigador y director del grupo integrado de investigación en Ingeniería Civil-GIIC, Universidad del Magdalena, Colombia. Correo electrónico: allexalvarez@yahoo.com

***Sandra X. Campagnoli***

Especialista en Geotecnia de la Universidad Politécnica de Madrid y Nacional de Colombia. Directora del Centro de Estudios Geotécnicos, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Correo electrónico: sandra.campagnoli@escuelaing.edu.co

***Carlos Cepeda***

Magíster en Administración de Negocios, Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: carlose.cepavedav@gmail.com

## Resumen

**E**l llenante mineral en las mezclas asfálticas genera un efecto importante sobre su manejabilidad, cohesión, adhesión y resistencia y rigidez. Sin embargo, las especificaciones colombianas para fabricar mezclas asfálticas están fundamentadas en rangos amplios de aporte del llenante mineral y en características generales del material. Por este motivo, el objetivo principal de esta investigación es evaluar cómo diferentes contenidos y características del llenante mineral afectan la respuesta mecánica y dinámica de una mezcla asfáltica MDC-19. La investigación se realizó evaluando tres llenantes minerales, con tres contenidos (i.e., 2, 4, y 6 % por masa de agregado). En primera instancia, se realizó un diseño de mezcla y se fabricaron probetas por medio del compactador giratorio. Para la caracterización de las mezclas se ejecutaron los ensayos de resistencia conservada (i.e., relación de resistencia a tracción indirecta en húmedo y seco), Fénix y SCB (ensayo a flexión en media viga semicircular). Los resultados obtenidos evidenciaron que la respuesta mecánica de la mezcla asfáltica varía según el contenido del llenante mineral que se utilice y el origen del llenante. Lo anterior sugiere revisar los rangos de aporte del llenante mineral y las especificaciones internacionales o locales que tengan en cuenta las características de los mismos en el diseño de una mezcla asfáltica.

**Palabras clave:** llenante mineral; ensayo SCB; ensayo Fénix; susceptibilidad al daño por humedad.

## **Introducción**

En la búsqueda continua de metodologías que permitan mejorar las propiedades de las estructuras de pavimento, el diseño de las mezclas asfálticas simboliza uno de los componentes clave dentro del ciclo de vida de la estructura vial [1]. La actualización de métodos de fabricación representa desafíos para el desarrollo de vías que conserven su calidad y durabilidad; además, que reduzcan costos de mantenimiento y rehabilitación. Al conceptualizar los términos que conllevan dichas alternativas de mejora, se debe exponer que las mezclas asfálticas están constituidas por agregados minerales gruesos y finos, unidos mediante un ligante asfáltico adicionados en proporciones de masa determinadas a partir de un método de diseño de mezcla. A su vez, el llenante mineral está definido como el material que pasa por el tamiz n.º 200 (0,075  $\mu\text{m}$ ) y hace parte de los componentes de una granulometría establecida, cuyas partículas actúan formando el esqueleto estructural de la mezcla asfáltica. El llenante mineral tiene un papel importante en el control del comportamiento mecánico de la mezcla [2-3]. Debido a que las propiedades de las mezclas se ven afectadas por diferentes factores, como las características físico-químicas de sus componentes y la interacción entre ellos [4], se ha investigado, que el uso de llenantes minerales beneficia diferentes aspectos mecánicos y dinámicos de la mezcla asfáltica, ya que logra reducir el porcentaje de vacíos dentro del esqueleto granular. De esta manera, no solo permite cumplir con los requisitos de granulometría de los agregados, sino que también brinda estabilidad a la mezcla [5]. Además, se ha demostrado que el llenante mineral mejora la resistencia de la mezcla y la unión dentro del sistema asfalto-agregado [3].

Si bien los llenantes minerales están conformados por pequeñas partículas, su área superficial ocupa más del 90% del área total de agregados minerales en la mezcla asfáltica, lo que causa el efecto interfacial entre el llenante mineral y el asfalto que afecta significativamente el desempeño de la mezcla [2].

Múltiples investigaciones con llenante mineral de distintas propiedades físicas y químicas, han demostrado que el potencial de refuerzo físico depende del tipo y tamaño de la partícula, forma, textura, porosidad, concentración, y composición mineral, afectando en gran medida el desempeño. Asimismo, el grado de influencia en la mezcla asfáltica se ve influenciado por el tipo de aglutinantes y agregado [2, 6]. De otra parte, Ding *et al.* [7] emplearon caliza y turmalina en polvo con y sin iones. Encontraron que esta última es capaz

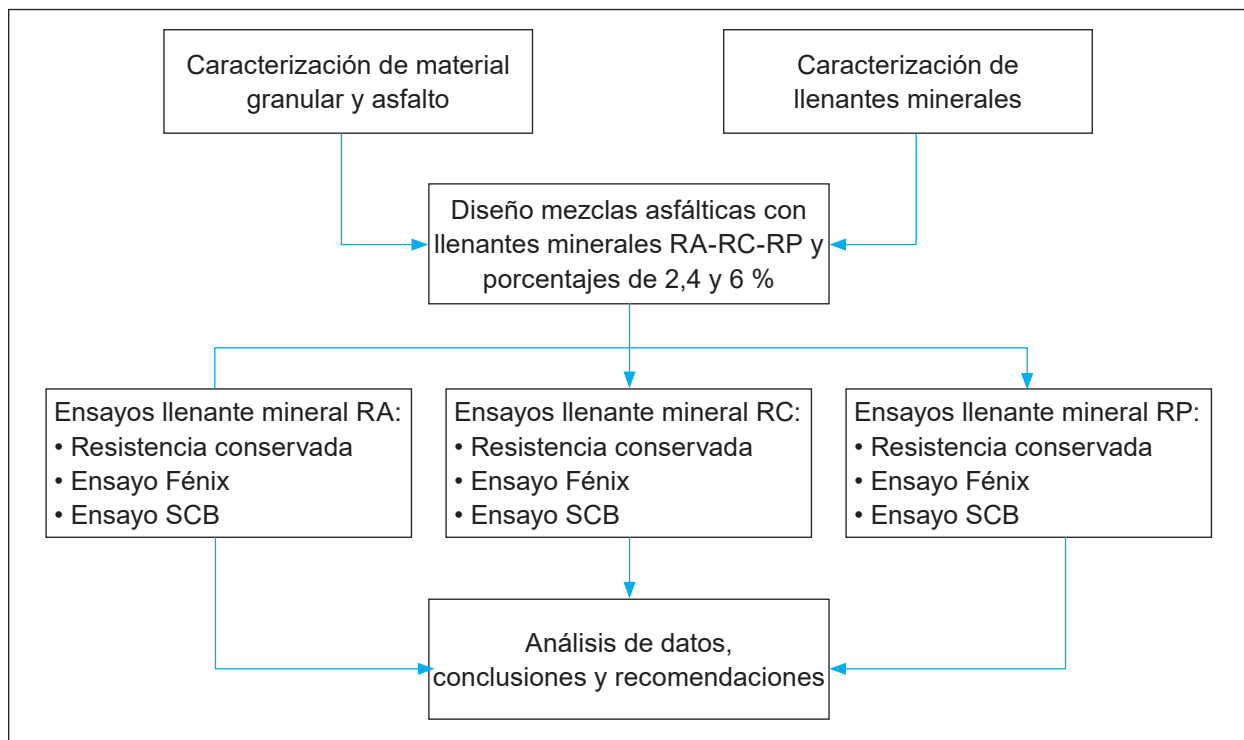


de reducir la tolerancia a la deformación plástica, y aumenta la vida de fatiga usando una tasa de aporte polvo de turmalina del 25 %. Incluso se han empleado materiales no convencionales como residuos de carbón, de cerámica, de concreto hidráulico, arcillas provenientes de la industria alimentaria y cenizas de cascarilla de arroz con resultados satisfactorios a nivel de rigidez y deformación plástica [8-9].

Finalmente, en Colombia existe gran variedad de recursos mineralógicos que pueden ser empleados como llenantes minerales en las mezclas asfálticas, pero las características geomorfológicas de los depósitos del país son muy diferentes y eso podría generar cambios importantes en la respuesta de las mezclas asfálticas. Por esta razón, aunque la normativa técnica colombiana tiene establecido el rango del contenido de llenante mineral a utilizar dentro de las mezclas asfálticas, se pretende acotar este rango de aporte y llegar a optimizar el diseño de la mezcla asfáltica y establecer la incidencia del origen del llenante mineral en la respuesta mecánica y dinámica de una mezcla asfáltica cerrada con granulometría MDC-19 del Instituto Nacional de Vías- Invias [10].

### **16.1. Materiales y métodos**

La metodología empleada para desarrollar la investigación se puede evidenciar en la figura 16.1. Se dio inicio al estudio con la caracterización de los materiales a utilizar (asfalto, agregado, y llenantes minerales) y la determinación del contenido óptimo de asfalto de mezclas asfálticas con granulometría MDC-19 teniendo como punto de referencia el Invias [10]. Posteriormente, las probetas fueron fabricadas empleando el compactador giratorio (i.e., presión de compactación 600 kPa y número de giros hasta obtener densidad constante). Estas probetas se elaboraron empleando tres llenantes minerales de diferente origen (región Andina (RA), región Pacífica (RP), y región Caribe (RC)). Además se hizo uso de tres contenidos de llenante mineral (i.e., 2, 4, y 6 % por masa de agregado). Posteriormente, empleando las probetas compactadas, las cuales presentaban un contenido de vacíos del 5 %, se ejecutaron los ensayos de tracción indirecta (con el fin de determinar la resistencia conservada; relación de la resistencia a la tracción indirecta en estado húmedo y la resistencia a la tracción indirecta en estado seco), ensayos Fénix, y ensayos SCB. Por último, se pudo evaluar la respuesta de las mezclas asfálticas en función del contenido y origen del llenante mineral.



**Figura 16.1. Metodología de la investigación**

Fuente: elaboración propia.

Para la fabricación de las mezclas asfálticas los llenantes minerales utilizados provienen de tres regiones de Colombia: Andina (RA), Pacífica (RP) y Caribe (RC), caracterizadas por tener formaciones geológicas diferentes. Los llenantes minerales se presentan en la figura 16.2 y de acuerdo con su origen, corresponden específicamente a:

- 1) llenante mineral RA: proveniente de la trituración de gravas con predominio de areniscas y limolitas,
- 2) llenante mineral RP: proveniente de la trituración de depósitos rocosos de diabasa y basalto,
- 3) llenante mineral RC: proveniente de la trituración de depósitos rocosos con predominio de cuarzo-latita, latita, y toba.

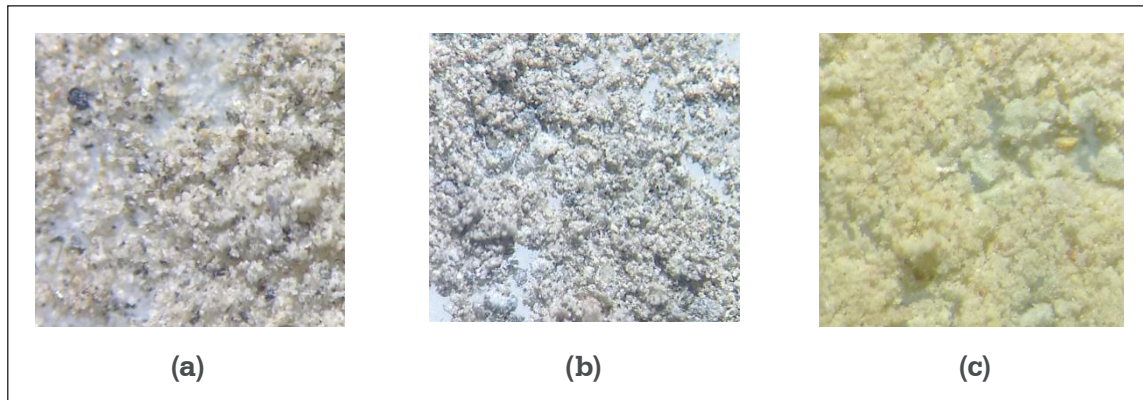


Figura 16.2. Llenante mineral (a) RA, (b) RP, y (c) RC

Fuente: elaboración propia.

Por otro lado, las curvas granulométricas que se obtuvieron a través del ensayo de hidrometría (ensayo según norma INV-123-13) [11] se muestran en la figura 16.3. La gravedad específica (ensayo según norma INV-12813) [12] y el área superficial libre (NTC-33) [13] de estos materiales se resumen en la tabla 16.1.

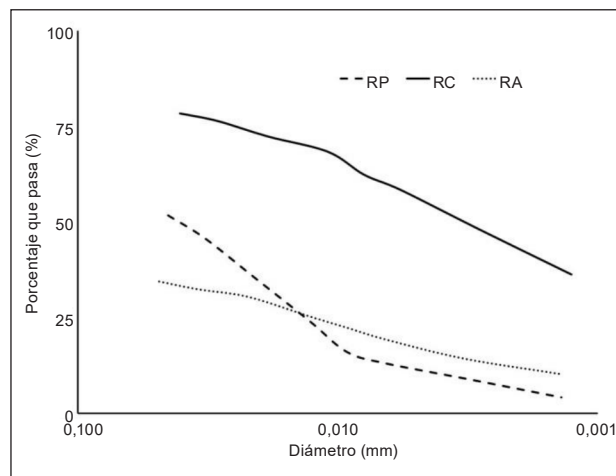


Figura 16.3. Curvas granulométricas de los llenantes minerales

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 16.1. Gravedad específica y área superficial libre de los llenantes minerales**

<i>Ensayo ejecutado/material</i>	<i>RP</i>	<i>RC</i>	<i>RA</i>
Gravedad específica	2,69	2,64	2,62
Área superficial libre (cm <sup>2</sup> /g)	6.777,8	2.987,8	4.678,6

Fuente: elaboración propia

De otra parte, el asfalto utilizado en la investigación corresponde a un ligante asfáltico de penetración 60/70 ( $1/_{10}$  mm). Este material es producido por Ecopetrol en la refinería de Barrancabermeja, Colombia, y tiene las características que aparecen en la tabla 16.2. Los ensayos respectivos se realizaron según normativa Invias[10].

**Tabla 16.2. Características del asfalto de penetración 60-70  $1/_{10}$  mm**

<i>Penetración (<math>1/_{10}</math> mm)</i>	<i>Punto de ablandamiento (°C)</i>	<i>Punto de ignición y llama (°C)</i>	<i>Viscosidad a 60 °C (Poises)</i>	<i>Módulo complejo a 60 °C (Pa)</i>	<i>Ductilidad (cm)</i>
62	52	220-249	1.520	1.577	> 100

Fuente: elaboración propia

Por último, los agregados gruesos y finos empleados en la fabricación de las mezclas asfálticas de la investigación fueron obtenidos de la región Andina de Colombia y poseen características reportadas en la tabla 16.3. Estas características fueron evaluadas según normativa de ensayo del Invias [10].

**Tabla 16.3. Características del agregado grueso y fino**

<i>Equivalente de arena (%)</i>	<i>Resistencia al desgaste-Los Ángeles (%)</i>	<i>Peso específico aparente-agregado fino</i>	<i>Absorción agregado fino (%)</i>	<i>Peso específico aparente-agregado grueso</i>	<i>Absorción agregado (%)</i>
56,0	28,0	2,6	1,10	2,55	1,60

Fuente: elaboración propia

Empleando el procedimiento planteado e indicado por Invias, se realizaron los diseños de mezcla, el cual está basado en el método de diseño Marshall [10]. Los contenidos óptimos de asfalto obtenidos para las mezclas asfálticas fabricadas empleando los tres llenantes minerales se indican en la tabla 16.4. Finalmente, los ensayos de resistencia a tracción indirecta y el cálculo de la resistencia conservada se efectúan de acuerdo con la normativa nacional expedida por el Instituto Nacional de Vías, Invias [10]. Por su parte, los ensayos Fénix se ejecutaron siguiendo el procedimiento establecido por la Universidad Politécnica de Cataluña [14], mientras que el ensayo SCB se ejecutó siguiendo la especificación técnica ASTM [15].

**Tabla 16.4. Contenidos óptimos de asfalto**

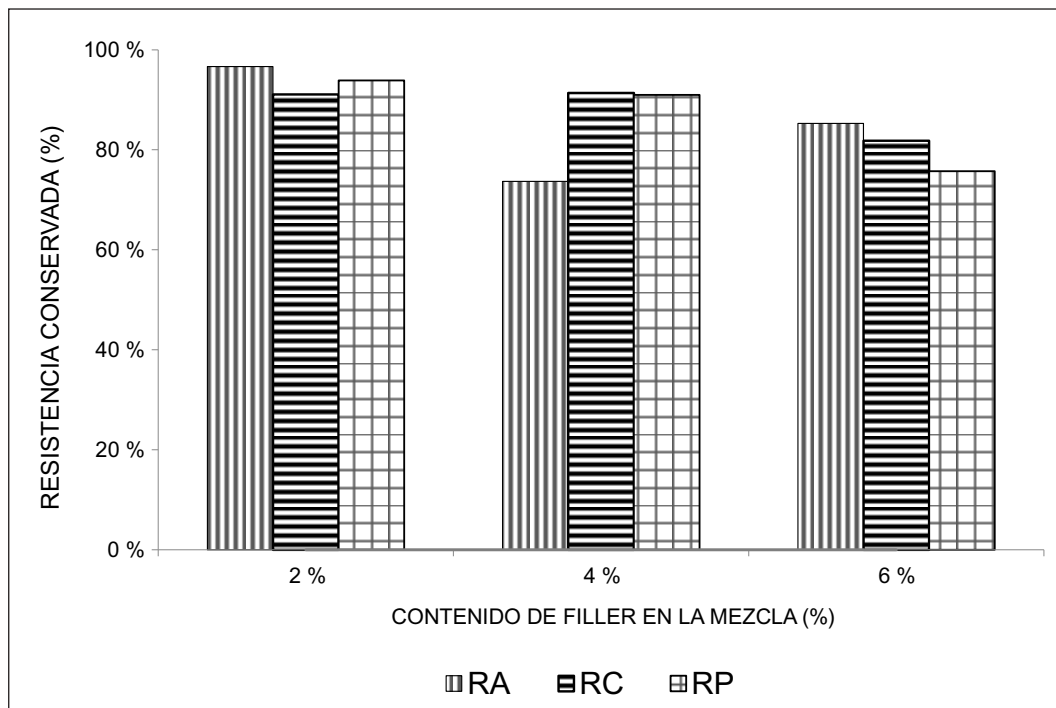
<i>Llenante mineral RA</i>	<i>Llenante mineral RP</i>	<i>Llenante mineral RC</i>
5,5 %	5,7 %	5,5 %

Fuente: elaboración propia

## 16.2. Resultados y discusión

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos que permitieron evaluar mecánica y dinámicamente las mezclas asfálticas con granulometría MDC-19 del Invias fabricadas con diferentes contenidos y tipos de llenante mineral.

Se realizó la evaluación de la susceptibilidad al daño por humedad mediante la determinación de la resistencia conservada para cada una de las mezclas, las cuales se presentan en la figura 16.4, se evidencia que una tasa de aporte de llenante mineral del 2 %, sin importar el origen, tiene menor susceptibilidad al daño y presenta los mayores valores de resistencia conservada que son superiores al 80 % —valor mínimo admisible establecido en la normatividad colombiana [10]—. Sin embargo, mientras más se aumenta el llenante mineral, su resistencia conservada comienza a disminuir; 6 % es la tasa de aporte de llenante mineral más desfavorable. Es importante resaltar que para el contenido de 4 % de llenante mineral tipo RA, existe un valor mínimo, el cual en principio denotaría una respuesta desfavorable al especificar este contenido particular de llenante mineral.



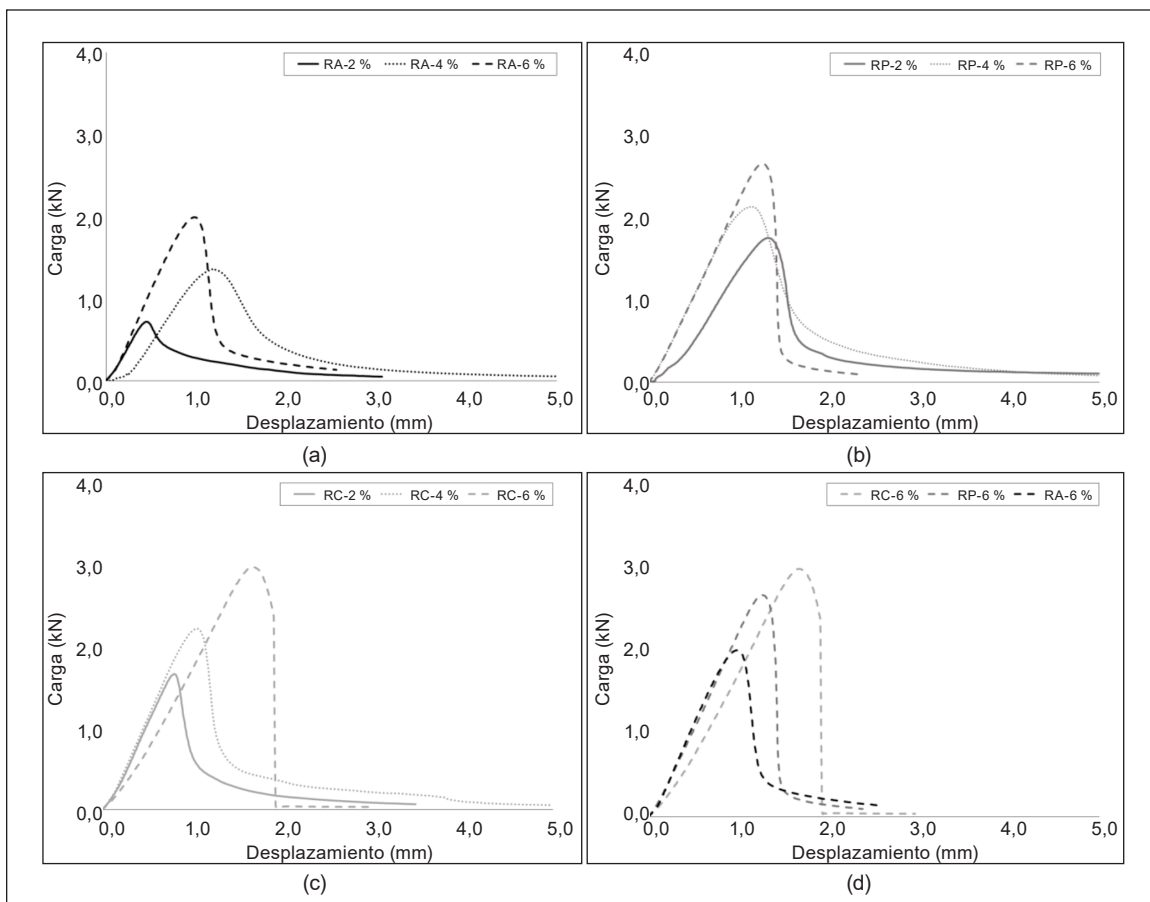
**Figura 16.4. Valores de resistencia conservada**

Fuente: elaboración propia.

Independientemente del origen del llenante mineral para la tasa de aporte del 2 %, los valores de resistencia conservada son similar. Sin embargo, para la tasa de aporte del 6 % la mezcla con llenante mineral RP presenta una mayor susceptibilidad y menor susceptibilidad al daño por humedad la muestra producida con llenante mineral RA. Por otro lado, las mezclas con tasa de aporte de llenante mineral del 4 %, especialmente el llenante mineral RA, presenta mayor afectación a la susceptibilidad al daño por humedad, y es menor al 80 % mínimo requerido, mientras que los llenantes minerales RC y RP presentan respuestas adecuadas a la luz del parámetro resistencia conservada (i.e., valores muy superiores al límite del 80 %).

La figura 16.5 presenta la resistencia mecánica a través del ensayo Fénix, (resistencia a tracción directa de las mezclas asfálticas, evaluada sobre viga semicircular). Para los tres tipos de llenante mineral (i.e., RA, RP, RC), en la tasa de aporte del 6 %, presentan desplazamientos y resistencias máximas (figura 16.5a, b y c). La figura 16.5d presenta un resumen de las respuestas

de las probetas que presentan los valores máximos de resistencia y que dan lugar a la identificación de los “contenidos óptimos de llenante mineral a partir del ensayo Fénix,” de cada uno de los llenantes minerales analizados. Los mejores resultados se obtienen para el llenante mineral RC, y los más desfavorables para el llenante mineral RA. Del mismo modo, las figura 16.5a, b, y c muestran que el contenido más alto de llenante mineral (i.e., 6 %) ocasiona fragilidad en las muestras sin importar el tipo de llenante mineral, el cual se puede observar por las pendientes pronunciadas después del pico de carga máximo, fenómeno que puede afectar la respuesta a fatiga. De otra parte, se observa que las mezclas asfálticas con contenidos al 2 % de llenante mineral tienen las resistencias más bajas.

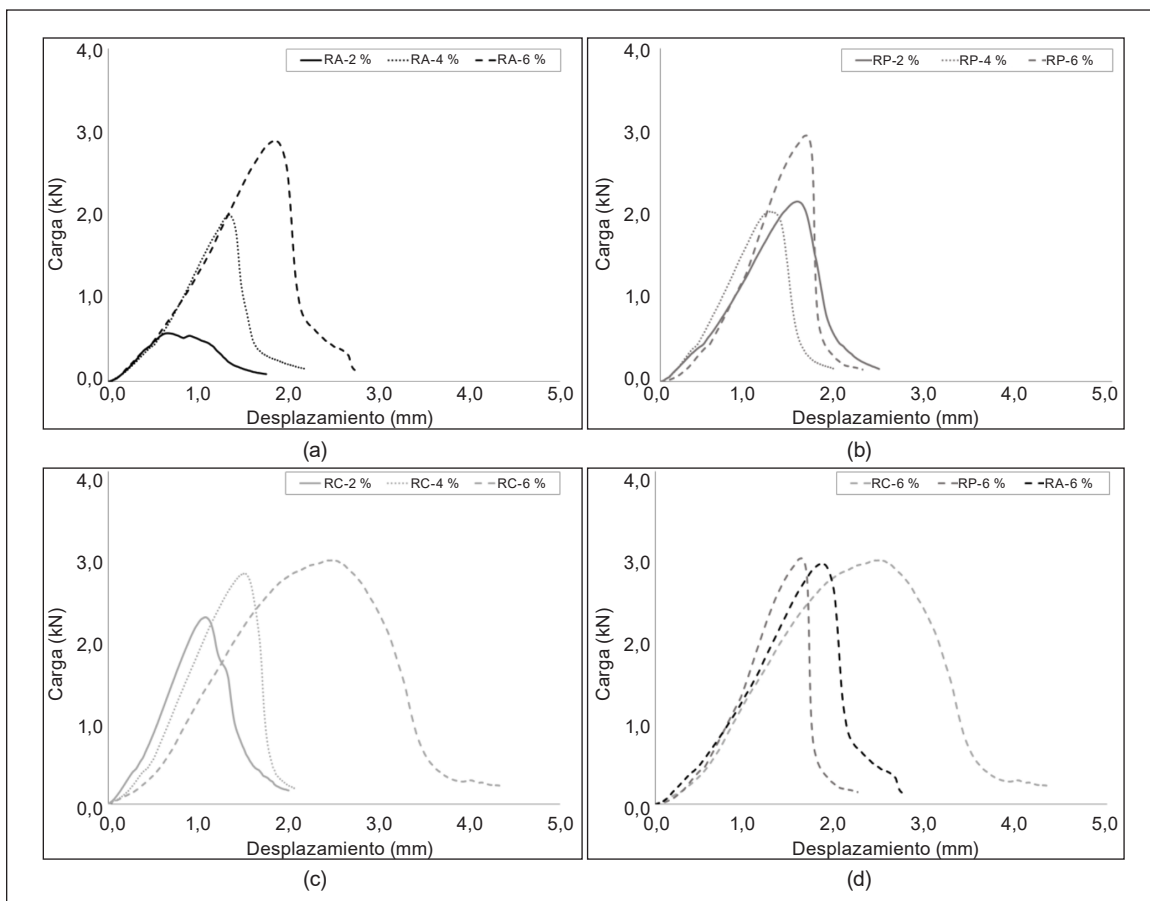


**Figura 16.5. Ensayo Fénix (a) llenante mineral RA, (b) llenante mineral RP, (c) llenante mineral RC, y (d) máximos de carga para cada llenante mineral**

Fuente: elaboración propia.



Los resultados del ensayo SCB sobre mezclas asfálticas se observan en la figura 16.6. Las curvas son muy similares a las curvas encontradas en el ensayo Fénix,, sin importar el llenante mineral utilizado, la tasa de aporte del 6% presenta el desplazamiento y resistencia máxima. De otra parte, el llenante mineral RC genera mayor ductilidad al obtener mayor desplazamiento en su punto de carga máxima. De igual manera, la figura 16.6d presenta la resistencia máxima alcanzada por las mezclas fabricadas con los tres llenantes minerales y tasas de aporte del 6%. Estas son similares y muestran que no hay incidencia del llenante mineral para las mezclas evaluadas a partir del ensayo SCB, pero si en su ductilidad (desplazamiento a su carga máxima). Finalmente, se puede establecer de la figura 16.6a, que el contenido de llenante mineral RA afecta significativamente la resistencia máxima de la mezcla, mientras que dicho comportamiento no es tan significativo para los llenantes minerales RC y RP



**Figura 16.6. Ensayo SCB (a) llenante mineral RA, (b) llenante mineral RP, (c) llenante mineral RC, y (d) máximos de carga para cada llenante mineral**

Los resultados de los diferentes ensayos ejecutados a las muestras fabricadas con los llenantes minerales RA, RP, RC y con tasas de aporte de 2, 4, y 6 % de llenante mineral, indica que existe incidencia en la respuesta mecánica de la mezcla por el origen y contenido del llenante mineral. Sin embargo, la evaluación de dicha afectación depende de los ensayos ejecutados (i.e., condiciones de carga y acondicionamiento de las probetas). Es necesario tener en cuenta qué propiedad será necesaria potencializar y bajo qué condiciones de carga y clima esta estará expuesta, si se conoce cuál será el llenante mineral que mejore sus propiedades y en que tasa de aporte lo hará. Del mismo modo, los ensayos de tracción indirecta (i.e., Fénix y SCB) traen resultados similares en la respuesta de las mezclas en función de las tasas de aporte y origen del mismo. De otra parte, la susceptibilidad al daño por humedad se ve fuertemente afectada por el contenido de llenante mineral y origen del mismo, por lo que se obtienen valores óptimos para contenidos de llenante del 2 % y valores desfavorables para contenidos de llenante mineral del 6 %.

## Conclusiones y recomendaciones

Con el desarrollo del trabajo en el que se analizaron los resultados de los diferentes ensayos aplicados como SCB, Fénix y resistencia conservada, con diferentes llenantes minerales y proporciones de masa, se puede concluir:

- Aplicando el ensayo de granulometría por hidrómetro se observa que tienen una composición granulométrica diferente, aun cuando todos cumplen con pasar el tamiz n.º 200. Por tal motivo es comprensible que esa diferencia afecte directamente la respuesta de la mezcla. Otra diferencia entre los llenantes es su área superficial, porque incide en el contenido óptimo de asfalto para el diseño que varía para la fabricación de las mezclas.
- De los ensayos realizados para el análisis de la resistencia a la fisura, se encontró un porcentaje óptimo de llenante mineral del 6 % y es independiente al tipo de llenante que se utiliza. De igual forma se observa que con el llenante RC se obtiene la mayor resistencia en el ensayo Fénix,, mientras que analizando el ensayo SCB los valores son muy similares en la carga máxima para todos los casos. Se debe resaltar que para los ensayos realizados para mezclas con un contenido de 6 % se presenta un comportamiento frágil, ya que al soportar la carga máxima, la gráfica cae instantáneamente en la curva carga-desplazamiento, lo cual se presenta con los tres tipos de llenante.

- Los resultados de resistencia conservada muestran una relación directa entre el porcentaje de llenante versus la afectación por la humedad. De esta forma, a mayor porcentaje es mayor el deterioro presentado en las probetas y entre menor porcentaje (2 %) se tiene una menor susceptibilidad al daño por humedad.

Para futuras investigaciones se recomienda emplear ensayos de cohesión y adhesión de las diferentes interfases de la mezcla (asfalto-llenante, mineral-agregado). También es importante implementar ensayos ante fatiga y resistencia a deformación permanente. Todo lo anterior para poder tener un estudio completo de las características y propiedades que ofrecen los diferentes tipos de llenante mineral a una mezcla asfáltica.

## **Agradecimientos**

Los autores agradecen a la Vicerrectoría de Investigaciones de la Universidad Militar Nueva Granada, en especial por el financiamiento del proyecto de investigación de alto Impacto IMP-ING-2132. Igualmente, agradecen a la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad del Magdalena, por proveer fondos a través de Fonciencias para completar este estudio, y a la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito por el apoyo brindado para su desarrollo.

## **Referencias**

- [1] P. Pereira and J. Pais, "Main flexible pavement and mix design methods in Europe and challenges for the development of an European method," *J. Traffic Transp. Eng. (English Ed.)*, 2017.
- [2] M. Guo, Y. Tan, Y. Hou, L. Wang, and Y. Wang, "Improvement of evaluation indicator of interfacial interaction between asphalt binder and mineral fillers," *Constr. Build. Mater.*, vol. 151, n.º 200, pp. 236-245, 2017.
- [3] A. Diab and M. Enieb, *Investigating Influence of Mineral Filler at Asphalt Mixture and Mastic Scales*. Chinese Society of Pavement Engineering, 2017.
- [4] A. E. Alvarez, K. Gómez, D. Gómez, and O. Reyes, "Análisis de interfases mástico-agregado empleando energía superficial libre," in *XIX CILA - Congreso Ibero-Latinoamericano de Asfalto, Medellín*, 2017.
- [5] O. Reyes-Ortiz, F. Castellanos, A. E. Alvarez, S. Campognoli, and M. González, "Incidencia del llenante mineral en la respuesta mecánica y dinámica de las mezclas asfálticas cerradas," in *XIX CILA - Congreso Ibero-Latinoamericano de Asfalto, Medellín*, 2017.

- [6] D. Anderson and W. Goetz, "Mechanical behavior and reinforcement of mineral filler-asphalt mixtures," *J. Assoc. Asph. Paving Technol.*, vol. 42, pp. 37-66, 2018.
- [7] H. Ding, A. Rahman, Q. Li, and Y. Qiu, "Advanced mechanical characterization of asphalt mastics containing tourmaline modifier," *Constr. Build. Mater.*, vol. 150, pp. 520-528, 2017.
- [8] X. Hu, N. Wang, P. Pan, and T. Bai, "Performance evaluation of asphalt mixture using brake pad waste as mineral filler," *Constr. Build. Mater.*, vol. 138, pp. 410-417, 2017.
- [9] A. Kuity, S. Jayaprakasan, and A. Das, "Laboratory investigation on volume proportioning scheme of mineral fillers in asphalt mixture," *Constr. Build. Mater.*, vol. 68, pp. 637-643, 2014.
- [10] INVIAS, "Especificaciones de construcción de carreteras y normas de ensayos para materiales de carreteras," *Editor. Inst. Nac. Vías - Minist. Transp.*, p. 2013.
- [11] G. Valdés, "Evaluación del proceso de fisuración mezclas bituminosas mediante el desarrollo de un nuevo ensayo experimental: Ensayo Fénix.," Tesis Doctoral. Prog. ITT. Univ. Cataluña, Barcelona, 2011.
- [12] AASHTO, *Standard method of test for determining the fracture energy of asphalt mixtures using the semicircular bend geometry (SCB)*. 2013, p. TP105.

# Influencia del empaquetamiento de los agregados sobre la resistencia a la deformación permanente de mezclas asfálticas

Didier Alexis Bellon Maldonado  
David González Herrera

Resumen	378
Introducción	379
17.1.1. Propiedades de los agregados para mezclas asfálticas	380
17.1.3. Deformación permanente de mezclas asfálticas	383
17.1.4. Método Bailey para dosificación de agregados	385
17.2. Materiales y métodos	389
17.3. Resultados y discusión	389
17.3.1. Aplicación del método Bailey	389
17.3.2. Diseño de mezclas	394
17.3.3. Deformación permanente	396
Conclusiones	396
Referencias	399

***Didier Alexis Bellon Maldonado***

Estudiante de maestría en Ingeniería de Pavimentos, Universidad del Cauca. Especialista en pavimentos en tres concesiones viales, Colombia. Correo electrónico: didier-bellon@hotmail.com

***David Gonzalez Herrera***

Doctor en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Asesor y docente universitario, Colombia. Correo electrónico: davgonher@gmail.com

## Resumen

**E**l objetivo del experimento fue analizar, con base en ensayos de desempeño, la relación entre el grado de empaquetamiento de los agregados y la resistencia a la deformación permanente de las mezclas asfálticas en caliente. Se diseñó la granulometría aplicando los criterios del método Bailey, con dos tamaños máximos, cada uno de ellos con dos masas unitarias elegidas. Las cuatro mezclas así obtenidas, junto con las dos producidas por la planta de origen, fueron sometidas al procedimiento de ensayo de pista en laboratorio (INV E-756).

Los parámetros volumétricos comprueban que, a mayor masa unitaria, se incrementan los vacíos en los agregados minerales, el contenido de ligante y el espesor de la película de asfalto. En cuanto a los parámetros Marshall, se observó disminución de la estabilidad, aumento en el flujo y disminución en la relación estabilidad/flujo, todo ello con el aumento en la masa unitaria.

Los resultados del ensayo de ahuellamiento comprueban que la velocidad de deformación disminuye en función del tamaño máximo del agregado, al igual que en función de la masa unitaria. La mayor deformación total se presentó en la mezcla no diseñada por método Bailey de menor tamaño máximo y la menor deformación en la mezcla de mayor tamaño y masa unitaria, diseñada esta última según criterios del mismo autor. Al considerar que la deformación total disminuye con el aumento en la masa unitaria, se comprobó que la resistencia a la deformación plástica mejora cuando la granulometría es diseñada con criterios de empaquetamiento, particularmente el método desarrollado por el Ingeniero estadounidense Robert Bailey.

**Palabras clave:** empaquetamiento; deformación permanente; ahuellamiento; método Bailey; mezcla asfáltica.



## **Introducción**

Cuando la excesiva deformación plástica longitudinal de la superficie del pavimento se encuentra limitada a las capas asfálticas, ocurre un desplazamiento relativo de los agregados bajo cargas repetidas, este deterioro es denominado ahuellamiento. Aunque no es exclusivo de los pavimentos en regiones de clima cálido ni sometidos a cargas de gran magnitud, sí es en esas condiciones donde el riesgo de ocurrencia es mayor y el deterioro se presenta con mayor frecuencia, dado que la consistencia de los cementos asfálticos es menor a alta temperatura y el grado de fricción entre partículas se torna preponderante para enfrentar los esfuerzos producidos por el tráfico.

Existe una serie de propiedades físicas de los agregados, entre ellas el tamaño y la granulometría, que tienen influencia sobre la resistencia al corte y por ende sobre la deformación plástica. La definición de la contribución de cada agregado individual dentro de las mezclas es un propósito fundamental en la obtención de la fórmula de trabajo y su relación con el desempeño del material en campo. Comúnmente, la selección de la estructura del agregado es el resultado de la experiencia [1], pero también se utilizan criterios como la curva de máxima densidad, los puntos de control, la franja restringida, o simplemente las franjas granulométricas de las especificaciones de construcción. Sin embargo, existe un método basado en conceptos de trabazón y empaquetamiento que establece una relación entre la granulometría y los parámetros volumétricos, desarrollado por el Ingeniero estadounidense Robert Bailey.

Las especificaciones de construcción vigentes en el país [2] sugieren evaluar las mezclas asfálticas de gradación continua con los parámetros del método Bailey [3]. No obstante, no existen investigaciones a nivel nacional que permitan comprobar si una granulometría ajustada con los parámetros Bailey garantiza el cumplimiento de los demás requisitos de diseño y desempeño en la mezcla, más aún, si se tiene en cuenta que dicha metodología es en realidad un procedimiento volumétrico para asegurar la correcta trabazón de agregados y el buen empaquetamiento, determinando así la resistencia a la deformación permanente [3]. Ya que Bailey recomienda el rango 95–105 % de la masa aparente suelta del agregado grueso para mezclas de tipo grueso, es de esperar que el límite superior resulte en una mayor resistencia a la deformación plástica, como resultado de una mayor interacción entre las partículas gruesas.

Se espera entonces comprobar la relación entre el grado de empaquetamiento de los agregados y la resistencia a la deformación permanente de las mezclas asfálticas producidas en caliente, utilizando como herramienta el método Bailey para definir las fracciones de los agregados y el procedimiento para determinar la resistencia a la deformación plástica descrito en la norma INV E-756 [4]. De esta manera, se pretende brindar un aporte a la ingeniería vial nacional, con base en una verificación soportada en ensayos de laboratorio, que permita corroborar si granulometrías diseñadas por el método volumétrico de Bailey, que satisfacen también los rangos de los parámetros que para dicho método estableció el TRB [3], cumplen con los criterios de granulometría para mezclas de gradación continua, diseño de la mezcla y comprobación del mismo, esto último particularmente en términos de deformación permanente.

### **17.1.1. Propiedades de los agregados para mezclas asfálticas**

Los agregados utilizados en mezclas asfálticas requieren cumplir una serie de requerimientos de dureza, durabilidad, resistencia, gradación, tamaño, forma y limpieza.

#### **17.1.1.1. Tamaño y gradación**

La gradación o granulometría del agregado corresponde a la distribución de los tamaños de las partículas expresados como porcentaje del peso total. Se determina pasando el material por una serie de tamices (mallas) graduados con aberturas cada vez menores y pesando el material retenido en cada uno de ellos; se expresa entonces como el porcentaje total que pasa una serie de aberturas o tamaños de tamices. La gradación se representa como una curva cuyas ordenadas, en escala aritmética, corresponden al porcentaje en peso que pasa un tamiz dado; mientras que las abscisas corresponden al tamaño de las partículas, en escala logarítmica. Según la especificación colombiana [2], la granulometría de las mezclas densas en caliente (MDC) y semidensas en caliente (MSC) deberá estar dentro de los rangos incluidos en la tabla 17.1.

**Tabla 17.1. Franjas granulométricas para mezclas de gradación continua**

Mezcla	Tamiz (mm/EE. UU. estándar)								
	25	19	12,5	9,5	4,75	2	0,425	0,18	0,075
	1"	3/4"	1/2"	3/8"	n.º 4	n.º 10	n.º 40	n.º 80	n.º 200
MDC-25	100	80-95	67-85	60-77	43-59	29-45	14-25	8-17	4-8
MDC-19		100	80-95	70-88	49-65	29-45	14-25	8-17	4-8
MSC-25	100	80-95	65-80	55-70	40-55	24-38	9-20	6-12	3-7
MSC-19		100	80-95	65-80	40-55	24-38	9-20	6-12	3-7

Fuente: elaboración propia.

La granulometría es la propiedad de los agregados que mayor importancia tiene, dado que afecta todas las características de la mezcla: rigidez, estabilidad, durabilidad, permeabilidad, trabajabilidad, resistencia a la fatiga, fricción interna, resistencia al daño por humedad [5]. Entre los criterios para la definición de la granulometría, se encuentran la curva de máxima densidad a la potencia 0,45, que consiste en trazar una diagonal desde cero hasta el tamaño máximo del agregado, con los tamaños en el eje horizontal en milímetros y elevados a la 0,45. También Superpave [6] estableció los puntos de control, dentro de cuyos límites debe pasar la gradación, y la franja restringida, criterios incluidos en la tabla 17.2 [5].

**Tabla 17.2. Puntos de control y zona restringida - Superpave**

Tamaño		NMAS = 19 mm				NMAS = 12,5 mm			
(mm)	(U.S.)	Puntos de control		Zona restringida		Puntos de control		Zona restringida	
		Bajo	Alto	Bajo	Alto	Bajo	Alto	Bajo	Alto
25	1"	100							
19	3/4"	90	100			100			
12,5	1/2"		90			90	100		
9,5	3/8"						90		
4,75	n.º 4								
2,36	n.º 8	23	49	34,6	34,6	28	58	39,1	39,1
1,18	n.º 16			22,3	28,3			25,6	31,6
0,6	n.º 30			16,7	20,7			19,1	23,1
0,3	n.º 50			13,7	13,7			15,5	15,5
0,15	n.º 100								
0,075	n.º 200	2	8			2	10		

Fuente: elaboración propia.

Otras definiciones de importancia con respecto al tamaño de los agregados, son: el tamaño máximo (*Maximum Size*, MS) y el tamaño máximo nominal (*Nominal Maximum Aggregate Size*, NMAS). El primero corresponde al tamiz o malla más pequeña por la cual pasa el 100 % del agregado; el segundo a la malla más grande que retiene algunas partículas, no más del 10 %.

### 17.1.2. Diseño de mezclas asfálticas

El diseño de una mezcla asfáltica es un proceso cuyo objetivo es determinar el volumen de asfalto necesario para lograr las propiedades deseadas: resistencia a la deformación permanente, resistencia a la fatiga, durabilidad, resistencia al daño por humedad, resistencia al deslizamiento, trabajabilidad y un espesor de la película de asfalto que provea un recubrimiento adecuado de las partículas.

El procedimiento de ensayo para la determinación de la estabilidad y flujo de mezclas asfálticas en caliente empleando el aparato Marshall, se encuentra en la norma INV E-748 [7]. Como se mencionó, el diseño de una mezcla es un proceso volumétrico que, en particular, pretende controlar una serie de parámetros volumétricos, cada uno de ellos descrito en la tabla 17.3. La composición volumétrica de una mezcla se encuentra ilustrada en la figura 17.1 [8].

**Tabla 17.3. Parámetros volumétricos objetivo del diseño de mezclas**

<i>Parámetro</i>	<i>Definición</i>	<i>Cálculo</i>
Vacíos en los agregados minerales (VMA)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Espacio entre partículas de agregado de una mezcla compactada</li> <li>- Incluye volumen de aire y del asfalto no absorbido (<math>V_a + V_{be}</math>).</li> </ul>	$VMA = \frac{V_a + V_{be}}{V_T}$
Vacíos totales (VTM)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Volumen de espacios con aire entre partículas de agregado cubierto con asfalto en una mezcla compactada.</li> </ul>	$VTM = \frac{V_a}{V_T}$
Vacíos llenos de asfalto (VFA)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Porcentaje de los vacíos en los agregados minerales (VMA) que se encuentran llenos de asfalto.</li> </ul>	$VFA = \frac{V_{be}}{V_a + V_{be}}$

Fuente: elaboración propia.

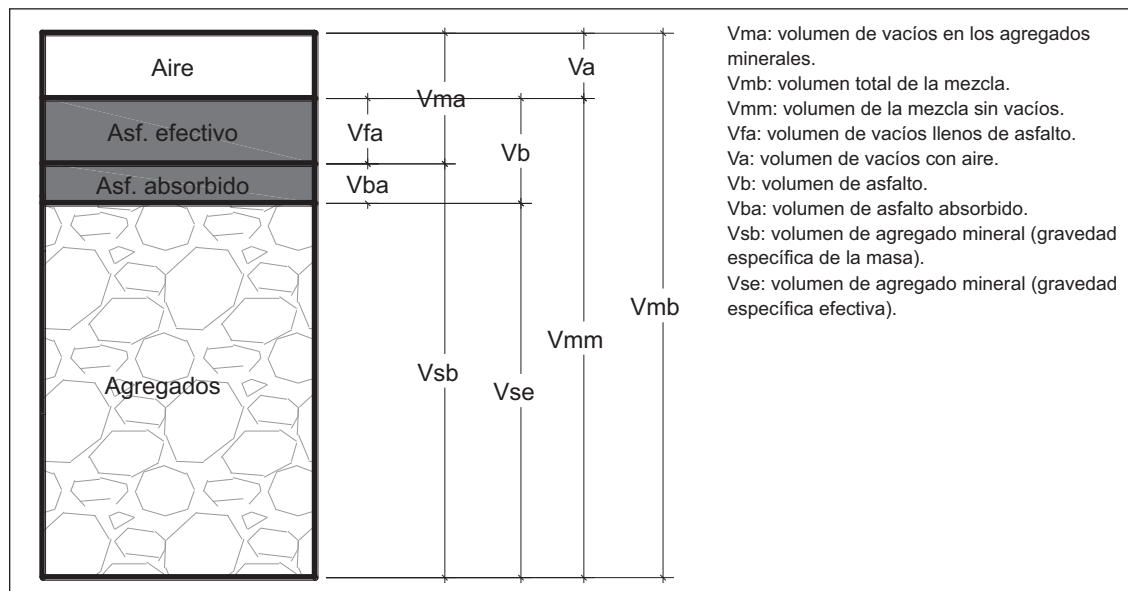


Figura 17.1. Esquema de los parámetros volumétricos de la mezcla

Fuente: elaboración propia.

### 17.1.3. Deformación permanente de mezclas asfálticas

La deformación permanente es el resultado de la acumulación de pequeñas deformaciones plásticas sucedidas cada vez que se aplica una carga. Se observa como una depresión de la superficie del pavimento acompañada de un abultamiento lateral, particularmente en las franjas de los carriles que atienden el paso de las ruedas de los camiones. Entre otros factores que influyen sobre la resistencia a la deformación permanente, se encuentran [9]:

- La rigidez de un cemento asfáltico incide directamente. Para mejorar la resistencia al ahuellamiento, es necesario utilizar asfaltos de mayor viscosidad.
- Altos contenidos de asfalto impiden la óptima fricción entre partículas del agregado, disminuyendo la resistencia a las deformaciones del material.
- Altos contenidos de vacíos con aire representan una compactación insuficiente, de modo que, con la aplicación de las cargas del tráfico, se produce una nueva acomodación relativa entre partículas que a su vez resulta en deformación vertical y desplazamiento lateral del concreto asfáltico.

- La forma y textura de los agregados también inciden sobre la resistencia al ahuellamiento. Agregados angulares y ásperos resultan en estructuras más estables y con mejor fricción interna.
- La distribución de agregados de diferente tamaño y el grado de interacción entre ellos tienen relación directa con las deformaciones no recuperables.

En cuanto a la resistencia a la deformación plástica, otras fuentes [1] mencionan:

- La resistencia al ahuellamiento tiende a mejorar con la disminución en los vacíos en los agregados minerales, estos últimos relacionados con el volumen de aire en la mezcla, componentes que se deforman ante la acción de las cargas.
- Dicha resistencia mejora con el incremento en los tamaños máximo y máximo nominal del agregado combinado.
- La angularidad del agregado fino y el contenido de llenante mineral son características importantes para la resistencia a la deformación plástica, aunque un exceso de llenante puede producir una mezcla rígida y difícil de compactar.

### **17.1.3.1. Método de ensayo para determinar la deformación permanente**

En Colombia, la norma de ensayo para determinar la resistencia a la deformación permanente en mezclas asfáltica es la INV E-756. En términos generales, el ensayo consiste en aplicar una presión de  $900 \pm 25 \text{ kN/m}^2$  a una frecuencia de 42 pasadas/minuto, con una rueda metálica de 20 cm de diámetro provista de una banda de 5 cm de ancho y 2 cm de espesor, sobre una probeta de 30, 30 y 5 cm de largo, ancho y alto, respectivamente. Se registran las deformaciones a los minutos 1, 3 y 5 de iniciado el ensayo, cada 5 minutos hasta el minuto 45 y cada 15 minutos hasta completar 120 minutos de ensayo. En función de las deformaciones medidas, se calcula la velocidad de deformación en el intervalo de tiempo determinado, como sigue:

$$V_{t_2-t_1} = \frac{d_{t_2} - d_{t_1}}{t_2 - t_1} \quad (1)$$

Donde  $V_{t_2-t_1}$  es velocidad de deformación media en el intervalo  $t_2 - t_1$ , en  $\mu\text{m}/\text{min}$ ;  $d_{t_2} - d_{t_1}$  son las deformaciones correspondientes a  $t_2 - t_1$ , en  $\mu\text{m}$ ;  $t_2$  y  $t_1$  son tiempos en min.

La Especificación Invias 450-2013 [10] establece como parámetro de aceptación una velocidad máxima de deformación, en el intervalo 105-120 min, de 15 o 20  $\mu\text{m}/\text{min}$  para temperaturas medias ponderadas del aire  $> 24^\circ\text{C}$  y  $\leq 24^\circ\text{C}$ , respectivamente.

### 17.1.4. Método Bailey para dosificación de agregados

#### 17.1.4.1. Principios del método

Para establecer una relación entre la composición granulométrica y los parámetros volumétricos de la mezcla asfáltica, el ingeniero estadounidense Robert Bailey desarrolló un método para prevenir el ahuellamiento sin sacrificar la durabilidad, basado en conceptos de trabazón y empaquetamiento. El método divide la granulometría en cinco partes (ver figura 17.2), donde los gruesos (Coarse Aggregate, CA) tienen una parte gruesa y una fina, los finos (Fine Aggregate, FA) tienen también una parte gruesa y otra fina y estos últimos (finos-finos) tienen a su vez parte fina y gruesa. Para definir la frontera entre finos y gruesos, se establecen tamices de control (ver tabla 17.4). En función del NMAS, los tamices HS, PCS, SCS y TCS, son seleccionados de acuerdo con los criterios de la tabla 17.5 [3].

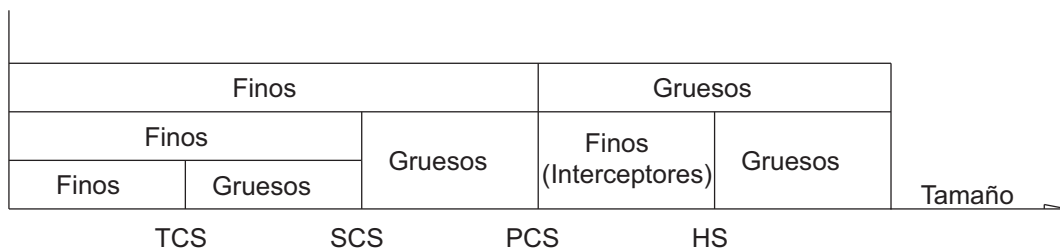


Figura 17.2. Esquema de las divisiones del método Bailey

Fuente: elaboración propia.

Por otra parte, la dosificación de la granulometría busca determinar los vacíos creados por el agregado grueso para poder llenarlos con el agregado fino. Con tal propósito, se emplea el método de ensayo descrito en la norma INV E-217 [11], del cual se obtiene la masa unitaria compactada (Rodded Unit



Weight, RUW) y suelta (Loose Unit Weight, LUW). Se selecciona el grado de contacto entre los gruesos en la mezcla, como un porcentaje del LUW, parámetro denominado peso unitario elegido (Chosen Unit Weight, CUW). Mayor CUW implica mayor contacto entre partículas, más resistencia a la compresión y al ahuellamiento y mayor contenido de vacíos en los agregados minerales (VMA); menor CUW implica mayor espacio para los finos, menor resistencia, menor VMA y mayor facilidad para compactar. En función del CUW, se define tres tipos de mezclas (ver tabla 17.3).

**Tabla 17.4. Definición de los tamices de control del método Bailey**

<i>Tamiz</i>	<i>Denominación</i>	<i>Significado</i>	<i>Cálculo</i>
Promedio	HS ( <i>half sieve</i> )	Establece la frontera entre gruesos gruesos y gruesos finos. Se calcula como la mitad del tamaño máximo nominal.	$HS=0,5 \cdot N_{MAS}$
De control primario	PCS ( <i>primary control sieve</i> )	Define la frontera entre la parte gruesa y la fina. Aunque en la práctica común es el tamiz n.º 4 (4,75 mm) aquel que separa dichas fracciones, en el método Bailey el PCS es función del N <sub>MAS</sub> .	$PCS=0,22 \cdot N_{MAS}$
De control secundario	SCS ( <i>secondary control sieve</i> )	Separa los finos gruesos de los finos finos.	$SCS=0,22 \cdot PCS$
De control terciario	TCS ( <i>tertiary control sieve</i> )	Frontera entre las dos porciones de los finos finos.	$TCS=0,22 \cdot SCS$

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 17.5. Tamices de control en función del tamaño máximo nominal**

N <sub>MAS</sub>	37,5	25,4	19	12,5	9,5	4,75
HS	19	12,5	9,5	6,25	4,75	2,36
PCS	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
SCS	2,36	1,18	1,18	0,6	0,6	0,3
TCS	0,6	0,3	0,3	0,15	0,15	0,075

Fuente: elaboración propia.

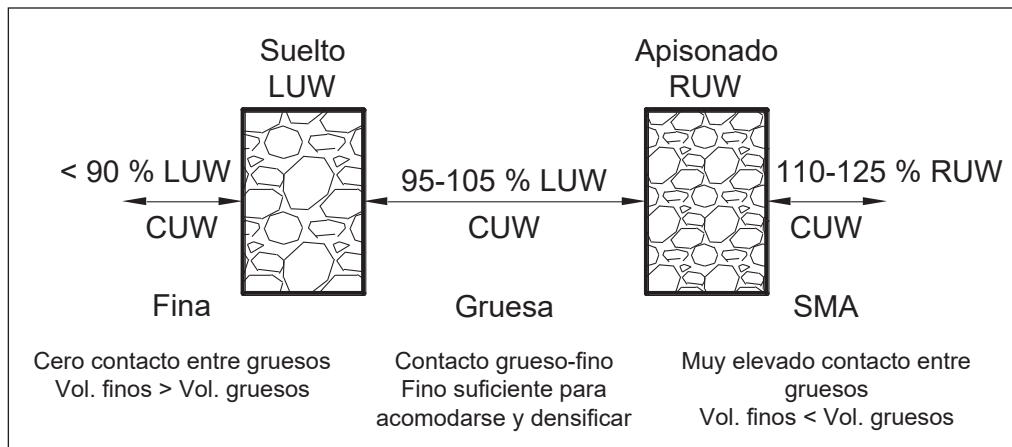


Figura 17.3. Selección del peso unitario suelto de los gruesos

Fuente: elaboración propia.

### 17.1.4.2. Propiedades de Empaquetamiento

Las propiedades de empaquetamiento, conocidas como parámetros Bailey, son calculadas en función del porcentaje de la gradación combinada que pasa por los tamices de control. En la tabla 17.6 se encuentra la fórmula de cálculo y la influencia de las propiedades de empaquetamiento sobre el desempeño de las mezclas asfálticas. Los rangos recomendados para los parámetros Bailey se encuentran en la tabla 17.7 [3].

Tabla 17.6. Efecto de las propiedades de empaquetamiento sobre el desempeño

Parámetro	Propiedad de empaquetamiento	Influencia sobre el desempeño
$CA = \frac{HS - PCS}{100 - HS}$	Porción gruesa de la gradación combinada.	<ul style="list-style-type: none"> <li>– CA &lt; 1: Indica menos interceptores, mayor presencia de finos y mayor exigencia para estos.</li> <li>– CA &gt; 1: Los gruesos-finos dominan el esqueleto; pobre o nulo contacto entre gruesos-gruesos y gruesos-finos.</li> </ul>
	Retenida en el tamiz de control primario (PCS)	<ul style="list-style-type: none"> <li>– CA ≈ 1: Equilibrio entre gruesos-gruesos y gruesos-finos. Difícil compactación.</li> </ul>
	Relación entre los gruesos-finos y los gruesos-gruesos.	<ul style="list-style-type: none"> <li>– CA bajo*: Muchos más gruesos-gruesos que gruesos-finos. Mezcla proclive a la segregación.</li> <li>– CA alto*: Muchos más gruesos-finos que gruesos-gruesos. Difícil compactación.</li> </ul>

Parámetro	Propiedad de empaquetamiento	Influencia sobre el desempeño
$FAc = \frac{SCS}{PCS}$	Examina el agregado que pasa el tamiz de control primario (PCS).	<ul style="list-style-type: none"> <li>– FAc &lt; 0,5: Deseable para garantizar empaquetamiento de la fracción fina.</li> <li>– FAc &gt; 0,5: Exceso de la porción fina del agregado fino.</li> <li>– FAc bajo*: Gradación no uniforme; difícil compactación.</li> </ul>
$FAf = \frac{TCS}{SCS}$	Porción fina del agregado fino.	Similar a la FAc.

\* Con respecto a los rangos de la tabla 17.7

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 17.7. Rangos recomendados para los parámetros Bailey**

NMAS	37,5	25,4	19	12,5	9,5	4,75
CA	0,8-0,95	0,7-0,85	0,6-0,75	0,5-0,65	0,4-0,55	0,3-0,45
FAc	0,35-0,5					
FAf	0,35-0,5					

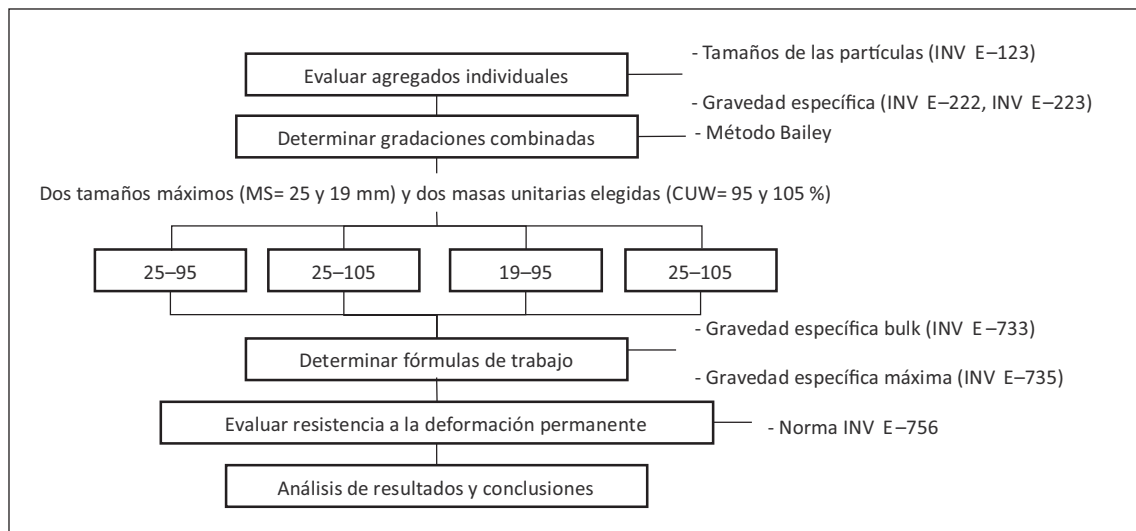
Fuente: elaboración propia.

### 17.1.4.3. Metodología de cálculo

Como se ha comentado, el principio básico del método Bailey consiste en lograr una granulometría en la cual los espacios entre los gruesos-gruesos sean llenados por los gruesos-finos, que los vacíos entre gruesos sean ocupados por finos-gruesos y así sucesivamente. El procedimiento de cálculo de las proporciones de los agregados individuales en la gradación combinada consiste de veintiún pasos [3], los cuales pueden ser resumidos en tres fases: i) cálculo de la cantidad de finos para ocupar los vacíos entre los gruesos; ii) cálculo de las contribuciones iniciales de los agregados individuales sobre el total de la mezcla; iii) ajustes a la gradación combinada por presencia de finos en los gruesos y gruesos en los finos y; iv) ajustes al llenante de la mezcla por el llenante presente en los gruesos y los finos.

## 17.2. Materiales y métodos

La fórmula de trabajo se determina con el uso del método Marshall, empleando asfalto de penetración 60-70 y los agregados disponibles en una planta de producción localizada en Villeta (Cundinamarca). La proporción de cada agregado individual se obtiene aplicando el método Bailey y manteniendo el objetivo de lograr las proporciones volumétricas definidas en las especificaciones de construcción. A fin de analizar la relación entre la granulometría y la resistencia a la deformación plástica, se ejecutaron ensayos de pista en laboratorio para las seis mezclas (cuatro del experimento y dos de la planta de origen). En forma esquemática, la metodología desarrollada y los procedimientos de ensayo se encuentran resumidos en la figura 17.4.



**Figura 17.4. Metodología de trabajo**

Fuente: elaboración propia.

## 17.3. Resultados y discusión

### 17.3.1. Aplicación del método Bailey

#### 17.3.1.1. Modificación de los agregados individuales

Tras haber determinado las características de los agregados en su estado original (de acopio o almacenamiento en planta), se efectuó una serie de iteraciones para establecer la combinación de ellos. Al no obtener gradaciones

satisfactorias de los parámetros Bailey, fue necesario modificar en laboratorio la granulometría de algunos agregados individuales (grava de 1/2", arenas mezcladas 1:1 y arena lavada) para construir las granulometrías de la tabla 17.8. Un mismo agregado individual debió ser modificado en dos o tres formas para lograr que las granulometrías del experimento se acercaran al valor promedio de los parámetros Bailey de empaquetamiento. El cambio en la granulometría de algunos agregados individuales hizo necesario actualizar los ensayos de gravedad específica y masa unitaria, resultados incluidos en la tabla 17.9.

**Tabla 17.8. Granulometría de los agregados individuales modificados**

Tamaño (mm) (U.S.)	Porcentaje que pasa												
	CA3: Grava 1/2"				FA1: Arenas 1:1				FA2: Arena				
	25-95	29-105	19-95	19-105	25-95	29-105	19-95	19-105	25-95	29-105	19-95	19-105	
25	1"												
19	3/4"												
12,5	1/2"	100	100										
9,5	3/8"	80*	80*	100*	100*	100	100	100	100	100	100	100	100
4,75	n.º 4	35*	30*	60*	60*	87	87	87	87	93	93	93	93
2,36	n.º 8	1,8	1,7	1,8	1,8	85*	85*	80*	85*	90*	90*	78	78
1,18	n.º 16	1,2	0,9	1,0	1,0	52	52	52	52	70*	70*	63	63
0,6	n.º 30	0,95	0,78	0,77	0,77	35	35	35	35	45	45	40*	40*
0,3	n.º 50	0,79	0,62	0,63	0,63	21	21	21	21	21	21	21	21
0,15	n.º 100	0,67	0,53	0,50	0,50	13	13	13	13	8,3	8,3	8,3	8,3
0,075	n.º 200	0,51	0,41	0,39	0,39	10	10	10	10	4,7	4,7	4,7	4,7

**Tabla 17.9. Características de los agregados individuales modificados**

Agregado	Nombre	Mezcla	p200	Gsb	Gsa	n.º Abs.	LUW	RUW
CA3	Grava 1/2"	25-95	0,51	2.583	2.683	1.452	1.419,8	1.555,3
		25-105	0,41	2.582	2.686	1.498	1.412,8	1.539,0
		19-95	0,39	2.593	2.689	1.376	1.390,2	1.509,0
		19-105	0,39	2.573	2.694	1.754	1.390,2	1.509,0
FA1	Arenas 1:1	25-95	9,96	2.600	2.694	1.348	1.647,5	1.826,0
		25-105	9,96	2.600	2.694	1.348	1.647,5	1.826,0
		19-95	10,1	2.606	2.691	1.204	1.657,0	1.833,3
		19-105	10,0	2.600	2.694	1.348	1.647,5	1.826,0
FA2	Arena	25-95	4,67	2.578	2.682	1.502	1.658,1	1.815,9
		25-105	4,67	2.578	2.682	1.502	1.658,1	1.815,9
		19-95	4,7	2.572	2.691	1.719	1.658,9	1.815,9
		19-105	4,7	2.572	2.691	1.719	1.658,9	1.815,9

Gsb, Gsa: gravedades específicas bulk y aparente (I,N,V, E-222, I,N,V, E-223),

Fuente: elaboración propia.

### 17.3.1.2. Diseño de la granulometría

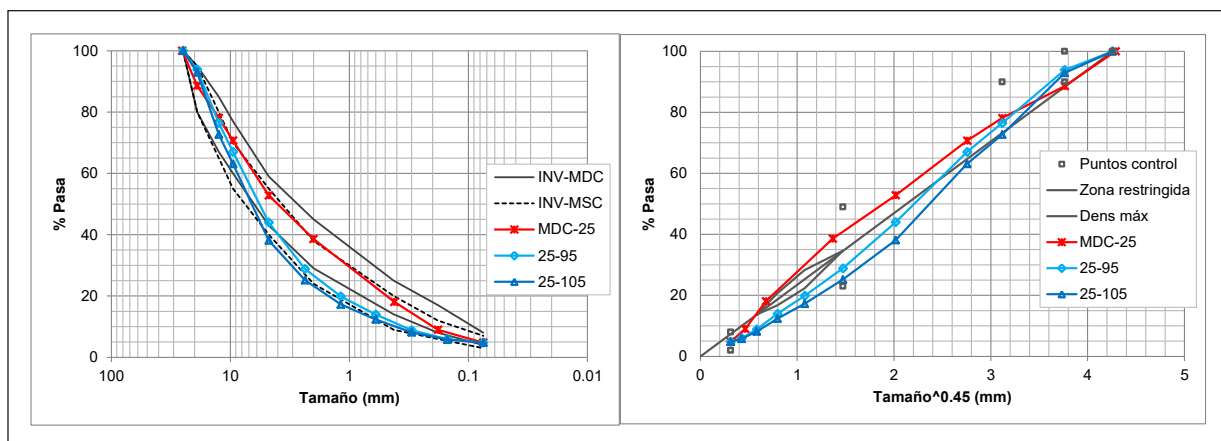
La tabla 17.10 muestra los porcentajes de los agregados individuales establecidos para las granulometrías del experimento, luego de iterar sus porcentajes en busca del valor medio del rango establecido para los parámetros de la tabla 17.7.

**Tabla 17.10. Porcentaje de los agregados individuales modificados sobre la mezcla**

Mezcla	Agregado Individual (n.º)					
	CA1	CA2	CA3	FA1	FA2	MF
	Grava 1"	Grava 3/4"	Grava 1/2"	Arenas 1:1	Arena	Llenante
25-95	24,7	0,0	43,4	21,0	8,8	2,1
25-105	28,4	0,0	43,8	18,9	6,4	2,5
19-95	0,0	38,3	14,2	37,5	9,4	0,6
19-105	0,0	36,9	23,3	30,4	8,0	1,3

Fuente: elaboración propia.

La figura 17.5 muestra la granulometría del experimento para las mezclas MS= 25 mm (25-95 y 25-105), comparadas con las franjas para mezclas MDC, MSC y la fórmula de trabajo utilizada en la planta de origen (MDC-25). En resumen, los resultados indican: i) el CUW= 105 % incrementa la curvatura, con respecto a la obtenida para CUW= 95 %; ii) las dos gradaciones del experimento se salen de la franja Invias para MDC; iii) solo la mezcla 25-95 cumple como MSC y; iv) las dos gradaciones cumplen criterios Superpave (franja restringida y puntos de control).



**Figura 17.5. Gradaciones del experimento - Mezclas 25 mm**

Fuente: elaboración propia.

Por otra parte, en la figura 17.6 se encuentran las granulometrías del experimento para las mezclas 19 mm y su comparativo frente a la especificación y a la fórmula de trabajo original (MDC-19). En cuanto a ello, se destaca: i) a mayor CUW mayor curvatura de la gradación; ii) el CUW= 95 % hace que la gradación se acerque a la línea de máxima densidad y pase por la franja restringida de Superpave; iii) el CUW= 105 % aleja la granulometría de la línea de densidad máxima y de la franja restringida; iv) ninguna mezcla cumple puntos de control Superpave en la parte gruesa (12,5–9,5 mm); v) solo la 19-95 cumple granulometría como MDC-19 y; vi) la mezcla 19-105 no cumple como MDC pero sí como MSC.



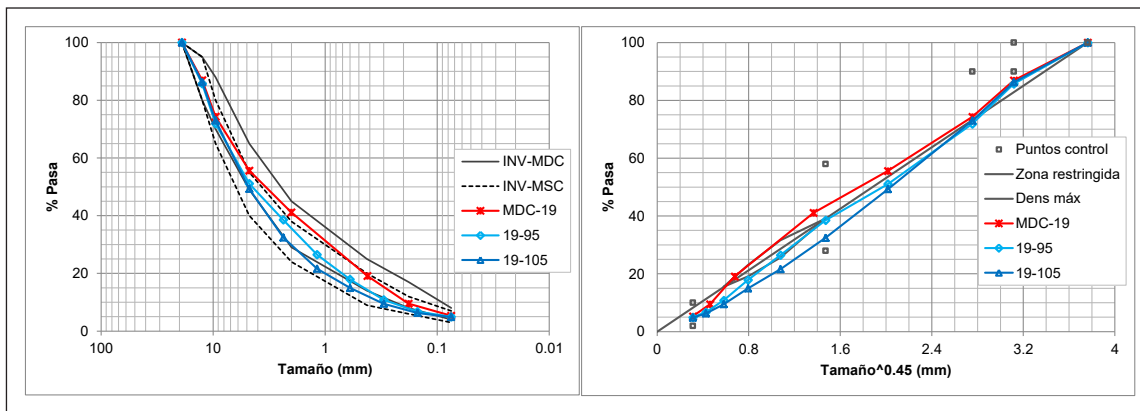


Figura 17.6. Gradaciones del experimento - Mezclas 19 mm

Fuente: elaboración propia.

El cálculo de los parámetros de empaquetamiento del método Bailey, para las cuatro mezclas del experimento y las dos producidas en la planta de origen, se encuentran en la tabla 17.11.

Tabla 17.11. Parámetros Bailey para las gradaciones del experimento

Mezcla	Porcentaje que pasa					Parámetros		
	NMAS	HS	PCS	SCS	TCS	CA	FAC	FAf
MDC-25	88,6	70,7	52,8	28,0	13,6	0,61	0,53	0,48
25-95	93,8	67,0	44,0	19,9	8,8	0,70	0,45	0,44
25-105	92,9	63,3	38,3	17,4	8,2	0,68	0,45	0,47
Rangos NMAS = 19 mm (ver tabla 17.7)						0,6-0,75	0,35-0,5	0,35-0,5
MDC-19	86,9	61,5	46,1	21,6	8,3	0,40	0,47	0,38
19-95	85,7	60,9	38,4	17,8	6,5	0,58	0,46	0,36
19-105	86,3	58,1	34,1	15,5	6,2	0,58	0,45	0,40
Rangos NMAS = 12,5 mm (ver tabla 17.7)						0,5-0,65	0,35-0,5	0,35-0,5

Fuente: elaboración propia.

## 17.3.2. Diseño de mezclas

### 17.3.2.1. Selección del óptimo de asfalto

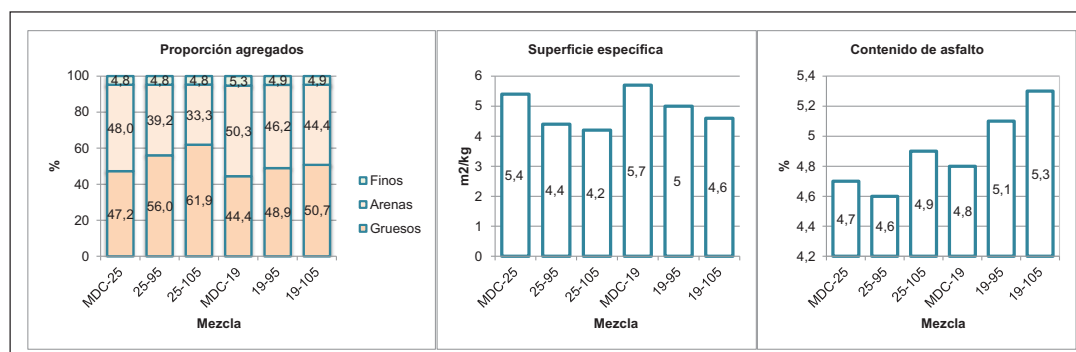
El porcentaje óptimo de ligante fue establecido para el contenido de vacíos promedio del rango establecido en la especificación ( $V_a = 5\%$ ), buscando evaluar las mezclas en condiciones similares. Para las seis mezclas analizadas –cuatro del experimento y dos de la planta de origen–, los parámetros del experimento en función del porcentaje óptimo de ligante ( $P_b$ ), están resumidos en la tabla 17.12 e ilustrados en la figura 17.7.

**Tabla 17.12. Parámetros del diseño de mezcla para el óptimo de asfalto**

Mezcla	Parámetros Volumétricos					Parámetros Marshall			Densidad		
	$P_b$ (n.º)	$V_a$ (n.º)	VMA (n.º)	VFA (n.º)	$p_{200}/P_{be}$	$I_{pa}$ ( $\mu m$ )	$E$ (kN)	$f$ (mm)	$E/f$	$G_{mm}$	$G_{mb}$
MDC-25	4,7	5	14,7	67	1,14	8,2	16,3	2,95	5,5	2.457	2.335
25-95	4,6	5	14,8	66	1,13	10	14,8	3,15	4,7	2.455	2.329
25-105	4,9	5	15,2	67	1,07	11	12,5	3,9	3,2	2.452	2.33
MDC-19	4,8	5	15,2	68	1,19	8	15,1	2,9	5,2	2.451	2.33
19-95	5,1	5	15,2	68	1,06	9,5	15,4	3,15	4,9	2.454	2.331
19-105	5,3	5	16,2	69	1	11	14	3,8	3,7	2.442	2.318
Especificación (NT3)		4-6	> 14	65-75	0,8-1,2	> 7,5	> 9	2-3,5	3-6		

Fuente: elaboración propia.

Los resultados confirman que un mayor CUW aumenta el contenido de gravas (ver figura 17.7). Teniendo en cuenta que el porcentaje de finos es un parámetro de entrada en el método Bailey, dicho incremento de gravas disminuye el contenido de arena en la gradación combinada.



**Figura 17.7. Porcentaje de grava, arena y fino, superficie específica y contenido de asfalto**

Fuente: elaboración propia.

### 17.3.2.2. Efecto del empaquetamiento sobre los parámetros volumétricos

Para el óptimo de asfalto, se tiene el comportamiento de los vacíos en los agregados minerales (VMA), vacíos llenos de asfalto (VFA) e índice de la película de asfalto (Ipa) de la figura 17.8. En resumen: i) los VAM disminuyen con el incremento en el tamaño máximo y aumentan con el incremento en la masa unitaria; ii) los VFA no se ven sensiblemente afectados por el CUW y; iii) mayor CUW conlleva mayor espesor promedio de la película de asfalto.

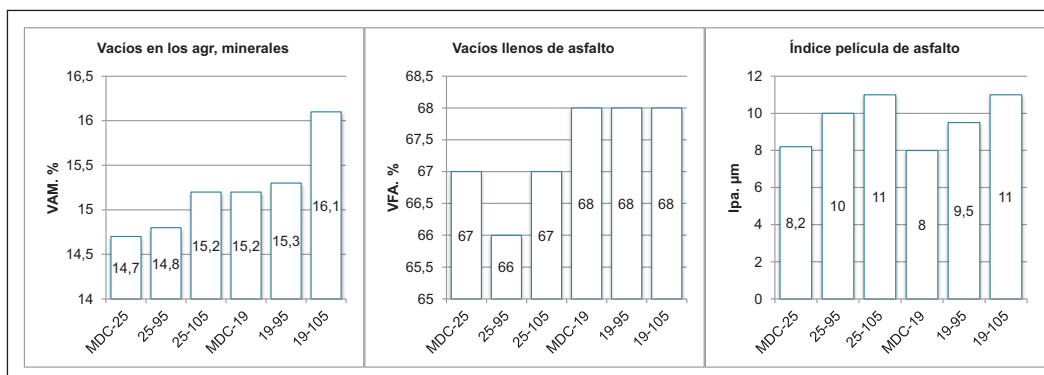


Figura 17.8. Parámetros volumétricos para el óptimo de asfalto

Fuente: elaboración propia.

### 17.3.2.3. Efecto del empaquetamiento sobre los parámetros Marshall

Para el caso de los parámetros de resistencia y deformación en el ensayo Marshall (ver figura 17.9), se destaca: i) la estabilidad disminuye con el aumento en la masa unitaria; ii) un mayor CUW incrementa el flujo; iii) el flujo en las mezclas con CUW = 105 % es mayor que 3,5 mm, es decir, aquellas no cumplen para nivel de tráfico NT3 y; iii) la relación estabilidad/flujo disminuye con el aumento en el CUW.

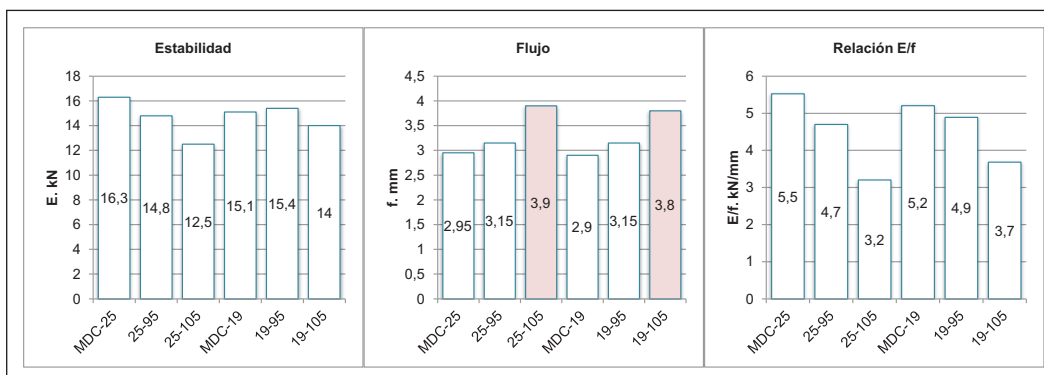


Figura 17.9. Parámetros Marshall para el óptimo de asfalto

Fuente: elaboración propia.

### 17.3.2.4. Efecto del Empaquetamiento sobre la Densidad

Finalizando con el análisis del diseño de mezclas, se observó que un mayor CUW conlleva una disminución en la densidad máxima teórica de la mezcla (Rice) y que el comportamiento de la densidad Bulk no es concluyente.

### 17.3.3. Deformación permanente

La figura 17.10 muestra la velocidad de deformación en los intervalos de ensayo 30-45, 75-90 y 105-120 minutos. El comportamiento observado permite concluir que la velocidad de deformación disminuye en función del MS, al igual que en función del CUW. La velocidad de deformación en las mezclas 19 mm es mayor que  $20 \mu\text{m}/\text{min}$ , es decir, no cumplen especificación Invias 450-2013 [10]. Es claro también que la mayor deformación se presentó en la MDC-19 y la menor en la mezcla 25-105, esto es: la deformación disminuye con el aumento en el CUW y, en mayor proporción, con el aumento en el MS.

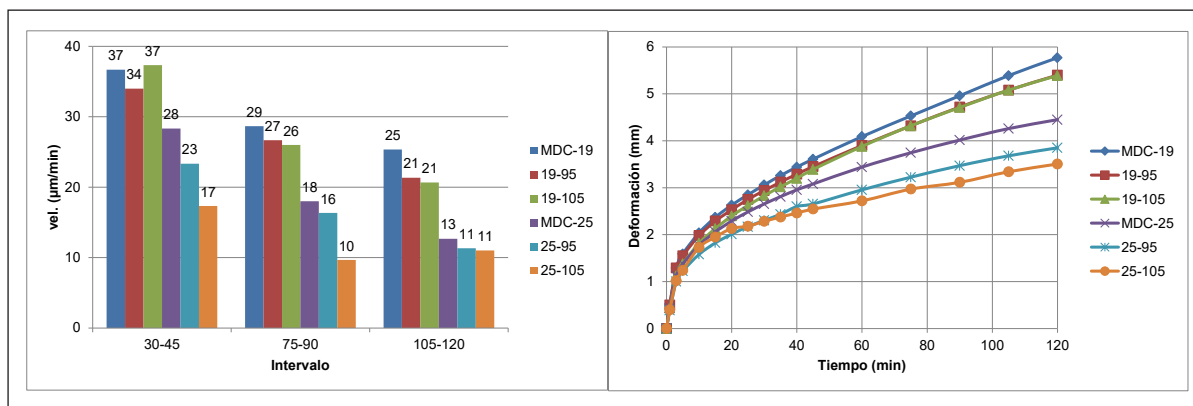


Figura 17.10. Velocidad de deformación durante el ensayo de pista

Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones

- Al considerar que la deformación total y la velocidad de deformación disminuyen con el aumento en la masa unitaria elegida (CUW), se comprobó que dicho parámetro tiene una relación directa con el grado de empaquetamiento de los agregados.
- Tanto la velocidad de deformación como la deformación máxima fueron más bajas en las mezclas de 25 mm. Estos resultados indican que dicho tamaño máximo puede llegar a tener un mejor desempeño como capa de rodadura, aspecto que se opone a la práctica común, donde son las mezclas de 19 mm las utilizadas en superficie.

- Se comprobó que un mayor CUW aumenta el porcentaje de gravas y disminuye el de arenas. Un mayor contenido de gravas, aquellas con mayor incidencia sobre la fricción entre partículas, resultó en una mejor resistencia a la deformación plástica.
- Las cuatro mezclas de prueba, diseñadas por método Bailey y con el valor ideal de los tres parámetros del TRB, no se ajustan a las franjas granulométricas de la especificación de Invias. Podría entonces existir una contradicción en la especificación al solicitar reporte de los parámetros Bailey, ya que al utilizar este en forma rigurosa se obtienen gradaciones ajenas a las franjas de mezcla densa o semidensa.
- Además de satisfacer parámetros Bailey, las mezclas 25 mm satisfacen criterios del método Superpave para obtención de la granulometría. No sucede igual con las de 19 mm, dado que, con una masa elegida de 95 %, la gradación se acerca a la línea de máxima densidad y las dos combinaciones se salen de los puntos de control en la parte gruesa.
- Al buscar evaluar las mezclas en condiciones similares, en los seis casos se definió el óptimo de ligante para el mismo contenido de vacíos (5 %). Los parámetros volumétricos así obtenidos comprueban que, a mayor CUW, se incrementan los vacíos en los agregados minerales y, por ende, el contenido de ligante y el espesor promedio de la película de asfalto. En lo que tiene que ver con los parámetros Marshall, se observó disminución de la estabilidad, aumento en el flujo y disminución en la relación estabilidad/flujo, todo ello con el aumento en la masa unitaria elegida. Las mezclas diseñadas con el 105 % de la masa unitaria únicamente podrían ser utilizadas para niveles de tráfico NT1 y NT2 ( $f > 3,5$  mm) de la especificación colombiana.
- Las mezclas con CUW de 95 % mostraron mayores densidades, menores vacíos en los agregados minerales (VMA) y menores porcentajes óptimos de asfalto con respecto a las del 105 %, aspectos coherentes con la mayor proximidad de las primeras a la línea de máxima densidad. En términos relativos, se espera que la mezcla 19-95 (la más próxima a la línea de máxima densidad), tenga menor durabilidad con respecto a la 19-105, dado que su menor contenido de ligante implica una menor resistencia al daño por humedad y posibilidad de exudación por insuficientes espacios para la acomodación del bitumen a altas temperaturas.

- El incremento en el CUW aumenta el contenido de gravas y disminuye el de arenas, de ello resulta que la superficie específica disminuya con el aumento en el CUW, fundamentalmente por la menor superficie específica de las gravas. Sin embargo, menor superficie específica no implica menor contenido de asfalto, dado que mientras mayor es el CUW mayores son los VMA, requiriéndose mayor volumen de ligante para ocupar los espacios entre partículas.
- Tras una variedad de iteraciones para establecer la combinación de los agregados se concluyó que, en su estado original, no se cumplía con los parámetros Bailey, por lo que fue necesario modificar en laboratorio la granulometría de algunos agregados individuales. Un mismo agregado individual debió ser modificado en dos o tres formas para obtener combinaciones satisfactorias. En caso de no lograr cumplimiento de los rangos de los parámetros Bailey, es posible que se requiera modificación en los sistemas de trituración, aspecto incidente en los costos de explotación y producción.
- Los resultados del experimento indican que, además de reportar sus parámetros, es beneficioso involucrar el CUW como indicador del grado de empaquetamiento. Lo anterior conlleva un cambio en la práctica ingenieril, en la cual, dicha combinación se logra iterando porcentajes individuales hasta encajar la gradación en la franja de la especificación.
- En cuanto a las mezclas 19 mm, cuya velocidad de deformación es mayor que  $20 \mu\text{m}/\text{min}$ , requisitos mínimos Invias 450–2013 [10], es de aclarar que el ejercicio académico no exige el cumplimiento de especificación. En la práctica, con las características de calidad de los agregados comprobadas, dicho cumplimiento de especificación podría ser logrado con la mejora en la pasta o mastic, buscando optimizar la cohesión entre partículas y a altas temperaturas de servicio.
- En futuras investigaciones, sería de mucha utilidad complementar el análisis y evaluar el desempeño de diferentes granulometrías mediante ensayos de módulo resiliente y fatiga, otras fuentes de materiales y asfaltos modificados con polímeros.

## **Referencias**

- [1] NCHRP, A Manual for Design of Hot Mix Asphalt with Commentary, 2011.
- [2] INVIAS, Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, 2013.
- [3] TRB, Bailey Method for Gradation Selection in Hot-Mix Asphalt Mixture Design, 2002.
- [4] NCAT, Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction, 1996.
- [5] IMT, Aspectos del Diseño Volumétrico de Mezclas Asfálticas, 2004.
- [6] C. L. Monismith, Permanent Deformation Response of Asphalt - Aggregate Mixes. SHRP-A-415., 1994.



# Análisis mecanicista y beneficios económicos de MAC reforzadas con fibras \*

Mena I. Souliman  
Ashish Tripathi  
Sami Haouili

Resumen	402
Introducción	403
18.1. Materiales y métodos	403
18.1.1. Fibras en concreto asfáltico	
18.1.2. Fibras de aramida y poliolefina	403
18.2. Metodología	405
18.2.1. Método mecanicista MEPDG	406
18.2.2. Diseño de la mezcla y fibras utilizadas	407
18.3. Resultados y discusión	407
18.3.1. Análisis mecanicista	407
18.3.2. Parámetros de entrada	408
18.3.3. Análisis mecanicista de fatiga	409
18.3.4. Análisis mecanicista de ahuellamiento	412
18.4. Análisis de costo	416
18.4.1. Costo de capeta asfáltica	416
18.4.2. Comparación de costos basado en resistencia a la fatiga y al ahuellamiento	417
18.4.3 Análisis de costo-beneficio	417
Conclusiones y recomendaciones	419
Referencias	420

\* Este trabajo es una adaptación para Colombia del estudio original de Tripathi A., Souliman, M. Cualquier discrepancia o error es responsabilidad de Haouili, S. En caso de alguna duda, por favor remitirse al estudio original  
This work is an adaptation for Colombia of the original paper from Tripathi A. & Souliman, M. Any discrepancy is the sole responsibility of Haouili S. In case of any doubts, please always refer to the original paper.

***Mena I. Souliman***

Doctor en Ingeniería Civil, Arizona State University. Profesor asociado de Ingeniería Civil, Universidad de Texas, Estados Unidos. Correo electrónico: msouliman@uttyler.edu

***Ashish Tripathi***

Investigador y profesor asistente, Universidad de Texas, Estados Unidos. Correo electrónico: Ashish.tripathi034@gmail.com

***Sami Haouili***

Presidente de Sisol. Investigador de métodos y materiales para rehabilitación y puesto a punto de pavimentos utilizando lechadas asfálticas modificadas, Colombia. Correo electrónico: sisolsas@gmail.com

## Resumen

La fatiga y la deformación permanente (ahuellamiento) son dos de las principales patologías que ocurren en los pavimentos flexibles. Para estudiar estos riesgos se ha recurrido a los ensayos de fatiga por viga a flexión en cuatro puntos y al ensayo "Flow number" respectivamente. Para mezclas asfálticas una de las soluciones más importantes para disminuir la fatiga y mejorar la resistencia a la deformación permanente es el refuerzo con fibras de alta tenacidad. En 2008 se emprendió en laboratorio un programa de pruebas de desempeño sobre concreto asfáltico convencional (CA) y sobre mezclas adicionado con fibras de aramida y poliolefina para evaluar su impacto en el desempeño mecánico y económico [1 - 6]. Se hicieron pruebas de fatiga por flexión en viga de acuerdo con los procedimientos de la Asociación Agencias Estatales de Autopistas y Transportes (Aashto). Los resultados de las pruebas de fatiga en vigas indicaron que las mezclas reforzadas con fibras podrían tener una mayor resistencia a la fatiga y al ahuellamiento comparadas con la mezcla (convencional) de referencia. Adicionalmente, se realizó un análisis mecanicístico utilizando el software 3D-MOVE en conjunto con un estudio costo-beneficio basado en el ahuellamiento y la resistencia a la fatiga de ambas mezclas. En general, los análisis mostraron que las mezclas asfálticas reforzadas con fibras exhiben un costo de vida significativamente más bajo por cada 1.000 ciclos de fatiga y ahuellamiento por milla comparadas con la mezcla densa convencional en caliente.

**Palabras clave:** análisis mecanicístico; MEPDG; fibras; fatiga por flexión en viga; flow number; análisis 3D-MOVE.

## **Introducción**

La fatiga de los pavimentos en concretos asfálticos (CA) es una preocupación creciente de los ministerios y departamentos de transporte a nivel mundial. El agrietamiento por fatiga es el resultado de los esfuerzos de tracción por flexión que se producen en la parte inferior del CA y se propagan hacia la superficie para convertirse en grietas longitudinales. Bajo cargas repetidas, estas grietas longitudinales se conectan formando un patrón llamado piel de cocodrilo. La deformación permanente o ahuellamiento en la trayectoria de la rueda es un fallo estructural caracterizado por una depresión longitudinal en la superficie del pavimento.

A nivel mundial y en particular en Estados Unidos se ha venido investigando nuevas herramientas para reducir el agrietamiento y el ahuellamiento de los pavimentos, y dar beneficios técnicos y económicos a los constructores y operadores de infraestructuras viales. Durante muchas décadas se ha utilizado la técnica de adicionar fibras en los CA y reforzar los materiales de pavimentación. Este estudio investiga los aportes logrados al adicionar fibras de aramida y poliolefina a los CA, y analiza los beneficios técnico-económico que se obtienen con el aumento de la resistencia a la fatiga y la resistencia a la deformación permanente.

### **18.1. Materiales y métodos**

#### **18.1.1. Fibras en concreto asfáltico**

Existen muchos tipos de fibras para incorporación en mezclas asfálticas. Sin embargo, se destacan la combinación de fibras de aramida con fibras de poliolefina. La primera se destaca por su alta resistencia a la tracción y, la segunda por aumentar el rango viscoelástico del ligante asfáltico. Estas fibras actúan como un refuerzo tridimensional (3D) a lo largo del CA, ofrecen mayor estabilidad y alta tenacidad para las mezclas asfálticas, y logran mayor durabilidad de los pavimentos.

#### **18.1.2. Fibras de aramida y poliolefina**

Kaloush y Biligiri [1], hicieron un estudio sobre el desempeño de CA con diferentes dosis de fibras de aramida y poliolefina frente a una mezcla de referencia. Dicho hace parte del reconocido proyecto de National Cooperative

Highway Research Program (NCHRP) 9-19 referente el desarrollo de ensayos fáciles de desempeño de CA (Simple Performance Tests - SPT) para medir la susceptibilidad de fatiga y deformación permanente de mezclas asfálticas, que a su vez fueron incluidos en el Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG) programa de pavimentos flexibles desarrollado en la Arizona State University (ASU). La investigación llevó a cabo ensayos de resistencia al corte triaxial, módulo dinámico y carga repetida para la caracterización de la deformación permanente. Así mismo, se realizaron pruebas de fatiga por flexión, junto con pruebas de tenacidad a la flexión para la evaluación de la resistencia a la fisuración según Aashto T321 ([2] y SHRP M-009 [3], respectivamente. Otras pruebas incluyeron la Tracción Indirecta para evaluar el mecanismo de agrietamiento térmico, así como también el  $C^*$  *crack propagation test*. Este ensayo se utilizó para evaluar la propagación de grietas. Se evidencia que el CA reforzado con fibras siempre produjo el mejor rendimiento.

Kassem *et al.* [4] evaluaron la mezcla de concreto asfáltico reforzado con fibras de aramida y poliolefina utilizando una caracterización avanzada del material (*advanced material characterization*). Basándose en la predicción del modelo viscoelastoplástico desarrollado; se encontró que las fibras mejoran el rendimiento en términos de deformación permanente en la respuesta a un determinado perfil de carga. La conclusión resalta el uso de fibras de aramida y poliolefina en mezclas tibias (WMA) para mejorar la resistencia al ahuellamiento de las mezclas asfálticas.

Noorvand *et al.* [5] investigaron el efecto de fibras sintéticas en la mecánica de desempeño del CA. Se concluyó que la red de fibra de aramida mejora el rendimiento en deformación permanente (*flow number*).

Investigadores del FHWA, Gibson y Li [6] emprendieron una investigación detallada para medir las mejoras en resistencia a la fatiga de mezclas con asfalto modificado de polímeros SBS y mezclas con fibras de aramida y poliolefina frente a mezclas convencionales. El estudio ejecutó los más relevantes ensayos de fatiga basado en el Aashto TP 107 [7], la fatiga por tensión directa: *direct tension cyclic fatigue tests* también referenciada como *simplified viscoelastic continuum damage (S-VECD) test*. Así mismo, se investigaron en total doce carriles de fatiga a escala real en las instalaciones ALF (*accelerated loading facilities*) del FHWA. Los resultados demuestran que, en todo el rango de deformaciones probadas, desde  $50 \mu\epsilon$  hasta  $700 \mu\epsilon$ , el CA reforzado con fibras de aramida y poliolefina presenta entre cuatro a seis veces mayores resistencia a la fisura fatiga que las mezclas de control. A deformaciones superiores a  $150 \mu\epsilon$ ,

el CA reforzado con fibras logra mayor resistencia a la fatiga que las mezclas con asfalto modificado con SBS (tipo III). En tanto que con imposiciones de deformaciones de 600 a 700  $\mu\epsilon$ , las mezclas con aramida y poliolefina presentan resistencia a la fatiga hasta tres veces mayor que mezclas modificadas con polímero SBS (tipo III).

En Colombia, múltiples empresas de construcción viales han contratados a laboratorios privados y públicos para ejecutar ensayos de módulo dinámico (EN 12697-26:2012), *wheel tracking* (NLT 173/00, INV E-756), Fatiga a Flexión por Viga a cuatro puntos (EN 12697-24 anexo D) y fatiga en probetas trapezoidal (EN 12697-24:2013 Anexo A). Los resultados comprueban el desempeño de las mezclas con fibras de aramida y poliolefina, que pueden lograr mejoras del módulo dinámico del orden de 56 % a 25 °C y 5 Hz, disminuir la velocidad de deformación 4,6x veces menor en el ensayo de *wheel tracking*, importantes mejoras en la resistencia a la fatiga. Finalmente, el informe de la Universidad Militar Nueva Granada para el convenio 1819-2014 [9] del Instituto de Desarrollo Urbano de Bogotá (IDU) ha analizado tres diferentes fibras en dos tipos de CA: MD12 y MS25. Se encontró que las fibras de aramida y poliolefina logran una mejora del módulo resiliente mayor a 50 % para ambas mezclas a temperatura de 25 y 20 °C respectivamente. También se lograron mejoras en deformación plástica y fatiga en probeta trapezoidal.

## 18.2. Metodología

La pregunta que se plantea en el estudio es:

¿Las mezclas asfálticas reforzadas con fibras de aramida y poliolefina representan soluciones rentables para resistir el agrietamiento por fatiga y la deformación permanente en comparación con las mezclas asfálticas convencionales?

Para contestar esta pregunta, se necesitan cálculos detallados de un análisis mecanicista y de un estudio de rentabilidad para cuantificar la verdadera relación costo-beneficio de las mezclas de asfalto reforzado con fibras en relación con su resistencia a la fatiga y al ahuellamiento. Los siguientes análisis fueron desarrollados:

- Análisis mecanicista de fatiga: se utilizó 3D-Move para determinar la deformación máxima en la parte inferior de la capa en CA, y posteriormente con esta deformación se calcula la vida de fatiga ( $N_F$ ) para los diferentes escenarios a partir de las ecuaciones obtenidas en laboratorio (ley de fatiga).

- Análisis mecanicístico de ahuellamiento: se utilizó 3D-Move para determinar el desplazamiento máximo en la parte superior de la subrasante. La vida de ahuellamiento ( $N_R$ ) para los diferentes escenarios fueron calculados utilizando los desplazamientos obtenidos.
- Análisis económico de estructura con diferentes espesores de las capas asfálticas con o sin fibras de aramida y poliolefina y cálculo del costo-beneficio de estas estructuras en relación con su resistencia a la fatiga y deformación plástica método mecanicístico MEPDG

### 18.2.1. Método mecanicista MEPDG

Un resumen del método empírico mecanicista (MEPDG) es descrito por Leiva V. F. [10]: El análisis mecanicista se basa en la teoría de multicapas elásticas o elementos finitos y determina las reacciones del pavimento a la carga de las ruedas en términos de esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones ( $\sigma$ ,  $\epsilon$ ,  $\Delta$ ). La parte empírica del diseño utiliza las reacciones del pavimento para predecir la vida del mismo basada en observaciones hechas en campo. Así, el término *empírico* se debe a la definición de las funciones de transferencia a partir de datos reales.

#### 18.2.1.1. Introducción al programa 3D-Move

El programa 3D-Move desarrollado por la Universidad de Nevada, Reno, Estados Unidos, fue utilizado en este estudio para calcular los esfuerzos de tracción en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico y las deformaciones en la parte superior de la subrasante. El modelo analítico adoptado para realizar los cálculos de respuesta del pavimento utiliza la técnica de elementos finitos. 3D-Move Analysis es un programa de análisis mecánico que ayuda a determinar la tensión y deformación en la estructura de pavimento al considerar factores importantes, como la distribución tridimensional de las tensiones de contacto de la huella de los vehículos, la velocidad del vehículo y la caracterización visco-elástica del CA. La teoría de elementos finitos adoptada en 3D-Move trata cada capa de pavimento como un medio continuo y usa la técnica de transformación de Fourier; por lo tanto, puede manejar cargas de superficie complejas tales como cargas múltiples y distribución no uniforme de tensión de contacto de pavimento de los neumáticos [11].



## 18.2.2. Diseño de la mezcla y fibras utilizadas

Se utilizó una mezcla asfáltica tipo PHX C- $\frac{3}{4}$ , que posee característica densa según las especificaciones de la ciudad de Phoenix, Arizona, Estados Unidos (similar a una MDC-19 de las *Especificaciones generales de construcción de carreteras* 2012, INVIAS, Colombia), con un tamaño de agregado nominal máximo de  $\frac{3}{4}$  pulgadas. El ligante asfáltico utilizado era un PG 70-10. La gravedad específica máxima teórica fue de 2.428 Kg/cm<sup>3</sup> y 2.458 Kg/cm<sup>3</sup> por la mezcla de referencia y la mezcla adicionada con fibras, respectivamente. El contenido de cemento asfáltico de la fórmula de trabajo fue de 5,0 % para ambas mezclas. Las propiedades físicas de las fibras se muestran en la tabla 18.1.

**Tabla 18.1. Propiedades físicas de las fibras**

<i>Material</i>	<i>Polioléfina</i>	<i>Aramida</i>
Forma	Fibrilados retorcidos	Monofilamentos
Tamaño (mm)	19 mm	19 mm
Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	0,91	1,44
Resistencia ácida/alcalina	Neutral	Buena
Tensión de rotura (MPa, p.s.i.)	480 MPa (70.000 p.s.i.)	2.760 MPa (400.000 p.s.i.)
Temperatura de descomposición (°C)	100-130 °C	427 °C
Absorción	-	Nula

Fuente: elaboración propia.

## 18.3. Resultados y discusión

### 18.3.1. Análisis mecanicista

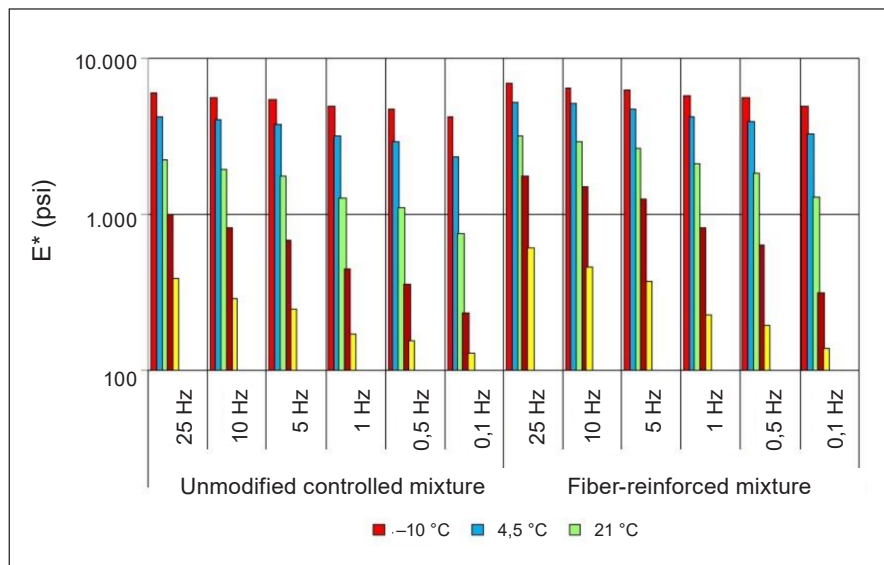
El diseño de pavimento por el método empírico mecanicista (MEPDG) es un concepto exhaustivo para el diseño de espesores de las capas de pavimento. Explica los fenómenos de tensiones, deformación y deflexiones elásticas dentro de una estructura causados por las acciones físicas. Las causas de estos fenómenos son las: cargas, condiciones climáticas y propiedades de los materiales de la estructura del pavimento. Al utilizar los modelos elásticos multicapa, se pueden describir los efectos anteriores y sus causas físicas. Para definir la vida de la estructura del pavimento con base en los fenómenos calculados anteriormente, los parámetros empíricos también se usan junto con el enfoque mecanicista. La relación entre el efecto físico y la falla del pavimento

se correlaciona con ecuaciones empíricas que estiman el número de ciclos de carga necesarios para causar las fallas. Este enfoque ayuda a seleccionar los espesores de las diferentes capas de pavimento con los materiales apropiados y en condiciones de tráfico específicas. En este estudio, se implementó este modelo para estimar la vida útil de los dos tipos de mezclas de pavimento (mezcla de referencia y mezcla con fibras de aramida y poliolefina) en relación con las características de fatiga y ahuellamiento de cada mezcla.

### **18.3.2. Parámetros de entrada**

Se hicieron análisis mecánicos de fatiga y deformaciones para estructuras de pavimento nuevas, compuestas de cincuenta y cuatro casos bajo estudio y análisis en el programa 3D-Move (2 mezclas x 3 estructuras de pavimento x 3 velocidades de vehículo x 3 temperaturas de pavimento). Las tres estructuras de pavimentos: delgadas de dos pulgadas (50 mm), medianas de cuatro pulgadas (100 mm) y gruesas de seis pulgadas (150 mm) se consideraron para el análisis. Todas estas estructuras de pavimento se colocaron sobre seis pulgadas de base de un agregado triturado. Se seleccionaron tres velocidades de tránsito: 10 mph (16 km/h), 45 mph (72 km/h) y 75 mph (121 km/h). Las temperaturas de pavimento analizadas fueron de: 10, 70 y 100 °F (-12, 21 y 38 °C).

Los parámetros de entrada, como el espesor de la capa de pavimento, las propiedades del material y las cargas de tráfico son necesarios para ejecutar el análisis mecanicista. Los módulos dinámicos se midieron a cinco diferentes temperaturas de 14, 40, 70, 100 y 130 °F (-10, 4,5, 21, 37,8 y 54,5 °C) y seis diferentes frecuencias (0.1, 0.5, 1.5, 10 y 25 Hz) para cada mezcla. Todas las estructuras de pavimento analizadas fueron sometidas a una carga de eje sencillo estándar de 160 kN (36 kips) sobre llantas duales espaciadas de 14 pulgadas e infladas a una presión de 827,4 kPa (120 psi).

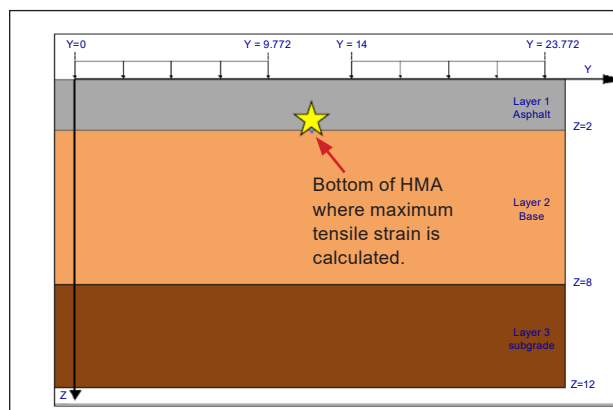


**Figura 18.1. Módulo dinámico de mezclas asfálticas con y sin fibras de aramida y poliolefina**

Fuente: elaboración propia.

### 18.3.3. Análisis mecanicista de fatiga

En un pavimento el CA exhibe buena resistencia a la compresión, pero es débil bajo esfuerzo de tensión. Bajo los efectos de la temperatura, la velocidad y la carga del tráfico, los pavimentos flexibles son susceptibles a la fatiga. Los esfuerzos de tensión, son máximos en la parte inferior de la capa en CA. Allí se inicia un pequeño agrietamiento que se propaga gradualmente hacia la superficie. El agrietamiento por fatiga se considera el deterioro más crítico en los pavimentos flexibles debido a su alta severidad y sus efectos perjudiciales sobre el estado del pavimento.



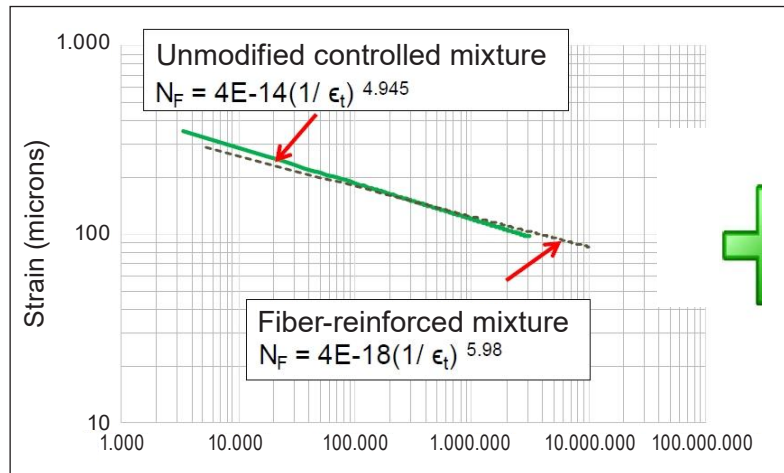
**Figura 18.2. Esfuerzos de tensión máximo**

Fuente: elaboración propia.

La distribución de los esfuerzos en la parte inferior de la capa de concreto asfáltico se analizaron bajo el punto central entre las llantas duales, donde la máxima deformación horizontal se presenta. El número de ciclo de fatiga se calculó según la relación de fatiga  $N_F$ -deformación presentada en la ecuación 1.

$$N_F = k_1 (1 / \epsilon_t)^{k_2} \lim_{x \rightarrow 4} \quad (1)$$

Donde  $k_1$  y  $k_2$  son las constantes de regresión. Para la mezcla de referencia,  $k_1$  y  $k_2$  son  $4E-14$  y  $4.945$ , respectivamente. Para las mezclas reforzadas con fibras son  $4E-18$  y  $5.98$ , respectivamente. Se evidencia que las mezclas reforzadas con fibras otorgan mayores resistencias a la fatiga que la mezcla de referencia. El desempeño de la ley de fatiga a  $70^\circ\text{F}$  ( $21^\circ\text{C}$ ) para las mezclas con y sin fibras puede ser obtenido con el ensayo de Fatiga por Flexión en viga a cuatro puntos según norma Aashto T 321-14 [2]:



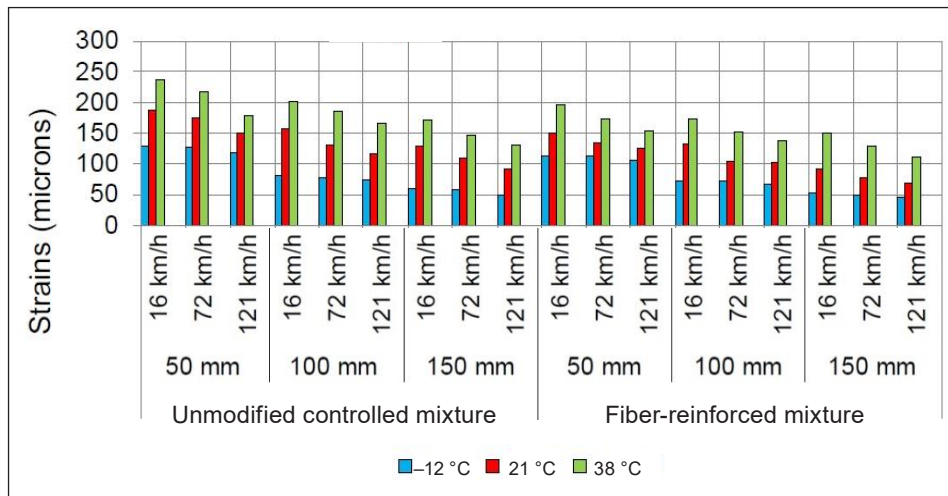
**Figura 18.3. Ley de fatiga para mezclas con y sin fibras (fatiga por flexión en viga, Aashto T 321-14)**

Fuente: elaboración propia.

La relación de fatiga se calcula con la ecuación 2:

$$\text{FatigueRatio} = \frac{N_F \text{ ciclos mezcla con fibras}}{N_F \text{ ciclos mezcla referencia}} \quad (2)$$

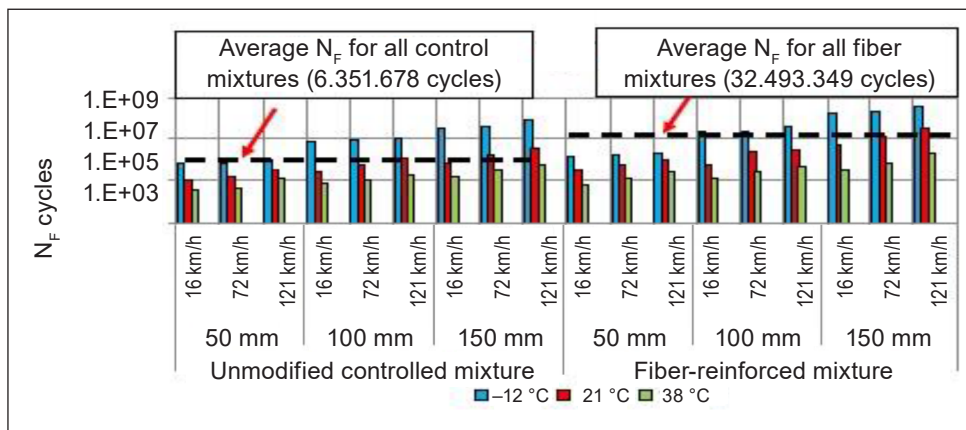
Se modela en 3D-Move el comportamiento mecánico de fatiga para determinar la deformación a tracción en la parte inferior de la capa asfáltica. Se observa que la deformación máxima es menor en las mezclas reforzadas con fibras. También la deformación disminuye con mayores velocidades y mayores espesores, pero aumenta con mayores temperaturas. Los resultados de deformación en la capa inferior del pavimento flexible se presentan en figura 18.4.



**Figura 18.4. Deformación máxima en la parte inferior de la CA para las 54 diferentes estructuras**

Fuente: elaboración propia.

El número de ciclos de fatiga  $N_F$  fue calculado para todos los casos bajo estudio según la ecuación 1 y las respectivas constantes de regresión. Se presentan los resultados de números de ciclos de carga antes de la fractura (fractura definida a 50 % de la rigidez inicial) en la figura 18.5. Se evidencia la gran resistencia a la fatiga de las mezclas con fibras de aramida y poliolefina, obteniendo una relación de resistencia a la fatiga de promedio 3,60 veces mayor que la mezcla de referencia.



**Figura 18.5. Números de ciclos de fatiga  $N_F$**

Fuente: elaboración propia.

### 18.3.4. Análisis mecanicista de ahuellamiento

Wang, H. *et al.* [11] y otros estudios recientes han encontrado que el número de flujo (*flow number*) se correlaciona bien con el potencial de deformación plástica de un pavimento asfáltico. WHP Project 0092-04-07 [12], encontró que el *flow number* es más adecuado para evaluar la susceptibilidad al ahuellamiento de un CA que el módulo dinámico, (figura 18.6) ilustra la relación típica entre la deformación plástica total acumulada y el número de ciclos de carga. Se puede observar que la curva de deformación permanente acumulada se define generalmente por tres zonas: primaria, secundaria y terciaria. Las deformaciones permanentes se acumulan rápidamente en la zona primaria, disminuyen y llegan a un valor constante en la zona secundaria. Finalmente, las deformaciones permanentes aumentan y se acumulan rápidamente en la zona terciaria. El *flow number* se define como el número de ciclos en lo cual inicia esta zona terciaria.

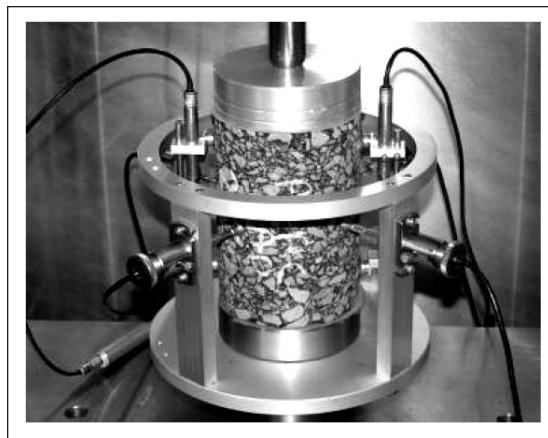


Figura 18.6. Ensayo dinámico *flow number*

Fuente: elaboración propia.

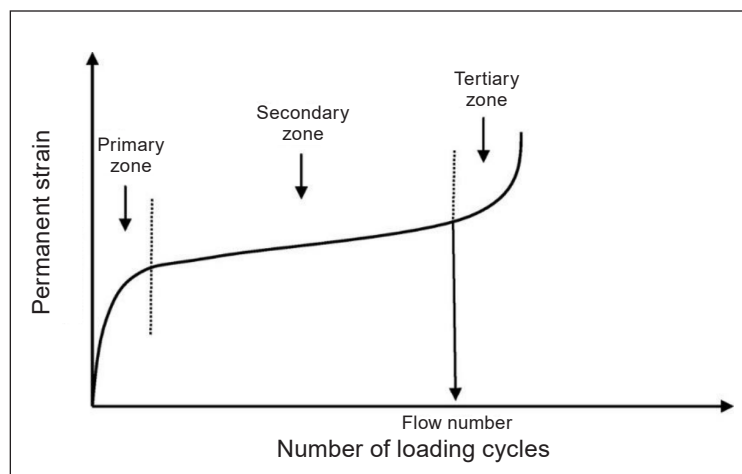
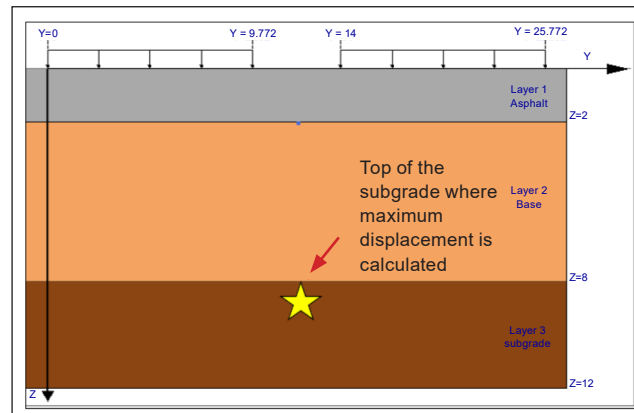


Figura 18.7. Relación entre deformación permanente y ciclos de carga

Fuente: elaboración propia.



**Figura 18.8. Desplazamiento máximo**

Fuente: elaboración propia.

El desplazamiento máximo en la estructura de pavimento se ubica en la parte superior de la subrasante, verticalmente por debajo del punto central entre las dos llantas. Se ejecuta el ensayo *flow number*, se analiza el desplazamiento en 3D-Move y finalmente se calcula el número de ciclos  $N_R$ , cual indica el fallo por ahuellamiento al inicio de la zona terciaria, utilizando la siguiente ecuación 3:

$$\epsilon_p(N_R) = A(N_R)^B + C(e^{D(N_R)} - 1) \quad (3)$$

Donde  $\epsilon_p(N_R)$  es la deformación permanente,  $N_R$  es el número de ciclos para llegar a la falla por ahuellamiento y A, B, C y D son coeficiente de regresión. Los coeficientes de regresión fueron calculados por un programa estadístico utilizando técnica de regresión no-lineal, y se definan como se indica en la tabla 18.2.

**Tabla 18.2. Coeficientes de regresión de la ecuación 3 por cada mezcla**

Coeficiente	Mezcla asfáltica de referencia	Mezcla asfáltica con fibras de aramida y poliolefina
A	0,04871	0,02142
B	0,635511	0,58212
C	0,01325648	0,001629
D	0,01002681	0,00103547

Fuente: elaboración propia.



Tabla 18.3. Costo por 1.000 ciclo de fatiga, para ambas mezclas

Esp (cm)	Velocidad (km/h)	Temperatura (°C)	CA de referencia		CA con fibras de aramida y poliolefina		Relación mejoras
			$N_F$ (ciclos)	Costo (COP)	$N_F$ (ciclos)	Costo (COP)	
5	16	-12	684.217	149.521	1.601.957	74.862	2
		21	109.095	937.761	306.483	391.297	2,4
		38	34.515	2.964.074	59.480	2.016.237	1,47
	72	-12	739.181	138.403	1.689.414	70.987	1,95
		21	147.231	694.860	529.051	226.681	3,07
		38	49.953	2.048.025	125.471	955.805	2,14
	121	-12	901.593	113.471	2.219.959	54.022	2,1
		21	284.951	359.027	876.069	136.891	2,62
		38	93.321	1.096.270	261.580	458.467	2,39
10	16	-12	7.265.743	28.161	21.846.873	10.979	2,57
		21	251.016	815.127	578.061	414.924	1,96
		38	74.490	2.746.812	125.471	1.911.610	1,44
	72	-12	8.234.783	24.847	23.725.297	10.110	2,46
		21	634.094	322.681	2.485.124	96.515	3,34
		38	112.026	1.826.451	272.042	881.671	2,07
	121	-12	10.683.391	19.152	39.919.699	6.008	3,19
		21	1.108.871	184.521	2.955.500	81.154	2,27
		38	196.619	1.040.642	484.823	494.720	2,1
15	16	-12	32.748.906	9.372	166.096.315	2.166	4,33
		21	711.061	431.630	5.477.833	65.679	6,57
		38	169.783	1.807.690	306.483	1.173.890	1,54
	72	-12	38.838.176	7.902	210.000.034	1.713	4,61
		21	1.647.326	186.311	13.622.286	26.411	7,05
		38	346.829	884.917	725.661	495.793	1,78
	121	-12	61.153.801	5.019	345.754.752	1.041	4,82
		21	3.640.233	84.312	33.393.097	10.774	7,83
		38	634.094	484.021	1.881.619	191.206	2,53
Promedio ➤			$N_F$ (ciclos)	Costo (COP)	$N_F$ (ciclos)	Costo (COP)	Relación mejoras
			6.351.678	718.925	32.493.349	380.060	3,06

Fuente: elaboración propia.

Se modelan las cincuenta y cuatro diferentes estructuras a analizar en 3D-Move (2 mezclas x 3 estructuras de pavimento x 3 velocidades de vehículo x 3 temperaturas de pavimento) para determinar el desplazamiento en la parte superior de la subrasante por cada una de ella, y se calcula la relación de deformación entre el desplazamiento medido y el espesor de cada estructura de pavimento bajo estudio. Al observar los resultados en la figura 18.9, se presentan las siguientes características: el desplazamiento disminuye si el espesor de la carpeta asfáltica aumenta y si la velocidad de tránsito aumenta, mientras que el desplazamiento disminuye si la temperatura de la carpeta asfáltica aumenta.

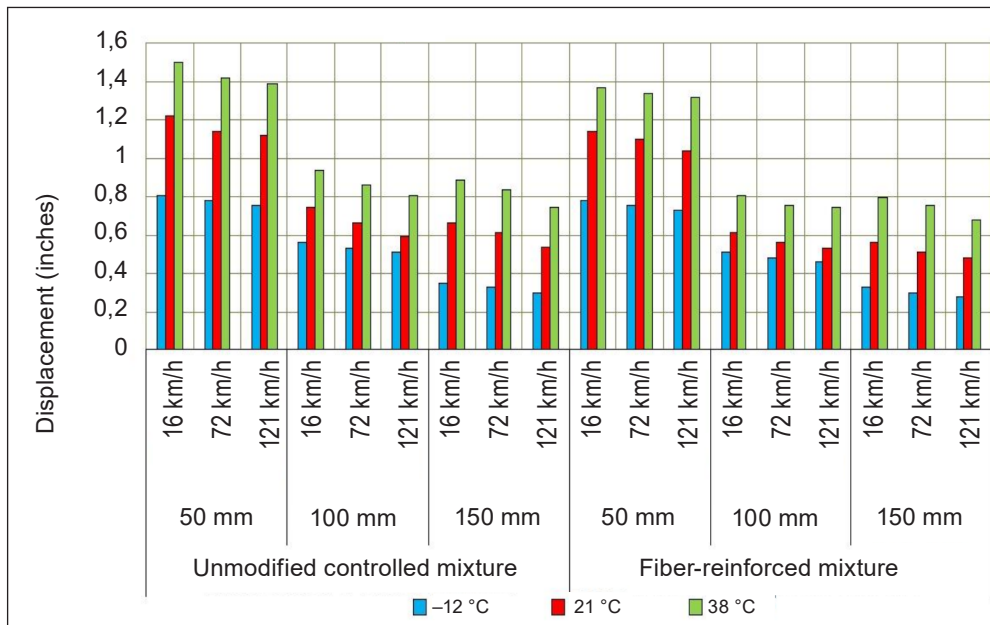


Figura 18.9. Desplazamiento en la parte superior de la subrasante para ambas mezclas, bajo diferentes espesores, temperaturas y velocidades

Fuente: elaboración propia.

Con los resultados anteriores, se puede determinar el  $N_R$  basado en el *flow number*, y se determina la relación de ahuellamiento entre las 2 mezclas con la ecuación 4:

$$Ratio\ ahuellamiento = \frac{N_R\ ciclos\ mezcla\ con\ fibras}{N_R\ ciclos\ mezcla\ referencia} \quad (4)$$

Los resultados demuestran que el número de ciclo ( $N_R$ ) hasta la falla por ahuellamiento es más alto por las mezclas reforzadas con fibras frente a las mezclas de control. Además, la resistencia al ahuellamiento de las mezclas con fibras de aramida y poliolefina es 4,53 veces mayor que la mezcla de referencia.

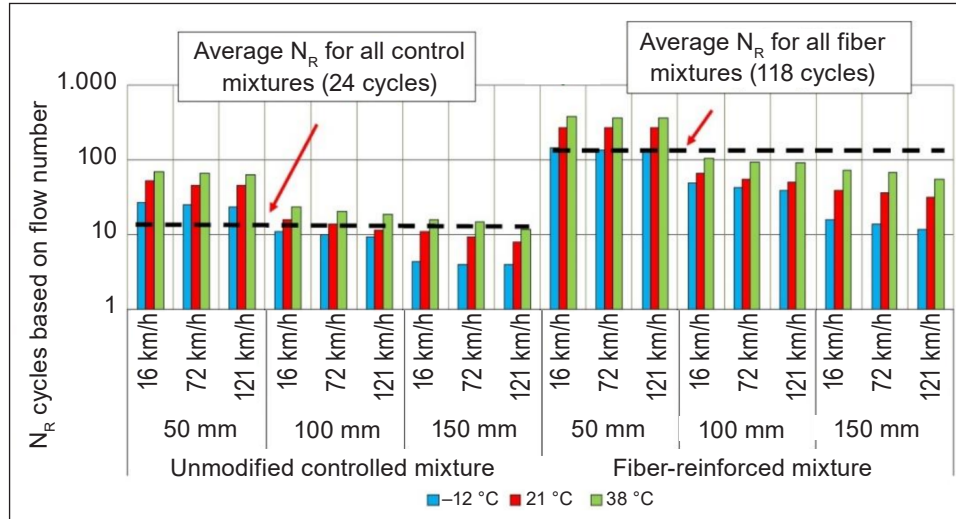


Figura 18.10. Número de ciclos hasta la falla por ahuellamiento ( $N_R$ ) basado en el *flow number*

Fuente: elaboración propia.

## 18.4. Análisis de costo

### 18.4.1. Costo de capeta asfáltica

Para el análisis de costo, se toma el ejemplo de una mezcla densa en caliente tipo MDC-19 sin y con la adición de fibras de aramida y poliolefina. El cálculo se ejecuta tomando un kilómetro de carril de pavimento donde la carpeta en CA varía según los espesores de estructura analizadas previamente:

- Dimensiones del carril a pavimentar: 1.000 m x 3,7 m x espesores
- Densidad MDC-19: 2,30 kg/m<sup>3</sup>
- Costo 1 m<sup>3</sup> de MDC-19 con cemento asfáltico de penetración 60-70: \$553,000 pesos colombianos. El precio incluye: suministro, extendido, nivelación y compactación (con vibro-compactador y compactador de llantas) de la mezcla asfáltica

### 18.4.2. Comparación de costos basado en resistencia a la fatiga y al ahuellamiento

Se calcula la eficiencia de costo, es decir, la comparación entre el beneficio obtenido en vida útil por cada tipo de deterioro (fatiga y ahuellamiento) frente al costo desembolsado, con el fin de comparar diferentes estructuras y mezclas en CA:

- El costo de pavimento por 1.000 ciclos de vida de fatiga se calcula según la ecuación 5:

$$\text{Costo pavimento por 1,000 ciclos de vida de fatiga} = \frac{\text{Costo de 1 km de pavimento en CA}}{\frac{N_F}{1,000}} \quad (4)$$

- El costo de pavimento por ciclo de vida de ahuellamiento se calcula según la ecuación 6:

$$\text{Costo pavimento por ciclo de vida de ahuellamiento} = \frac{\text{Costo de 1km de pavimento en CA}}{N_R} \quad (5)$$

### 18.4.3 Análisis de costo-beneficio

Los resultados de las ecuaciones 4 y 5 se presentan en la tabla 18.4 y tabla 18.5.

**Tabla 18.4. Costo por ciclo de ahuellamiento, para ambas mezclas**

Esp (cm)	Velocidad (km/h)	Temp (°C)	CA de referencia		CA con fibras de aramida y poliolefina		Relación mejoras
			$N_F$ (ciclos)	Costo (COP)	$N_F$ (ciclos)	Costo (COP)	
5	16	-12	27	3.686.667	146	795.784	4,63
		21	52	1.914.231	272	427.149	4,48
		38	71	1.401.972	371	313.166	4,48
	72	-12	25	3.981.600	136	854.298	4,66
		21	46	2.163.913	240	484.102	4,47
		38	65	1.531.385	366	317.444	4,82
	121	-12	24	4.147.500	129	900.655	4,6
		21	45	2.212.000	233	498.646	4,44
		38	63	1.580.000	354	328.205	4,81

Esp (cm)	Velocidad (km/h)	Temp (°C)	CA de referencia		CA con fibras de aramida y poliolefina		Relación mejoras	
			$N_F$ (ciclos)	Costo (COP)	$N_F$ (ciclos)	Costo (COP)		
10	16	-12	11	18.098.182	48	4.841.022	3,74	
		21	16	12.442.500	65	3.574.908	3,48	
		38	24	8.295.000	105	2.213.038	3,75	
	72	-12	10	19.908.000	43	5.403.931	3,68	
		21	14	14.220.000	56	4.149.447	3,43	
		38	21	9.480.000	94	2.472.011	3,83	
10	121	-12	10	20.955.789	39	5.958.180	3,52	
		21	12	17.311.304	51	4.556.256	3,8	
		38	19	10.477.895	90	2.581.878	4,06	
15	16	-12	5	66.360.000	16	21.784.597	3,05	
		21	11	27.147.273	39	8.937.271	3,04	
		38	16	18.663.750	72	4.841.022	3,86	
	72	-12	4	74.655.000	14	24.896.682	3	
		21	10	31.433.684	36	9.682.043	3,25	
		38	15	19.908.000	68	5.125.788	3,88	
121	-12	4	74.655.000	12	29.046.130	2,57		
	21	8	37.327.500	32	10.892.299	3,43		
	38	12	24.885.000	56	6.224.171	4		
			▼		▼		▼	
Promedio ➤			$N_F$ (ciclos)	Costo (COP)	$N_F$ (ciclos)	Costo (COP)	Relación mejoras	
			24	19.586.783	118	6.003.708	3,88	

Fuente: elaboración propia.

Se evidencia que, para todas las estructuras analizadas, y en relación con su resistencia a la fatiga y su resistencia al ahuellamiento, las mezclas asfálticas reforzadas con fibras de aramida y poliolefina poseen un costo de vida menor que las mezclas convencionales. Un CA adicionado de fibras goza de un costo 3,06 veces menor que una mezcla convencional, en referencia a 1.000 ciclos de fatiga por kilómetro. De otro lado, el costo por ciclo de ahuellamiento por kilómetro es 3,88 veces menor que la mezcla sin fibras.

## Conclusiones y recomendaciones

Los valores de ciclos de fatiga  $N_F$  y ahuellamiento  $N_R$  obtenidos, demuestran que los CA reforzados con fibras de aramida y poliolefina logran mayor vida útil frente a mezclas asfálticas convencionales, en ambas resistencias a la fatiga y resistencia al ahuellamiento. Además, el análisis costo-beneficio resalta que las mezclas asfálticas con fibras proveen mayores beneficios de costos durante la vida del pavimento frente a las mezclas asfálticas convencionales. Al examinar los resultados de todas las diferentes alternativas de estructura, con diferentes espesores del CA, de temperaturas del pavimento y velocidad de tráfico, se comprueba que:

- La resistencia a la fatiga de CA reforzados con fibras de aramida y poliolefina admiten en promedio 5,12 veces mayores números de ciclos de carga  $N_F$  frente a CA convencionales, lo que resulta en una relación de resistencia a la fatiga de las mezclas asfálticas con fibras 3,60 veces mayores que las mezclas asfálticas convencionales.
- El número de ciclo de resistencia al ahuellamiento  $N_R$  basado en el *flow number* de una mezcla asfáltica con fibras de aramida y poliolefina es 5,0 veces mayor a una mezcla asfáltica convencional y la relación de resistencia al ahuellamiento es de 4,53 veces mayor que aquella.
- El costo del CA reforzado con fibras por 1.000 ciclos de fatiga es de \$380,060 pesos colombianos (COP) frente a \$718,925 COP para mezclas asfálticas convencionales. Se calcula una relación costo-benéfico de promedio 3,06 veces mayor para las mezclas asfálticas con fibras frente a las mezclas convencionales.
- El análisis de costo por ciclo de ahuellamiento indica que una mezcla asfáltica reforzada con fibras de aramida y poliolefina cuesta \$6.003.708 COP frente a \$19.586.783 COP para una mezcla convencional. Calculando las relaciones de costos-beneficios de todas las estructuras investigadas, se deduce un benéfico promedio de 3,88 veces mayor a favor de las mezclas asfálticas reforzadas con fibras de aramida y poliolefina.

Los resultados de la investigación demuestran que la adición de fibras de aramida y poliolefina en los concretos asfálticos es una elección obvia y la solución recomendada para superar los deterioros de fatiga y ahuellamiento en los pavimentos en mezclas asfálticas.

## Referencias

- [1] Kaloush, K. E., Biligiri, K. P., "Evaluation of FORTA Fiber-Reinforced Asphalt Mixtures Using Advanced Material Characterization Tests -Evergreen Drive", Tempe, Arizona, September 2008
- [2] Kasem, H. A., Saleh, N. F., Zalghou, A. A., Chehab, G. R., "Assessment of Fiber-Reinforced Asphalt Concrete Mixes Using Advance Material Characterization", TRB Annual Meeting, 2018
- [3] Noorvand, H., Salim, R., Medina, J., Stempihar, J., Underwood, B. S., "Effect of Synthetic Fiber State on Mechanical Performance of Fiber Reinforced Asphalt Concrete", TRB Annual Meeting, 2018
- [4] FHWA, Gibson, N., "Cracking Characterization of Asphalt Mixtures with Fiber Reinforcement Using Cyclic Fatigue and Direct Tension Strength Tests", TRB 2015 Annual meeting
- [5] "Evaluation of Fiber-Reinforced Asphalt Mixtures Using Advanced Material Characterization Tests", en *ASTM Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 38, No. 4, 2010
- [6] Convenio IDU 1819-2014, "Estudio Del Comportamiento Mecánico Y De Desempeño De Materiales De Infraestructura Vial A Través De Ensayos De Laboratorio", Escuela Militar Nueva Granada, Bogotá D.C., Colombia, 2015
- [7] Leiva Villacorta, F., "Nueva Guía De Diseño Mecánico-Empírica Para Estructuras De Pavimento (Vistazo A La Guía 2002, Proyecto NCHRP I 37a)", 2006
- [8] Wang, H., Shu. G., Zhanping, Y., "Determination of Flow Number in Asphalt Mixtures from Deformation Rate During Secondary State",
- [9] WHRP Project 0092-04-07: "Testing Wisconsin Mixtures for the Aashto 2002, Mechanistic Design Procedure", 2007.





## Parte III

---

Diseño estructural

# Análisis por confiabilidad del modelo de diseño Aashto 93 para pavimentos flexibles en el Valle de Aburrá

Mario Santiago Hernández  
Juan Pablo Osorio  
Juan Camilo Viviescas

Resumen	424
Introducción	425
19.1. Metodologías del análisis	427
19.1.1. Método Aashto-93	427
19.1.2. Metodología Invias 1998	428
19.1.3. Funciones de densidad y coeficientes de variación	432
19.2. Resultados y discusión	434
19.2.1. Funciones de densidad del módulo resiliente	434
19.2.2. Funciones de densidad de falla	437
Conclusiones y recomendaciones	440
Referencias	441

***Mario Santiago Hernández***

Candidato a magíster en Ingeniería, Universidad de Antioquia. Docente de la Universidad de Medellín, Colombia. Consultor en ingeniería de vías, pavimentos. Correo electrónico: msantiago.hernandez@udea.edu.co

***Juan Pablo Osorio***

BENg, PGDip, MBA, MEng. PhD. Lecturer, School of Civil and Structural Engineering, Technological University Dublin. Profesor Asistente, GeoResearch International - GeoR, Escuela Ambiental, Universidad de Antioquia. Correo electrónico: juan.osorio@tudublin.ie

***Juan Camilo Viviescas***

Doctor en Ingeniería, Universidad de Antioquia (becario de Colciencias y con el apoyo de Colorado School of Mines). Consultor, investigador y docente en Geotecnia. Correo electrónico: juan.viviescas@udea.edu.co

## Resumen

La necesidad de construir pavimentos con mejores especificaciones técnicas y mayores períodos de servicio requiere de una modelación rigurosa de la variabilidad en las propiedades geotécnicas con el fin de garantizar la confiabilidad de estas estructuras. Por lo tanto, se realizó un análisis basado en la confiabilidad del método Aashto-93, considerando la variabilidad geotécnica del suelo, asociada al módulo resiliente de la subrasante. Los diseños por confiabilidad fueron efectuados de acuerdo con las categorías, parámetros y estructuras establecidas por el *Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito*, de 1998, del Instituto Nacional de Vías (–Invias–, Colombia) en el Valle de Aburrá [1].

La variabilidad del módulo resiliente fue evaluada por medio de las funciones de densidad de probabilidad tipo normal y log-normal, según los rangos definidos por el manual de diseño, donde el método de Monte Carlo fue utilizado con el fin de obtener las funciones de densidad de falla de las estructuras seleccionadas. Se realizaron un total de veinticuatro modelaciones teniendo en cuenta las condiciones de precipitación y temperatura del 98,14 % del territorio del Valle de Aburrá. De estos análisis se obtuvo un total de noventa y seis funciones de densidad de falla de pavimentos para cada una de las funciones del módulo resiliente establecidas (normal y log-normal).

Los resultados permitieron obtener un rango de coeficientes de variación del módulo resiliente entre el 21 y el 43 % para garantizar una confiabilidad del 90 %, donde la función log normal presenta el rango más alto en comparación con la función normal. El rango del coeficiente de variación obtenido fue ampliamente menor que los valores geotécnicos reportados en la bibliografía nacional e internacional, lo que compromete la vida útil de las estructuras de pavimento analizadas, si no es considerada la variabilidad inherente del módulo de la subrasante.

**Palabras clave:** método Aashto-93; metodología Invias 1998; pavimentos flexibles; módulo resiliente; función de densidad; confiabilidad.

## Introducción

La evaluación del desempeño de una estructura de pavimento presenta altas incertidumbres por la complejidad de la predicción de sus variables: estimación del tráfico, variabilidad de las características de los materiales y varios parámetros de diseño que se suponen y aproximan con base en la experiencia de cada profesional [1]. La tabla 19.1 presenta los factores de incertidumbre de los parámetros principales de diseño.

**Tabla 19.1. Factores que causan incertidumbre en la evaluación del desempeño de un pavimento**

<i>Parámetro</i>	<i>Factor</i>
Carga de diseño	Comportamiento del crecimiento del tránsito.
	Factores empíricos de equivalencia de daño.
	Factor camión.
Vida útil del pavimento	Propiedades de los materiales.
	Suposiciones sobre el comportamiento del material.
	Aproximaciones en los métodos de diseño.
	Condiciones de carga.
	Correlación empírica y factores de calibración de las funciones de transferencia de la vida útil del pavimento.

Fuente: [1].

La aplicación de los modelos probabilísticos está enfocada a dar solución a las limitaciones mencionadas, mediante modelos de distribución de falla que incorporen condiciones de variabilidad en el diseño de pavimentos y permitan establecer su incidencia en la confiabilidad de las estructuras calculadas. El objetivo del análisis por confiabilidad, en el contexto de pavimentos, es proporcionar un grado específico de confianza, donde el pavimento funcione satisfactoriamente y soporte el número de diseño de aplicaciones de carga durante la vida útil deseada, preservando sus condiciones estructurales y funcionales [2]. Estos diseños consisten en la evaluación de la función de desempeño, expresada como la relación entre las repeticiones de carga aplicada y las repeticiones de carga permitidas, durante un período de diseño específico.

La falla del pavimento ocurre cuando el valor de dicha relación es igual o superior a uno. Así, la probabilidad de ocurrencia de una falla estructural es cuantificable y el análisis de confiabilidad de una estructura consiste en la estimación de dicha probabilidad durante su vida útil.

Particularmente, el diseño de pavimentos flexibles en los proyectos viales colombianos está seriamente limitado por tres condiciones específicas: la baja inversión económica en la exploración de los suelos, la correlación de parámetros y variables de diseño, y la aplicación inadecuada de los métodos de dimensionamiento. De allí la variabilidad en el comportamiento mecánico y la vida de servicio entre las estructuras construidas y las realmente requeridas, específicamente en la ingeniería colombiana donde es ardua la labor de sincronizar los diseños técnicos con los procesos de construcción.

En [3] se indica que los datos de entrada y salida del modelo Aashto-93 [4] son deterministas, pero los proyectos de ingeniería de pavimento poseen un grado de incertidumbre en el diseño, la construcción y la operación, lo que se traduce en que no puede garantizarse un adecuado desempeño de la estructura en forma absoluta con este tipo de resultados. Por lo tanto, los análisis basados en la probabilidad permitirán evaluar la influencia de las incertidumbres previamente mencionadas en el comportamiento de las estructuras.

La confiabilidad no es un concepto nuevo en el diseño de pavimentos. Particularmente, el método Aashto-93 [4] involucra en sus cálculos el concepto de confiabilidad como la probabilidad de que una sección diseñada mediante dicha metodología se comportará satisfactoriamente bajo las condiciones de tránsito y ambientales durante el período de diseño. Esta confiabilidad se considera por medio de variaciones al azar tanto en la predicción del tránsito como en la predicción del comportamiento de la estructura, proporcionando un nivel determinado de confianza ( $R$ ) en que los tramos del pavimento soportarán el período de diseño [5]. Igualmente, los diseños pueden realizarse basados en las probabilidades de falla admisibles o aceptables ( $p_f$ ) [6].

Por otro lado, la única propiedad del suelo que se incorpora en el desarrollo del método es el módulo resiliente. En [7] se demostró que el número estructural y el módulo resiliente son las variables que mayor incidencia tienen en la capacidad de carga de la estructura (carga

admisible). Adicionalmente, las capas bituminosas y las capas granulares son de carácter antrópico, es decir, provienen de fuentes externas al sitio de la vía, y desde un enfoque técnico, sus propiedades son identificadas, analizadas, seleccionadas y controladas. En contraposición, los suelos *in situ* son materiales de altas incertidumbres en sus propiedades, debido a su procedencia geológica no controlada antrópicamente, afectados por los distintos procesos de meteorización, erosión y transporte, los cuales alteran directamente las propiedades [8]. En consecuencia, las incertidumbres en las propiedades de los asfaltos y los materiales granulares tienden a ser considerablemente menores que en las propiedades geotécnicas del suelo. Al respecto, en [9] indican que el Valle de Aburrá presenta una gran variabilidad en las características geológicas y geomorfológica, por lo que adquiere una mayor importancia la evaluación de la variabilidad de las características de la subrasante que la de los materiales que componen el cuerpo estructural del pavimento. Los materiales de préstamo y construcción enmarcan sus incertidumbres más hacia el proceso constructivo que hacia la variabilidad de sus propiedades [10].

### 19.1. Metodologías del análisis

Los métodos empíricos de diseño de pavimento flexible correlacionan el comportamiento de los pavimentos *in situ* con los factores que causan los mecanismos de degradación de la estructura a través de observaciones y mediciones de campo [11].

#### 19.1.1. Método Aashto-93

Las variables necesarias para emplear este método son el módulo resiliente de la subrasante, el tránsito y las propiedades mecánicas de los materiales [11].

Los espesores de cada una de las capas que componen la estructura de pavimento flexible convencional (carpeta asfáltica, base granular y subbase granular) se determinan a través de las ecuaciones 1, 2 y 3:

$$h_1 = \frac{SN_1}{a_1} \quad (1)$$

$$h_2 = \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 * m_2} \quad (2)$$



$$h_3 = \frac{SN_3 - SN_2^*}{a_3 * m_3} \quad (3)$$

Donde  $h_1, h_2, h_3$  son los espesores de cada capa de la estructura de pavimento (carpeta asfáltica, base granular y subbase granular, respectivamente) [in],  $SN_1, SN_2, SN_3$  son los números estructurales de cada capa  $a_1, a_2$  y  $a_3$  son los coeficientes estructurales de cada capa,  $m_2$  y  $m_3$  son los coeficientes de drenaje de las capas granulares.

Los números estructurales se calculan por medio de la ecuación 4:

$$\log(W_{18}) = Zr * S_0 + 9,36 * \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4,2 - 1,5}\right)}{0,40 + \frac{1.094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32 * \log(M_R) - 8,07 \quad (4)$$

Donde,  $W_{18}$  es el número estimado de ejes equivalentes de 8,2 t (en adelante  $EE_{8,2t}$ ),  $Zr$  es la desviación estándar normal, la cual está asociada a una confiabilidad o probabilidad de que la sección de diseño se comporte satisfactoriamente bajo las condiciones de carga y ambiente, durante el periodo de diseño,  $S_0$  es el error estándar combinado de la predicción del tránsito y la proyección del comportamiento,  $SN$  es el número estructural,  $\Delta PSI$  es la diferencia entre el índice de servicio inicial ( $p_0$ ) y el final ( $p_t$ ),  $M_R$  es el módulo resiliente de la capa subyacente [PSI].

### 19.1.2. Metodología Invias 1998

Corresponde al procedimiento del *Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito* 1998 del Instituto Nacional de Vías (–Invias– Colombia), en adelante metodología Invias 1998 [1], y abarca todas las estructuras del tránsito medio y alto en el país. La metodología se fundó con una combinación del método Aashto-93 [4], la experiencia, la teoría de comportamiento estructural y los materiales disponibles [12, p. 70]. Para la calibración y validación del método de diseño utilizaron la información sobre distintos segmentos de estudio de pavimentos existentes de la red vial nacional, evaluados en las diferentes etapas de la Investigación Nacional de Pavimentos, en la que se definieron las variables iniciales de diseño presentadas en la tabla 19.2.

**Tabla 19.2. Variables de diseño establecidas por la metodología Invias 1998**

<i>Variable</i>	<i>Magnitud</i>
Error estándar combinado ( $S_0$ )	0,44
Confiabilidad ( $R$ ) [%]	90,0
Desviación estándar normal ( $Z_r$ )	-1,282
Pérdida de serviciabilidad ( $\Delta PSI$ )	2,2

Fuente: [11].

Finalmente, la metodología presenta seis cartas de diseño que se muestran en la tabla 19.3.

**Tabla 19.3. Rangos contemplados en las cartas de diseño de la metodología Invias 1998**

<i>Carta n.º</i>	<i>Región climática (R)</i>	<i>Entorno de subrasante (S)</i>	<i>Rango de tránsito (T)</i>	<i>Espesores</i>
1	R1	S1 a S5	T1 a T9	Variable
2	R2	S1 a S5	T1 a T9	Variable
3	R3	S1 a S5	T1 a T9	Variable
4	R4	S1 a S5	T1 a T9	Variable
5	R5	S1 a S5	T1 a T9	Variable
6	R6	S1 a S5	T1 a T9	Variable

Fuente: [11].

### 19.1.2.1. Zona de estudio

Para enmarcar las regiones climáticas del Valle de Aburrá, se ejecutó un análisis de álgebra de mapas, empleando bases de datos de temperaturas y precipitaciones totales anuales promedio multianual en Colombia, durante el período comprendido entre los años 1981 y 2010, con herramientas ofimáticas tipo SIG (Sistemas de Información Geográfica). Las bases son de acceso gratuito y fueron suministradas por el Ministerio de Tecnologías de la Información y las Comunicaciones de Colombia [13].

El mapa de regiones climáticas del Valle de Aburrá indicó que el 64,63 % del territorio se encuentra en la región climática R4; el 33,51 %, en la R2 y el 1,85 %, en la R5, según lo reportado en la tabla 19.4, enmarcando el estudio en el 97,83 % del área del territorio analizado, correspondiente a las regiones R4 y R2.



**Figura 19.1. Regiones climáticas del Valle de Aburrá**

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 19.4. Áreas de las regiones climáticas en el Valle de Aburrá**

<i>Región climática</i>	<i>Área [km<sup>2</sup>]</i>	<i>Área [%]</i>
R2	391	33,51
R4	755	64,63
R5	22	1,86

Fuente: elaboración propia.

### 19.1.2.2. Variables de diseño

La definición de las variables de diseño delimita las funciones de densidad de falla de las estructuras de pavimento. En la tabla 19.5 se presentan los coeficientes estructurales y de drenaje asociados a las regiones climáticas R2 y R4, con base en la metodología Invias 1998 [1].

**Tabla 19.5. Coeficientes estructurales y de drenaje del pavimento correspondientes a las regiones climáticas R2 y R4**

Parámetro	Rango	
	R2	R4
Temperatura media anual promedio (TMAP) [°C]	13 a 20	13 a 20
Precipitación medias anual promedio [mm]	< 2.000	2.000 a 4.000
Coeficientes estructurales ( $a_i$ )	Carpeta asfáltica ( $a_1$ )	0,37
	Base granular ( $a_2$ )	0,14
	Subbase granular ( $a_3$ )	0,12
Coeficientes de drenaje ( $m_i$ )	Base granular ( $m_1$ )	1,00
	Subbase granular ( $m_2$ )	0,90

Fuente: [11].

Finalmente, se evaluaron las categorías de diseño reportadas en la tabla 19.6, que enmarcaron las estructuras presentadas en la tabla 19.7, analizadas en el Valle de Aburrá.

**Tabla 19.6. Categorías de diseño definidas para el Valle de Aburrá**

Condición	Categoría	Rango
Región climática (R)	R2	$13\text{ °C} \leq \text{TMAP} < 20\text{ °C} - 2.000\text{ mm} < \text{PMA}$
	R4	$13\text{ °C} \leq \text{TMAP} < 20\text{ °C} - 2.000\text{ mm} \leq \text{PMA} < 4.000\text{ mm}$
Entorno de resistencia (S)	S1	$4.267\text{ psi} \leq \text{Mr} < 7.112\text{ psi}$
	S2	$7.112\text{ psi} \leq \text{Mr} < 9.956\text{ psi}$
	S3	$9.956\text{ psi} \leq \text{Mr} < 14.223\text{ psi}$
Rango de tránsito (T)	T2	$1 \times 10^6 \text{ EE}_{8,2t} \leq \text{T} < 2 \times 10^6 \text{ EE}_{8,2t}$
	T4	$4 \times 10^6 \text{ EE}_{8,2t} \leq \text{T} < 6 \times 10^6 \text{ EE}_{8,2t}$
	T7	$15 \times 10^6 \text{ EE}_{8,2t} \leq \text{T} < 20 \times 10^6 \text{ EE}_{8,2t}$
	T9	$30 \times 10^6 \text{ EE}_{8,2t} \leq \text{T} < 40 \times 10^6 \text{ EE}_{8,2t}$

Fuente: [11].

**Tabla 19.7. Espesores de diseño asociados a las regiones climáticas, la resistencia de la subrasante y la categoría del tránsito**

Entorno de resistencia (S)	Rango de tránsito (T)	Espesores [cm]					
		Región R2			Región R4		
		MDC	BG	SBG	MDC	BG	SBG
S1	T2	10,0	20,0	40,0	10,0	30,0	35,0
S1	T4	10,0	30,0	45,0	15,0	30,0	35,0
S1	T7	15,0	35,0	40,0	20,0	35,0	35,0
S1	T9	17,0	40,0	40,0	22,0	35,0	40,0
S2	T2	7,5	20,0	35,0	10,0	20,0	30,0
S2	T4	10,0	20,0	40,0	15,0	25,0	25,0
S2	T7	15,0	20,0	40,0	20,0	20,0	30,0
S2	T9	15,0	25,0	45,0	20,0	25,0	35,0
S3	T2	7,5	15,0	30,0	10,0	20,0	20,0
S3	T4	10,0	15,0	35,0	10,0	25,0	30,0
S3	T7	12,0	20,0	40,0	15,0	25,0	30,0
S3	T9	15,0	25,0	35,0	15,0	30,0	35,0

Fuente: [11].

En las simulaciones, la variable respuesta fue determinada a través de la evaluación de varios escenarios que condujeron a resultados dentro de un nivel esperado de confianza, empleando el método Monte Carlo [14].

### 19.1.3. Funciones de densidad y coeficientes de variación

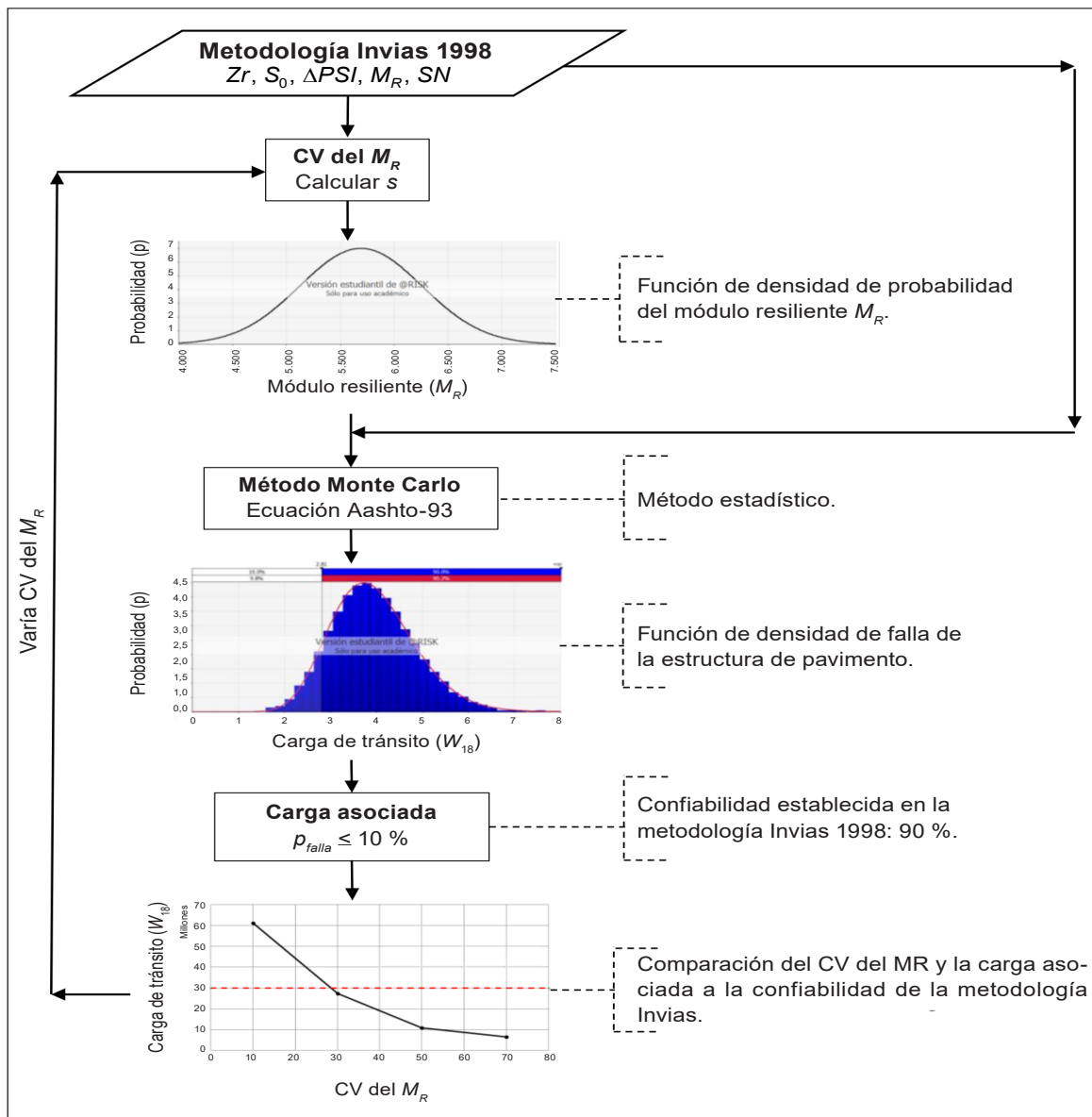
Algunas investigaciones han utilizado las distribuciones normal (en adelante FDN) y log-normal (en adelante FDLN) en los diseños por confiabilidad, con el fin de representar la variabilidad inherente del suelo [15]. Según [14], la exactitud con que estas funciones describen las alteraciones continuas que sufren las propiedades del suelo ha sido ampliamente estudiada, con lo que se comprobó que es una característica natural e inherente de los suelos. En [16 - 17] obtuvieron funciones de distribución normal y log-normal en la modelación probabilística del módulo resiliente de las subrasantes. Por ello, los modelos establecidos para evaluar la variabilidad del módulo resiliente fueron las funciones de densidad tipo normal y log-normal.

Los parámetros iniciales de ambas funciones son la media ( $\varphi'$ ) y la desviación estándar ( $s$ ) del módulo resiliente ( $M_r$ ). La media fue calculada como el promedio aritmético de los valores extremos de cada rango establecido (rangos S1, S2 y S3). El coeficiente de variación (en adelante CV) relacionó la desviación estándar con la media, lo que permitió comparar la incertidumbre del  $M_r$  de cada entorno de subrasante, y asociarlo con la confiabilidad final de cada estructura de pavimento analizada. En consecuencia, la incidencia de la función de distribución del módulo resiliente, en la confiabilidad de las estructuras de pavimento, estuvo enmarcada en un análisis paramétrico basado en la evaluación de los modelos densidad de falla, que estableció distintos valores de CV del  $M_r$ .

En [8] se reportó un CV entre 1 y 51 % para propiedades índice, y entre 33 y 52 % para valores de  $N_{60}$  en el Valle de Aburrá. A nivel internacional, en [18] reportaron un CV entre 5 y 80 % para valores de resistencia del suelo, y entre 2 y 130 % para los ensayos de campo. En la referencia [19] reportaron coeficientes entre 6 y 240 % para diversas propiedades medidas; en [17] se obtuvo un CV del módulo resiliente entre 8 % y 66 %, y en [16] alcanzaron un CV entre 10 y 20 % para la misma propiedad del suelo. En consecuencia, y considerando los valores presentados anteriormente, los CV establecidos para efectuar el análisis de la sensibilidad de las funciones del módulo resiliente fueron 10 %, 30, 50 y 70 %, con el fin de evaluar la incidencia en la confiabilidad de la carga mediante modelaciones estadísticas.

### 19.1.3.1. Método estadístico Monte Carlo

De acuerdo con [14] en los modelos computacionales realizados con la simulación de Monte Carlo, las probabilidades de sucesos para los fenómenos aleatorios que se presentan en el suelo son escenificadas por medio de funciones teóricas. En las simulaciones, la variable respuesta es determinada a través de la evaluación de varios escenarios que conducen a resultados que se encuentran dentro de un nivel esperado de confianza. La figura 19.2 representa el modelo estadístico implementado en el proyecto.



**Figura 19.2. Diagrama de flujo del procedimiento estadístico implementado en el desarrollo del proyecto**

Fuente: elaboración propia.

## 19.2. Resultados y discusión

### 19.2.1. Funciones de densidad del módulo resiliente

Los valores de media y la desviación de los módulos resilientes empleados para calcular las FDN y las FDLN se presentan en la tabla 19.8.

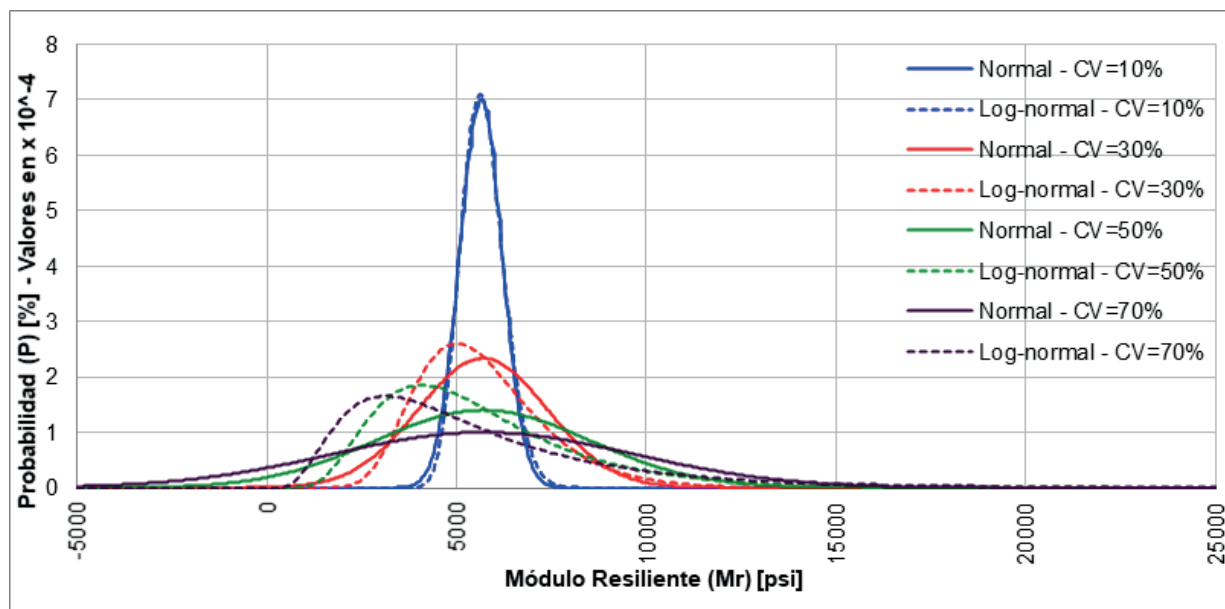


**Tabla 19.8. Valores medios ( $\bar{\varphi}$ ) y desviaciones estándar (s) del módulo resiliente, para diferentes coeficientes de variación (CV), en cada categoría de subrasante establecida**

Entorno de subrasante (S)	Módulo resiliente ( $M_r$ ) [psi]						
	Valores		Media ( $\bar{\varphi}$ )	Desviación estándar (s)			
	Mínimo	Máximo		CV=10 %	CV=30 %	CV=50 %	CV=70 %
S1	4.267,00	7.111,67	5.689,34	568,93	1.706,80	2.844,67	3.982,53
S2	7.111,67	9.956,34	8.534,01	853,40	2.560,20	4.267,00	5.973,80
S3	9.956,34	14.223,30	12.089,82	1.208,98	3.626,95	6.044,91	8.462,87

Fuente: elaboración propia.

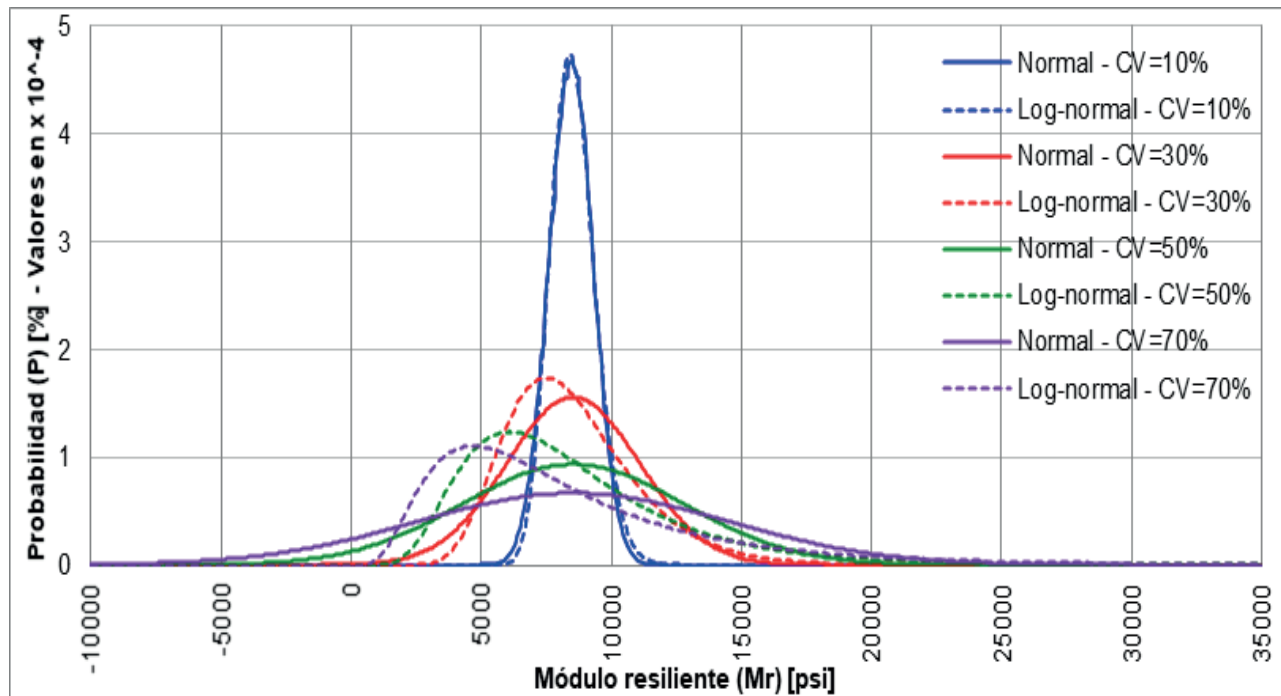
El comportamiento estadístico de las FDN y las FDLN del  $M_r$  fue similar en cada entorno de suelo analizado (S1, S2 y S3), considerando el mismo tipo de función (FDN o FDLN), ya que se obtuvieron valores iguales de coeficientes de asimetría y curtosis considerando el mismo CV del  $M_r$ . Además, el análisis de las funciones permitió establecer que el aumento del CV incrementa la probabilidad que  $M_r$  sea menor al rango mínimo establecido por la metodología Invias 1998 [1], con valores entre 0,6 y 40,0 % para las FDN, y 0,2 y 51,1 % para las FDLN, considerando todos los entornos de subrasante. La figura 19.3, la figura 19.4 y la figura 19.5 presentan las FDN y las FDLN para cada tipo de suelo.



Convenciones de funciones: CV=10 % - línea azul; CV=30 % - línea roja; CV=50 % - línea verde; CV=70 % - línea morada.

**Figura 19.3. Funciones de densidad del módulo resiliente para el suelo tipo S1**

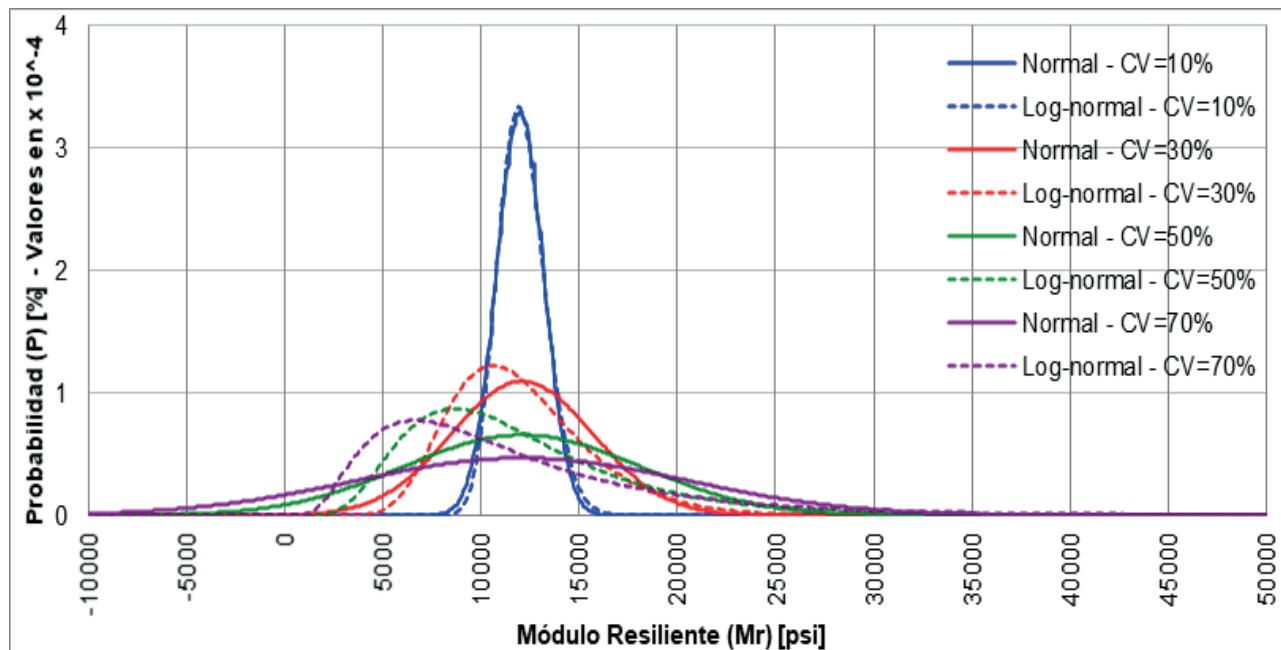
Fuente: elaboración propia.



Convenciones de funciones: CV=10 % - línea azul, CV=30 % - línea roja, CV=50 % - línea verde, CV=70 % - línea morada.

**Figura 19.4. Funciones de densidad del módulo resiliente para el suelo tipo S2**

Fuente: elaboración propia.



Convenciones de funciones: CV=10 % - línea azul, CV=30 % - línea roja, CV=50 % - línea verde, CV=70 % - línea morada.

**Figura 19.5. Funciones de densidad del módulo resiliente para el suelo tipo S3**

Fuente: elaboración propia.

## 19.2.2. Funciones de densidad de falla

El análisis estadístico de las funciones de densidad de falla (en adelante FDF) de las regiones analizadas (R2 y R4) presentó resultados similares considerando entornos de subrasante, categorías de tránsito y coeficientes de variación iguales. Esto ocurre porque las variables determinísticas y probabilísticas empleadas en la ecuación de cálculo base del método Aashto-93 [4] (ecuaciones 4) son iguales, o muy similares, para ambas regiones, considerando la metodología Invias 1998 [1]. Las únicas variables que presentaron valores distintos entre las regiones fueron los coeficientes de drenaje ( $m_i$ ) de los materiales granulares (1,0 para la región R2 y 0,9 para la región R4) y los espesores de las estructuras de pavimento propuestos por la metodología Invias 1998 [4] que, según la tabla 19.7, tienen variaciones entre 0,0 cm y 10,0 cm por cada capa.

### 19.2.2.1. Confiabilidad establecida por la Metodología Invias 1998

En las figuras 19.6 a 19.9 se relacionó la carga de diseño asociada a una confiabilidad del 90 % en las estructuras de pavimento de la metodología Invias 1998 [1], considerando las FDN y las FDLN del  $M_r$ , para las regiones R2 y R4. Partiendo de la similitud de las FDF entre regiones, el análisis de la confiabilidad de la región R2 es análogo al de la región R4, por lo que en adelante se analizará la región R4, y dicho estudio será replicable a la región R2.

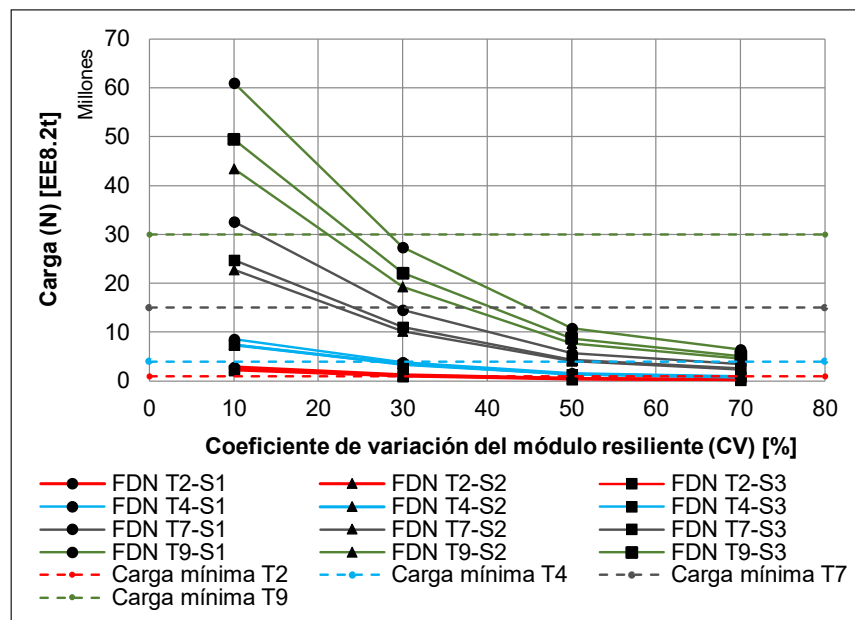


Figura 19.6. Carga de diseño asociada a una confiabilidad del 90 %, en las estructuras de pavimento de la metodología Invias 1998, considerando las FDN, para la región R2

Fuente: elaboración propia.

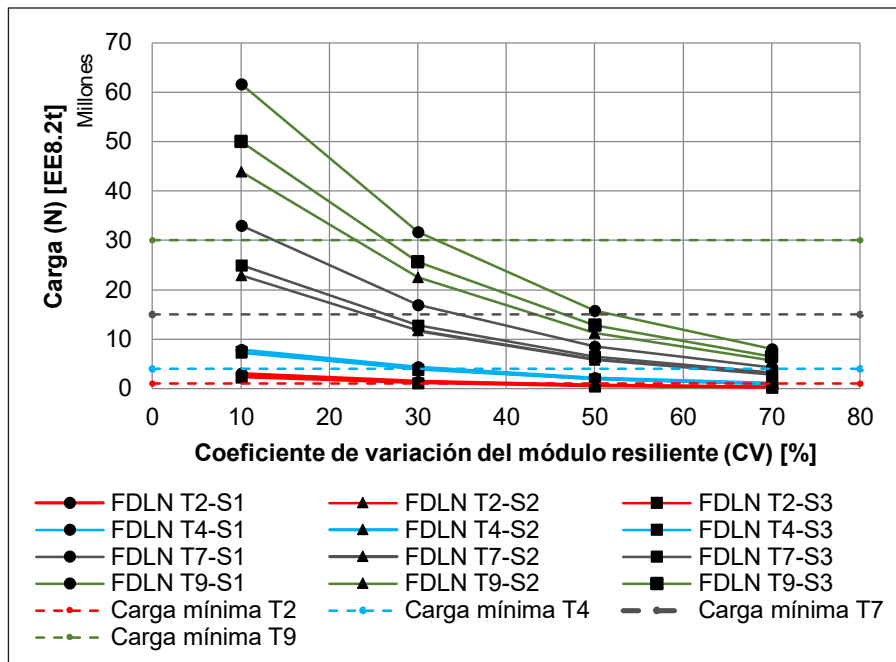


Figura 19.7. Carga de diseño asociada a una confiabilidad del 90 %, en las estructuras de pavimento de la metodología Invias 1998, considerando las FDLN, para la región R2

Fuente: elaboración propia.

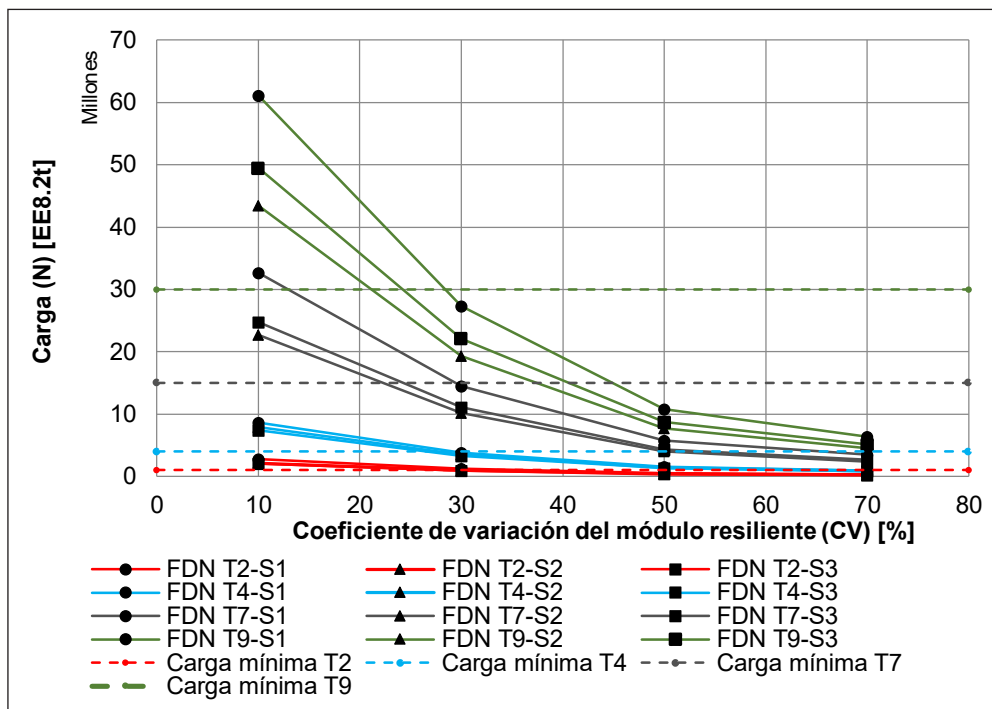
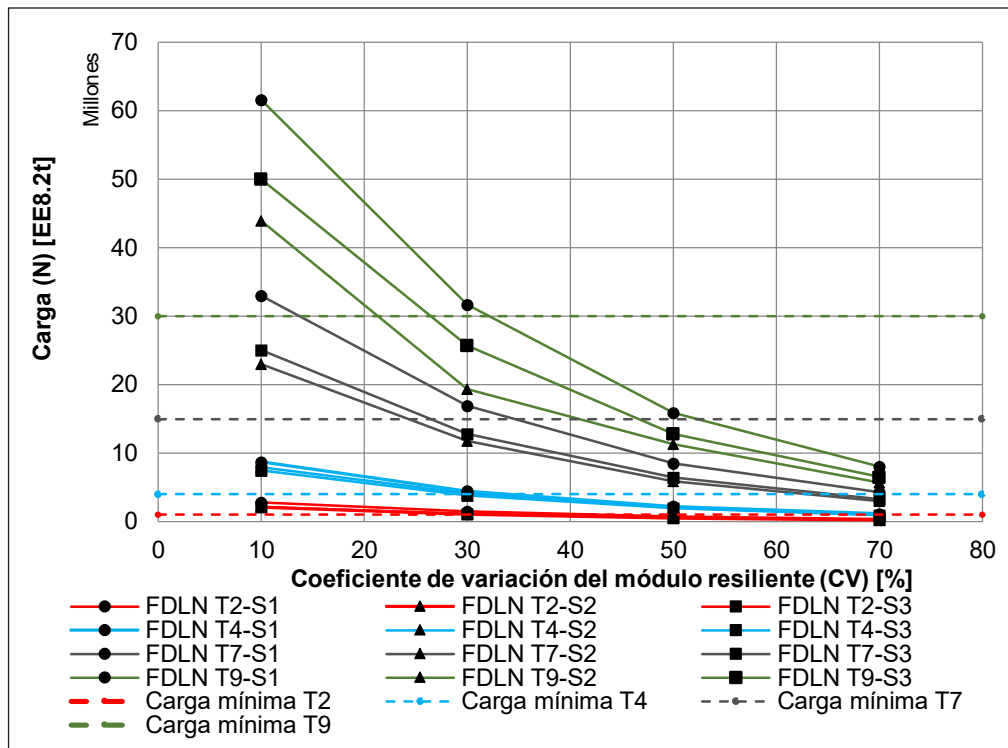


Figura 19.8. Carga de diseño asociada a una confiabilidad del 90%, en las estructuras de pavimento de la metodología Invias 1998, considerando las FDN, para la región R4

Fuente: elaboración propia.



**Figura 19.9. Carga de diseño asociada a una confiabilidad del 90 %, en las estructuras de pavimento de la metodología Invias 1998, considerando las FDLN, para la región R4**

Fuente: elaboración propia.

Las figuras 19.8 y 19.9 muestran que, para obtener una confiabilidad igual o mayor al 90 % en las estructuras de pavimento establecidas por la metodología Invias 1998, empleando la FDLN del  $M_r$ , los CV de la variable deben ser menores al rango comprendido entre 21 y 37 %, y los CV asociados a la FDLN de la variable deben ser menores al rango establecido entre 21 y 43 %. Estos resultados indican que, para garantizar una confiabilidad igual o superior al 90 %, la FDLN del módulo resiliente admite coeficientes de variación mayores que la función normal, para diversas combinaciones de entorno de subrasante y categoría de tránsito. Por ello, la FDLN presenta mayor confiabilidad que la FDN.

Sin embargo, los valores de CV de diversas propiedades geotécnicas, reportados anteriormente, indican que los CV que garantizan la condición de confiabilidad requerida por el método Invias 1998 [1], obtenidos en las figuras 19.8 y 19.9, son inferiores a los CV de distintas propiedades geotécnicas

reportados en la bibliografía consultada. Así, se incrementa la posibilidad que la variabilidad del  $M_r$ , de los suelos del Valle de Aburrá se traduzca en CV superiores a los obtenidos, tanto por la FDN como la FDLN y se genere mayor incertidumbre en la vida útil de los pavimentos recomendados por la metodología Invias 1998 [1], lo que compromete la vida útil de las estructuras de pavimento que se analizan sin considerar la variabilidad inherente de la subrasante, que generan estructuras subdimensionadas.

## Conclusiones y recomendaciones

- Según la clasificación establecida por la metodología Invias 1998 [1] y el análisis SIG (figura 1.1) el 64.63 %, del Valle de Aburrá se encuentra en la región R4, el 33,51 % se encuentra en la región R2 y el 1,86 % se encuentra en la región R5.
- Los pavimentos, como cualquier otra solución geotécnica, están expuestos a condiciones de incertidumbre en todas sus fases, desde el diseño y la construcción, hasta la operación y mantenimiento de la vía. En particular, la incertidumbre asociada a las características de los materiales de la estructura, específicamente el  $M_r$ , es menor para los asfaltos y las capas granulares del pavimento, ya que en Colombia estos materiales están sometidos a procesos de producción y construcción estandarizados. En consecuencia, el proyecto se enfocó en la evaluación y modelación de la incertidumbre del módulo en el suelo de subrasante
- Varios autores indican que las funciones de densidad normal y log-normal modelan adecuadamente las propiedades geotécnicas. Adicionalmente, la forma como la metodología Invias 1998 [1] clasifica y presenta la información, del  $M_r$  de la subrasante, se acopla adecuadamente a los estadísticos de la media y la desviación estándar.
- Para evaluar la sensibilidad de las funciones de densidad del módulo resiliente, en la función de confiabilidad de las estructuras de pavimento, se establecieron cuatro condiciones de variación de la desviación estándar, considerando distintos coeficientes de variación, en cada entorno de suelo analizado: 10, 30, 50 y 70 %, teniendo en cuenta la revisión bibliográfica realizada.
- En ambos tipos de función de densidad (FDN y FDLN) y en todos los entornos de subrasante analizados (S1, S2 Y S3), la probabilidad de obtener valores del módulo resiliente inferiores al valor del rango mínimo establecido por la metodología Invias 1998, es mayor al aumentar el coeficiente de variación (CV) del módulo.

- El análisis estadístico y probabilístico de las FDF de cada estructura de pavimento evaluada, demostró que tanto las tipologías de las funciones de densidad, como las condiciones de confiabilidad obtenidas fueron similares para ambas regiones analizadas (R2 y R4) bajo entornos de subrasante, categorías de tránsito y coeficientes de variación iguales.
- Las estructuras evaluadas con la FDN del  $M_r$  garantizaron la condición de confiabilidad del 90 % en las estructuras, establecida por la metodología Invias 1998 [1], para CV máximos del módulo que oscilan entre 21 y 37 %, en ambas regiones analizadas. Asimismo, las estructuras evaluadas con la FDLN permitieron cumplir dicha confiabilidad para CV máximos entre 21 y 43 %, en ambas regiones analizadas. Por ello, la FDLN del  $M_r$  admite CV mayores a los de la FDN, lo que representa una condición de confiabilidad mayor, si se consideran los alcances establecidos por la metodología Invias 1998 [1].
- En consecuencia, y reconociendo que no hay modelos referenciados de la variabilidad del módulo resiliente de los suelos el Valle de Aburrá, los valores de CV obtenidos son menores a los CV de las propiedades geotécnicas reportadas en la revisión bibliográfica, lo que indica la dificultad de garantizar la confiabilidad del 90 % (Metodología Invias 1998 [1]) en las estructuras evaluadas y aumentando la posibilidad de que fallen, antes de cumplir su vida útil de servicio, si no es considerada la condición de variabilidad en el módulo resiliente de las subrasantes, en el cálculo con el método Aashto-93 [4].

## Agradecimientos

Los autores quieren agradecer la ayuda económica a través de la beca otorgada por el Departamento Administrativo de Ciencia, Tecnología e Innovación -Colciencias por medio de la convocatoria 727 del 2015.

## Referencias

- [1] K. Kalita and P. Rajbongshi, "Variability characterisation of input parameters in pavement performance evaluation", *Road Mater. Pavement Des.*, vol. 16, n.º 1, pp. 172-185, Jan. 2015.
- [2] D. M. Dilip and G. L. Sivakumar Babu, "Methodology for Pavement Design Reliability and Back Analysis Using Markov Chain Monte Carlo Simulation", *J. Transp. Eng.*, vol. 139, n.º 1, pp. 65-74, Jan. 2013.



- [3] M. Rodríguez, G. Thenoux, and Á. González, "Probabilistic assessment of asphalt pavement design. Determinación probabilística del tiempo de servicio de estructuras de pavimentos", *portal.ondac.com*, vol. 31, 2016.
- [4] A. Montejo Fonseca, *Ingeniería de pavimentos*, Tercera. Bogotá: Universidad Católica de Colombia, 2006.
- [5] Z. Luo, F. Xiao, and R. Sharma, "Efficient reliability-based approach for mechanistic-empirical asphalt pavement design", *Constr. Build. Mater.*, vol. 64, pp. 157-165, Aug. 2014.
- [6] F. Gharaybeh, H. Masaeid, and M. Taleb, "Parametric Sensitivity Study of the Aashto Flexible Pavement Design Equation", *J. Inst. Eng.*, vol. 78, n.º 4, pp. 175-179, 1998.
- [7] J. Viviescas, "Evaluación de la variabilidad de las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante para flujos de lodos y residuales (saprolito) del Valle de Aburrá partir de ensayos de penetración estándar (SPT)", Universidad de Antioquia, 2016.
- [8] D. Rendón, G. Toro, and M. Hermelin, "Modelo cronoestratigráfico para el emplazamiento de los depósitos de vertiente en el Valle de Aburrá". *Ciencias la Tierra*, p. 16, 2006.
- [9] K.-K. Phoon and F. H. Kulhawy, "Characterization of geotechnical variability", *Can. Geotech. J.*, vol. 36, n.º 4, pp. 612-624, Nov. 1999.
- [10] H. Rondon and F. Reyes, *Pavimentos-materiales, construcción y diseño*, Primera. Bogotá: ECOE Ediciones, 2015.
- [11] Invias y Ministerio de Transporte de Colombia, *Manual de diseño de pavimentos asfálticos en vías con medios y altos volúmenes de tránsito*. Popayán, 1998.
- [12] Ministerio de las TIC, "Datos abiertos gobierno digital Colombia", 2018. [Online]. Available: <https://www.datos.gov.co/>. [Accessed: 20-jul-2011].
- [13] K. Phoon, *Reliability-based design in geotechnical engineering : computations and applications*. Taylor & Francis, 2008.
- [14] J. C. Viviescas, J. P. Osorio, and J. E. Cañón, "Reliability-based designs procedure of earth retaining walls in geotechnical engineering", *Obras y Proy.*, n.º 22, pp. 50-60, Dec. 2017.
- [15] D. M. Dilip, P. Ravi, and G. L. S. Babu, "System Reliability Analysis of Flexible Pavements", *J. Transp. Eng.*, vol. 139, n.º 10, pp. 1001-1009, Oct. 2013.
- [16] M. A. Rodríguez Moreno, "Determinación de la confiabilidad implícita en el método de diseño estructural de pavimentos flexibles Aashto-93 en base a modelos de predicción del deterioro", Pontificia Universidad Católica de Chile, 2014.
- [17] K. Phoon, F. Kulhawy, and M. G. TR, "Reliability-based design of foundations for transmission line structures (Report TR-105000)", Electric Power Research Institute, 1995.
- [18] M. Uzielli, S. Lacasse, and F. Nadim, "Soil variability analysis for geotechnical practice", *Characterisation Eng. Prop. Nat. Soils*, pp. 1653-1754, 2007.

# Método simplificado para el diseño estructural de pavimentos con capas recicladas con asfalto espumado y cemento

Felipe Halles A.  
Guillermo Thenoux Z.

Resumen	445
Introducción	446
20.1. Evolución de la rigidez	448
20.2. Modelo conceptual para estimación de rigidez	452
20.3. Metodología simplificada de diseño estructural	455
Conclusiones	458
Restricciones	458
Agradecimientos	459
Referencias	459

***Felipe Halles A.***

Ingeniero civil con Especialidad en Ingeniería y Gestión de la Construcción. Doctor en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile. Actualmente se desempeña como gerente general de grupo Altavia Chile. Correo electrónico: fhalles@altavia.cl

***Guillermo Thenoux Z.***

Doctor en Ingeniería Civil, Oregon State University, Estados Unidos. Ha realizado cursos de especialización en Estados Unidos, Inglaterra, Francia, Alemania, Australia y Sudáfrica. Correo electrónico: gthenoux@ing.puc.cl

## Resumen

Todo diseño estructural de pavimentos requiere conocer la capacidad de soporte (rigidez, módulo resiliente u otro equivalente) de cada uno de los materiales que se utilizan en la estructura del pavimento para lograr definir el espesor de cada una de las capas.

Los materiales reciclados y estabilizados con asfalto espumado y cemento se microfisuran en el tiempo, como producto de las deflexiones de la estructura, razón por la cual la rigidez disminuye progresivamente hasta llegar a un valor constante. Lo anterior complejiza el proceso de diseño estructural por la dificultad de definir un valor de rigidez específico para la capa reciclada/estabilizada con asfalto espumado y cemento.

Este capítulo discute los fundamentos técnicos y presenta una metodología al nivel de laboratorio y gabinete, desarrollada para estimar la rigidez de largo plazo de las capas recicladas con asfalto espumado y cemento. Esta metodología permite que el encargado del diseño estructural del pavimento sensibilice con un alto grado de certeza la vida útil que tendrá la estructura del pavimento en función de las propiedades y espesores a utilizar en la capa reciclada con asfalto espumado y cemento.

Este estudio presenta el detalle de la matriz experimental desarrollada a partir del ensayo ITFT (Indirect Tensile Fatigue Test) para evaluar la evolución de la rigidez de las mezclas recicladas y, sobre esa base el modelo de análisis para estimar la rigidez de largo plazo de la capa reciclada utilizando el concepto de Stress-Ratio de la mezcla en servicio.

**Palabras clave:** asfalto espumado; stress-ratio; ITFT; fatiga indirecta; rigidez.

## **Introducción**

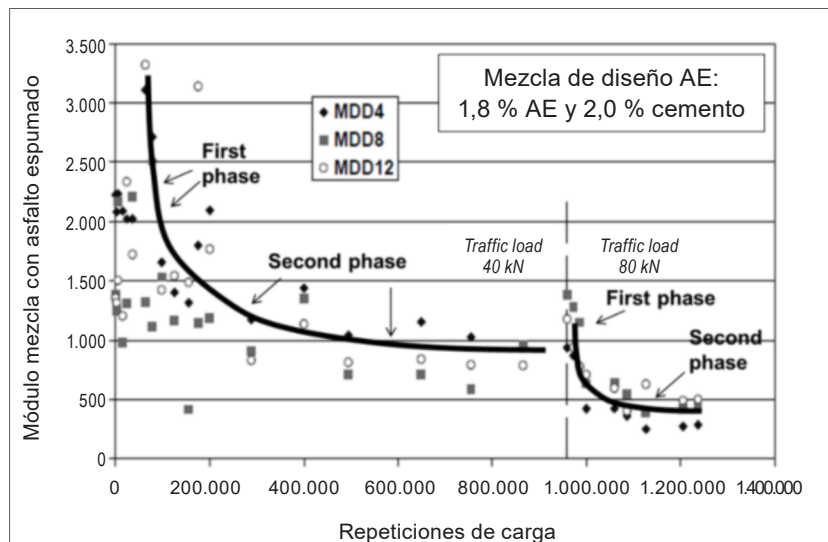
El reciclado y estabilización de materiales granulares utilizando asfalto espumado y cemento [1] corresponde a una técnica de rehabilitación ampliamente utilizada en todo el mundo. Ya sea a través de un proceso de reciclado o utilizando materiales granulares vírgenes, el asfalto espumado y el cemento se adicionan conjuntamente para estabilizar el material granular. La amplia variabilidad de materiales granulares factibles de ser utilizados, sumados a la combinatoria de contenidos de asfalto espumado y cemento, conllevan que los tipos de mezcla obtenidos sean muy variables en términos de su rigidez y comportamiento estructural.

Los ensayos de seguimiento realizados en terreno a este tipo de soluciones han mostrado que la rigidez de estos materiales cambia en el tiempo. Mientras que los primeros estudios indicaron que la rigidez disminuye gradualmente debido a las cargas de tráfico [2], otros estudios indicaron que la rigidez aumenta gradualmente [3] luego de la construcción, y permanece constante en el tiempo.

La figura 20.1 muestra los resultados de los estudios realizados en Sudáfrica el año 2001 a través de un ensayo de carga acelerada aplicado en un pavimento reciclado con una capa de asfalto espumado. Después de la construcción del pavimento se utilizó un equipo HVS (Heavy Vehicle Simulator) [4] para la aplicación de cargas de 40 kN. Durante este estudio se instalaron deflectómetros (MDD: Multi-Depth Deflectometer) en distintos puntos de la estructura del pavimento para medir la deflexión y así estimar la rigidez efectiva de cada capa. Los valores de rigidez medidos durante el período de análisis indicaron que la capa estabilizada con asfalto espumado tenía dos fases: la primera fase corresponde a un período en el cual la rigidez disminuye gradualmente debido a las cargas de tráfico, mientras que la segunda fase corresponde al período en el cual la rigidez se estabiliza y se mantiene constante.

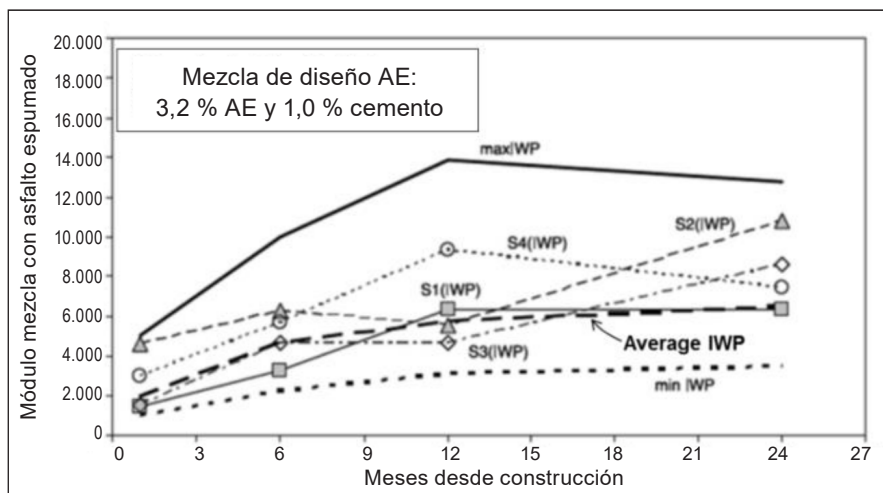
Por otra parte, la figura 20.2 muestra los resultados documentados por Loizos [3] al seguimiento realizado con deflectometría de impacto durante veinticuatro meses a un proyecto de reciclado construido en Grecia. Los resultados indicaron que la rigidez aumenta gradualmente desde el día de la construcción hasta alcanzar un valor constante, lo cual, en este caso en particular, ocurrió después de un período de aproximadamente doce meses.

A diferencia de lo observado en Sudáfrica, luego de este período la rigidez se mantuvo constante a pesar del tráfico permanente de vehículos pesados.



**Figura 20.1. Evolución de la rigidez de la mezcla en proyecto de Sudáfrica**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 20.2. Rigidez retro-calculada en proyecto de Grecia**

Fuente: elaboración propia.

## 20.1. Evolución de la rigidez

Con el fin de recopilar más información concreta en relación con la evolución de la rigidez de estos materiales, se realizó una investigación de este parámetro al nivel de gabinete y laboratorio utilizando como variable principal el *stress-ratio* (*SR*) del material [5]. Este parámetro (*SR*) representa el estado de tensiones al cual está expuesto el material en función de su resistencia máxima admisible, y se cuantifica dividiendo la tensión de trabajo efectiva por la tensión máxima admisible.

La investigación realizada por Halles [5] planteó que la razón por la cual la evolución de la rigidez observada en los experimentos realizados en Sudáfrica y Grecia es completamente distinta se debe al hecho de que el *SR* de la capa reciclada en el proyecto de Sudáfrica era significativamente mayor al *SR* de la capa reciclada en el proyecto de Grecia.

La tabla 20.1 muestra los parámetros del análisis estructural del pavimento realizado en cada uno de los casos, los cuales arrojaron como resultado que en el caso de Sudáfrica el *SR* era del orden de 55 %, mientras que en Grecia era del orden de 20 %.

**Tabla 20.1. Stress-Ratio (*SR*) estimado para capa reciclada con asfalto espumado**

Capa	Módulo Elástico (MPa)	Grecia				Sudáfrica			
		<i>t</i> (cm)	$\sigma$ (kPa)	$\varepsilon$ (mm)	<i>SR</i>	<i>t</i> (cm)	$\sigma$ (kPa)	$\varepsilon$ (mm)	<i>SR</i>
Superficial	4.000	9				3			
Asfalto espumado	1.200	25	60	45	0,2	25	165	100	0,55
Otras capas	1.000 (*)	10				–			
Subbase granular	250	15				25			
Subrasante	90 (**)	–				–			

(\*) capa tratada con cemento

(\*\*) estimado por los autores; *SR* = tensión efectiva dividido por tensión máxima admisible; *t* = espesor de la capa;  $\sigma$  = tensión;  $\varepsilon$  = deformación unitaria

Fuente: elaboración propia.

Para evaluar y validar de forma concreta lo observado en estos estudios, se diseñó un experimento al nivel de laboratorio utilizando como base el ensayo ITFT, cuyas siglas significan test de fatiga a la tracción indirecta, el cual se muestra en la figura 20.3.



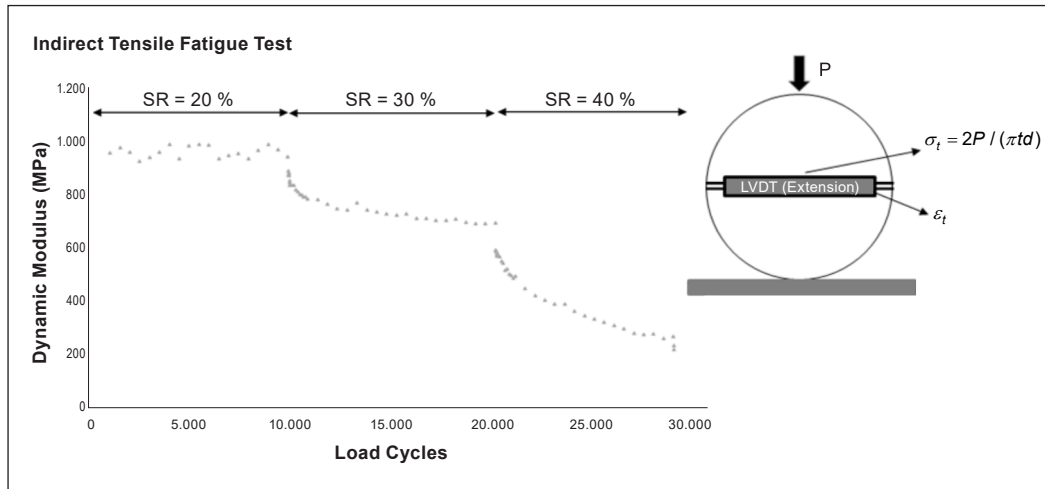


Figura 20.3. Ejemplo de un ensayo de fatiga a la tracción indirecta (ITFT)

Fuente: elaboración propia.

Este test utiliza LVDT (transformador diferencial de variación lineal) que se instalan diametralmente en una probeta cilíndrica para medir las deformaciones transversales. La estimación de la tensión de tracción transversal o tensión efectiva de trabajo ( $\sigma_x$ ), junto a la medición de la deformación transversal ( $\epsilon_t$ ) utilizando los LVDT permite evaluar el módulo elástico o rigidez instantánea de la mezcla, así como también su evolución en el tiempo debido a los ciclos de carga aplicados a la probeta de forma axial en sentido vertical, representado por la sigla P en el gráfico. Sobre esta base el *stress-ratio* (SR) de cada mezcla fue calculado a través de la división entre la tensión efectiva de trabajo ( $\sigma_x$ ) y la tensión máxima admisible, la cual en este caso corresponde al parámetro ITS (Indirect Tensile Strength). En estos experimentos, el parámetro de rigidez o módulo elástico fue representado por la letra S.

El ejemplo de la figura 20.3 muestra los resultados del seguimiento de la rigidez (S) realizado en función de tres niveles de *stress-ratio* (SR) distintos: 20, 30 y 40 %. Los resultados obtenidos sobre probetas reales indicaron que para SR = 20 % la rigidez se mantuvo constante. No obstante, para SR = 30 y 40 %, la rigidez disminuyó gradualmente a distinta tasa, hasta lograr un valor constante.

El siguiente es el detalle de las ecuaciones utilizadas (ecuaciones 1, 2 y 3):

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi t d} \text{ (kPa)} [\text{Tensión Efectiva de Trabajo}] \quad (1)$$

Donde  $P$  es la carga vertical,  $t$  es el espesor de la probeta y  $d$  es el diámetro de la probeta.

$$S = \frac{\sigma_x}{\varepsilon} \quad (\text{MPa}) [\text{Rigidez o Módulo Dinámico}] \quad (2)$$

Donde  $s_x$  corresponde a la tensión efectiva de trabajo; y a la deformación transversal medida por los LVDT.

$$SR = \frac{\sigma_x}{ITS} (\%) [\text{Stress-Ratio}] \quad (3)$$

Donde  $s_x$  es la tensión efectiva de trabajo e  $ITS$  es la tensión transversal máxima que resiste la probeta.

Sobre la base de estos antecedentes, se desarrolló una matriz experimental considerando un solo tipo de material granular y a partir del cual se elaboraron distintas mezclas en función del contenido de asfalto espumado y cemento. Las probetas fueron ensayadas utilizando el ensayo de fatiga a la tracción indirecta en una cabina con control de temperatura a 25 °C. En cada ensayo se aplicaron cinco mil ciclos de carga y cuatro niveles de SR, es decir, se aplicaron veinte mil ciclos de carga por probeta. La tabla 20-2 muestra el detalle de las mezclas evaluadas en función de su contenido de asfalto y contenido de cemento, junto a las propiedades del material granular.

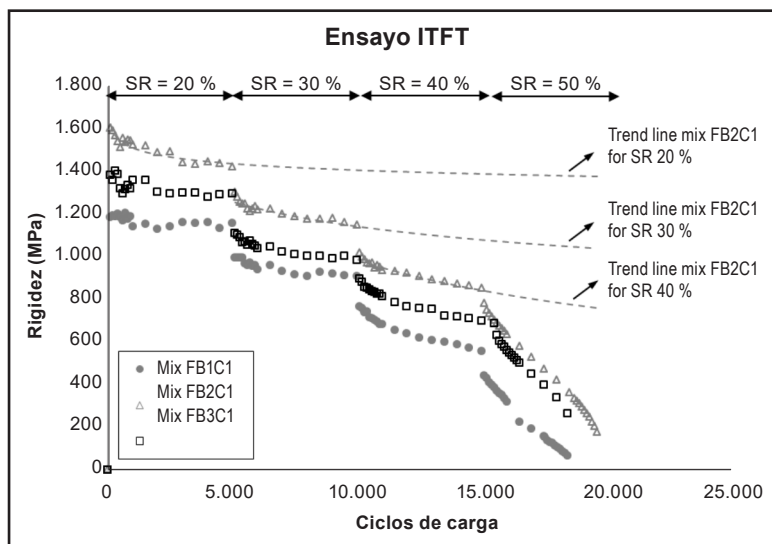
**Tabla 20.2. Detalle mezclas evaluadas**

Codificación mezcla	Contenido de aditivo		Propiedades material granular	
	Asfalto esp. (%)	cemento (%)	Tamaño máximo	19 mm
FB1C1	1,0	1,0	Pasante tamiz n.º 200	6 %
FB2C1(*)	2,0	1,0	Pasante tamiz n.º 40	13 %
FB3C1	3,0	1,0	Pasante tamiz n.º 40	46 %
FB2C0	2,0	0,0	IP	No plástico
FB2C1(*)	2,0	1,0	HOC	6,0 %
FB2C2	2,0	2,0	Densidad máxima	2.190 kg/m <sup>3</sup>

Fuente: elaboración propia.

Las figuras 20.4 y 20.5 muestran los resultados de los ensayos realizados. En la figura 20.4 se agrupan los resultados de las mezclas con distintos contenidos de asfalto y un contenido de cemento único (mezcla FB1C1, FB2C1 y FB3C1). En la figura 20.5 se agrupan los resultados de las mezclas con distintos contenidos de cemento y un contenido de asfalto único (FB2C0, FB2C1 y FB2C2).

Los resultados muestran que un valor de SR igual a 20 % permitirá que la mezcla mantenga una rigidez en el tiempo dentro de un rango entre 80 y 90 % de la rigidez inicial. De igual forma, se observa que, si el SR llega a valores cercanos a 50 %, entonces la mezcla *colapsará* rápidamente frente a los ciclos de carga, reduciendo su rigidez a un valor cercano al que posee el material granular sin agentes estabilizantes.



**Figura 20.4. Resultados ensayos de evolución de la rigidez para mezclas con distinto contenido de asfalto y mismo contenido de cemento**

Fuente: elaboración propia.

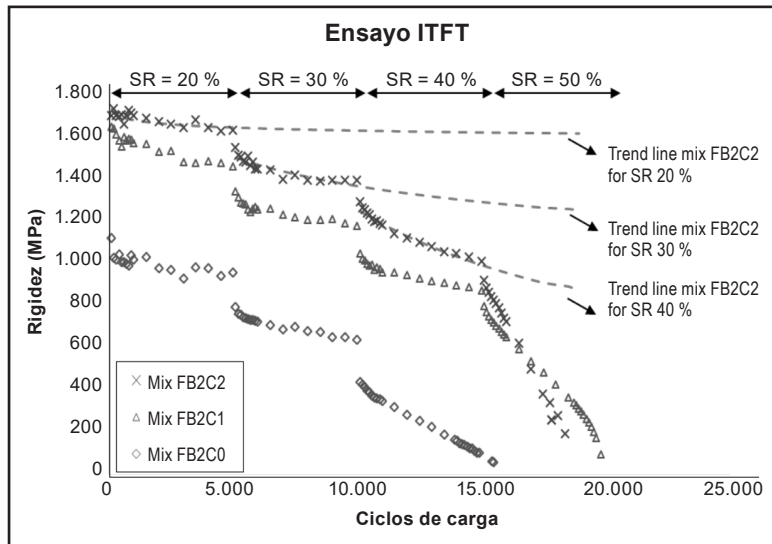


Figura 20.5. Resultados ensayos de evolución de la rigidez para mezclas con distinto contenido de cemento y mismo contenido de asfalto

Fuente: elaboración propia.

El análisis de estos resultados permite deducir una serie de aspectos relacionados con la sensibilidad de las mezclas a los distintos contenidos de agentes estabilizadores (asfalto espumado y cemento) y recomendaciones específicas relacionadas con las dosis mínimas a utilizar de cada uno de estos, todos elementos que se analizan en detalle en el estudio “Stiffness Evolution of Granular Materials Stabilized with Foamed Bitumen and Cement” [6].

## 20.2. Modelo conceptual para estimación de rigidez

En terreno, la capa de la estructura del pavimento conformada por una mezcla reciclada/estabilizada con asfalto espumado y cemento, estará expuesta a distintos niveles de *stress-ratio* (SR) en función de la capacidad de soporte de la subrasante, la capacidad de soporte y espesor de las capas subyacentes y superiores de la estructura (subbases y carpetas de rodado), además de los distintos niveles de cargas de tránsito.

Los resultados obtenidos de los experimentos descritos en la sección anterior permiten estimar una rigidez de largo plazo para este tipo de mezclas en función de los distintos niveles de SR a los cuales estarán expuestos. La tabla 20.3 presenta la rigidez de largo plazo obtenida para las dos mezclas con mejor desempeño (FB2C1 y FB2C2) en función de los distintos niveles de SR, luego de 1,0 MM de ciclos de carga. El módulo de largo plazo fue definido como rigidez de equilibrio (SE<sub>q</sub>). En la tabla también se muestra el parámetro

denominado rigidez remanente -RSIE(%)- el cual se obtiene dividiendo la rigidez de equilibrio (SEq) por la rigidez inicial y representa la rigidez remanente que en términos porcentuales poseerá la mezcla reciclada/estabilizada en el largo plazo.

**Tabla 20.3. Resultados rigidez de largo plazo y parámetro de rigidez remanente (RSIE)**

<i>Mezcla</i>	<i>Stress-Ratio (%)</i>	<i>SEq (MPa) para 1,0 mm de ciclos de carga</i>	<i>RSIE (%)</i>
	10	1.520	95
FB2C1	20	1.216	76
(2 % AE + 1 % Cem)	25	880	55
	30	576	36
Rigidez Inicial	35	352	22
	40	160	10
1.600 (Mpa)	45	48	3
	50	0	0
	10	1.700	100
FB2C2	20	1.513	89
(2 % AE + 2 % Cem)	25	1.037	61
	30	646	38
Rigidez Inicial	35	374	22
	40	187	11
1.700 (Mpa)	45	102	6
	50	0	0

Fuente: elaboración propia.

La rigidez estimada en la tabla 20.3 corresponde a la obtenida en el ensayo ITFT, en el cual la probeta es ensayada en condiciones que no necesariamente son las que se producen en terreno, en particular, en probetas que no están confinadas. Por lo tanto, para obtener una rigidez más representativa de lo que efectivamente ocurre con el comportamiento estructural en terreno, se usó el valor de RSIE(%) como un factor de corrección a los resultados obtenidos del ensayo triaxial de estas mismas mezclas, utilizando la siguiente ecuación 4.

$$EEM(MPa) = RSIE(\%) \times [\Delta T \times RM](MPa) + \alpha(MPa) \quad (4)$$

Donde,

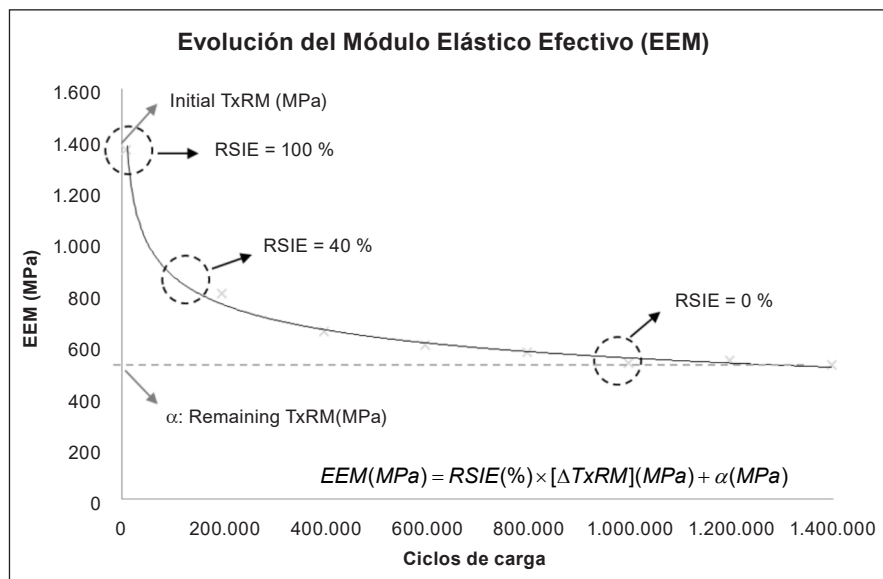
**EEM:** Módulo elástico efectivo de largo plazo de la mezcla reciclada/estabilizada.

**RSIE:** Factor obtenido al dividir la rigidez de equilibrio ( $SE_q$ ) y la rigidez inicial obtenida del ensayo ITFT.

$\alpha$ : Módulo resiliente del material granular sin la incorporación de aditivos (asfalto ni cemento) obtenido del ensayo triaxial.

**DTxRM:** Valor correspondiente a la diferencia entre el módulo triaxial de la mezcla con asfalto espumado y cemento, y el módulo resiliente del material granular sin la incorporación de asfalto espumado ni cemento ( $\alpha$ ).

La aplicación de la fórmula definida para estimar el módulo triaxial de largo plazo de estas mezclas puede ser representada conceptualmente a través del gráfico que se muestra en la figura 20.6, en el cual es posible apreciar de forma simple cómo evolucionará el módulo resiliente en el tiempo.



**Figura 20.6. Diagrama conceptual de la propuesta para definir el Módulo Resiliente de largo plazo de las mezclas con asfalto espumado y cemento**

Fuente: elaboración propia.

### 20.3. Metodología simplificada de diseño estructural

Con el modelo desarrollado y utilizando la información generada en el programa experimental descrito en las secciones anteriores, se elaboraron curvas de evolución del módulo resiliente para estas mezclas, las cuales se muestran en el gráfico de la figura 20.7. En estos gráficos, es posible obtener el módulo elástico efectivo que tendrán estas mezclas en el largo plazo, en función del *stress-ratio* de la mezcla, y que puede ser utilizado en el proceso de diseño estructural.

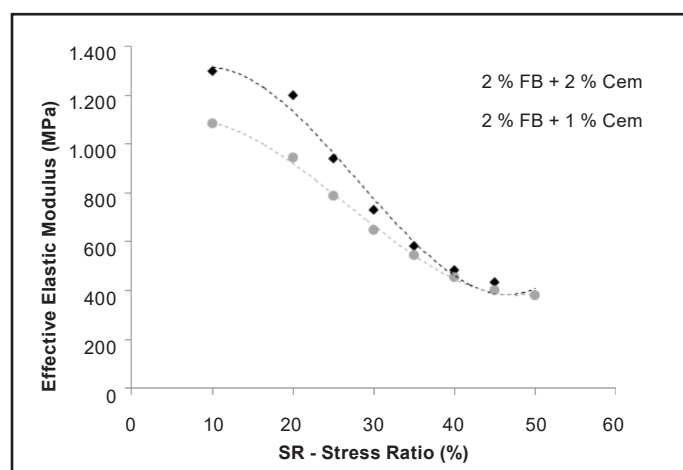


Figura 20.7. Curvas de evolución del Módulo Elástico Efectivo (EEM)

Fuente: elaboración propia.

El proceso de diseño estructural propuesto debe seguir el siguiente orden:

- Estimar el *stress-ratio* de la capa reciclada: este proceso se realiza calculando el  $s_x$  (tensión horizontal) predominante en la capa, a través de un modelo elástico lineal, y dividiéndolo por el ITS de la mezcla reciclada.
- Estimar el módulo elástico efectivo (EEM): a partir del SR estimado, utilizar las curvas de la figura 20.7 para estimar el valor de EEM.
- Cálculo de los espesores del pavimento: con el módulo elástico efectivo, definir los espesores y la vida útil de la carpeta asfáltica y de la subrasante utilizando modelos empírico-mecanicistas.



Notas importantes:

- Para estimar el  $s_x$ , se debe asignar un valor semilla de módulo elástico para la capa reciclada, el cual se recomienda sea definido en 800 MPa. Una vez obtenido el módulo elástico de las curvas propuestas, se recomienda iterar el procedimiento hasta obtener valores similares para el módulo elástico de la capa reciclada.
- El valor de ITS para las probetas recicladas se debe obtener directamente de los ensayos de laboratorio realizados para el diseño de mezcla. En caso de estudios de factibilidad, se recomienda utilizar valores de 350 kPa para las mezclas FB2C1 y 500 kPa para FB2C2.
- Dado que en una estructura tradicional de pavimentos se presentarán puntos con mayor o menor tensión horizontal, se recomienda dividir la capa reciclada en cinco o seis láminas y estimar el SR en cada una de esas láminas, asignando un valor de SR para la capa reciclada como el promedio de todas las láminas.

La tabla 20.4 muestra un ejemplo del procedimiento de cálculo del EEM, para una estructura de pavimento que posee una capa reciclada con asfalto espumado y cemento en 3 espesores distintos: 10, 15 y 20 cm.

**Tabla 20.4. Cálculo de EEM para tres estructuras de pavimento**

<i>Capa</i>	<i>Módulo elástico (MPa)</i>	<i>Espesor (cm)</i>	<i>Contenido asfalto espumado</i>	<i>Contenido cemento</i>
Carpeta asfáltica	4.000	5	–	–
Capa reciclada	800	10 - 15 - 20	2,0 %	1,0 %
Subbase granular	150	15	–	–
Subrasante	76	–	–	–

<i>Espesor capa reciclada (t)</i>	<i>Fibra de la capa reciclada</i>	<i>Stress ratio (%)</i>	<i>EEM (MPa) 2 % AE + 1 % Cem</i>	<i>Promedio EEM (MPa)</i>
10 cm	(1/6) t	< 10	1.083	614
	(2/6) t	18	964	
	(3/6) t	38	481	
	(4/6) t	> 50	386	
	(5/6) t	> 50	386	
	(6/6) t	> 50	386	
15 cm	(1/6) t	< 10	1.083	722
	(2/6) t	< 10	1.083	
	(3/6) t	21	896	
	(4/6) t	37	500	
	(5/6) t	> 50	386	
	(6/6) t	> 50	386	
20 cm	(1/6) t	< 10	1.083	801
	(2/6) t	< 10	1.083	
	(3/6) t	14	1.039	
	(4/6) t	26	769	
	(5/6) t	40	446	
	(6/6) t	> 50	386	

Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones

La evolución de la rigidez de las mezclas con asfalto espumado y cemento ha sido monitorizada a través de varios trabajos de investigación con resultados dispares en el tiempo. El análisis de la información disponible permitió definir una hipótesis que planteaba que la evolución de la rigidez depende del estado de tensiones de la capa reciclada y particularmente a través del *stress-ratio* (SR) de la capa, parámetro que representa el nivel de tensión de trabajo efectivo en las fibras de la capa en función de la tensión máxima admisible. En otras palabras, a mayor tensión de trabajo, mayor estrés de las fibras de la mezcla reciclada/estabilizada.

Para validar o refutar esta hipótesis se adaptó el ensayo ITFT para evaluar la evolución de la rigidez en función de un SR constante, ensayo que permitió no solo validar la hipótesis, sino que permitió, además, definir una rigidez de equilibrio de largo plazo para cada nivel de SR. Con esta información, y utilizando un modelo conceptual para transformar la rigidez obtenida del ensayo ITFT en valores de módulo elástico (o resilientes) del ensayo triaxial representativos de un material que está confinado en la estructura del pavimento, se obtuvieron curvas para determinar el Módulo elástico de equilibrio (EEM) de largo plazo en función del SR de la capa reciclada.

Estas curvas permiten definir el valor de módulo elástico de la capa reciclada, necesario para diseñar la estructura del pavimento y establecer los espesores de cada una de las capas de este, y que hasta ahora es muy difícil de sensibilizar debido a la gran variedad de materiales reciclados/estabilizados que se pueden obtener al utilizar esta tecnología.

## Restricciones

Las curvas desarrolladas durante esta investigación para estimar el módulo elástico de equilibrio (EEM) fueron elaborados a partir de materiales granulares reciclados muy específicos, cuyas propiedades se presentan en la tabla 20.2 de este capítulo. En el caso de que el encargado del diseño estructural esté frente a un proyecto con materiales de propiedades distintas a las que aquí se analizaron, se recomienda manejar con criterio los resultados de la aplicación de esta metodología. Idealmente se recomienda desarrollar sus propias curvas siguiendo el modelo de trabajo que se propuso en esta investigación. Es importante aclarar que en Chile existen todos los equipos necesarios para replicar esta propuesta y obtener datos propios específicos para cada proyecto particular.

## Agradecimientos

Agradecimientos a John Harvey y Dave Jones del UCPRC (University of California Pavement Research Center) por la oportunidad de llevar a cabo parte del programa de investigación en sus laboratorios y por el tiempo dedicado para discutir y guiar parte de la investigación llevada a cabo.

## Referencias

- [1] Bowering R.H. "Foamed bitumen: Production and application of mixtures, evaluation and performance of pavements". En *Proceedings of Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 45, pp 453-73, 1976.
- [2] Long F. M. "The development of structural design models for foamed bitumen treated pavement layers". *Contract Report CR-2001/76*, Gauteng - CSIR, South Africa, 2001.
- [3] Loizos A. "In-situ characterization of foamed bitumen treated layer mixes for heavy-duty pavements". *International Journal of Pavement Engineering*, Vol. 8, N. ° 2, pp.123-135, 2007.
- [4] Verhaeghe B, Sadzik E. and Visser A. "Three Decades of Development and Achievements: The Heavy Vehicle Simulator in Accelerated Pavement Testing". *10th International Conference on Asphalt Pavements (ICAP)*, 2006.
- [5] Halles, F. "Stiffness Evolution Mechanism of Recycled Mixed with Foamed Bitumen and Cement". *Tesis de Estudios de Doctorado en Ciencias de la Ingeniería*. Pontificia Universidad Católica de Chile, 2013.
- [6] Halles F., Thenoux G y González A. "Stiffness Evolution of Granular Materials Stabilized with Foamed Bitumen and Cement". *Journal of the Transportation Research Board*, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D. C., N. ° 2363, pp.105-112, 2013.



# Parte IV

---

Estabilización

# Disminución de expansión en suelo arcilloso mediante la adición de zeolita natural y cal hidratada

Sergio Antonio Emus García  
Teresa López-Lara  
Juan Bosco Hernández Zaragoza  
Jaime Horta Rangel

Resumen	463
Introducción	464
Fundamentación teórica	465
21.1. Metodología	468
21.1.1. Materiales	468
21.1.2. Límites de Atterberg	469
21.1.3. Condiciones iniciales de prueba	470
21.1.4. Preparación de muestras para pruebas de potencial de expansión	471
21.2. Resultados y discusión	472
21.2.1. Efecto de los agentes estabilizantes en los límites de Atterberg	472
21.2.2. Efecto de los agentes estabilizantes en el potencial de expansión	475
Conclusiones y recomendaciones	479
Agradecimientos	479
Referencias	480

***Sergio Antonio Emus García***

Estudiante de la Maestría Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro. Investigador en calidad de los materiales de la construcción y coordinador de control de calidad de la autopista Maravatio-Zapotlanejo ubicada en el estado de Michoacán, México. Correo electrónico: sergio\_emus@hotmail.com

***Teresa López-Lara***

Doctora en Ingeniería, Universidad de Querétaro. Docente de posgrado de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, México. Miembro del prestigioso Sistema Nacional de Investigadores, Conacyt, México. Correo electrónico: lolte@uaq.mx

***J. Bosco Hernández***

Doctor en Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro. Docente, Posgrado de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, México. Miembro del prestigioso Sistema Nacional de Investigadores, Conacyt, México. Correo electrónico: bosco@uaq.mx

***Jaime Horta Rangel***

Doctor en Ingeniería, Instituto de Construcción, Universidad de Rostov del Don. Docente, Posgrado de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, México. Miembro del prestigioso Sistema Nacional de Investigadores, Conacyt, México. Correo electrónico: horta@uaq.mx



## Resumen

Los suelos expansivos son un gran problema para la infraestructura ligera (autopistas, edificios pequeños, entre otros); estos se encuentran en muchas partes del mundo. Dichos suelos tienen un comportamiento complicado y sus cambios de volumen son perjudiciales. Estos cambios se presentan cuando hay variaciones en el contenido de humedad, se expanden en temporada de lluvias y se contraen en temporada de estiaje. Hoy en día, por cuestiones económicas y ambientales, se requiere utilizar, en los proyectos, suelos situados directamente en su lugar de origen; el logro de lo anterior en muchos casos impone el uso de materiales con propiedades ingenieriles bajas (suelos altamente compresibles, expansivos, plásticos, entre otras), inclusive, al grado de no ser adecuados para utilizarse en la infraestructura con el rendimiento requerido. En estos casos el tratamiento del suelo resulta esencial para mejorar sus propiedades mecánicas. Métodos de estabilización se utilizan comúnmente para el tratamiento de arcillas expansivas, como, por ejemplo, el uso de aditivos que trabajan químicamente.

El presente trabajo muestra los resultados de múltiples pruebas de laboratorio a un suelo expansivo mezclado con diferentes porcentajes de zeolita natural y cal hidratada, lo que permite conocer su comportamiento, en especial, el relacionado con el potencial de expansión. Los resultados finales indican que es viable utilizar estos aditivos para estabilizar un suelo con un potencial de expansión muy alto.

**Palabras clave:** disminución de expansión; zeolita natural; cal hidratada; estabilización química; suelos expansivos.

## **Introducción**

La tendencia en la actualidad obedece a la investigación de nuevos materiales que ayuden a mejorar el comportamiento de los materiales habituales usados normalmente en la construcción, especialmente en las vías de comunicación terrestre, ya que muchos de los suelos utilizados en la infraestructura están limitados debido a su baja calidad en diversas propiedades ingenieriles (suelos altamente deformables, expansivos, baja resistencia a la compresión, entre otros).

De acuerdo con [1], los suelos expansivos como lo son las arcillas denominadas montmorillonitas tienen un comportamiento complicado, y sus cambios de volumen son perjudiciales. Estos cambios se presentan cuando hay variaciones en el contenido de humedad, se expanden en temporada de lluvias y se contraen en temporada de estiaje. En relación con lo anterior, [2] agregan que este comportamiento causa daños a las estructuras ligeras, como pueden ser edificios ligeros, autopistas, entre otras.

Los suelos expansivos se encuentran en muchas partes del mundo, particularmente en regiones áridas y semiáridas. Los suelos que contienen un gran porcentaje de arcilla predominantemente expansiva e inestable, como lo es la montmorillonita, tienen el mayor potencial de expansión [3], [4]. En México uno de los estados que presenta este tipo de suelos es la ciudad de Querétaro, lugar donde se sitúa este estudio.

Dentro de los métodos más utilizados desde tiempos remotos para enfrentar suelos problemáticos, está la estabilización química de suelos mediante cal, la cual mejora las propiedades del terreno. Estudios realizados por [5] muestran resultados favorables en la estabilización con dicho agente estabilizador. Según [6] la estabilización química mediante la cal aumenta significativamente la resistencia a la compresión, inmediatamente después del tratamiento y, a su vez, con el tiempo. Al mezclar cal con el suelo expansivo se crean reacciones que producen un intercambio catiónico y reacciones puzolánicas; este intercambio catiónico estabiliza la arcilla y mejora sus propiedades plásticas y de compactación [7].

La zeolita natural no ha sido investigada lo suficiente respecto a la estabilización de suelos o como aditivo para el mejor funcionamiento de la cal. Por lo anterior se propone el presente estudio con el fin de entender mejor este

mineral en el mejoramiento de suelos especialmente en la disminución del cambio de volumen debido al contenido de humedad. Con esta metodología se buscará realizar un mejoramiento a la arcilla, mezclando cal con zeolita natural en el suelo natural de estudio, que resultará en un método eficaz para obtener un suelo compuesto con mejoras significativas respecto a la disminución en sus cambios de volumen.

## **Fundamentación teórica**

En su investigación [8 - 9] sostienen que los suelos expansivos usados en la construcción de infraestructura son un problema mundial, y estos se encuentran en muchas partes del mundo, particularmente en regiones áridas y semiáridas. Los suelos expansivos, también conocidos como vertisoles, ocupan alrededor del 8.6% de la superficie de territorio nacional mexicano [10], mientras que en el mundo ocupan alrededor de 335 millones de hectáreas, por lo que es común que se presenten problemas en estructuras ocasionados por este suelo [11].

Estos suelos tienen un comportamiento complicado, y sus cambios de volumen son perjudiciales; estos cambios se presentan cuando hay variaciones en el contenido de humedad, presentándose expansión en temporada de lluvias y contracción en temporada de estiaje [9], [12]. En relación con lo anterior [2], agregan que este comportamiento causa daños a las estructuras ligeras, como pueden ser edificios ligeros, autopistas, entre otros

En este contexto, [13 - 14] exponen que varios materiales y métodos de estabilización se utilizan comúnmente para el tratamiento de arcillas expansivas; algunos de los materiales usados son: polímeros, cemento, cal, cenizas volantes, incluyendo la mezcla de algunos de estos materiales. Esto debido a que mejoran considerablemente las propiedades mecánicas de dichos suelos. El uso de estos materiales resulta económico y están presentes en muchas partes del mundo.

Por ejemplo, la cal se ha utilizado ampliamente como estabilizador de suelos expansivos en las capas estructurales de autopistas y cimentaciones como un método económico para proporcionar propiedades ingenieriles adecuadas [4]. Al mezclar cal con el suelo expansivo se crean reacciones que producen un intercambio catiónico y reacciones puzolánicas; este intercambio catiónico estabiliza la arcilla y mejora sus propiedades plásticas y de compactación [7].

Encontrar materiales y técnicas nuevas para la estabilización de suelos problemáticos es un tema que siempre está presente. Por lo anterior, es importante conocer el comportamiento de la zeolita natural como aditivo para estabilizar suelos expansivos. Gracias a su característica puzolánica y su gran superficie específica de este material puede ayudar a contrarrestar la expansión de un suelo problemático.

Las zeolitas son sólidos cristalinos tridimensionales, porosos, con estructuras bien definidas que contienen aluminio, silicio y oxígeno en su estructura regular; los cationes y el agua se encuentran en los poros. Los átomos de silicio y aluminio están estructurados tetraédricamente entre sí a través de átomos de oxígeno compartidos. Debido a que las zeolitas y arcillas son muy similares, y a que las dos son aluminosilicatos y poseen una gran superficie específica, se debe aclarar la diferencia entre ambas: estas difieren en su estructura cristalina. La estructura de arcilla es similar a una baraja de naipes y está sujeta a contracción y expansión a medida que el agua entra o sale de las capas, mientras que la zeolita tiene una estructura cristalina tridimensional (similar a un nido de abeja) que consiste en una red de túneles [15]. Los sólidos porosos y finamente divididos se distinguen por una gran relación superficie/volumen. Como resultado, tienen propiedades específicas, tales como una mayor reactividad y una alta capacidad de adsorción [16].

En México existe una gran cantidad de yacimientos de zeolitas naturales [17]. En la investigación [18], se expone que estos depósitos están constituidos básicamente de zeolitas de los tipos mordenita, erionita y clinoptilolita (tabla 21.1), donde se observa que sobresalen las zeolitas del tipo clinoptilolita, debido a que existen grandes yacimientos de este mineral en distintas zonas de México.

**Tabla 21.1. Yacimientos de zeolitas naturales en México**

<i>Población, Estado</i>	<i>Fases cristalinas presentes (difracción de rayos X)</i>
La Magdalena, Oaxaca	MOR-K
Cuillas, Tamaulipas	MOR
Tumbiscatio/Apo, Michoacán	MOR
El Viejo, Michoacán	MOR
Agua Prieta, Sonora	ERI-MOR
Etla, Oaxaca	HEU-MOR-Q
San Juan Guaymas, Sonora	HEU-MOR-Q
Tlalco, Guerrero	HEU-MOR-Q
Cerro Prieto, Chihuahua	HEU-Q
San Lucas, Zacatecas	HEU-MOR-Q
Villa de Reyes, San Luis Potosí	HEU-Q
Teptitlán, Puebla	HEU-Q
Atzinco, Puebla	HEU-MOR-Q
Acatlán, Puebla	HEU-Q
Tetela, Puebla	HEU-Q
Vizcaíno, Baja California Sur	HEU-Q

\* HEU es clinoptilolita; MOR es mordenita; ERI es erionita; Q es cuarzo; M es montmorillonita y K es caolinita.

Fuente: [18].

En [19] se investigó la influencia de la zeolita natural y el cemento en suelos arenosos artificialmente cementados, debido a que la zeolita contiene grandes cantidades de  $\text{SiO}_2$  y  $\text{Al}_2\text{O}_3$  (óxido de silicio y óxido de aluminio, respectivamente). La sustitución de esta puede mejorar la resistencia del cemento mediante la reacción puzolánica con  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (hidróxido de calcio o cal hidratada), y evitar la expansión debido a la reacción de agregado alcalino.

## 21.1. Metodología

### 21.1.1. Materiales

#### 21.1.1.1. Suelo expansivo

Se llevaron a cabo muestreos en diferentes ubicaciones con el fin de encontrar un suelo con características expansivas. Se extrajeron muestras alteradas e inalteradas de una arcilla altamente compresible (CH); la extracción del material se hizo a través de un pozo a cielo abierto (PCA) a una profundidad de 0,90 m. El muestreo se realizó conforme a la normativa mexicana NMX-C-431-ONNCCE-2002; posteriormente, fueron transportadas al laboratorio. El predio se ubica en bulevar de Peña Flor, fraccionamiento valle de Santiago, en la ciudad de Querétaro, México, con coordenadas geográficas  $20^{\circ} 38' 25,96''$  N y  $100^{\circ} 29' 25,58''$  O. En la figura 21.1 se muestra un mapa de México y se señala la ciudad de estudio.

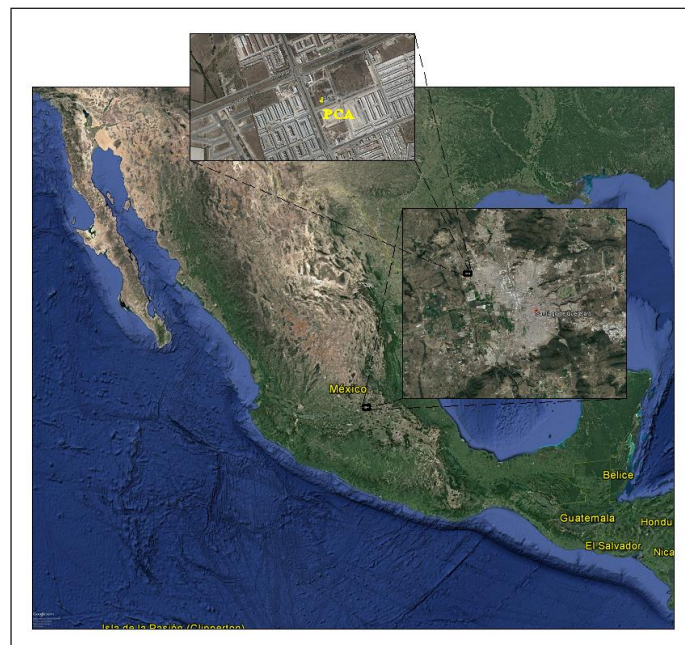


Figura 21.1. Ubicación del muestreo

Fuente: [20].

### 21.1.1.2. Zeolita natural y cal hidratada

La mina San Francisco proporcionó el mineral para el presente estudio, el cual se encuentra ubicado en el pueblo de San Francisco, San Luis Potosí, México. Su acceso está aproximadamente en el kilómetro 120+700 de la carretera federal 37, y sus coordenadas son 21° 40' 58,21" N y 101° 5' 41,24" O en sistema WGS.

La zeolita natural utilizada es del tipo clinoptilolita ( $\text{Na}_6 [\text{Al}_6\text{Si}_{30}\text{O}_{72}]_{24}\text{H}_2\text{O}$ ) que es la más abundante y común alrededor del mundo. Su importante contenido de aluminosilicatos tiene un efecto de intercambio catiónico y reacciones puzolánicas. Al combinar este mineral con hidróxido de calcio se pueden llegar a obtener resultados favorables para la estabilización de un suelo problemático.

Se utilizó cal hidratada comercial de la marca Santa Cruz<sup>®</sup>, su composición química determinada por un análisis semicuantitativo en [5] se muestra en la tabla 21.2.

**Tabla 21.2. Composición química de la zeolita y cal (peso/peso)**

Óxidos	Zeolita* (%)	Cal (%)
SiO <sub>2</sub>	64,46	–
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	12,28	–
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,13	–
CaO	2,59	66,52
MgO	0,5	5,36
FeO	1,23	–
Na <sub>2</sub> O	0,54	0,72
K <sub>2</sub> O	3,07	0,06

Nota: Análisis semicuantitativo.

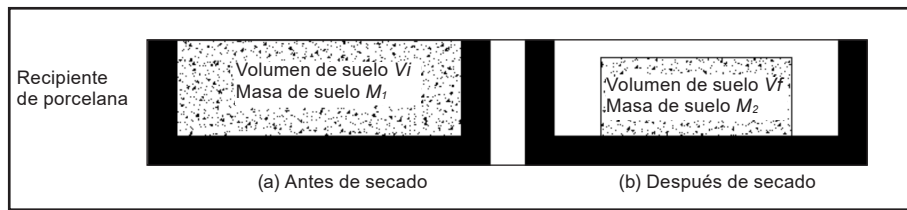
Fuente: [5].

### 21.1.2. Límites de Atterberg

Para medir la plasticidad de la arcilla se utilizará el método de Atterberg; estas propiedades son importantes en la caracterización de suelos arcillosos y tienen relación con las propiedades fisicoquímicas vinculadas al comportamiento mecánico. Para ello se utilizaron los procedimientos de laboratorio plasmados en las normas ASTM D4318-17 [21] para determinar el límite líquido y el límite plástico, y ASTM D427-04 [22] para el límite de contracción.



En el ensayo de límite de contracción (SL) la masa de suelo se contrae conforme pierde gradualmente el agua del suelo; en la pérdida de agua continua se alcanza un estado de equilibrio en el cual el suelo no presentará un cambio de volumen. El contenido de agua, en porcentaje, bajo el cual el cambio de volumen de la masa del suelo es constante, se define como límite de contracción.



**Figura 21.2. Ensayo límite de contracción**

Fuente: elaboración propia.

El límite de contracción se define con la siguiente ecuación 1:

$$SL = \left( \frac{m_1 - m_2}{m_2} \right) (100) - \left[ \frac{(V_i - V_f) \rho_w}{m_2} \right] (100) \quad (1)$$

$m_1$  = masa del suelo húmedo en el recipiente al principio de la prueba (g).

$m_2$  = masa del suelo seco (g).

$V_i$  = volumen inicial del suelo húmedo (volumen del recipiente,  $\text{cm}^3$ ).

$V_f$  = volumen de la masa de suelo secada en horno ( $\text{cm}^3$ ).

$\rho_w$  = densidad del agua ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ).

### 21.1.3. Condiciones iniciales de prueba

El potencial de hinchamiento de los suelos expansivos depende de las condiciones iniciales de pruebas de las muestras. Por lo anterior, para comparar la efectividad de los materiales estabilizantes se llevaron a cabo condiciones idénticas para cada prueba. El contenido de agua y el peso específico seco se utilizaron para llevar a igualdad de condiciones todas las muestras. También, en la prueba de expansión-compresión unidimensional se aplicaron las mismas cargas para tener idénticos niveles de esfuerzos.



#### **21.1.4. Preparación de muestras para pruebas de potencial de expansión**

Para la preparación de muestras remoldeadas, se disgregó el suelo lo más posible llegando a trozos pequeños, y se dejó secar al aire por un tiempo de 24 h; posteriormente se pulverizó con ayuda de un martillo de plástico cuidando de no romper ninguna partícula. El suelo pulverizado fue cribado por el tamiz n.º 40; por último, se colocó en un horno a una temperatura de 105 °C durante 24 h para asegurar que el material quedara completamente seco.

Se pesa y mezcla una cantidad de suelo seco para cuantificar el peso seco deseado de las unidades de zeolita natural y cal hidratada individualmente al 6, 8, 10, 12 y 8, 10, 12, 14 %, respectivamente, respecto al peso seco del suelo. Además, se preparó el juego de mezcla de suelo, zeolita natural y cal hidratada. Las combinaciones de zeolita natural y cal hidratada fueron: 8 % de zeolita + 8 % de cal; 8 % de zeolita + 10 % de cal; 8 % de zeolita + 12 % de cal, y 8 % de zeolita + 14 % de cal. El agua necesaria para un contenido específico de humedad también se pesó. Una vez mezclado se procedió a compactar y se ajustó al anillo de prueba.

El potencial de hinchamiento o expansión se puede descomponer en dos partes: una en porcentaje de expansión libre, que se define como el aumento en altura en relación con la inicial, y otra, la presión de expansión que se refiere a la presión requerida para evitar el hinchamiento o cambio de volumen del suelo.

##### **21.1.4.1. Prueba expansión-compresión unidimensional**

Esta prueba se realizó siguiendo lo estipulado en el método C de la norma ASTM D4546-14, en el cual se determina la expansión libre y presión de expansión; para comprobar si el método utilizado contribuye a reducir la presión de expansión y mantiene un comportamiento aceptable y significativo.

El método C consiste en inundar un espécimen, al cual se le permite expandir verticalmente a la presión de asiento (presión de al menos 0,01 kg/cm<sup>2</sup>) aplicada por el peso de la piedra porosa superior y el cabezal de carga hasta que se logra completar la expansión primaria. El aumento en la altura de una muestra, expresado como porcentaje, debido al aumento en el contenido de humedad se designó como expansión libre. Para determinar la presión de expansión de espécimen de prueba, se aplicaron diferentes

cargas con la intención de disminuir la altura de la muestra hasta llevarla a la altura o volumen inicial. Las cargas se aplicaron con pesas calibradas y se colocaron una a una.



**Figura 21.3. Consolidómetro.**

Fuente: [23].

## **21.2. Resultados y discusión**

### **21.2.1. Efecto de los agentes estabilizantes en los límites de Atterberg**

Se realizaron ensayos de propiedades índices para conocer el comportamiento de las mezclas con respecto a los resultados obtenidos. En la tabla 21.3 se observa que, al agregar diferentes porcentajes de zeolita natural al suelo, los valores en los diferentes estados límite son muy cercanos a los porcentajes que presentó el suelo natural; asimismo, se aprecia que se reduce el índice plástico, empero los valores del límite de contracción son ligeramente menores a los del suelo natural, por lo cual no resulta conveniente usar únicamente zeolita natural como aditivo estabilizador.

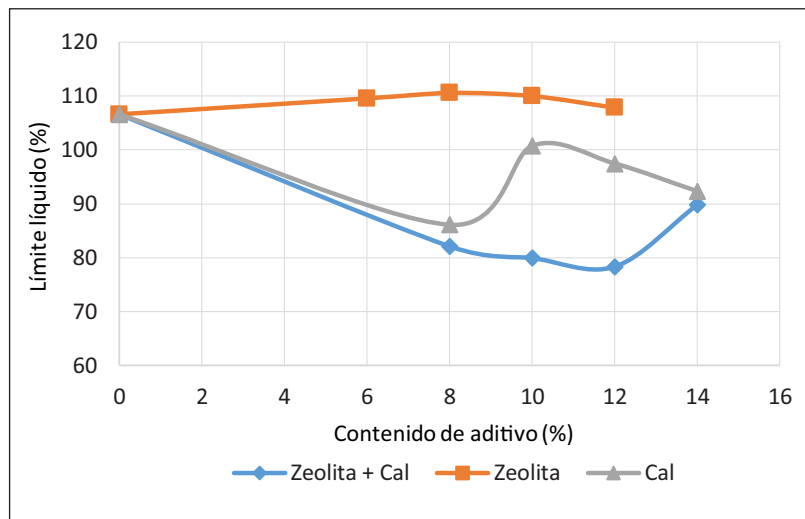
**Tabla 21.3. Resultados límites de Atterberg**

Mezcla	Mezclas		Límites de Atterberg			
	Zeolita	Cal	Límite líquido	Límite plástico	Índice plástico	Límite de contracción
1	Suelo natural		106,60 %	42,65 %	63,96 %	33,33 %
2	6 %	–	109,56 %	44,25 %	65,31 %	31,23 %
3	8 %	–	110,56 %	44,76 %	65,80 %	32,98 %
4	10 %	–	109,98 %	45,12 %	64,86 %	32,33 %
5	12 %	–	107,83 %	45,78 %	62,05 %	31,52 %
6	8 %	8 %	82,12 %	61,04 %	21,07 %	25,23 %
7	8 %	10 %	79,96 %	61,36 %	18,61 %	16,16 %
8	8 %	12 %	78,36 %	60,27 %	18,09 %	4,30 %
9	8 %	14 %	89,83 %	61,50 %	28,32 %	15,05 %
10	–	8 %	86,12 %	61,27 %	24,85 %	31,92 %
11	–	10 %	100,77 %	64,03 %	36,73 %	30,38 %
12	–	12 %	97,48 %	62,96 %	34,51 %	28,01 %
13	–	14 %	92,34 %	63,31 %	29,03 %	25,88 %

Fuente: elaboración propia.

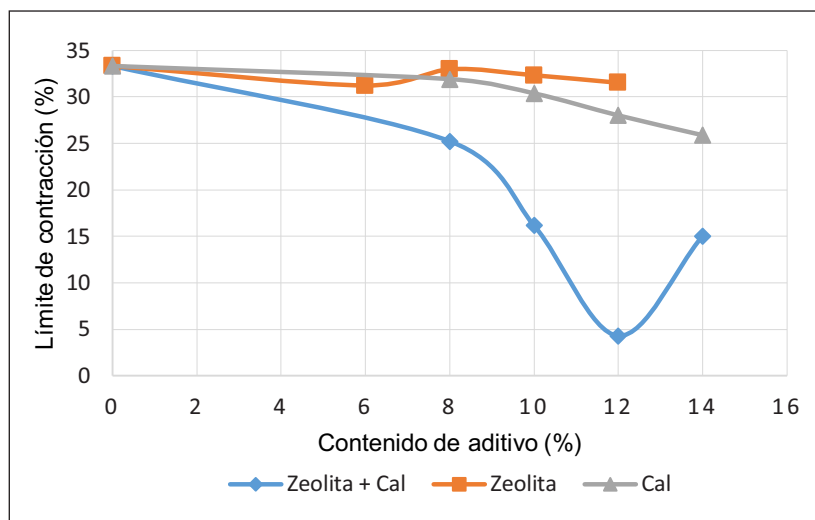
El límite líquido, el límite plástico, el índice de plástico y el límite de contracción de las muestras no tratadas y tratada se muestran en la tabla 21.3 y en la figura 21.4 y figura 21.5. Todas las muestras, excepto las combinaciones con suelo y zeolita, presentaron disminuciones en el límite líquido. La cal causó una disminución considerable del límite líquido al agregar el 8 % (86,12 %); a su vez, la mezcla de zeolita + cal dio los mejores resultados, disminuyendo hasta un 78,36 % en la mezcla 8 % de zeolita y 12 % de cal.

El suelo natural, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, pasó de ser una arcilla de alta compresibilidad (CH) a un limo de alta compresibilidad (MH); esto, debido a la reducción de los límites de consistencia cuando la mezcla presenta un 8 % de zeolita natural y 12 % de cal hidratada.



**Figura 21.4. Efecto del agente estabilizador en el límite líquido**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 21.5. Efecto del agente estabilizador en el límite de contracción**

Fuente: elaboración propia.

En la figura 21.4 podemos observar que la zeolita y la cal por sí solas no tienen ningún efecto significativo en la disminución del índice de contracción: mientras la zeolita disminuye solo un 2,1 %, la cal cae ligeramente más, disminuyendo un 7,45 % respecto al índice del suelo. Este índice representa

un cambio de volumen debido a la pérdida de humedad. Por otro lado, las combinaciones de zeolita + cal mostraron una disminución de hasta 29.03%, al caer de un 33,33 % hasta un 4,30 %.

En relación con lo anterior podemos decir que no es viable considerar la estabilización del suelo en estudio con zeolita o cal por sí solas; en cambio, los resultados presentados en la tabla 21.2 (mezclas 6, 7, 8 y 9) muestran que los aditivos usados en conjunto actúan de manera positiva en todos los estados límite.

### **21.2.2. Efecto de los agentes estabilizantes en el potencial de expansión**

De los resultados obtenidos en los estados límite de Atterberg se concluyó que no era conveniente llevar a cabo las pruebas para determinar el potencial de expansión a la mezcla de zeolita y cal por sí solas, por lo que solo fueron ensayadas las mezclas zeolita + cal en sus diferentes porcentajes. Las pruebas de porcentaje de expansión libre y presión de expansión se llevaron a cabo en muestras no tratadas para medir estos dos parámetros con el fin de examinar el efecto de los aditivos estabilizantes. Existen varios métodos para determinar el porcentaje de expansión y la presión de expansión de un suelo. El método usado en el presente estudio corresponde a la evaluación de presión de expansión, que a su vez corresponde al hinchamiento de un suelo expansivo en laboratorio mediante la construcción de un gráfico constituido por el esfuerzo total aplicado al suelo y el porcentaje de expansión.

En la tabla 21.4 se muestra un resumen de los resultados obtenidos mediante el odómetro. Se observa una disminución de expansión libre al aumentar el porcentaje de cal de un 8 % hasta un 12 %; a su vez, se observa que la presión de expansión aumenta ligeramente en 8 y 10 %; pero en 12 % presenta una expansión libre y presión de expansión nula, por lo cual podemos decir que la mezcla con los porcentajes de 8 % zeolita y 12 % cal no presenta cambio de volumen debido a la cantidad de agua que presente. Por lo anterior podemos decir que la mezcla ocho es la óptima para estabilizar el suelo en estudio.

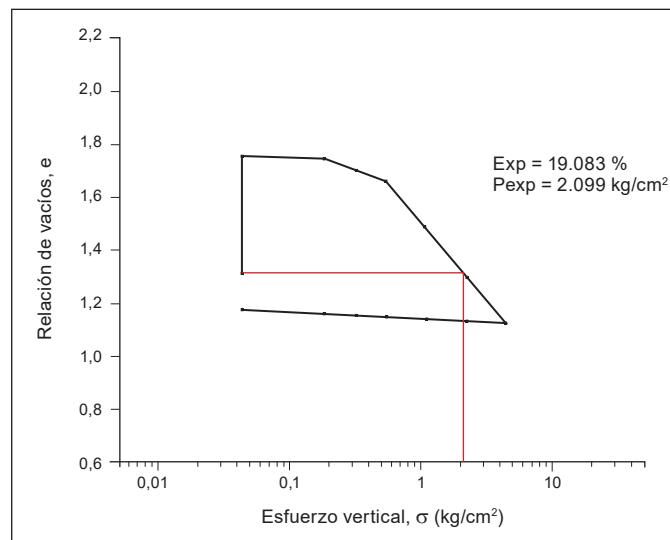
Tabla 21.4. Resumen de resultados y mezclas

<i>Espécimen</i>	<i>Mezcla</i>	<i>Zeolita</i>	<i>Cal</i>	<i>Expansión libre</i>	<i>Presión de expansión, kg/cm<sup>2</sup></i>
1	Suelo natural	–	–	19,08 %	2.099
2	6	8 %	8 %	18,20 %	2.163
3	7	8 %	10 %	12,41 %	2.461
4	8	8 %	12 %	0,00 %	0

Fuente: elaboración propia.

La figura 21.6 muestra la curva de compresibilidad del suelo natural, en la cual se muestran claramente los tramos de recompresión y descarga. De igual manera, se aprecia que el espécimen remoldeado n.º 1 genera que la relación de vacíos inicial antes de la saturación sea de 1,32. En la etapa de saturación, el suelo sufre un incremento en su relación de vacíos y alcanza un 1,77, representando un 19,083 % de expansión libre, lo que indica que es un suelo altamente expansivo.

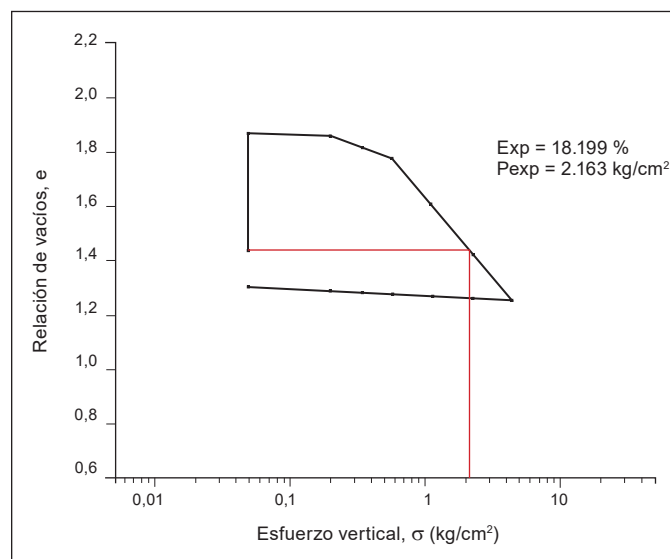
Todo lo anterior bajo la presión de al menos 0,01 kg/cm<sup>2</sup> aplicada por el peso de la piedra porosa superior y el cabezal de carga. Debido a la gran capacidad de absorción del suelo, se observa que sufre un cambio de volumen significativo. Posteriormente, se colocaron las pesas para generar un incremento de esfuerzos aproximadamente de 0, 0,05, 0,30, 0,50, 1,0, 2,2 y 4,4 kg/cm<sup>2</sup>, con dichos esfuerzos y relación de vacíos se construyeron las gráficas para obtener los valores de presión de expansión.



**Figura 21.6. Curva de compresibilidad del suelo natural**

Fuente: elaboración propia.

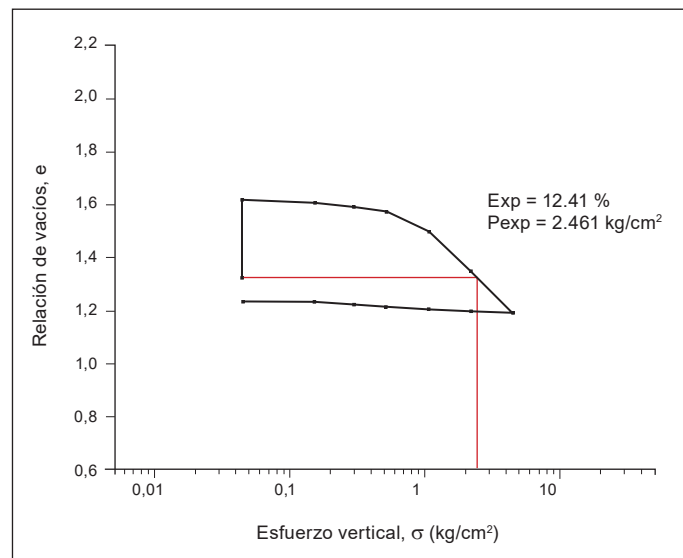
Se realizó la prueba de potencial de expansión en la mezcla 8% zeolita y 8% cal el cual tuvo una expansión libre de 19.199 % y una presión de expansión de 2.163 kg/cm<sup>2</sup>, lo anterior se muestra en la figura 21.7.



**Figura 21.7. Curva de compresibilidad 8% zeolita + 8% cal**

Fuente: elaboración propia.

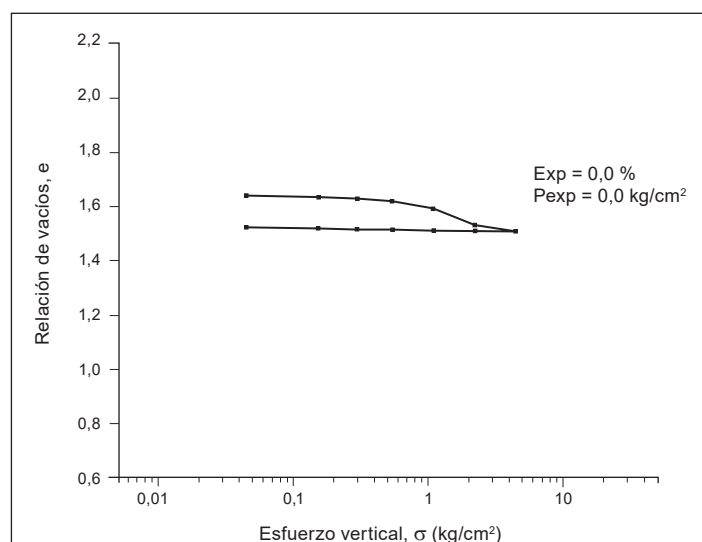
En la figura 21.8 se puede observar la curva de compresibilidad para la mezcla 8 % zeolita y 10 % cal en la cual se obtuvo una expansión de 12,41 % y una presión de expansión de 2.461 kg/cm<sup>2</sup>



**Figura 21.8. Curva de compresibilidad 8% zeolita + 10% cal**

Fuente: elaboración propia.

Por último, en la mezcla 8 y 12 % cal se obtuvo una expansión libre de 0,0 % y una presión de expansión 0,0 %, lo que indica que el espécimen no sufrió cambio volumétrico alguno a pesar de que hubo cambios en su contenido de humedad. Lo anterior nos indica que la mezcla estabilizó por completo al suelo expansivo.



**Figura 21.9. Curva de compresibilidad 8% zeolita + 12% cal**

Fuente: elaboración propia.



## Conclusiones y recomendaciones

La presente investigación tuvo resultados positivos los cuales indican que el planteamiento inicial de que la zeolita natural y la cal hidratada, al usarse como aditivo en el suelo altamente expansivo, disminuye su grado de expansión. Se cree que debido a que se crean reacciones que producen un efecto de intercambio catiónico y reacciones puzolánicas (más aún por la presencia de la zeolita natural), gracias a que la zeolita natural cuenta con grandes porcentajes de óxido de silicio ( $\text{SiO}_2$ ) y óxido de aluminio ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), que lo hace un material puzolánico con gran potencial para el intercambio catiónico, ayudó a estabilizar la arcilla expansiva y mejora sus propiedades plásticas y de compactación.

Solamente las combinaciones de zeolita natural y cal hidratada fueron eficaces en la disminución potencial de expansión del suelo. La cantidad óptima fue de 8 % de zeolita natural y 12 % de cal hidratada. Según su clasificación por medio del SUCS, el suelo natural pasó de un CH (arcilla de alta compresibilidad) a un MH (limo de alta compresibilidad) después de mejorarlo.

La expansión con la combinación y dosificación óptima fue nula en la prueba de expansión en edómetro, mostrando un comportamiento estable en la curva de compresibilidad. Se espera que a mayor tiempo de tratado el material mejorará sus propiedades mecánicas, tales como la resistencia a la compresión, entre otros, debido a que la zeolita natural y la cal siguen evolucionando. Ya que el suelo en estudio resultó ser muy problemático por sus grandes cambios de volumen debido al contenido de agua, fue necesario utilizar grandes porcentajes de zeolita natural y cal hidratada. Se estima que, en un suelo considerado de expansión media o baja, los porcentajes se podrán reducir de manera significativa.

## Agradecimientos

Los autores agradecen al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por su apoyo en el transcurso de esta investigación. Los autores están agradecidos con la Mina San Francisco por el apoyo con el material y estudios químicos otorgados.

## Referencias

- [1] A. R. Goodarzi, H. R. Akbari, and M. Salimi, "Enhanced stabilization of highly expansive clays by mixing cement and silica fume," *Appl. Clay Sci.*, vol. 132-133, pp. 675-684, 2016.
- [2] M. Khemissa and A. Mahamedi, "Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay," *Appl. Clay Sci.*, vol. 95, pp. 104-110, 2014.
- [3] I. Yilmaz and B. Civelekoglu, "Gypsum: An additive for stabilization of swelling clay soils," *Appl. Clay Sci.*, vol. 44, n.º 1-2, pp. 166-172, 2009.
- [4] E. Celik and Z. Nalbantoglu, "Effects of ground granulated blastfurnace slag (GGBS) on the swelling properties of lime-stabilized sulfate-bearing soils," *Eng. Geol.*, vol. 163, pp. 20-25, 2013.
- [5] A. Zepeda, *Mecánica de suelos no saturados*. 2nd. ed. México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos AC, 2006.
- [6] T. López-Lara, J. Horta-Rangel, J. B. Hernández-Zaragoza, and V. M. Castaño, "Properties of waste soil-hydrated lime composite," *Mech. Time-Dependent Mater.*, vol. 10, n.º 2, pp. 155-163, 2006.
- [7] A. Cheshomi, A. Eshaghi, and J. Hassanpour, "Effect of lime and fly ash on swelling percentage and Atterberg limits of sulfate-bearing clay," *Appl. Clay Sci.*, vol. 135, pp. 190-198, 2017.
- [8] M. Khemissa and A. Mahamedi, "Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay," *Appl. Clay Sci.*, vol. 95, pp. 104-110, 2014.
- [9] M. Dayioglu, B. Cetin, and S. Nam, "Stabilization of expansive Belle Fourche shale clay with different chemical additives," *Appl. Clay Sci.*, vol. 146, n.º May, pp. 56-69, 2017.
- [10] Instituto Nacional de Estadística y Geografía, "Conjunto de Datos Vectorial Edafológico", 2013. [En línea]. Disponible en <http://www.inegi.org.mx/>. [Accedido: 24-jul-2017].
- [11] T. López-Lara, J. Hernández, J. Horta, N. Rodriguez, and C. Bimbela, "Análisis de estructuras huecas invertidas colocadas sobre suelos expansivos," *XVII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, Puerto Vallarta, Jalisco, México*, 2014.
- [12] A. R. Goodarzi, H. R. Akbari, and M. Salimi, "Enhanced stabilization of highly expansive clays by mixing cement and silica fume," *Appl. Clay Sci.*, vol. 132-133, pp. 675-684, 2016.
- [13] B. R. Phanikumar, "Effect of lime and fly ash on swell, consolidation and shear strength characteristics of expansive clays: A comparative study", *Geomech. Geoengin.*, vol. 4, n.º 2, pp. 175-181, 2009.

- [14] M. Al-Mukhtar, S. Khattab, and J. F. Alcover, "Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil," *Eng. Geol.*, vol. 139, pp. 17-27, 2012.
- [15] H. Mola-Abasi and I. Shooshpasha, "Influence of zeolite and cement additions on mechanical behavior of sandy soil," *J. Rock Mech. Geotech. Eng.*, vol. 8, n.º 5, pp. 746-752, 2016.
- [16] K. Meyer, P. Lorenz, B. Bohlkuhn, and P. Klobes, "Porous Solids and Their Characterization - Methods of Investigation and Application," *Cryst. Res. Technol.*, vol. 29, n.º 7, pp. 903-930, 1994.
- [17] P. Bosch y I. Schifter, *La zeolita una piedra que hierve*. Ciudad de México: Fondo de Cultura Económica, 1997.
- [18] M. Á. Hernández *et al.*, "Evaluación de la porosidad de zeolitas naturales por medio de curvas diferenciales de adsorción," *Rev. Int. Contam. Ambient.*, vol. 21, n.º 2, pp. 71-81, 2005.
- [19] H. Mola-Abasi, B. Kordtabar, and A. Kordnaeij, "Parameters controlling strength of zeolite-cement-sand mixture," *Int. J. Geotech. Eng.*, vol. 11, n.º 1, pp. 72-79, 2017.

# Influencia en la resistencia a la compresión y tensión de tepetate con la adición y mezcla de fibras cortas de poliéster

J. Roberto Muñoz  
Teresa López-Lara  
J. Bosco Hernández  
Jaime Moisés Horta Rangel

Resumen	484
Introducción	485
22.1. Antecedentes	485
22.2. Metodología y pruebas de laboratorio en arena limosa (TEPETATE)	488
22.2.1. Propiedades de humedad-masa volumétrica	490
22.2.2. Pruebas de compresión no confinada (UCS)	492
22.2.3. Pruebas de tensión indirecta (STS)	493
22.2.4. Relación entre tensión indirecta y compresión no confinada (STS/UCS)	496
Conclusiones	497
Agradecimientos	498
Referencias	499

***J. Roberto Muñoz***

Estudiante de la Maestría en Ingeniería de Vías Terrestres y Movilidad, Universidad Autónoma de Querétaro, México. Becario del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt). Correo electrónico: betos\_900@hotmail.com

***Teresa López-Lara***

Doctora en Ingeniería, Universidad de Querétaro. Docente de posgrado de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, México. Miembro del prestigioso Sistema Nacional de Investigadores, Conacyt, México. Correo electrónico: lolte@uaq.mx

***J. Bosco Hernández***

Doctor en Ingeniería, Universidad de Querétaro. Docente, Posgrado de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, México. Miembro del prestigioso Sistema Nacional de Investigadores, Conacyt, México. Correo electrónico: bosco@uaq.mx

***Jaime Moisés Horta Rangel***

Doctor en Ingeniería, Instituto de Construcción de la Universidad de Rostov del Don, Rusia. Docente, Posgrado de Ingeniería, Universidad Autónoma de Querétaro, México. Miembro del prestigioso Sistema Nacional de Investigadores, Conacyt, México. Correo electrónico: horta@uaq.mx

## Resumen

**E**l tepetate, una arena limosa encontrada en México, es un material subestimado, vasto y económico, que se utiliza solo en forma compacta en rellenos de capas de baja resistencia en aceras y plataformas. Dicho material se encuentra en la región central de México, y posee una resistencia muy baja a la compresión. Generalmente los suelos poseen una baja resistencia a la tensión y no hay mucha información acerca del tema y de futuras complicaciones. El mejoramiento del suelo a través de la adición y mezcla de materiales seleccionados puede ser aplicado en este caso en particular. La selección del material apropiado fue hecha desde la perspectiva del reciclaje.

Existe una abundancia de materiales que pueden ser usados; dentro de esta investigación se dará un enfoque en el uso de fibras de poliéster reciclado de producto textil; dichas fibras serán cortadas a diferentes longitudes (10 a 20 mm), añadidas y mezcladas aleatoriamente para finalmente realizar el análisis a diferentes dosificaciones de agregado.

**Palabras clave:** estabilización de suelos; mejoramiento de suelos; arena limosa; tepetate; fibras de poliéster; reciclaje.

## Introducción

En años recientes, los temas ambiental y económico han estimulado el interés en el desarrollo de materiales alternativos que puedan cumplir con las especificaciones de diseño [1]. Grandes cantidades de residuos son generadas diariamente por la industria y las actividades humanas que no poseen un control adecuado de residuos y que, por definición, son materiales subproducto que no poseen valor duradero [2]. Además, Foti [3] aclara que el problema de reciclar materiales de desecho de diversos tipos es, y será, sin duda, uno de los problemas que más afligirán a la sociedad en el futuro y que debemos abordar y resolver de todas las formas posibles.

Uno de los enfoques más prometedores dentro del área de la construcción es el uso de materiales de desecho, tal como fibra adicionada al suelo, creando compuestos de suelo-fibra. Materiales comunes como el tereftalato de polietileno (PET), que compone botellas de plástico, se producen profusa y ampliamente. No obstante, estos materiales se han utilizado poco para fines de ingeniería y la inmensa mayoría de ellos terminan en basureros. Esta es una forma en que la industria de la construcción de carreteras puede trazar el camino hacia la práctica de la construcción sostenible. Tal como expone Huang *et al.* [4], investigaciones recientes se concentran en el uso de materiales de desecho en capas inferiores de la carretera (base, sub-base, etc.) ya que estos absorben mayores cantidades de materiales que los cursos superiores.

Con base en lo mencionado, se propone la adición de fibras cortas de poliéster al suelo para formar compuestos de suelo fibra, y, mediante pruebas de resistencia a tensión y compresión, demostrar su efectividad para incrementar su resistencia a dichas propiedades, especialmente su resistencia a tensión, puesto que es una propiedad con importancia significativa en la infraestructura de carretera, y de consideración poco usual a pesar de jugar un papel importante en el desarrollo de soluciones a posibles deterioros originados por esfuerzos de tensión dentro de la estructura del pavimento.

### 22.1. Antecedentes

Dentro de las aplicaciones de ingeniería geotécnica, tal como la construcción por capacidad de soporte, control de erosión y apoyo de vegetación, las propiedades ingenieriles del suelo pueden tener influencia significativa en la recuperación del sitio y desarrollo de operaciones, construcción de

infraestructura de carretera y, en general, costos, así como configuraciones de la construcción [5]. Los componentes del suelo pueden influenciar sus características de capacidad de soporte del suelo, estabilidad, resistencia al movimiento lateral, drenaje y asentamiento. Entre las características deseables del suelo se incluyen: buena compactibilidad, alta resistencia al corte, buena permeabilidad, ductilidad y densidad, así como baja compresibilidad y peso.

Jones [6] señala que el reforzamiento consiste en la incorporación de un material con las propiedades deseadas que el otro material no posee. De esta manera es como al método de reforzamiento del suelo han sido introducidos materiales como los geosintéticos, geotextiles, geomallas y, aún más recientemente, las fibras naturales y sintéticas que han logrado evitar la formación de grietas a tensión y a contracción, además de aumentar la resistencia y producir un comportamiento dúctil en suelos quebradizos, tal como se reporta en [7 - 8].

El tereftalato de polietileno es el poliéster termoplástico más común y es generalmente llamado “poliéster”, lo cual ha causado confusión con otros poliésteres [9]. El tereftalato de polietileno existe como material termoplástico semicristalino (opaco y blanco) y como amorfo (transparente). El semicristalino tiene buena resistencia, ductilidad, rigidez y dureza. El amorfo posee una mejor ductilidad, pero menos rigidez y dureza. El segundo absorbe muy poca agua. Entre los extensos usos de este polímero se enfatiza la producción de refrescos y botellas de agua, así como cosméticos, medicinas, aceites y frascos. Además de estos productos, también es usado en la manufactura de geotextiles y fibras para la industria textil.

La disponibilidad, los beneficios económicos, la facilidad de trabajar, su rapidez de manejar y la cualidad de usarse en cualquier condición climática son las ventajas de los suelos compuestos con fibras. Nguyen *et al.* [10] afirman que las propiedades de resistencia y rigidez del suelo compuesto se ven mejoradas por el reforzamiento con fibras. Estas propiedades están en función de las características de la fibra y las características del suelo. Debido a lo anterior, las propiedades del suelo pueden incrementarse dramáticamente con la adición de materiales al suelo. En muchos casos los cambios son permanentes.

Recientemente, varios investigadores [11 - 14] han realizado pruebas de resistencia en muestras de arena reforzada con diferentes fibras sintéticas de vidrio y polipropileno. Estos estudios presentaron notables resultados a compresión no confinada, corte directo y tensión indirecta. Lo anterior muestra



mejores resultados que la fibra natural, como las aplicadas en investigaciones recientes [12, 14 - 15], en las cuales se desarrollan ensayos con la adición de paja de trigo, paja de arroz, yute, coco y cáñamo. Sin embargo, la selección de la mejor fibra natural o sintética depende principalmente de los requerimientos del proyecto y de la decisión del ingeniero a cargo.

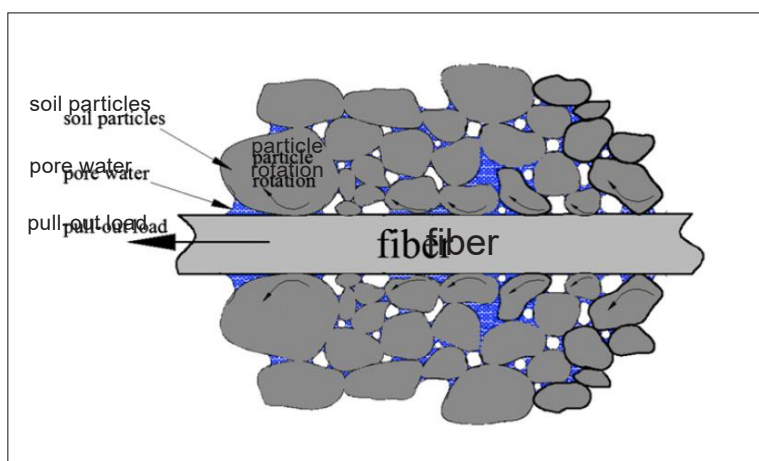
Diversas investigaciones [11 - 13] han realizado pruebas de resistencia en muestras de arena reforzada con inclusiones de tela. Gray and Al-Refeai [19] aseguran que, en general, los resultados demuestran que la resistencia final aumentó con capas crecientes de tela y que la deformación axial tendió a aumentar con la separación decreciente entre capas de tejido (aumento de número de capas).

Por lo anterior, autores como Hejazy, Sheikhzadeh, Abtahi y Zadhoush [8] y Nguyen, Hrubešová y Voltr [16] analizan el comportamiento de varios tipos de fibras, incluidas las de poliéster, mezcladas con diferentes suelos. Dichas investigaciones realizan pruebas de resistencia al esfuerzo cortante y pruebas de compactación Proctor Estándar con diferentes porcentajes de agregado de fibra con inclusiones aleatorias. Aunado a lo anterior, Yetimoghu y Salbas [20] afirman que, en comparación con los suelos sistemáticamente reforzados, los suelos reforzados con fibra distribuida al azar presentan algunas ventajas, puesto que su preparación imita la estabilización del suelo por mezcla, ya que las fibras discretas se añaden simplemente y se mezclan con el suelo, al igual que el cemento, la cal u otros aditivos. Las fibras distribuidas al azar ofrecen isotropía de fuerza y limitan los planos potenciales de debilidad que pueden desarrollarse paralelamente al refuerzo orientado.

Investigaciones similares, como [21 - 23], hablan en favor del uso de fibras sintéticas o derivados de las mismas (poliestireno líquido, geomallas, esferas de poliestireno, entre otros), ya que han demostrado mejorar las propiedades mecánicas de diferentes suelos compuestos. Además, una serie de factores tales como las características de las fibras (contenido, longitud, grosor, módulo, resistencia a la tracción y de falla) y las características del suelo, la distribución del tamaño del grano y el tamaño medio de partícula influyen en el comportamiento del compuesto de suelo-fibra [24]. No obstante, dichos documentos se ven enfocados solo en ciertos casos muy específicos; por ello no es posible predecir con exactitud el comportamiento de los agregados en cada tipo de suelo.

## 22.2. Metodología y pruebas de laboratorio en arena limosa (TEPETATE)

El suelo usado en el análisis fue arena limosa (tepetate) de la Ciudad de Santiago de Querétaro. Las propiedades mecánicas de la arena limosa usada se muestran en la tabla 22.1. Las características de las fibras de poliéster usadas como reforzamiento se muestran en la tabla 22.2. Las fibras fueron distribuidas aleatoriamente y mezcladas a dosificación variable respecto a la masa de la fibra, proporcionando fuerza de isotropía y limitando los planos potenciales de debilidad que puedan desarrollarse [20].



**Figura 22.1. Gráfico esquemático de las interacciones mecánicas entre partículas de suelo y fibra**

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 22.1. Propiedades físicas del suelo**

<i>Propiedad</i>	<i>Valor</i>
Límite Líquido (%)	41,43
Límite Plástico (%)	37,01
Humedad Óptima (%)	26
Masa Volumétrica Seca Máxima (kg/m <sup>3</sup> )	1.448,23

Fuente: elaboración propia

**Tabla 22.2. Características físicas y mecánicas de la fibra**

<i>Propiedad</i>	<i>Unidad</i>	<i>Valor</i>
Tipo	–	Poliéster
Longitud	mm	10 y 20 (plana)
Ancho	mm	30-40
Elongación	%	mayor a 100
Gravedad Específica	–	1,34-1,40
Resistencia a la Tensión	MPa	5.800-8.700
Color	–	Blanca

Fuente: elaboración propia

El efecto de fibras aleatoriamente orientadas en las características geotécnicas de la arena limosa fue investigado a través de pruebas de compactación Proctor, pruebas de compresión no confinada (UCS) y pruebas de tensión indirecta (STS). La información de las pruebas realizadas se muestra en la tabla 22.3; los detalles de ensayos realizados y la discusión de los resultados se encuentran en las siguientes secciones.

**Tabla 22.3. Información general de cada prueba**

<i>Prueba</i>	<i>Normativa</i>		<i>Descripción</i>	<i>Cantidad mínima de material</i>
	<i>ASTM</i>	<i>AASHTO</i>		
Análisis Granulométrico	D 422 y D 1140	T 88	Clasificación del material por el tamaño de sus partículas	8 kg
Límites de Consistencia	D 4318	T 89	Determinación de la consistencia para clasificación	300 g para cada prueba
Compactación Proctor	D 698	T 99, método C	Cambio de la densidad dependiendo del contenido de humedad	15 kg
Compresión No Confinada	D 2166	T 208	Determinación de la resistencia a la compresión no confinada de un suelo cohesivo	200 g para cada prueba
Tensión Indirecta	C 496	T 198	Determinación de la resistencia a tensión indirecta de especímenes cilíndricos	200 g para cada prueba

Fuente: elaboración propia

### 22.2.1. Propiedades de humedad-masa volumétrica

Los ensayos fueron llevados a cabo de acuerdo con la norma ASTM D-698 [25], la cual hace referencia a la prueba Portor Estándar que es una prueba donde se determinan, mediante la variación de humedad en el material, la masa volumétrica seca máxima, y la humedad óptima. Dichos ensayos fueron realizados para diferentes dosificaciones de fibra, obteniendo una mínima variación en la masa volumétrica seca máxima y la humedad óptima de las mezclas.

De los resultados, se puede observar que, al incrementar el contenido de fibra, la masa volumétrica seca máxima se reduce, así como la humedad óptima de la mezcla. Esto se debe a que la fibra de poliéster no es absorbente, además, que el incremento en el contenido de agua de la mezcla es mínimo. Dentro del estudio fue llevado a cabo el análisis para fibras de poliéster en dosificaciones delimitadas a 0,0, 0,5, 1,0, 1,5 y 2,0 % de contenido de fibra. Las características de humedad-masa volumétricas del suelo, así como su comportamiento se muestran en la figura 22.2 y en la figura 22.3; los valores numéricos se encuentran expuestos en la tabla 22.4 y en la tabla 22.5.

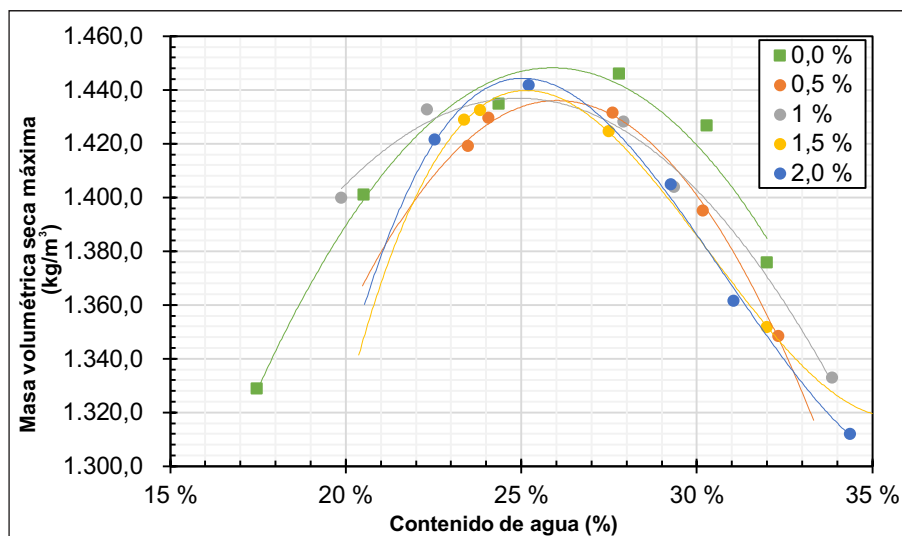
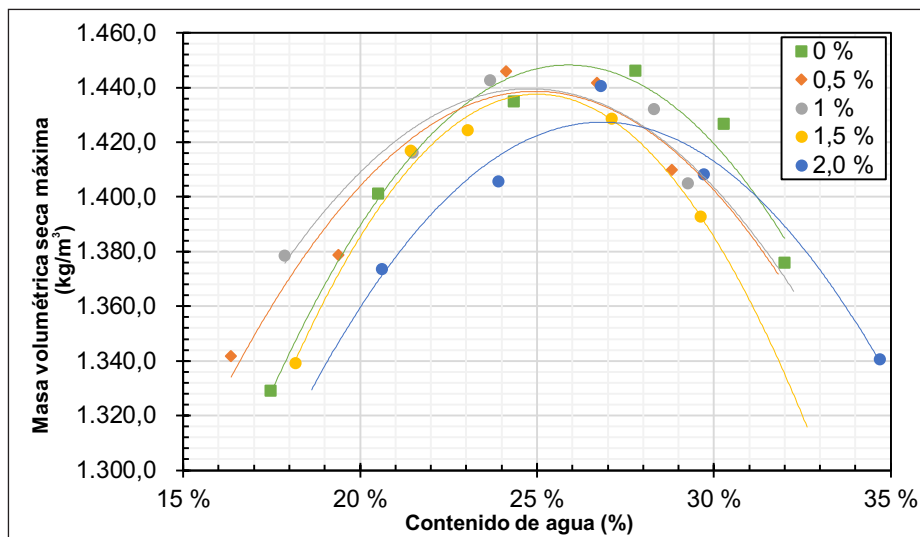


Figura 22.2. Características de la humedad-masa volumétrica del suelo virgen (0 %) y suelo reforzado con fibra de 10 mm a dosificación variable (0,5, 1,0, 1,5 y 2,0 %)

Fuente: elaboración propia.



**Figura 22.3. Características de la humedad-masa volumétrica del suelo virgen (0 %) y suelo reforzado con fibra de 20 mm a dosificación variable (0,5, 1,0, 1,5 y 2,0 %)**

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 22.4. Resultados de humedad-masa volumétrica para la mezcla de fibra de 10 mm**

<i>Contenido de Fibra</i>	<i>Humedad Óptima</i>	<i>Masa Volumétrica Seca Máxima [kg/m<sup>3</sup>]</i>
0,0 %	26,0 %	1.448,23
0,5 %	26,0 %	1.435,94
1,0 %	25,0 %	1.436,89
1,5 %	25,0 %	1.439,82
2,0 %	24,5 %	1.422,71

Fuente: elaboración propia

**Tabla 22.5. Resultados de humedad-masa volumétrica para la mezcla de fibra de 20 mm**

<i>Contenido de Fibra</i>	<i>Humedad Óptima</i>	<i>Masa Volumétrica Seca Máxima [kg/m<sup>3</sup>]</i>
0,0 %	26,0 %	1.448,23
0,5 %	25,0 %	1.438,65
1,0 %	25,0 %	1.439,47
1,5 %	25,0 %	1.437,48
2,0 %	27,0 %	1.426,25

Fuente: elaboración propia

### 22.2.2. Pruebas de compresión no confinada (UCS)

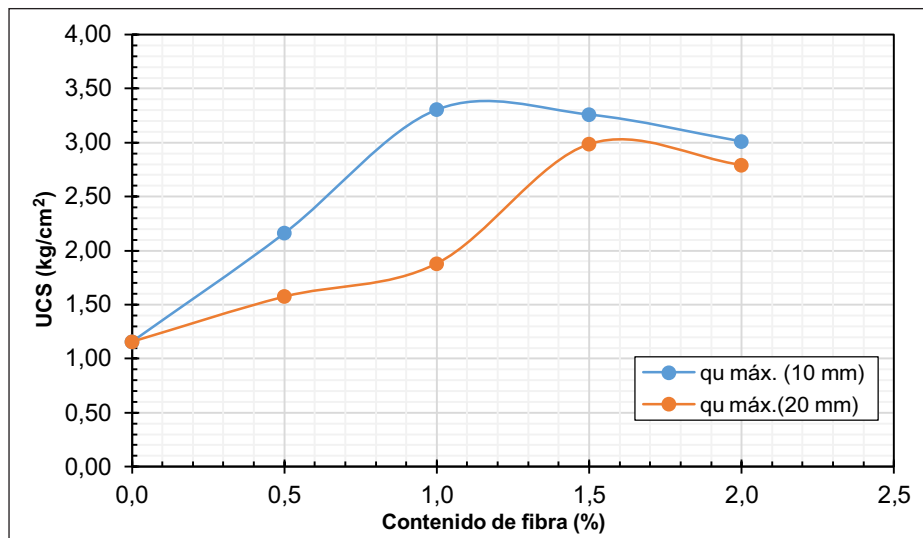
Las pruebas UCS fueron llevadas a cabo de acuerdo con la norma ASTM D-2166 [26] que contiene el procedimiento para la obtención de la máxima resistencia a compresión del material sin confinamiento. Para ello fueron moldeados tres especímenes por cada dosificación, obteniendo un total de doce especímenes con tamaño promedio de 37,7 mm en diámetro, y 78 mm de longitud; el proceso de la prueba UCS puede ser observado en la figura 22.4. Las mezclas fueron compactadas respecto a la humedad óptima de la mezcla en tres capas del mismo espesor y extraídas del moldeador para posteriormente ser pesadas y ensayadas. La velocidad de ensaye fue de 1,0 mm/min.

Con base en la investigación realizada, se determinó el uso de fibras cortas de poliéster con longitudes de 10 y 20 mm. Fueron hechas cinco muestras a diferentes dosificaciones de fibra: 0,0, 0,5, 1,0, 1,5 y 2,0%. La figura 22.5 muestra el valor máximo de UCS para cada longitud y dosificación de fibra.



Figura 22.4. Proceso de ensaye de UCS

Fuente: elaboración propia.



**Figura 22.5. Variación de UCS para diferentes longitudes y porcentaje de fibra**

Fuente: elaboración propia.

En general, las muestras del suelo virgen exhiben valores bajos de UCS. Con la adición de fibras de poliéster, los valores de UCS para la longitud de 10 mm de fibra se incrementan en un 86,8, 185,7, 181,8 y 160,3 % para el 0,5, 1,0, 1,5, y 2,0 % de contenido de fibra, respectivamente; y un 32,5, 62,6, 188,1 y 141,5 para los porcentajes mencionados de dosificación y mezcla de fibra de 20 mm. Esto sugiere que, con el aumento de porcentaje de fibra de poliéster, el valor de UCS del material reforzado aumenta significativamente hasta llegar a un máximo de fibra a partir del cual decrece su resistencia debido al exceso en contenido de fibra.

### 22.2.3. Pruebas de tensión indirecta (STS)

Normalmente el ensaye a compresión es usado para evaluar la resistencia de suelos estabilizados, y existe poca información concerniente a su resistencia a tensión [27]. El conocimiento de la resistencia a tensión es necesario en el estudio de la estabilidad de bordos (presa), carreteras y pavimentos de aeropuertos. Los esfuerzos de tensión se originan debido al movimiento del tráfico sobre el pavimento, la contracción del suelo, la variación de temperatura estacional, así como el humedecimiento y secado de los suelos, entre otros. Una de las pruebas desarrolladas para evaluar la resistencia a tensión en

suelos es la prueba brasileña, también llamada ensaye a tensión indirecta, que parece ser la manera más sencilla de realizar, y ha sido utilizada en esta investigación.

Para realizar la prueba STS en el suelo, se utilizó el procedimiento estandarizado de la norma ASTM C-496 dentro de la cual se muestra el método para obtener la resistencia máxima a tensión de forma indirecta con la aplicación de una carga a compresión diametral a lo largo de la longitud del cilindro (espécimen) lo que produce esfuerzos a tensión sobre la cara que contiene a la carga. Fueron moldeados tres especímenes por cada dosificación de fibra, obteniendo un total de doce especímenes con dimensiones promedio de 37,7 mm en diámetro, y 78 mm en longitud. Las mezclas fueron compactadas en probetas con su humedad óptima en tres capas del mismo espesor y extraídas del moldeador para posteriormente ser pesadas y ensayadas. Los especímenes fueron colocados horizontalmente entre los bloques de posición de la máquina. La velocidad de ensaye fue de 0,5 mm/min, Fueron hechas cinco muestras de material con fibra a diferentes dosificaciones: 0,0, 0,5, 1,0, 1,5 y 2,0%. La figura 22.8 muestra el valor máximo de STS para cada longitud y dosificación de fibra.

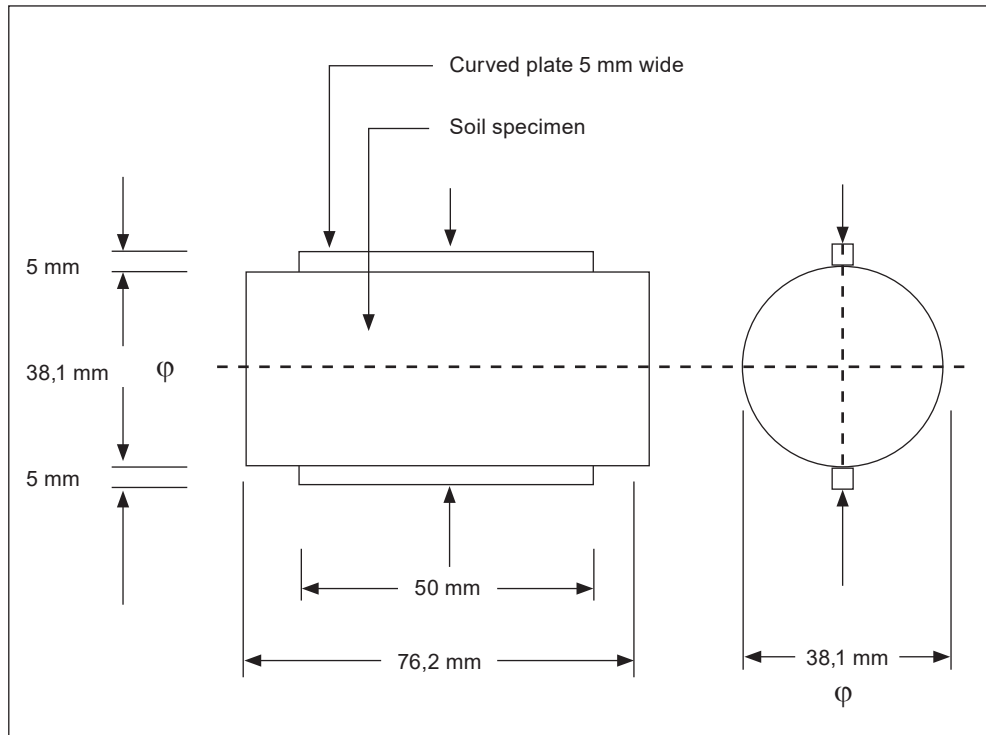
Un diagrama esquemático del espécimen para el ensaye STS se muestra en la figura 22.6. La resistencia a la tensión es obtenida por la siguiente ecuación 1:

$$\text{Split Tensile Strength} = \frac{2P}{\pi t d} \quad (1)$$

Donde P=carga de falla; t= espesor o longitud de del espécimen; y d= diámetro del espécimen.

Dentro de la figura 22.7 puede ser observado el proceso de ensaye de STS. La figura 22.8 muestra los resultados de STS para las mezclas de suelo-fibra. La curva muestra que el valor de STS se incrementa de 1,54 a 9,19 kg/cm<sup>2</sup>, más del 500% en proporción con el aumento de contenido de fibra y arrojando resultados positivos en la implementación de la fibra, lo que demuestra el uso de la fibra de poliéster como un refuerzo eficaz contra el efecto de los esfuerzos de tensión a los cuales pudiese estar sujeto el suelo.





**Figura 22.6. Diagrama esquemático del espécimen para ensaye STS**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 22.7. Proceso de ensaye de STS**

Fuente: elaboración propia.

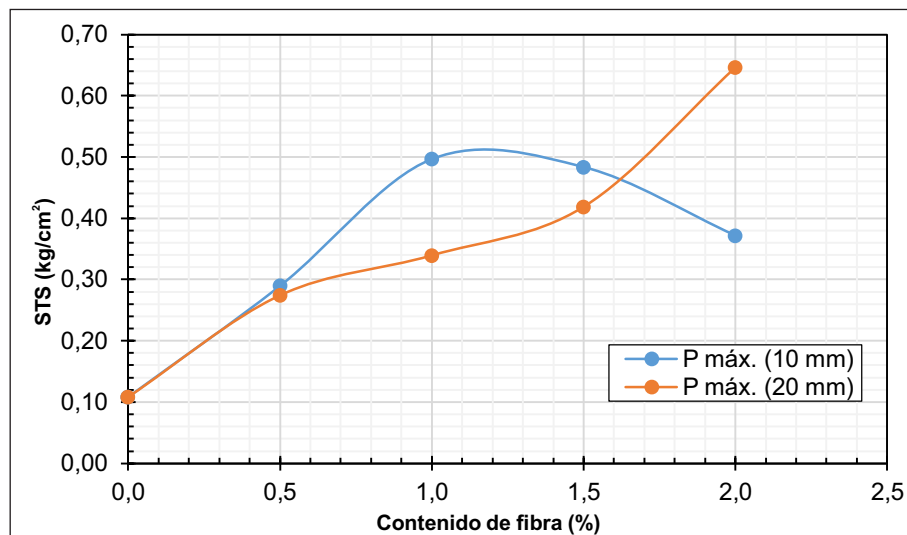
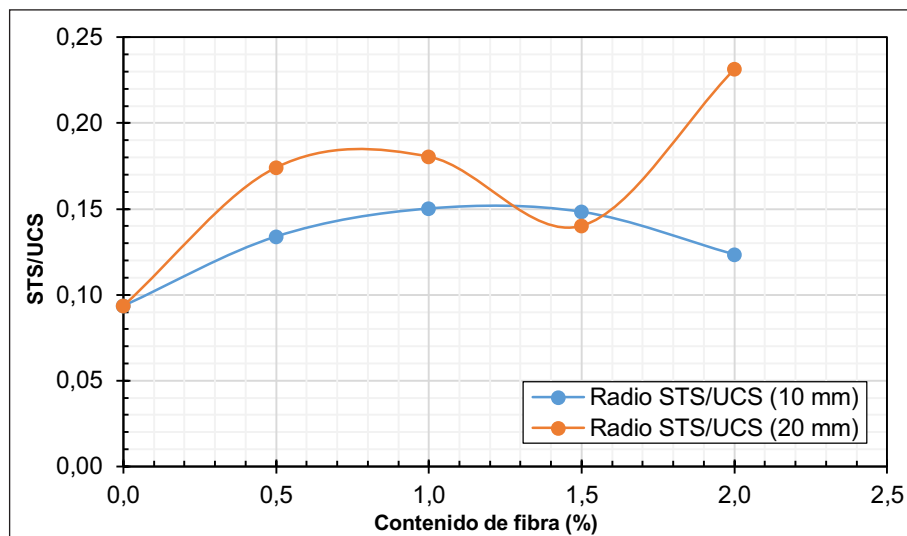


Figura 22.8. Variación de STS para diferentes longitudes y porcentaje de fibra

Fuente: elaboración propia.

#### 22.2.4. Relación entre tensión indirecta y compresión no confinada (STS/UCS)

Los resultados muestran que las mezclas de suelo-fibra desarrollan una sustancial resistencia a la compresión no confinada y a la tensión indirecta, además de que ambas están estrechamente relacionadas debido a que dichas propiedades son obtenidas mediante la aplicación de una carga a compresión que origina esfuerzos tanto a compresión como tensión en el suelo ensayado. En la figura 22.9 puede ser observado que el ratio de STS/UCS de fibra de 10 mm exhibe un suave incremento en la dosificación de 0,5 a 1,5 %, y después el ratio decrece con el porcentaje de 2,0 %. Además, para la fibra de 20 mm de longitud, el ratio STS/UCS presenta un incremento en las dos primeras dosificaciones; después, debido a un notable incremento de UCS, el ratio de la dosificación de 1,5 % decrece en comparación con las otras dosificaciones. Sin embargo, en la última dosificación, que es 2,0 % de contenido de fibra, el ratio incrementa más de 120 % en comparación con el material en estado natural. Lo anterior demuestra que las fibras de poliéster aportan una mayor eficiencia cuando el suelo está sujeto a tensión que cuando se encuentra a compresión.



**Figura 22.9. Variación del radio STS/UCS para diferentes longitudes y porcentaje de fibra**

Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones

Con base en los hallazgos, se pueden extraer las siguientes conclusiones del estudio:

- Con la adición de fibras cortas de poliéster la masa volumétrica seca máxima disminuye. Esto implica que, a mayor contenido de fibra, menor es la masa volumétrica que presenta la muestra.
- Los ensayos de compactación muestran que a cantidades limitadas de fibra de poliéster (0,5-2,0 %) en ambas longitudes (10-20 mm), no se presenta efecto significativo en la variación de la humedad óptima de los compuestos de suelo-fibra.
- Incrementos significativos en los valores de UCS fueron alcanzados por ambas longitudes y todas sus dosificaciones, con un valor de porcentaje alcanzado de 87, 186, 182 y 160 %, respectivamente, para cada dosificación de la fibra de 10 mm. El valor en porcentaje de aumento en su resistencia máxima de UCS para la fibra de 20 mm logró un 36, 63, 158 y 141 % para cada dosificación, respectivamente.

- La inclusión aleatoria de 0,5 a 2,0 % de fibra de 10 mm a las mezclas de suelo-fibra incrementaron los valores de STS en un 167, 359, 347 y 243 %, respectivamente, en comparación al tepetate natural; además, los valores STS para la longitud de 20 mm tuvieron un comportamiento positivo resultando en valores de 153, 214, 286 y 497 % respecto a las dosificaciones mencionadas en comparación al tepetate en estado natural. Esto se traduce en un importante incremento de STS, propiedad que no es comúnmente analizada y resulta tener gran influencia dentro de la estabilidad de presas, carreteras y pavimentos aeroportuarios.
- El radio STS/UCS aumenta de forma suave con la adición de 0,5 y 1,0 % de ambas longitudes de fibra, lo cual muestra que la fibra de poliéster tiene una mayor eficiencia cuando el suelo está sujeto a tensión que cuando se encuentra a compresión. Aunque es necesario mencionar que a través de las pruebas realizadas para la dosificación de 1,5 % de fibra de 10 mm el valor de radio STS/UCS se reduce debido a un gran incremento de UCS. Sin embargo, con la fibra de 20 mm el valor máximo de STS/UCS se incrementa más de cuatro veces respecto al valor del tepetate sin reforzar, lo que refiere al incremento sustancial de la resistencia máxima para STS y que permite afirmar su eficiencia en compuestos que se ven sujetos a esfuerzos de tensión.
- Los resultados obtenidos confirman el uso e implementación de la fibra corta de poliéster añadido al suelo, en este caso, arena limosa. Dentro de la infraestructura carretera lo anterior resulta tener gran influencia puesto que los pavimentos deben ser diseñados para soportar no solo esfuerzos de compresión sino también de tensión, para prevenir futuros deterioros en capas inferiores del pavimento y, por consiguiente, en la superficie de rodamiento. Por lo tanto, la implementación de las fibras cortas de poliéster dentro de las capas que componen la estructura de pavimento es una manera ecológica y adecuada de mitigar deterioros por esfuerzos a tensión en las carreteras.

## **Agradecimientos**

El presente artículo fue apoyado por parte de la beca otorgada por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología y la Universidad Autónoma de Querétaro. Se agradece el gran apoyo por parte de ambas instituciones.

## Referencias

- [1] N. C. Consoli, J. P. Montardo, P. D. Marques P. and G. S. Pasa. Engineering Behavior of Sand Reinforced with Plastic Waste. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 128. pp. 462-471 (2002).
- [2] A. Serpell and L. Alarcon. Construction process improvement methodology for construction projects. *International Journal of Project Management*. Vol 16, n.º 4. pp. 215-221 (1998).
- [3] D. Foti. Use of recycled waste pet bottles fibers for the reinforcement of concrete. *Composite Structures*. Vol. 96. pp. 396-404 (2012).
- [4] Y. Huang, R. Bird and O. Heidrich. A review of the use of recycled solid waste materials in asphalt pavements. *Resources Conservation and Recycling*. Vol. 52. pp. 58-68 (2007).
- [5] B. E. Novich, A. Maher and J. A. Neubauer. *Fiber-reinforced Soil Mixtures*. PPG Industries Ohio. (2000).
- [6] R. M. Jones. *Mechanics of Composite Materials 2nd Edition*. Taylor and Francis. pp. 1-14. (1999)
- [7] Ch. Tang, B. Shi and L. Zhao. Interfacial shear strength of fiber reinforced soil. *Geotextiles and Geomembranes* Vol. 28. pp. 54-61 (2010).
- [8] S. M. Hejazi, M. Sheikhzadeh, S. M. Abtahi and A. Zadhoush. A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers. *Construction and Building Materials*. Vol. 30. pp. 1-7 (2012).
- [9] L. McKeen. *Fatigue and Tribological Properties of Plastics and Elastomers*. William Andrew. 3rd Edition. pp. 149-156 (2016).
- [10] G. Nguyen, E. Hrubešová and A. Voltr. Soil improvement using polyester fibers. *Procedia Engineering*. Vol. 111. pp. 596-599 (2015).
- [11] A. Ateş. Mechanical properties of sandy soils reinforced with cement and randomly distributed glass fibers (GRC). *Composites Part B*. Vol. 96. pp. 295-304. (2016)
- [12] L. Wei, S. X. Chai, H. Y. Zhang and Q. Shi. Mechanical properties of soil reinforced with both lime and four kinds of fiber. *Construction and Building Materials*. (2018).
- [13] N. Cristelo, V. M. C. F. Cunha, A. T. Gomes, N. Araújo, T. Miranda and M. de L. Lopes. Influence of fibre reinforcement on the post-cracking behaviour of a cement-stabilised sandy-clay subjected to indirect tensile stress. *Construction and Building Materials*. Vol. 138. pp. 163-173. (2017).
- [14] M. S. Chauhan, S. Mittal and B. Mohanty. Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fibre. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol. 26. pp. 429-435. (2008).

- [15] T. Lenoir, M. Preteseille and S. Ricordel. Contribution of the fiber reinforcement on the fatigue behavior of two cement-modified soils. *International Journal of Fatigue*. Vol. 93. pp. 71-81. (2016).
- [16] J. P. Giroud. Geotextiles and Geomembranes. *Geotextiles and Geomembranes Journal*. Vol. 1. pp. 5-40 (1984).
- [17] M. R. Madhav and P. P. Vitkar. Strip Footing on Weak Clay Stabilized with a Granular Trench or Pile. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 15. pp. 605-609 (1978).
- [18] A. McGown and K. Z. Andrawes. The Influence of Non-Woven Fabric Inclusions on the Stress-Strain Behavior of a Soil Mass. *Proceedings International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics, L'Ecole des Ponts et Chaussees*, Vol. 1. pp. 161-166 (1977).
- [19] D. H. Gray and T. Al-Refeai. Behavior of Fabric versus Fiber-Reinforced Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 112. pp. 1-9 (1986).
- [20] T. Yetimoglu and O. Salbas. A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol. 21. pp. 104-109 (2003).
- [21] M. T. Isa, A.S. Ahmed, B.O. Aderemi, R. M. Taib and I. A. Mohammed. Effect of fiber type and combinations on the mechanical, physical and thermal stability properties of polyester hybrid composites. *Composites Part B: Engineering*. Vol. 52. pp. 217-222 (2013).
- [22] S. M. Haeri, R. Noorzad and A. M. Oskoorouchi. Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol. 18. pp. 385-400 (2000).
- [23] K. J. Mun, N. W. Choi, S.Y. So and Y. S. Soh. Influence of fine tailings on polyester mortar properties. *Construction and Building Materials*. Vol. 21. pp. 1335-1341 (2007).
- [24] N. C. Consoli, M. T. Casagrande and M. R. Coop. Effect of Fiber Reinforcement on the Isotropic Compression Behavior of a Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Vol. 131. pp. 1434-1437 (2005).
- [25] A. Kumar, B. S. Walia and A. Bajaj. Influence of Fly Ash, Lime, and Polyester Fibers on Compaction and Strength Properties of Expansive Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*. Vol. 19. pp. 242-248 (2007).

# Mezclas con cemento para el mejoramiento de materiales granulares locales en vías terciarias

Vanessa Senior-Arrieta  
Franco Hernando Benavidez Bolaños

Resumen	504
Introducción	505
23.1. Estado de la práctica de mezclas de suelo con cemento	508
23.1.1. Antecedentes históricos en Estados Unidos y países europeos	509
23.1.2. Experiencia latinoamericana en el uso de la tecnología	509
23.2. Diseño de mezclas de suelos finos y granulares con cemento	512
23.2.1. Generalidades	512
23.2.2. Estabilización y modificación de los suelos mezclados con cemento	513
23.3. Metodología para determinar el contenido óptimo de cemento hidráulico	514
23.3.1. Aspectos básicos	514
23.3.2. Requisitos de cumplimiento para suelos finos y/o granulares	515
23.3.3. Tipos de cemento más adecuados	517
23.3.4. Ensayos de resistencia y durabilidad	517
23.3.5. Módulo resiliente	523
23.3.6. Ensayos no destructivos (Non-destructive tests)	524
23.3.7. Fórmula de trabajo	526
23.4. Análisis y discusión	526
Conclusiones	528
Referencias	529

***Vanessa Senior Arrieta***

Candidata a doctora en Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Colombia. Profesora catedrática, Universidad de Antioquia y Politécnico Colombiano, Colombia. Correo electrónico: ingenieria13@gicasas.com.co

***Franco Hernando Benavidez Bolaños***

Especialista en Vías y Transportes, Universidad del Cauca. Profesor catedrático, Universidad de Medellín, Politécnico JIC y Eafit, Colombia. Correo electrónico: ingenieria8@gicasas.com.co



## Resumen

**E**n la ingeniería de pavimentos, la resistencia de las capas de apoyo, subrasante y bases es primordial en el dimensionamiento de las estructuras y en el comportamiento durante su vida útil. Una alternativa para incrementar la resistencia, consiste en tratar materiales de suelo fino e incluso granulares con cemento, con resultados muy satisfactorios en el mejoramiento de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos. Esta técnica comienza un auge vertiginoso en la década de 1920 y es hoy en día una tecnología que cuenta con más de setenta años de uso en América Latina.

La dosificación del cemento es uno de los aspectos fundamentales a controlar en esta tecnología. Depende principalmente de las características de plasticidad y contenido de materia orgánica que posea el suelo que se va a tratar, y del nivel de rigidez que se le desee conferir a la capa para su diseño estructural. En este orden de ideas, las adiciones con cemento para este tipo de mezclas, las cuales se hacen con respecto a la densidad seca máxima del suelo, pueden estar en un intervalo tan amplio que va desde el 1,0 % para efectos de mejoramiento de los suelos locales existentes, hasta un 15,0 % en tratamientos como el de la unicapa, que puede considerarse, incluso, como una estructura muy competente para la rodadura de vehículos.

Sin ser excluyente de otras aplicaciones, apostar por el uso de esta tecnología en vías terciarias trae consigo importantes ventajas de carácter ambiental, pues no solo reduce considerablemente las actividades de explotación, cargue y transporte de nuevos materiales, sino que, además, al mejorar las propiedades mecánicas de las capas granulares, es posible disminuir los espesores de la estructura de pavimento. Además, el uso de materiales marginales estabilizados con cemento genera ahorros importantes o mayores cubrimientos con un presupuesto similar.

La red vial terciaria es, dentro de la malla vial colombiana, la de mayor longitud, pues cumple la función de conectar las cabeceras municipales de cada departamento, con las diferentes veredas y caseríos que los conforman. A pesar de su importancia manifiesta, su superficie de rodadura se encuentra conformada, en la mayor parte

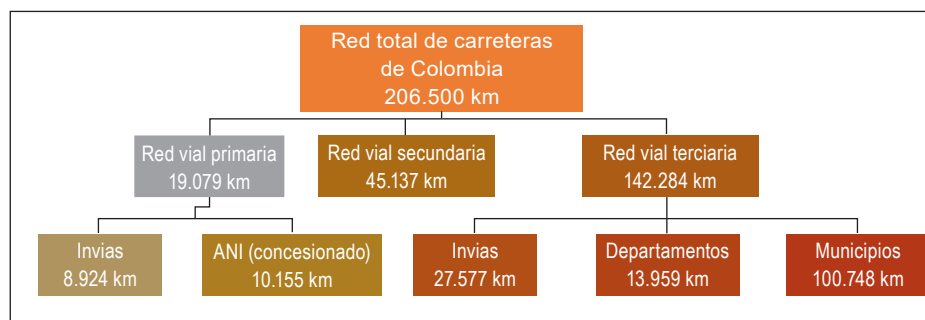
de los casos, hasta un nivel de afirmado, aunque esta capa de apoyo no es lo suficientemente calificada para el tipo de vehículo, frecuencia y magnitud de carga que pueden circular por ellas. Para aumentar su calidad, la adición de cemento resulta en una técnica competitiva, si se compara con el transporte y colocación de materiales que cumplan los requerimientos mecánicos que se solicitan.

En consideración de lo anterior, el siguiente artículo presenta una revisión del estado de la práctica relacionada con la tecnología de suelo-cemento, los parámetros contemplados para la caracterización de los materiales finos y/o granulares, los criterios de resistencia y durabilidad y la selección del contenido de cemento óptimo. Lo anterior va encaminado a que su implementación contribuya al mejoramiento de la red vial terciaria colombiana. Al final, se presenta una comparación de las especificaciones del Instituto Nacional de Vías para la estabilización de materiales finos y granulares estabilizados con cemento.

**Palabras clave:** estabilización de suelos; mejoramiento de suelos; cemento hidráulico; suelo-cemento; subrasante; afirmado.

## Introducción

Colombia posee una red vial total de carreteras de 206.500 km, de acuerdo con el más reciente Informe de Transporte en Cifras –Estadísticas 2016–, del Ministerio de Transporte [1] (ver figura 23.1). Del total de la red, 19.079 km (9,24 %) constituyen la red vial primaria cuya jurisdicción pertenece al Estado colombiano a través del *Instituto Nacional de Vías (Invias)* y la Agencia Nacional de Infraestructura (ANI) –Vías Concesionadas–; 45.137 km (21,86 %) constituyen la red vial secundaria a cargo de los departamentos, y finalmente, 142.284 km (68,90 %) componen la red vial terciaria cuya potestad es compartida entre el Estado, los departamentos y los municipios.



**Figura 23.1. Inventario de la red vial nacional.**

Fuente: [1].

En perspectiva, la red vial terciaria en Colombia representa la de mayor extensión, con cerca de un 70 % del total de la red vial nacional y, además, conserva esa tendencia de acuerdo con la serie histórica que se presenta en la figura 23.2. Esta red, ampliamente ramificada es la encargada de la conectividad terrestre entre municipios y departamentos. Sin embargo, en la actualidad, solo el 6 % de las superficies de rodadura posee una estructura completa de pavimento, el 70 % se encuentra en afirmado, mientras que, el 24 % restante corresponde a la red con superficies de rodadura en material granular no clasificado o *carretera destapada*. De esta distribución, solo el 25 % de su longitud se encuentra en buen estado.

En este orden de ideas, el 94 % de la red vial terciaria colombiana está constituida por una superficie de rodadura básicamente granular, cuya capacidad de soporte dependerá de la calidad de los materiales que componen la estructura.

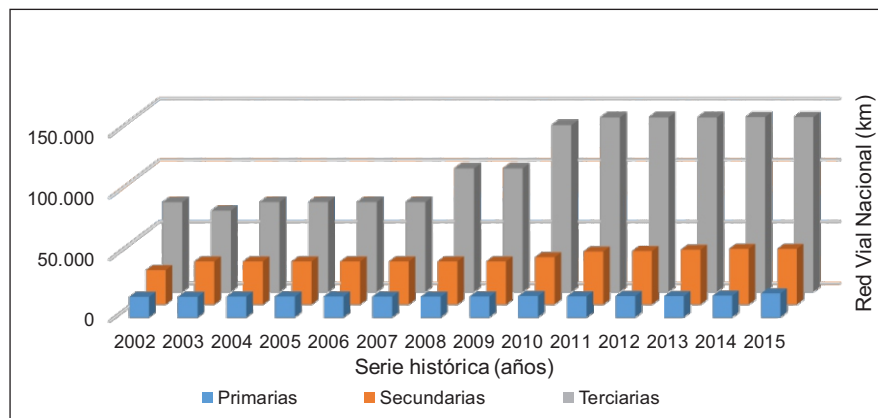
El principal problema de una condición superficial en afirmado o en terreno destapado se debe a que estas superficies, por sí solas, no proveen el soporte requerido para garantizar un desempeño aceptable de la estructura de pavimento a largo plazo bajo el tráfico alto de cargas vehiculares y demandas ambientales, razón por la cual, es necesario incrementar la condición estructural de soporte para este tipo de superficies de la red vial terciaria.

El auge extendido que ha tenido el uso del cemento hidráulico para estabilizar suelos, por más de 70 años, y sus positivas experiencias no solo en Estados Unidos, sino también en gran parte de los países iberoamericanos, es una popularidad ganada a pulso. Colombia, por su parte, a lo largo y ancho de su geografía, ha agrupado diferentes experiencias en torno al tema, las cuales requieren capitalizarse de forma positiva.

Con base en lo anterior, las administraciones municipales y departamentales colombianas vienen gestionando proyectos viales que incluyen técnicas de mejoramiento de los suelos finos y granulares locales o *in-situ*, a través de la mezcla proporcionada de estos con el cemento hidráulico.

Sin duda alguna, la mezcla de suelos con cemento es una alternativa que resulta ser más económica si se la compara con la construcción de una estructura de pavimento convencional, pues promueve el uso de suelos finos y granulares locales. Esto contribuye, además, a restringir las operaciones secuenciales de explotación, cargue y transporte de nuevos materiales desde zonas de préstamo, las de remoción de los suelos existentes y su transporte a botadero, y finalmente, las de extracción y transporte a obra de los suelos que los sustituyen. Por otra parte, puede contribuir a la reducción de espesores requeridos de la estructura de pavimento.

Vale la pena mencionar que la tecnología de mezcla suelos finos y/o granulares con cemento hidráulico puede ser empleada como técnica de mejoramiento para cualquiera de las capas granulares que componen una estructura de pavimento. De esta manera, su uso se extiende, conforme a las solicitudes de tránsito específicas y la necesidad del tramo a construir, a ser utilizada en proyectos de construcción de infraestructura vial para la red primaria y secundaria.



**Figura 23.2. Inventario preliminar de la Red Vial Nacional**

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con la definición de la Portland Cement Association (PCA) [2], una mezcla de suelo con cemento es una mezcla íntima de suelo, convenientemente pulverizado, con determinadas porciones de agua y cemento, que se compacta y cura para obtener una mayor densidad. Además, provee un excelente apoyo, pues queda conformada una capa granular más uniforme, más fuerte y más impermeable que una capa granular no estabilizada. Las cargas vehiculares pueden distribuirse en un área más grande, y los esfuerzos al nivel de subrasante son reducidos. Según indican Adaska y Luhr [3], esto conlleva que las fallas en capas de base y subbase, relacionadas con fisuración por fatiga, se reduzcan, por cuanto son menores las deflexiones verticales y las deformaciones por tensión en la superficie.

Cuando el cemento se hidrata, la mezcla se transforma en un material duro, durable y rígido. Esta mezcla, convenientemente compactada, puede utilizarse en la formación de terraplenes o en la modificación, tratamiento y/o estabilización de capas de granulares, tales como subrasante subbase y base granulares.

El cemento puede ser usado para tratar, modificar, estabilizar o mejorar la calidad del suelo, lo cual aumenta significativamente su resistencia y durabilidad. Sin duda alguna, cada material de suelo fino o granular demanda una cuantía de cemento. Tal como indican Little y Nair [4], variables como la heterogeneidad en la composición del suelo, diferencias en la micro y macroes-

estructura, variación del depósito geológico y diferencias en la interacción física y química entre el suelo y el cemento juegan un papel muy importante, pues determinan la cantidad de cemento necesaria para lograr una mezcla óptima.

Según el Department of the Army Corps of Engineers [5], la cantidad de cemento añadida dependerá del propósito, básicamente, esto es, si se quiere modificar o estabilizar el suelo en la búsqueda de un mejor desempeño del material a intervenir. La selección de la cantidad de cemento que se le adicione al suelo debe contemplar una caracterización preliminar del material fino o granular, y debe corresponder con un resultado mínimo satisfactorio en las pruebas o ensayos de resistencia y durabilidad que cada agencia de transporte contemple.

Este artículo presenta un estado de la práctica y la experiencia de países latinoamericanos, incluido Colombia, que han trabajado en la técnica de mejoramiento de suelos locales con cemento hidráulico, en los métodos empleados para la selección del contenido óptimo de cemento y en las principales propiedades que toman en cuenta de los materiales finos y/o granulares para mezclarse adecuadamente con cemento.

### **23.1. Estado de la práctica de mezclas de suelo con cemento**

Para De La Fuente [2], el arte de la aplicación del suelo cemento se inició con el uso del cemento, cuando el constructor común encontró en la mezcla de cemento y suelo un excelente material de construcción de pisos y muros. Más adelante otro acontecimiento que mereció especial atención fue la utilidad de su uso en la construcción de caminos, sobre todo cuando había problemas serios de escasez de bancos de materiales apropiados.

El cemento es el material estabilizador más utilizado en todo el mundo, ya que se produce en casi todos los países y, además, es reconocido como uno de los materiales más versátiles de construcción. Su utilización como agente estabilizador data de 1917 cuando fue utilizado por primera vez en los Estados Unidos. Sin embargo, se considera que su aplicación empezó a estudiarse en forma metódica y científica en la década de 1910 a 1920, casi simultánea e independientemente en Estados Unidos e Inglaterra.

### 23.1.1. Antecedentes históricos en Estados Unidos y países europeos

Quintanilla [6] afirma que el uso del suelo cemento, en Estados Unidos, se incrementó a partir de la patente de Joseph Hay Amies en 1917 de una mezcla de suelo con cemento que denominó *Soilamies*. Es importante mencionar que el esfuerzo conjunto de la Portland Cement Association (PCA), el Bureau of Public Roads y el Highway Department del estado de Carolina del Sur contribuyó de forma muy importante al desarrollo tecnológico de la estabilización de suelos con cemento, realizando diversos tramos experimentales de carreteras entre 1930 y 1940.

Sin embargo, a partir del año 1921, en el estado de California, Estados Unidos, se comienza a usar el suelo-cemento para estabilizar suelos arcillosos. Posteriormente, en el año de 1932, el Departamento de Caminos Estatales de Carolina del Sur creó laboratorios para su investigación e impulsó científicamente su estudio. Ya con sólidas bases, en 1935 se hizo la primera construcción supervisada de suelo-cemento con técnica moderna, cerca de Johnsonville, Carolina del Sur. Fue entonces cuando se tuvo la certeza de la factibilidad técnica y económica de su construcción masiva con éxito.

Después de la Segunda Guerra Mundial, el desarrollo de la tecnología de estabilización de suelos, tuvo un primer avance, cuando se probó que era adecuada para construir pistas de aterrizaje de magnífica calidad para el servicio de los aeropuertos. Para lograr esto, fue necesario recurrir a estudios de laboratorio que permitieran definir métodos de ensayo y observar la incidencia de las distintas variables en los resultados.

Desde 1980 hasta la fecha, el uso del suelo cemento se ha generalizado en todo el mundo. En la actualidad se cuenta con modernos equipos estabilizadores o recicladores de gran potencia y rendimiento que facilitan el trabajo en campo y garantizan la calidad de mezclado y colocación. Por ello es de esperar que su utilidad y aprovechamiento siga incrementándose a través del tiempo.

### 23.1.2. Experiencia latinoamericana en el uso de la tecnología

De acuerdo con reportes técnicos del Instituto del Cemento Portland Argentino, ICPA [7], en países latinoamericanos como Argentina, se han construido en los últimos años más de 1.500 km de bases y subbases de suelo cemento, bajo pavimentos de concreto hidráulico ejecutados con pavimentadoras. Con un



marcado auge en la época de los noventa, tras una etapa de receso o pérdida de vigor a finales de la década de 1970, en el uso de las bases cementadas para obras viales; este llegó acompañado además por el ingreso de nuevos equipamientos y tecnologías para su construcción.

En países como El Salvador, según reporta Guerrero *et al.* [8], el uso del suelo cemento ha sido progresivo, ya que en la actualidad el 95 % de los caminos rurales pavimentados tienen base de suelo cemento, y en los últimos diez años, la mayoría de las nuevas vías urbanas e interurbanas y pisos industriales se han construido utilizando bases de suelo cemento con excelentes resultados.

Según Informe final de la Compañía Integral Ingenieros Consultores [9], en Colombia, la experiencia del suelo cemento antes de la década de 1990 es escasa, solo se realizaron unos pocos proyectos como los son: Planeta Rica – La Ye, unos sectores de las vías de Cali – Popayán, Ibagué – Villanueva y algunos trabajos urbanos en las ciudades de Medellín y Arauca. Los aeropuertos de Cartagena, Cúcuta, Montería y San Andrés también utilizaron este método constructivo.

Para el mismo año, Restrepo [10] indica que, en la Costa Atlántica colombiana, se construyó la vía Manaure-Uribia (Guajira) y algunas vías de Barranquilla, que fuera ciudad pionera en la creación de especificaciones técnicas para el uso de bases de suelo cemento en el año de 1994,. Para ese mismo año, Barranquilla alcanzó la construcción de aproximadamente 45 km/carril por año. La experiencia más reciente se presenta en la ciudad de Bogotá, donde se realizó la rehabilitación de las Avenidas El Dorado, Boyacá, 127 y 68 donde se instalaron 50 km/carril.

Desde entonces, muchos proyectos de infraestructura para la red vial terciaria, han empleado capas granulares compuestas a partir de la mezcla de suelo y cemento. La presenta el registro de la práctica reciente en Colombia en este tipo de tratamiento o mezclas de suelo y cemento para el mejoramiento de vías terciarias. Está soportado en la base de datos del Sistema Electrónico de Contratación Pública *SECOP*; por lo que muchos de ellos son informes pertenecientes a proyectos de índole público.



**Tabla 23.1 Contratos ejecutados de mezcla de suelos y cemento para mejoramiento de la red vial terciarias en Colombia**

Departamento	Municipio	Año	Contrato	Objeto
Antioquia	El Bagre	2011	2011-CF-20-20-019	Suministro de 2.500 sacos de cemento para contribuir en el desarrollo de las obras que se ejecutarán dentro del proyecto de pavimentación de vías urbanas del corregimiento Puerto Clavel del municipio El Bagre.
	Girardota	2009	335	Suministro de 3.820 sacos de cemento gris tipo portland de 50 kilos la unidad para la construcción y el mantenimiento de las vías.
	Rionegro	2017	Interadministrativo n.º 113	Contrato interadministrativo suscrito entre el municipio Rionegro y la Empresa de Desarrollo Sostenible del Oriente –Edeso– para la estabilización con suelo-cemento y obras complementarias hasta 100 km de vías veredales.
	San Jerónimo	2012	Interadministrativo de colaboración n.º 4600006415	El departamento colaborará al municipio San Jerónimo con el suministro de cemento y con recursos económicos para que éste lleve a cabo la pavimentación de vías terciarias.
	La Ceja	2016	Interadministrativo de colaboración n.º 4600006489	El departamento colaborará al municipio La Ceja con el suministro de cemento y con recursos económicos para que éste lleve a cabo la pavimentación de vías terciarias.
	Cocorná	2017		El departamento colaborará al municipio Cocorná con el suministro de cemento y con recursos económicos para que éste lleve a cabo la pavimentación de vías terciarias.
	Marinilla	2017	Interadministrativo de colaboración n.º 4600006373	El departamento colaborará al municipio Marinilla con el suministro de cemento y con recursos económicos para que éste lleve a cabo la pavimentación de vías terciarias.
Boyacá	Santa María	2017	Contrato de suministro n.º Sisp-004-2017	Suministro de materiales pétreos y cemento para el mantenimiento rutinario de vías terciarias y mejoramientos de vivienda en el municipio de Santa María-Boyacá.
	Tibasosa	2012	Proceso de Contratación de Mínima Cuantía n.º 038 de 2012	Construcción base estabilizada con suelo existente, cemento portland tipo I.
Caquetá	Florencia	2014		Suministro de cemento para la recuperación de la malla vial en el casco urbano del municipio de Florencia, departamento del Caquetá.
Magdalena	El Retén	2016	SMC-019-2016	Mejoramiento en suelo cemento de la vía Aracataca-El retén km+5, sector conocido como Zacapa.

Fuente: elaboración propia.

## **23.2. Diseño de mezclas de suelos finos y granulares con cemento**

### **23.2.1. Generalidades**

La ejecución de proyectos de infraestructura vial, sea de la importancia y magnitud que fuere, requiere para su adecuado funcionamiento, que los materiales granulares, asfálticos y cementantes que componen cada una de sus capas sean de una calidad tal que permita su adecuado funcionamiento, en lo que se refiere a la distribución de las cargas vehiculares. Por lo general, esta calidad es más exigente a medida que los materiales están más próximos a la recepción de las cargas vehiculares.

De la misma manera en la que se diseña una mezcla para elaborar concretos hidráulicos, una mezcla de suelos fino o granulares con cemento, se planea en función de la calidad y clasificación de los materiales existentes y de la cantidad de cemento que requiere para el cumplimiento de los criterios de resistencia a la compresión confinada o de durabilidad por humedecimiento y secado. Por lo tanto, el diseño de la mezcla deberá considerar la existencia de los distintos materiales que se encuentran en toda la longitud del proyecto o del tramo a estabilizar. En procura de obtener un diseño más homogéneo en desempeño, deberán hacerse tantos diseños como sean necesarios, de tal manera que sean representativos del material que se encuentre en la vía.

Actualmente, y de acuerdo con lo inicialmente establecido por la Portland Cement Association (PCA), el procedimiento de diseño para la mezcla de material fino y/o granular tratado con cemento se realiza en el laboratorio con base en los criterios de resistencia y durabilidad. No obstante, se diseña bajo los criterios de durabilidad, cuando la mezcla está expuesta a la recepción directa de las cargas vehiculares, dicho en otras palabras, cuando vaya a cumplir funciones de carpeta de rodadura para los vehículos, propiamente.

En experiencias en países como Estados Unidos, reportadas por Howard [11], es muy frecuente la ejecución de diferentes pruebas dinámicas y de desempeño, tales como módulo resiliente, pruebas de ahuellamiento y la medición del perfil de temperatura para establecer el comportamiento del suelo mezclado con cemento durante el período de diseño. Un estudio realizado en El Salvador y conducido por Quintanilla [12] propone la medición del módulo de elasticidad dinámico a través de la prueba no destructiva de pulso ultrasónico. En la sección siguiente, se presentan algunos resultados de este estudio.

Para el caso específico de las vías terciarias, en el que la condición o nivel del tránsito suele estar en el intervalo de bajo a medio, puede trabajarse con estructuras poco robustas y elevar la condición de soporte de los suelos locales de subrasante y/o afirmado, a través de la mezcla con cemento hidráulico, para así requerir espesores más bajos en las capas superiores y disminuir los costos totales del proyecto. De acuerdo con De La Fuente [2], es un hecho comprobado ampliamente que sus propiedades de resistencia aumentan con el tiempo, lo que favorece que su conservación sea mínima y tenga una prolongada vida útil, bastante más larga que la de los tratamientos asfálticos.

### **23.2.2. Estabilización y modificación de los suelos mezclados con cemento**

La práctica común en Colombia y en otros países del mundo permite definir a la mezcla de los materiales finos o granulares con cemento hidráulico, bajo el concepto general de suelo-cemento. Ocasionalmente, la definición puede resultar ambigua y, aunque es, en definitiva, la mezcla de tres (3) materiales (i. e., suelo, agua y material cementante), el hecho de que sea estabilización, modificación o tratamiento, le confiere un carácter diferente, que está ligado a la cantidad de cemento añadida en la fórmula de trabajo, a la modificación en el comportamiento del material mismo, a la rigidez lograda en la mezcla, y al período de reacción de estos dos materiales en un plazo determinado. La mejora o la estabilización tienen como fundamento conseguir que determinados suelos, tras el tratamiento, sean aceptables para un uso en la obra, en el que de forma natural no lo serían, por sus características.

De acuerdo con la Portland Cement Association (PCA) [4] un proceso de modificación de suelos con cemento es el mejoramiento del suelo que ocurre a corto plazo, durante o poco tiempo después de realizar la mezcla del suelo con el cemento. Reduce la plasticidad del suelo (mejora la consistencia) y mejora la resistencia a corto-plazo al nivel esperado, entendiendo el término corto plazo como la resistencia adquirida inmediatamente por el material dentro de los siete (7) días siguientes a la compactación.

Entretanto, un proceso de estabilización tiene lugar a largo plazo. Se puede deber a la reacción de hidratación o a la de calcio-silicato en el cemento hidráulico. El Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA) [13], indica que en los suelos estabilizados, se persigue fundamentalmente un

aumento de su capacidad de soporte y una disminución de su sensibilidad al agua y otras condiciones medioambientales desfavorables, así como en muchos casos un incremento de su resistencia mecánica. Si la fracción granular del suelo es importante, un porcentaje moderado de conglomerante es suficiente para obtener un material insensible al agua, estable y capaz de resistir a largo plazo las deformaciones producidas por el tráfico.

### **23.3. Metodología para determinar el contenido óptimo de cemento hidráulico**

#### **23.3.1. Aspectos básicos**

En teoría, cualquier suelo puede estabilizarse con cemento, a excepción de los suelos con alto contenido tanto de sales que afecten al cemento, como de sustancias orgánicas o materiales deletéreos.

La figura 23.3 presenta un esquema o cuadro de flujo, en el que se plantea la metodología para determinar la fórmula de trabajo en el laboratorio, a partir de las especificaciones que contempla el Instituto Nacional de Vías de Colombia. El contenido óptimo de cemento hidráulico y la fórmula de trabajo se definen en el laboratorio, mediante un diseño de la mezcla con varios porcentajes de cemento y a partir de la caracterización de las propiedades del suelo, tales como granulometría, límites de consistencia y contenido de humedad natural, contenido de materia orgánica, pH, contenido de sulfatos y los ensayos de resistencia y durabilidad en el laboratorio.

De acuerdo con reporte del Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones (IECA) [14], suele resultar más adecuado para suelos muy finos y arcillosos realizar un tratamiento mixto cal-cemento, pues la aplicación de la cal logra reducir la plasticidad y consigue agrupar los finos en granos de mayor diámetro sobre los que sí puede actuar el cemento, lográndose obtener una resistencia apreciable.

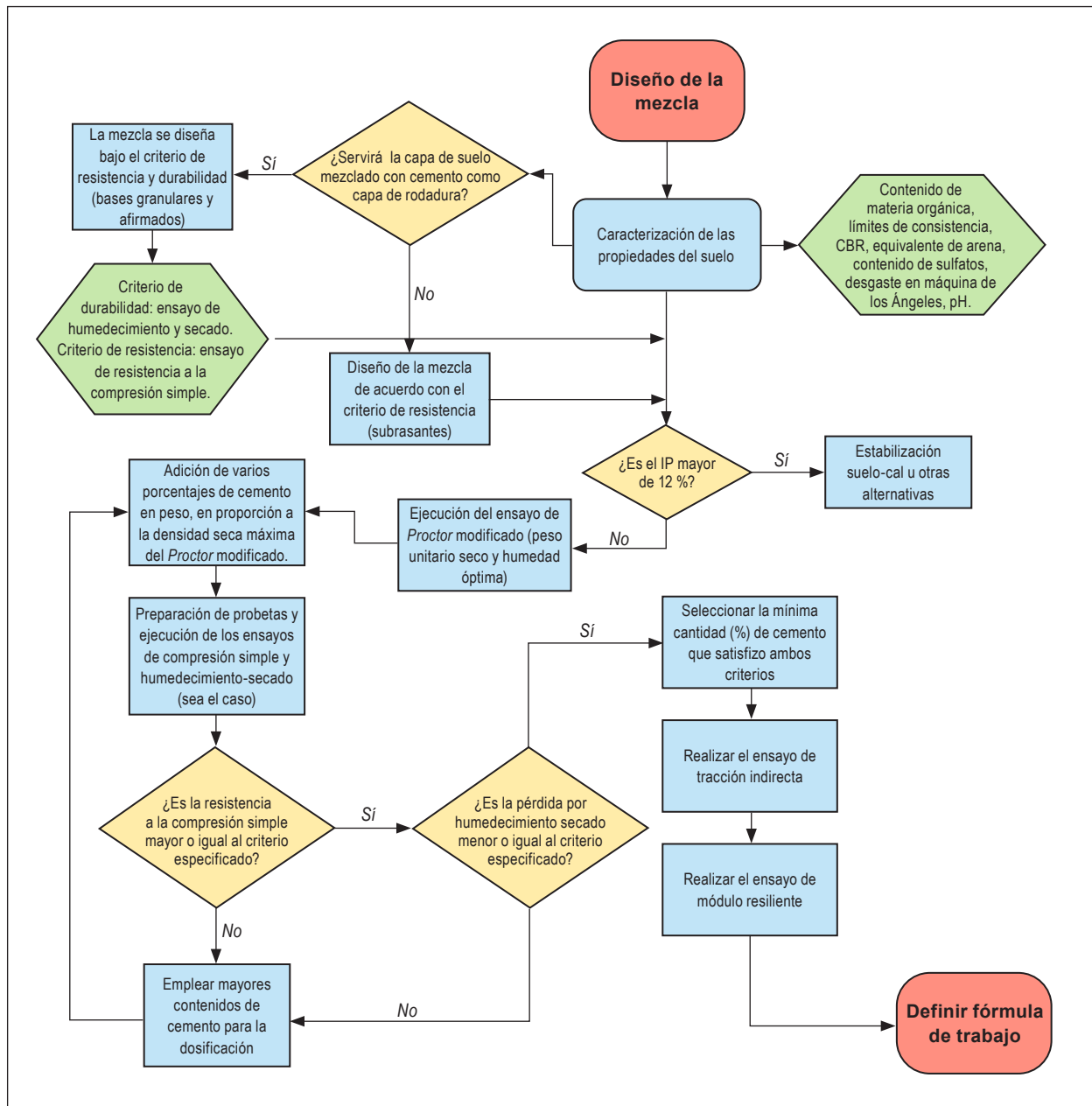


Figura 23.3. Características de la humedad-masa volumétrica del suelo virgen (0 %) y suelo reforzado con fibra de 20 mm a dosificación variable (0,5, 1,0, 1,5 y 2,0 %)

Fuente: elaboración propia.

### 23.3.2. Requisitos de cumplimiento para suelos finos y/o granulares

La tabla 23.2 presenta un cuadro comparativo de los principales requisitos que deben cumplir los materiales finos y /o granulares, que van a ser mezclados con cemento. Se plantea la comparación en el cumplimiento de los requisitos propuestos por las especificaciones de la Agencia de transporte colombiana (Invias), la de los países Centroamericanos: Honduras, El Salvador, Costa Rica, Guatemala y Nicaragua (Sieca) y la de España (PG-3).

**Tabla 23.2. Cuadro comparativo de los requisitos para materiales finos y/o granulares que serán mezclados con cemento**

<i>Característica de los suelos</i>	<i>Requisito Invias (Art. 350 Colombia)</i>	<i>Requisito Sieca (Sección 213 Sieca)</i>	<i>Requisito España (PG-3, Sección 512)</i>
<i>Composición</i>			
Granulometría	50		
Tipo A. Tamaño máximo, (mm)	25		
Tipo A. Tamaño máximo, (mm)	< 35	5 - 35	< 35
Tipo B. Pasa malla No. 200, (%)	< 50		
Tipo B. Pasa malla No. 200, (%)			
Contenido de conglomerante, mínimo (%)		–	3
<i>Limpieza</i>			
Límite líquido, máximo (%)	30		
Tipo A	35	40	40
Tipo B			
Índice de Plasticidad, máximo (%)	12		
Tipo A	15	< 8	15
Tipo B			
Equivalente de arena, mínimo (%)	30	–	–
Contenido de materia orgánica, máximo (%)	1	0,1	1
Contenido de terrones de arcilla y partículas deleznable, máximo (%)	2	–	2
<i>Características químicas</i>			
Proporción de sulfatos, máximo (%)	0,5	–	0,7
Reactividad álcali-agregado: Concentración de SiO <sub>2</sub> y reducción de alcalinidad R	SiO <sub>2</sub> <R, cuando R>70 SiO <sub>2</sub> < 35+0,5R cuando R<70	–	–
<i>Durabilidad</i>			
Pérdida de masa de la mezcla compactada en prueba de humedecimiento y secado, (%)	14		
– Suelos A-1; A-2-4; A-2-5; A-3	10	–	–
– Suelos A-2-6; A-2-7; A-4; A-5	7		
– Suelos A-6; A-7			
<i>Resistencia</i>			
Densidad seca máxima del Proctor modificado, (%)	98	–	98
Resistencia a la compresión a los siete días (MPa)	2,1		
– Mínima	4,5	2,0	1,5
– Máxima			

Fuente: elaboración propia.

### 23.3.3. Tipos de cemento más adecuados

Según reporte técnico del Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones (IECA) [13], los cementos, al fraguar e hidratarse los silicatos y aluminatos cálcicos anhidros, producen uniones entre las partículas del suelo, disminuyendo su sensibilidad al agua y, en función del contenido de conglomerante, pueden aumentar considerablemente la resistencia a la deformación del suelo estabilizado y ofrecer una cierta resistencia a la tracción. En los suelos estabilizados con cemento el tipo de conglomerante tiene una importancia menor en comparación con la dosificación del mismo o la densidad alcanzada en la compactación. Los cementos más adecuados para estas unidades de obra son los que presentan las siguientes propiedades:

- Inicio y final de fraguado suficientemente largos, de forma que se tenga un elevado plazo de trabajabilidad.
- Moderado calor de hidratación, para limitar los efectos de la fisuración por retracción (ancho de fisuras y distancia entre las mismas), principalmente en épocas calurosas.
- Desarrollo lento de resistencias y módulos de rigidez a edades tempranas, recuperándolas a largo plazo. Con ello se consigue limitar el efecto de la retracción y los fenómenos iniciales de fatiga inducidos por las cargas del tráfico.

### 23.3.4. Ensayos de resistencia y durabilidad

Entre las muchas agencias de transporte existentes en Latinoamérica, Estados Unidos y España, se encuentran criterios en común para la selección del contenido óptimo de cemento. Uno de esos criterios es el de resistencia, y para definirlo, se realizan ensayos de compresión simple, con el fin de evaluar la rigidez desarrollada por el espécimen de suelo mezclado con cemento en un período de siete (7) días, tal como se aprecia en la figura 23.4 y en la figura 23.5.

Esta prueba está normalizada bajo el procedimiento de ensayo INV E-614-13 del Instituto Nacional de Vías [15], y se refiere a la determinación de la resistencia a la compresión simple de especímenes de suelo mezclado con cemento hidráulico, tras un período de curado de doce horas en cámara húmeda, y cuatro horas sumergido en agua.





**Figura 23.4. Aplicación de la sobrecarga para la compactación del espécimen de suelo mezclado con cemento**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 23.5. Ejecución ensayo de resistencia a la compresión confinada en especímenes de suelo mezclado con cemento**

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con algunas experiencias reportadas por el Departamento de Transporte del estado de Virginia en Estados Unidos VDOT [16] para el criterio de resistencia, un contenido de cemento adecuado debe proveer una resistencia a la compresión a los siete días en un intervalo de 2,0 a 2,8 MPa (300 a 400 psi); para garantizar desempeño satisfactorio *in-situ* de las capas granulares tratadas con cemento. Limitar el valor de resistencia a la compresión simple permite minimizar la probabilidad de aparición de fisuras causadas por altos contenidos de cemento y agua.

Para el criterio de durabilidad, se ejecuta el ensayo de humedecimiento y secado en el laboratorio. Esta prueba también se encuentra normalizada bajo el procedimiento de ensayo INV E-612-13 del Instituto Nacional de Vías [15] y permite determinar las pérdidas y los cambios de humedad y de volumen (expansión y contracción) producidos por el humedecimiento y secado repetido de especímenes endurecidos de suelo mezclado con cemento.



La dosificación óptima de cemento se determina ensayando varias series de probetas con distintas dotaciones de cemento. Dichas probetas se fabrican con la humedad óptima y la densidad seca máxima del Proctor modificado. Posteriormente, para realizar los ensayos de durabilidad y resistencia, previa caracterización física y química, se preparan especímenes del suelo a intervenir dosificados con porcentajes diferentes de cemento con incrementos de 0.5 % y un número mínimo de tres (3) muestras por cada contenido de cemento, en el intervalo sugerido de acuerdo con la clasificación Aashto del material, tal como aparece en la tabla 23.3.

**Tabla 23.3. Requisitos de cemento para grupos de suelo Aashto**

Aashto Soil Group	Intervalo usual en requisitos de cemento		Contenido estimado de cemento. Porcentaje en peso
	Porcentaje en volumen	Porcentaje en peso	
A-1-a	5-7	3-5	5
A-1-b	7-9	5-8	6
A-2	7-10	5-9	7
A-3	8-12	7-11	9
A-4	8-12	7-12	10
A-5	8-12	8-13	10
A-6	10-14	9-15	12
A-7	10-14	10-16	13

Fuente: elaboración propia.

Un estudio realizado por el *Instituto Salvadoreño del Concreto y el Cemento* [12] empleó un suelo clasificado como A-2-4, según metodología Aashto, para ser mezclado con cemento. Con el objetivo de definir la fórmula de trabajo, contempló dos tipos de cemento: el primero (tipo HE) para uso general en pavimentos, y el segundo de uso especial (tipo M), de más reciente aplicación para este tipo de estructuras, empleó unas proporciones de cemento en el intervalo de 2,0 % a 8,0 % y evaluó las propiedades para edades entre tres hasta ciento veinte días. Aparte de las aplicaciones, el estudio no reveló otro tipo de características para los tipos de cemento empleados.

La información del citado estudio, presentada en la tabla 23.4 y tabla 23.5, deja ver una primera variable que afecta el desarrollo de la resistencia a la compresión simple, y es el tipo de cemento, para este caso, uno de uso común para pavimentos y otro de uso más reciente para el mismo tipo de estructura. Sin embargo, no se aclara qué composición tiene cada uno de los dos tipos de cemento utilizados en relación con el calor de hidratación, lo cual condiciona el tiempo de reacción y ganancia de la resistencia a la compresión simple.

**Tabla 23.4. Resistencia a la compresión simple evaluada a diferentes edades y cemento de uso especial**

Cemento tipo <i>M</i> (%)	Edad (días)					
	3	7	28	60	90	120
	<i>Resistencia a la compresión simple (MPa)</i>					
2	0,74	1,79	2,78	3,19	3,40	3,55
4	1,50	3,70	5,51	6,19	6,52	6,75
6	1,75	5,06	7,65	8,55	8,98	9,28
8	1,72	6,13	9,47	10,58	11,10	11,45

Fuente: elaboración propia.

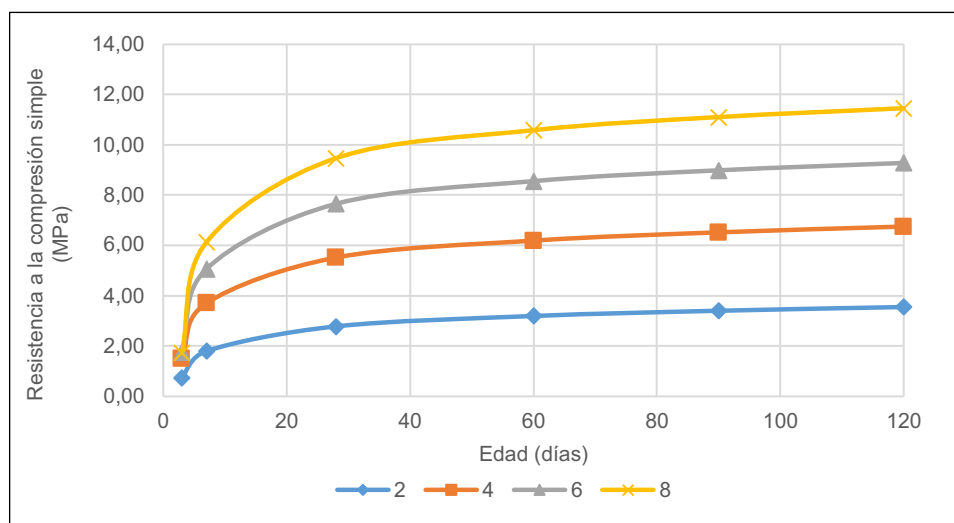
**Tabla 23.5. Resistencia a la compresión simple evaluada a diferentes edades y cemento de uso general**

Cemento tipo <i>HE</i> (%)	Edad (días)					
	3	7	28	60	90	120
	<i>Resistencia a la compresión simple (MPa)</i>					
2	1,48	2,67	3,79	4,27	4,52	4,70
4	2,26	4,54	6,56	7,38	7,79	8,09
6	2,69	6,04	8,89	10,01	10,57	10,96
8	2,92	7,33	10,98	12,37	13,06	13,54

Fuente: elaboración propia.

Con respecto a los anteriores resultados y al comportamiento de la resistencia a la compresión simple (MPa) conforme aumenta la edad, puede inferirse lo siguiente:

- El cemento hidráulico de uso especial desarrolló una resistencia a la compresión a los siete días de aproximadamente 66 % con respecto al valor de la resistencia a los veintiocho días. A los ciento veinte días, la evolución de la resistencia alcanzó, para los cuatro incrementos ensayados, un porcentaje promedio de 121 %. A medida que se incrementa el contenido de cemento, si bien el valor de la resistencia a la compresión es mayor, tiende a disminuir el porcentaje de ganancia de la misma, y conserva la tendencia a medida que aumenta la edad. El intervalo donde ocurre una mayor ganancia en el valor de la resistencia es el comprendido entre el 2 y el 4 % de cemento. La misma tendencia es presentada en el comportamiento de la resistencia, para los especímenes preparados con cemento de uso general.
- Entre los dos tipos de cemento empleados en el estudio, el que desarrolla la resistencia a la compresión a una tasa mayor es el cemento de uso general. A los tres días de edad, la evolución de la resistencia alcanza, para los cuatro incrementos ensayados, un porcentaje promedio de 33 %, mientras que para el cemento de uso especial, solo un 24 %. A los ciento veinte días, desarrolla una resistencia a la compresión de aproximadamente 123 % con respecto al valor de la resistencia a los veintiocho días.

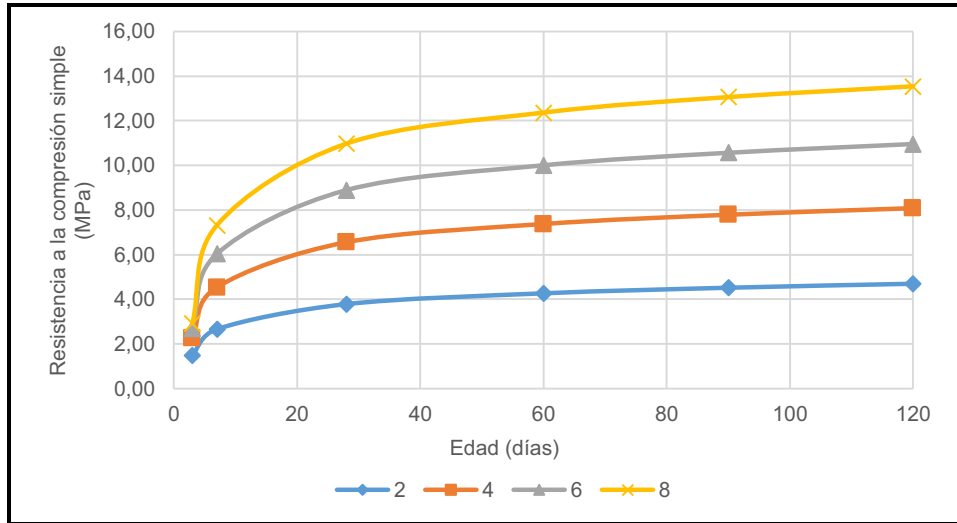


**Figura 23.6. Comportamiento de la resistencia a la compresión simple vs. porcentaje de cemento de uso especial**

Fuente: elaboración propia.

En la figura 23.6 y en la figura 23.7, puede apreciarse lo descrito anteriormente. La pendiente en la curva para la edad de siete (7) días es mayor en la primera porción, esto es, edades entre 3 y 7 días. Después del día 28, la tasa

de ganancia comienza a disminuir, razón por la cual la pendiente en dicho tramo es menor.



**Figura 23.7. Comportamiento de la resistencia a la compresión simple vs. porcentaje de cemento de uso general**

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con lo anterior, y solo cumpliendo con el requisito de resistencia a la compresión simple a los siete días que, de acuerdo con el *Manual centroamericano de especificaciones* propuesto por la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (Sieca) que establece como requisito mínimo un valor de 2,0 MPa, el contenido óptimo de cemento hidráulico es 2 % para el cemento de uso general y un valor en el intervalo de 2 y 4 % para el cemento de uso especial.

### 23.3.5. Módulo resiliente

El módulo resiliente es un parámetro que permite caracterizar los materiales del pavimento bajo carga repetida, con la consideración de la influencia de los niveles de esfuerzo (tanto presión de confinamiento como esfuerzo desviador) y la no-linealidad inducida por las cargas de tráfico.

De acuerdo con el Departamento de Transporte y Desarrollo del Estado de Louisiana DOTD [17], el módulo resiliente es un parámetro de entrada esencial para el diseño mecánico-empírico de estructuras de pavimento. La figura 23.8 muestra los resultados típicos en un ensayo de carga repetida, con una

deformación axial recuperable (y una deformación axial permanente acumulada a un cierto ciclo de carga. El módulo resiliente se define con la ecuación 1.:

$$M = \sum(T_a - T_0) \times \Delta t \quad (1)$$

Donde:

$\sigma_d$ : esfuerzo desviador.

$\epsilon_r$ : deformación axial recuperable.

El uso de propiedades como el módulo resiliente en bases, subbase y subrasantes, para el diseño mecánico de estructuras de pavimento ha ido aumentando entre agencias de transporte. Algunas agencias estatales, como las de Kentucky y Missouri, han tenido buenos resultados empleando el módulo resiliente de agregados y suelos como parámetro de entrada en el modelo mecanicista de las Aashto. Además, propone la necesidad de determinar el módulo resiliente para los diferentes materiales en condiciones de humedad y densidad seca *in-situ* (incluyendo la variación inherente que puede ocurrir); de esta manera entonces, estos valores podrían ser utilizados en el diseño de estructuras de pavimento.

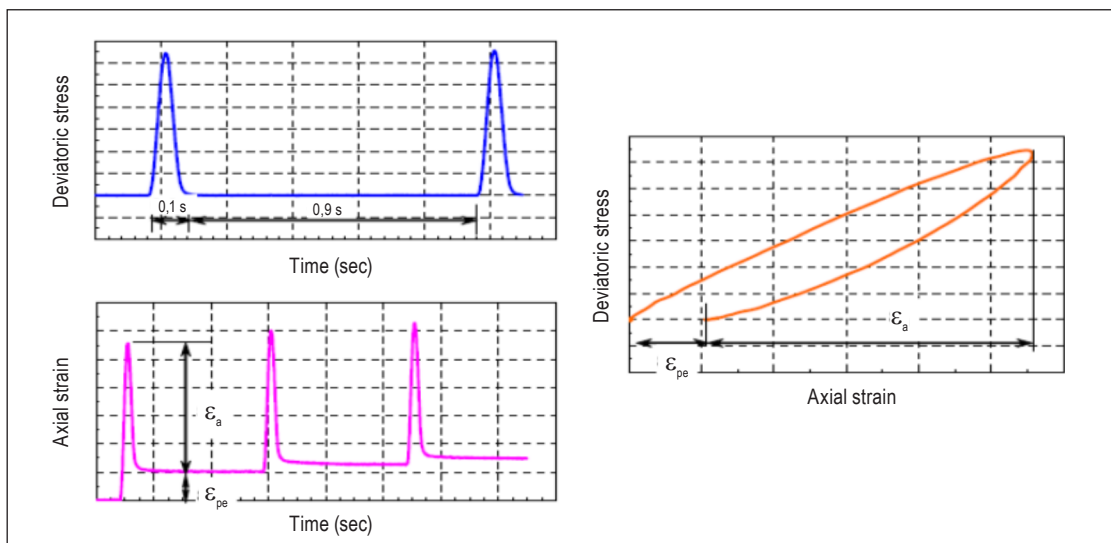


Figura 23.8. Resultados típicos en un ensayo de carga repetida o cíclica

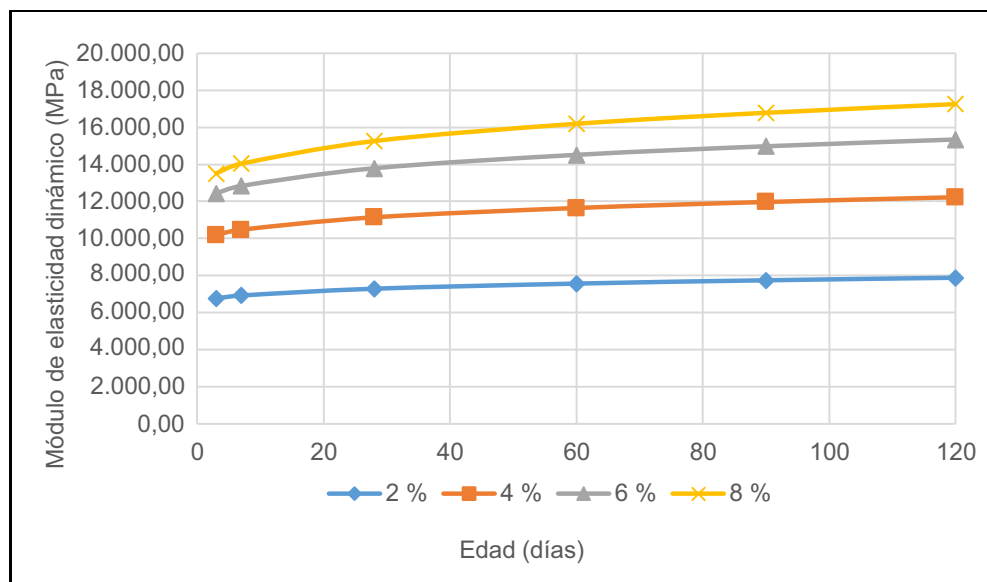
Fuente: elaboración propia.

### 23.3.6. Ensayos no destructivos (Non-destructive tests)

Los ensayos del tipo no destructivo, tal como su nombre lo indica, son aquellos que permiten la evaluación de determinadas propiedades en los materiales sin que el testigo o espécimen se dañe o se destruya.

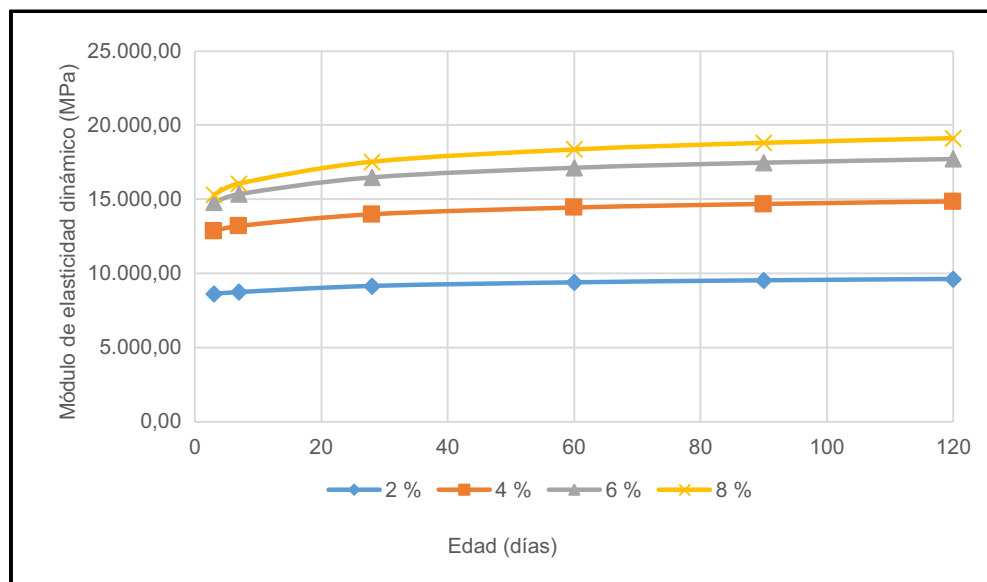
El mismo estudio ya referenciado [12] empleó una prueba de ultrasonido para la determinación del módulo de elasticidad y la relación de *poisson*. El análisis de los materiales mediante ultrasonido se fundamenta en el principio físico del movimiento de una onda acústica, la cual es afectada por el medio a través del cual viaja, debido a lo cual ocurren los cambios asociados con el paso de una onda sonora de alta frecuencia a través de un material en uno o más de los cuatro parámetros siguientes: tiempo y velocidad de tránsito, atenuación, reflexión y frecuencia. La estimación de ciertas propiedades mecánicas en los cilindros de suelo-cemento fue posible, gracias a que estos parámetros están correlacionados con los cambios de las propiedades físicas de dureza, módulo de elasticidad, densidad, homogeneidad, y tipo de estructura.

La figura 23.9 y la figura 23.10 presentan los valores del módulo de elasticidad dinámico determinado a través de una prueba de ultrasonido y su comportamiento de acuerdo con la variación del contenido y tipo de cemento empleado.



**Figura 23.9. Comportamiento del módulo de elasticidad dinámico simple vs. porcentaje de cemento de uso especial**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 23.10. Comportamiento del módulo de elasticidad dinámico simple vs. porcentaje de cemento de uso general**

Fuente: elaboración propia.

### 23.3.7. Fórmula de trabajo

Luego de realizar las pruebas de compresión simple y de humedecimiento-secado, se selecciona el contenido mínimo de cemento que cumpla ambos criterios. Ensayos como el de tracción indirecta y el módulo resiliente son propuestos para realizarse sobre especímenes que tengan el contenido óptimo de cemento hidráulico.

La fórmula de trabajo establecida presenta, además del contenido óptimo de cemento, la granulometría del agregado, el valor de resistencia a la compresión simple a los siete días y los porcentajes óptimos de agua para mezcla y compactación.

Las capas granulares (e. g., subrasante, afirmado, subbase y/o base granulares) tratadas con cemento hidráulico tendrán la rigidez suficiente para soportar condiciones severas de intemperismo y una recepción de cargas vehiculares de gran magnitud y alta frecuencia, y siempre será esta rigidez de mayor valor a capas granulares que no han sido tratadas, lo cual permite, además, el hecho de poder disminuir el espesor de la capa tratada.

## 23.4. Análisis y discusión

El porcentaje estimado de cemento hidráulico, de acuerdo con el tipo de suelo a intervenir, y según lo contemplado en la tabla 23.3 –requisitos de la Aashto– es solo un marco de referencia. Deben realizarse los ensayos de caracterización, resistencia y durabilidad sobre la mezcla de suelo y cemento, para de esta manera, seleccionar el contenido de cemento que brinde un mejor desempeño. Claro ejemplo de ello es que el tipo de suelo empleado en el estudio clasificado como A-2-4 requirió un contenido de cemento (porcentaje en peso) en el intervalo de 2 % a 4 % contemplando los dos tipos de cemento empleados; y no de 7 %, como sugiere la tabla de la referencia para el mismo tipo de suelo.

En el mismo sentido, una de las experiencias colombianas más recurrentes en pequeños proyectos de construcción de infraestructura para red vial terciaria es la creencia de que solamente se necesitan realizar en el laboratorio ensayos de clasificación de suelos (i. e. granulometría por lavado en malla 200 y límites de consistencia), y de acuerdo con ella, en el sistema Aashto, tal como lo indicó la tabla 23.3, puede conocerse la cantidad óptima de cemento, como si se tratase de cartillas de diseño. Estos contenidos de cemento son solo cantidades estimadas preliminares basadas en ensayos de durabilidad en laboratorio, y deben ser modificadas o verificadas con base en resultados de ensayos adicionales. Por ejemplo, suelos que contengan mayor contenido de materia orgánica probablemente requerirán ensayos como medición de pH en suelos mezclados con cemento, de acuerdo con lo reportado por Little y Nair [4].

Las especificaciones de Invías para Colombia no consideran como requisito fundamental de los materiales de suelos a intervenir determinar el índice de pH. Es importante conocer que para que un suelo se pueda estabilizar, este debe tener un pH mayor o igual a 6. El pH es una medida de la cantidad de iones positivos de hidrógeno  $H^+$ ; este fenómeno es llamado potencial de hidrógeno. En cuanto sea menor el potencial de hidrógeno más ácido será un suelo.

El valor del pH se clasifica de la siguiente forma.

- $PH = 7$ . Corresponde a una sustancia neutra.
- Valores entre 0 y 7 indican sustancias ácidas

Valores entre 7 y 14 son características de sustancia básicas.



En comparación con otro tipo de normativas, como la de los países centroamericanos [18] y las españolas PG-3 [19], las especificaciones colombianas para la estabilización y modificación de suelos finos y / o granulares con cemento hidráulico lo hacen en función del tipo de capa que se pretende tratar y no precisamente por cómo el tipo de material local (fino o granular) se vea mejorado con la adición de cemento. En este sentido, hay requisitos de cumplimiento propuestos por el Instituto Nacional de Vías para los suelos locales, en virtud de ser utilizados para elevar su uso como material de subrasante [20], subbase y afirmado [21] o base granular [22].

Es necesario insistir en el hecho de evaluar las condiciones de resistencia y durabilidad en el campo (con equipo deflectómetro de impacto) y en el laboratorio, y analizar los minerales constitutivos de los suelos finos, pues son estos los que favorecen o limitan la reacción de estos con el agente cementante, pues la base para la selección de la cantidad de cemento requerida es el mejoramiento de las propiedades físicas y químicas del suelo seleccionado.

## Conclusiones

La mezcla de los suelos finos o granulares con cemento para el mejoramiento de las capas granulares es una alternativa que permite la construcción de bases, subbases y subrasantes con propiedades mecánicas superiores a aquellas no tratadas o estabilizadas que pueden ser utilizadas para la construcción de estructuras de pavimento en cualquiera de las categorías o jerarquías de la red vial colombiana.

Indudablemente, uno de los grandes beneficios del tratamiento de materiales granulares con cemento es el aprovechamiento de materiales locales o *in-situ*, lo cual suprime las operaciones de remoción de los suelos existentes y su transporte hacia los botaderos, así como las de extracción, suministro, cargue y transporte a obra de los suelos que los sustituyen. El hecho de evitar la explotación de nuevos yacimientos de agregados y la consecuente reducción de las reservas de materiales existentes lo convierte en una alternativa sostenible de mejoramiento de suelos.

El éxito del tratamiento de una mezcla de suelo fino y/o granular con cemento hidráulico depende fundamentalmente de conocer con mucha claridad el tipo

de suelo que se tiene, ya que con este factor se podrá definir la dosificación que se debe usar, sin olvidar que factores como la homogeneización del producto en la mezcla suelo agua y la humedad natural del terreno también son determinantes en el momento de garantizar los resultados esperados. Es muy importante determinar el PH del suelo, pues esta condición es fundamental en el momento de garantizar las reacciones electroquímicas del producto con la mezcla agua suelo.

Un buen diseño de la mezcla de suelo y cemento tiene su origen en el laboratorio: en la caracterización apropiada de cada uno de los materiales componentes de la mezcla, en una ejecución rigurosa de cada una de las pruebas de resistencia y durabilidad ejecutadas y en la selección adecuada de la fórmula de trabajo. Satisfacer estos requisitos, y trabajar con los mismos principios de rigurosidad las acciones de estabilización *in-situ* garantiza que esta tecnología vaya teniendo más cabida en los proyectos de intervención de la red vial terciaria colombiana.

La ejecución del ensayo de módulo resiliente debería convertirse en un criterio de desempeño de obligatoria exigencia y cumplimiento en las especificaciones para la construcción de carreteras en Colombia. Esto permitiría emplear valores más próximos a la realidad de los materiales en las metodologías empíricas y mecanicistas de diseño de pavimentos que incluyan capas granulares tratadas con cemento. Los valores reales de módulos elásticos y sus correspondientes coeficientes de capa predicen, de forma más adecuada, el comportamiento de la estructura durante el período de servicio de la misma.

## Referencias

- [1] Departamento Nacional de Planeación, "Política para la Gestión de la Red Terciaria: presupuesto informado por resultados", Bogotá, Colombia, 2016.
- [2] E. De la Fuente, "Suelo-cemento: Sus usos, propiedades y aplicaciones", México D. F., 2013.
- [3] W. S. Adaska and D. R. Luhr, "Control of Reflective Cracking in Cement Stabilized Pavements", *5th Int. RILEM Conf. Limoges, Fr. May 2004*, vol. 2, n.º May, pp. 1-8, 2004.

- [4] D. Little and S. Nair, "Recommended practice for Stabilization of subgrade soils and Base materials", *Natl. Coop. Highw. Res. Progr.*, vol. NCHRP Proj, n.º January, pp. 1-67, 2009.
- [5] Department of the Army Corps of Engineers, "Soil Stabilization for Pavements Mobilization Construction", *Off. Chief Eng.*, n.º April, p. 32, 1984.
- [6] C. A. Quintanilla, *El estado del arte del suelo-cemento en estructuras de pavimentos*, FICEM, Fed. Panamá: FICEM, Federación Interamericana del Cemento, 2007.
- [7] ICPA, *Construcción de bases y subbases de suelo cemento*. Argentina, 2015, pp. 1-17.
- [8] L. E. Guerrero, H. A. Miranda, and J. A. Ramírez, "Correlación del modulo de elasticidad dinamico, resistencia a la compresion y coeficiente de capa en bases de suelo", Universidad de El Salvador, 2008.
- [9] Integral Ingenieros Consultores, "Bases de suelos cemento en la vía Medellín-Cartagena", Medellín, Antioquia, 1973.
- [10] C. E. Restrepo, "Bases de suelo cemento para obras civiles de Medellín y otras vías de Antioquia", *Simp. Colomb. Sobre Ing. Paviment. SAI*, p. 400, 1976.
- [11] I. L. Howard, W. G. Sullivan, B. K. Anderson, J. Shannon, and Ti. Cost, "Final Report FHWA/MS-DOT-RD-13-206: Design and Construction Control Guidance for Chemically Stabilized Pavement Base Layers", Jackson, Mississippi, 2013.
- [12] C. Quintanilla, "Correlación entre el módulo de elasticidad dinámico, resistencia a la compresión y coeficiente de capa, para bases y subbases de suelo-cemento", *Rev. ISCYC*, vol. 62, p. 28, 2015.
- [13] Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones (IECA), *Manual de estabilización de suelos con cemento o cal*, Instituto. Madrid, España, 2010.
- [14] Instituto Español del Cemento y sus aplicaciones (IECA), "Estabilización de suelos con cemento", *Inst. Español del Cem. y sus Apl.*, p. 12, 2013.
- [15] Invias, "Especificaciones generales de construcción de carreteras y normas de ensayo para materiales de carreteras. Sección 600 - Estabilización de suelos", Bogotá, Colombia, 2013.
- [16] M. S. Hossain, H. Nair, and C. Ozyildirim, "Determination of Mechanical Properties for Cement- Treated Aggregate Base", Richmond, Virginia, 2017.
- [17] K. Hanifa, M. Y. Abu-Farsakh, and G. P. Gautreau, "Design Values of Resilient Modulus for Stabilized and Non-Stabilized Base", 2015.

- [18] S. de I. E. C. SIECA, “Manual Centroamericano Proyecto USAID No. 596-0181.20: Especificaciones para la construcción de carreteras y puentes regionales”, 2001.
- [19] PG-3, “Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes. Art. 542. Mezclas bituminosas tipo hormigón bituminoso”, p. 514 p, 2015.
- [20] Instituto Nacional de Vías (Invias), “Art. 235-13. Estabilización de suelos de subrasante con cemento”, Bogotá D. C., 2013.
- [21] Instituto Nacional de Vías (Invias), “Art 350-13. Suelo-cemento”, Bogotá, D.C., 2013.
- [22] Instituto Nacional de Vías (Invias), “Art. 351-13. Base tratada con cemento”, Bogotá D. C., 2013.



## Parte V

---

Pavimentos de hormigón

# Pavimento articulado de hormigón formado por bloques contruidos *in-situ* utilizando geoceldas. Experiencia en Chile

Felipe Halles  
Susana Achurra  
Simón Arriaza  
Gabriel García

Resumen	534
Introducción	535
24.1. Características del sistema	536
24.1.1. Antecedentes generales	536
24.1.2. Características de las geoceldas	537
24.1.3. Mecanismo de distribución de esfuerzos	537
24.2 Tramo piloto. Experiencia y resultados seguimiento	538
24.2.1. Antecedentes tramo piloto	538
24.2.2. Inspección visual	539
24.2.3. Extracción de testigos	539
24.2.4. Evaluación estructural	541
Conclusiones	544
Agradecimientos	545
Referencias	545

***Felipe Halles***

Doctor en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile. Gerente general de grupo Altavia, Chile. Correo electrónico: fhalles@altavia.cl

***Susana Achurra***

Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile. Ingeniera de proyectos grupo Altavia, Chile. Correo electrónico: sachurra@gmail.com

***Simón Arriaza***

Ingeniero civil, Universidad Técnica Federico Santa María. Ingeniero de proyectos, grupo Altavia, Chile. Correo electrónico: sarriaza@altavia.cl

***Gabriel García***

Doctor of Filosofía en Ingeniería Civil University of Illinois at Urbana-Champaign, USA. Correo electrónico: gabriel.garcia@usm.cl

## Resumen

**E**n operaciones con altas cargas de tráfico, tales como las que se presentan en puertos y antepuertos, los pavimentos usualmente utilizados corresponden a estructuras con una capa de hormigón, muchas veces reforzada con acero, y de un espesor significativo. Otra solución utilizada con éxito corresponde a los pavimentos articulados formados por adocretos prefabricados de hormigón, los cuales son de espesores menores a los utilizados con losas de hormigón.

Este paper analiza y discute una solución de pavimento articulado formado con base en geoceldas, las cuales funcionan como un encofrado de sacrificio para formar los bloques de hormigón. Esta solución presenta una serie de ventajas entre las que destacan una mayor capacidad de disipación de cargas en comparación al uso de adocretos prefabricados y la capacidad de ser prácticamente impermeables, lo que produce ventajas significativas cuando el soporte de la estructura corresponde a suelos susceptibles a la humedad.

En el paper se presentan las características de la solución y los resultados del seguimiento realizado a un tramo piloto construido en zonas de manejo de contenedores en antepuertos. Como resultado de estos análisis se pudo comprobar la mayor capacidad de disipación de cargas que provee esta solución respecto al uso de adocretos prefabricados.

**Palabras clave:** geoceldas; pavimentos articulados; altas cargas; puertos.



## Introducción

En el mercado existen varios tipos de geoceldas, las cuales se rellenan con toda clase de materiales para generar una capa resistente a las solicitaciones de tránsito y medioambientales (ver figura 24.1) [1].

Este paper analiza un sistema de pavimentación a base de bloques de hormigón fabricado in situ, que se construye vertiendo el hormigón sobre una matriz de geoceldas que actúa como molde de sacrificio (ver figura 24.2). Su colocación se realiza extendiendo la malla de geoceldas directamente sobre la subrasante o base compactada, la cual se ancla en esta mediante el uso de estacas y se tensa mediante cuerdas que permiten que la geocelda no colapse durante el vertido y extensión del hormigón.

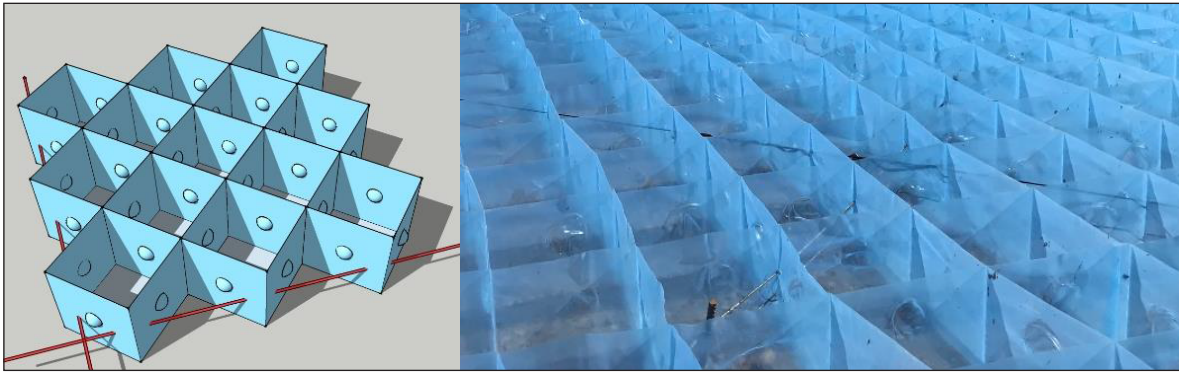
La principal característica de esta solución corresponde a su sistema denominado Bubble-Lock® que integra el moldeado de la pared de la geocelda para generar una deformación tipo burbuja, la cual permite asegurar una deformación de la pared de las celdas y, por ende, el traspaso de carga de forma tridimensional.

Para evaluar el desempeño de esta tecnología, bajo las condiciones de operación en Chile, en el año 2015 se construyó un tramo piloto de 180 m<sup>2</sup> en el antepuerto de Curauma. Esta prueba permitió realizar un estudio comparativo entre esta solución y los pavimentos de adocreto presentes en el lugar (pavimento articulado compuesto por bloques de hormigón prefabricados). Las conclusiones de dicho estudio permitieron una validación preliminar del uso de esta solución en Chile y la justificación de un nuevo estudio con el fin de caracterizar la solución, optimizar el proceso constructivo y parametrizar las necesidades del hormigón adaptadas a las condiciones locales.



**Figura 24.1. A la izquierda: geocelda rellena con material granular. A la derecha: geocelda rellena con concreto**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 24.2. Geocelda con sistema Bubble-Lock**

Fuente: elaboración propia.

## 24.1. Características del sistema

### 24.1.1. Antecedentes generales

Este tipo de pavimentos está compuesto por una estructura de celdas tipo panel de abejas de distinto espesor (7,5; 10; 15 y 20 cm) y caras laterales de 20 cm por lado, las cuales se tensan y fijan a la capa de material granular subyacente. Están diseñadas para desempeñarse principalmente en áreas de altas cargas de tráfico: puertos y antepuertos, parques logísticos y de distribución, forestal, canales y estanques transitables, minería y caminos de bajo volumen de tránsito con cargas pesadas.

Una vez instaladas las celdas sobre la capa granular se rellenan de hormigón mediante bomba o directamente desde la canoa del camión mezclador. Se utiliza regla vibradora para el vibrado superficial del hormigón, y la terminación superficial del pavimento puede efectuarse manualmente o mediante el uso de máquinas.

El resultado es un pavimento articulado de hormigón, formado por bloques que trabajan colaborativamente. Estos pavimentos no necesitan de acero de refuerzo o de sellado de juntas, y su comportamiento se puede considerar como flexible ya que puede tolerar un cierto grado de deformaciones sin fracturarse.

La retracción del hormigón en cada geocelda produce una contracción en las paredes del bloque de solo 10 a 20 micrones. Esta apertura de junta es capaz de liberar presiones hidrostáticas y de poro, pero no permite el bombeo de finos. Esta propiedad es la que permite que este tipo de pavimentos sea impermeable, protegiendo de esta forma a las capas subyacentes de la presencia de agua.

En comparación con un pavimento flexible, estos pavimentos se caracterizan por proveer proyectos de prolongada vida útil y requerir de una menor frecuencia de conservación. El hormigón permite que esta solución sea menos susceptible a cargas de punzonamiento y, por lo tanto, adecuado para puertos y antepuertos. Su comportamiento a la compresión y la mayor transferencia de carga entre bloques permite su utilización en industrias con flujo de equipos de alto tonelaje (e.g., carga Reach Stacker de 200 kN/rueda)

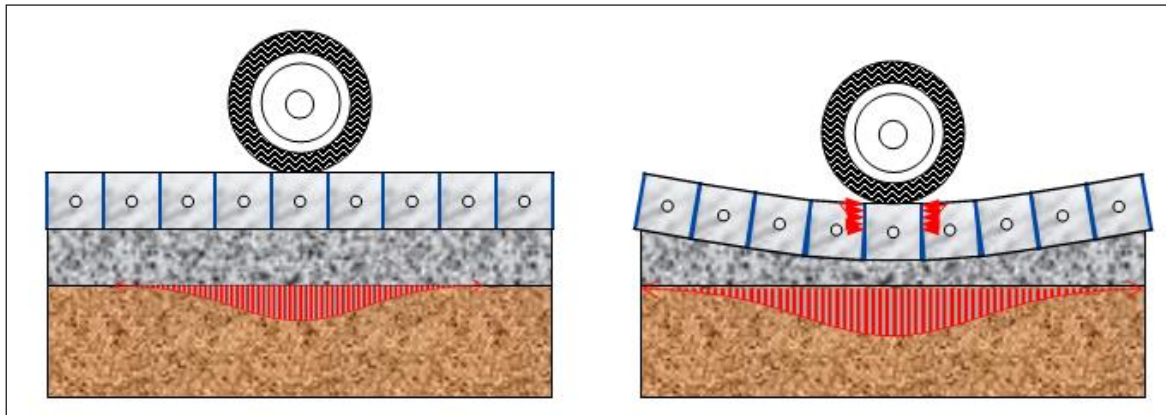
### **24.1.2. Características de las geoceldas**

En general, la mayoría de las aplicaciones de las geoceldas son enfocadas al uso con materiales granulares, mejoramiento de la subrasante y estabilización de taludes. Se utilizan para encofrar el material de relleno y proveer confinamiento, con el objeto de impedir el desplazamiento lateral del mismo. Debido a la rigidez de estos sistemas, se reduce el nivel de esfuerzos aplicados en la subrasante. En este caso, las geoceldas con sistema Buble-Lock se utilizan solo para relleno con hormigón, y la capacidad de generar una adecuada transferencia de carga entre bloques permite distribuir las sollicitaciones en una mayor área. Mientras que la mayoría de las geoceldas que se utilizan en la infraestructura vial sí otorgan un aporte estructural por sí mismas, estas geoceldas se utilizan solo como un encofrado de sacrificio para la inducción de fisuras in situ que permiten conformar bloques articulados de hormigón.

El bajo espesor de la junta –menos de 0,2 mm– permite generar un buen comportamiento bajo altas cargas de tránsito [2 - 3], lo cual, sumado al sistema buble-lock, permite asegurar que cada elemento quede interconectado de forma tridimensional con los elementos adyacentes, asegurando un traspaso de carga en tres direcciones.

### **24.1.3. Mecanismo de distribución de esfuerzos**

El mecanismo de distribución de esfuerzos de esta tecnología se produce debido a dos fenómenos específicos. Cuando el pavimento es cargado por la acción de la rueda del vehículo, las tensiones de compresión se concentran bajo la rueda y provocan que las capas subyacentes se deformen. En este momento el pavimento se comporta pasivamente permitiendo las rotaciones de los bloques como si se tratase de un pavimento flexible (ver figura 24.3).



**Figura 24.3. a) Carga sobre el pavimento. b) Activación del mecanismo de transferencia de carga**

Fuente: elaboración propia.

Posteriormente, las deflexiones de compresión que tienen lugar bajo la capa de bloques de concreto provocan la rotación de los bloques, lo cual produce que estos se traben debido al contacto entre las caras y a la presencia de las Bubble-Lock. Este mecanismo genera que las tensiones producidas por cargas de tránsito se distribuyan entre los bloques circundantes a la zona donde se ubica la carga.

## 24.2 Tramo piloto. Experiencia y resultados seguimiento

### 24.2.1. Antecedentes tramo piloto

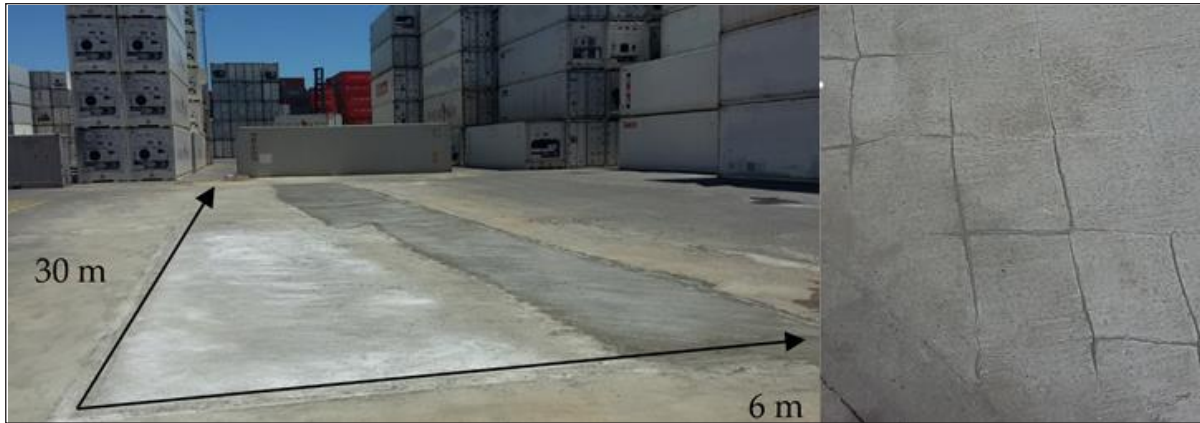
Durante noviembre de 2015 se construyó un tramo piloto de 180 m<sup>2</sup> (figura 24.4), cuyo objetivo fue evaluar esta tecnología bajo condiciones locales. El tramo piloto fue construido en antepuerto Curauma operado por la empresa Sitrans, lugar donde se almacenan contenedores vacíos. Las cargas de tránsito utilizadas para el diseño fueron las siguientes:

- Carga igual a 90 kN en cada una de las ruedas delanteras de la grúa cargando un contenedor vacío.
- Presión de inflado de 800 kPa.

Como resultado del análisis se definió un espesor de 15 cm para el pavimento de hormigón con geoceldas, colocado directamente sobre la base granular existente. El análisis estructural utilizando un modelo lineal elástico multicapa



arrojó como resultado una deformación vertical de  $1200 \mu\text{m}$  bajo rueda, de acuerdo con la metodología de diseño utilizada en Sudáfrica [4].



**Figura 24.4. Fotografía de Prueba en Antepuerto y detalle de terminación superficial**  
Fuente: elaboración propia.

A continuación, se describen las tres etapas de seguimiento luego de la construcción del tramo piloto: inspección visual, extracción de testigos y estudio de deflectometría de impacto.

### 24.2.2. Inspección visual

La inspección visual se efectuó a los 7, 30, 60, 90 y 180 días y a los seis y doce meses pos-construcción. Dicha inspección visual dio como resultado la identificación de grietas de retracción (grietas perpendiculares), y la identificación de fisuras inducidas por la geometría de la geocelda. El ancho de la grieta no superó los 0,5 mm en la mayor parte del área auscultada.

Sin embargo, se encontraron tres grietas con un ancho entre 0,5 a 1 mm, de un total de diecisiete grietas no atribuibles al patrón de las geoceldas. La inspección a seis y doce meses pos-construcción no evidenció cambios significativos en la inspección visual.

### 24.2.3. Extracción de testigos

La extracción de testigos se evaluó en los puntos donde la inspección visual determinó la presencia de fisuras no inducidas, y en las juntas donde la fisuración inducida se propagó hasta la superficie.

Se realizó extracción de testigos sobre fisuras no esperadas (fisuramiento no inducido por la geocelda) para determinar las razones que las provocaron. Los testigos mostraron el colapso de la pared de la geocelda en zonas donde hubo fisuramiento no inducido (figura 24.5a).

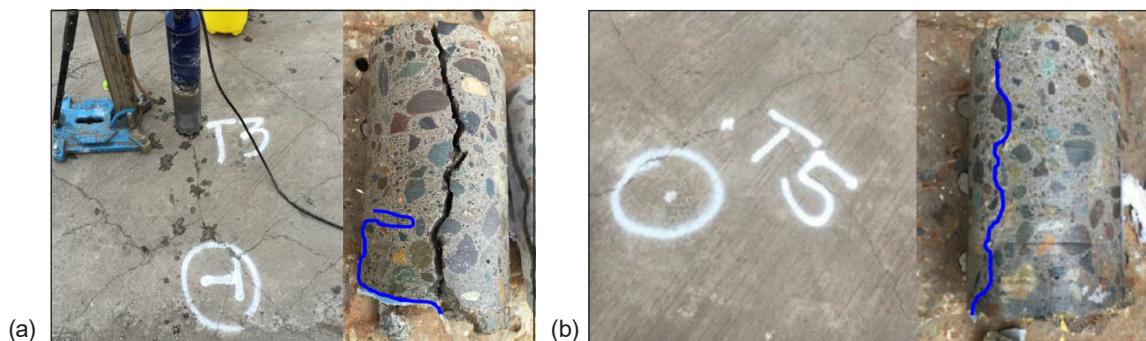
El colapso de la celda provocó que el pavimento se comportara como un elemento continuo, lo que genera dos problemas:

- Durante el fraguado se produce una reacción exotérmica, generando una pérdida de volumen significativa que hace que el hormigón se contraiga.
- Al no existir fisura inducida, se generan esfuerzos de flexo-tracción, originando un estado de esfuerzos distinto al de diseño. Lo anterior puede provocar tracciones capaces de superar la resistencia temprana a la tracción del hormigón, lo que provoca las fisuras.

Cualquiera de los dos procesos mencionados anteriormente genera fisuración no controlada. Sin embargo, ninguno provocó una pérdida del desempeño estructural del pavimento, dado que la propagación de las fisuras se detiene al encontrarse con fisuras inducidas.

También se extrajeron testigos en aquellos puntos donde se produjo fisuración inducida por la celda, para evaluar el estado de estas e identificar potenciales mejoras. En figura 25.5b se muestra el estado de la celda en puntos de fisuración inducida.

El testigo muestra la deformación de la pared de la celda, lo cual se debe a que, durante la compactación y colocación, el peso del hormigón y la intervención de la mano de obra en el proceso constructivo aumentan la carga sobre la celda, deformándola. A pesar de que el acortamiento vertical de la celda fue de aproximadamente 2,0 cm, la fisura se generó sin problemas y, además, se originó un mecanismo de trabazón adicional entre los bloques de concreto generando beneficios en la transferencia de carga. En los testigos revisados también se pudo observar que el sistema de trabazón tridimensional otorgado por la burbuja BubbleLock seguía presente en la junta.



**Figura 24.5. a) Colapso de pared de celda en Testigo 3; b) Testigo en fisura inducida producto de la celda**

Fuente: elaboración propia.

#### 24.2.4. Evaluación estructural

A los 180 días de operación se realizó deflectometría de impacto para evaluar la capacidad estructural del sistema, la efectividad del traspaso de carga, y compararla con el desempeño de bloques de adocretos presentes en el lugar.

Las cargas aplicadas por el deflectómetro fueron de 50, 90 y 115 kN, es decir, representando las cargas de operación efectivas del proyecto. Se realizaron 12 ensayos en el pavimento con geoceldas y 6 ensayos en el pavimento de adocretos.

Utilizando retro-análisis se determinó de manera referencial la diferencia en la rigidez de la solución con geoceldas y la del pavimento de adocretos. Dado que en ambos casos no necesariamente se cumplen las hipótesis de comportamiento que sustentan el modelo de retro-análisis (medio homogéneo, elástico, isotrópico y semi-infinito), estos resultados corresponden solo a una medida comparativa de la rigidez.

La tabla 24.1 presenta los resultados de las deflexiones bajo el plato de carga.

**Tabla 24.1. Datos deflexiones bajo el plato de carga ( $\mu\text{m}$ )**

	<i>Promedio</i>			<i>Desviación estándar</i>			<i>Máximas</i>			<i>Mínima</i>		
	50	90	115	50	90	115	50	90	115	50	90	115
Nivel de carga (kN)												
Adocretos	1.071	1.832	2.140	122	173	193	1.229	2.039	2.379	924	1.641	1.930
Hyson-Cells®	765	1.466	1.868	142	234	287	1.032	1.987	2.373	551	1118	1.436

Fuente: elaboración propia.

Estos resultados muestran que los pavimentos articulados con base en geoceldas presentan, en promedio, un nivel de deflexiones 25 % menor que el pavimento con adocretos.

Por su parte, los resultados del retroanálisis para estimar la rigidez de cada una de las capas se presentan en tabla 24.2.

**Tabla 24.2. Resultados de rigidez (MPa)**

Módulo Elástico Geoceldas	1.558
Módulo Elástico Adocretos	1.049

Fuente: elaboración propia.

Respecto a la eficiencia en la transferencia de carga, definida como la razón entre la deflexión de la celda no cargada y la cargada, estos resultados se presentan en la tabla 24.3.

**Tabla 24.3. Efectividad en la transferencia de carga (%)**

<i>Variable representativa</i>	<i>Promedio</i>	<i>Desviación estándar</i>	<i>Mínimo</i>	<i>Máximo</i>
Adocretos	76 %	4 %	66 %	83 %
Geoceldas	83 %	5 %	70 %	92 %

Fuente: elaboración propia.

Del análisis de todos los resultados es posible afirmar que para los niveles de carga ensayados los resultados indican que existe una mejor transferencia de carga en los pavimentos con geoceldas tipo Bubble-Lock respecto de los pavimentos articulados conformados por adocretos.

Por otra parte, utilizando las deflexiones medidas en el tramo piloto de Curauma, se calcularon algunos indicadores que reflejaran las propiedades y condición de un pavimento. Uno de estos indicadores es el "AREA", el cual se calcula con las deflexiones de solo 4 geófonos, de acuerdo a la ecuación 1:

$$\text{Área} = 6 \left[ 1 + 2 * \left( \frac{D1}{D0} \right) + 2 * \left( \frac{D2}{D0} \right) + 2 * \left( \frac{D3}{D0} \right) \right] \quad (1)$$



En esta ecuación, D0, D1, D2 y D3, son las deflexiones medidas en milésimas de pulgadas a 0, 12, 24 y 36 pulgadas (0, 30, 60 y 90 [cm]) desde el centro del plato de carga, respectivamente. Esta expresión es derivada del cálculo del área bajo el cuenco de deflexiones, normalizada por D0, usando la regla de Simpson la cual se explica con el esquema de la figura 24.6 [5].

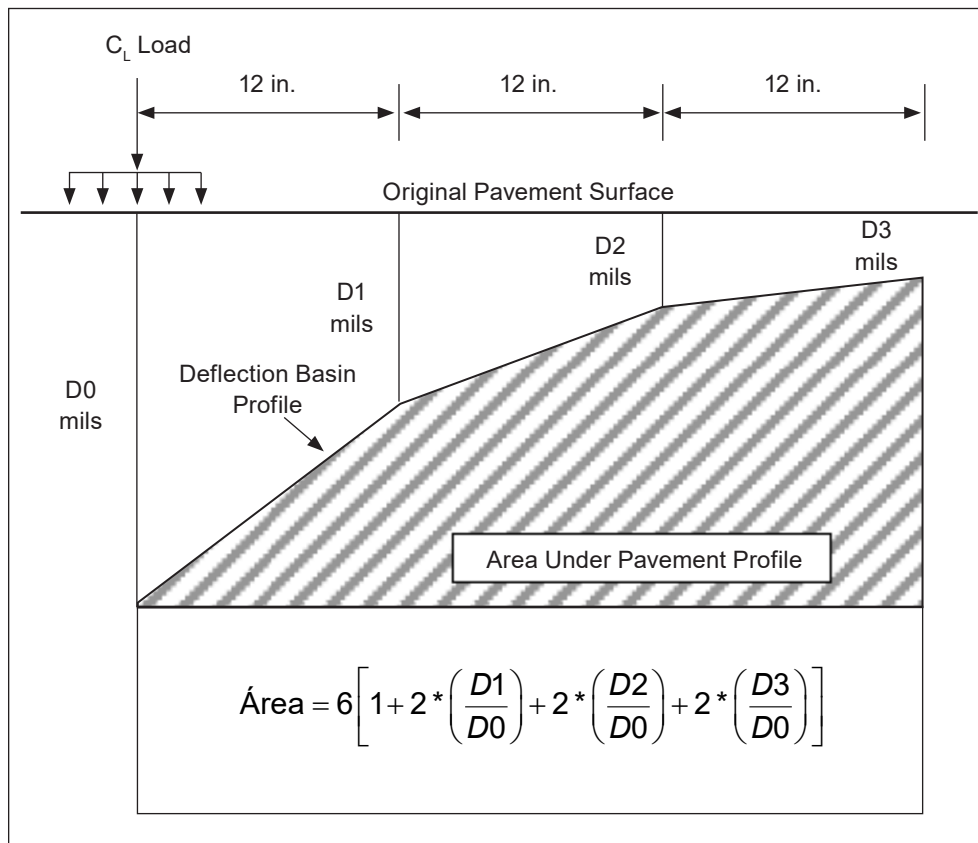


Figura 24.6. Parámetro área con base en deflexiones superficiales

Fuente: elaboración propia.

Al aplicar la ecuación 1, se obtuvieron los siguientes valores para los pavimentos evaluados: pavimento con geoceldas: veintidós pulgadas; pavimento con adocretos = diecisiete pulgadas.

La tabla 24.4, muestra valores de área típicos, para algunos tipos de pavimentos. Como se aprecia en la tabla, a mayor valor de área, más rígido es el pavimento.

Usando los valores calculados para cada caso, se tiene que el pavimento de adocretos clasificaría en la categoría de pavimento flexible delgado, mientras que el pavimento con geoceldas clasificaría en la categoría de pavimento flexible grueso (más rígido que los anteriores, pero dentro del rango de los flexibles).

**Tabla 24.4. Valores de área típicos**

<i>Pavimento</i>	<i>Valor área</i>	
	<i>(In)</i>	<i>(mm)</i>
Pavimento rígido	24-33	610-840
Pavimento flexible grueso $\geq 100$ mm (4 in)	21-30	530-760
Pavimento flexible delgado $< 100$ mm (4 in)	16-21	410-530
Tratamiento superficial bituminoso	15-17	380-430
Tratamiento superficial bituminoso débil	12-15	300-380

Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones

Los pavimentos articulados contruidos con geoceldas tipo Bubble-Lock presentaron una capacidad estructural mayor respecto a los pavimentos con adocretos. Específicamente, sobre la base de los resultados obtenidos, es posible afirmar lo siguiente:

- Su desempeño evidencia una mayor resistencia a las deformaciones (respecto de los adocretos) y una efectividad mayor de transferencia de carga (83% frente a 76% de los pavimentos de adocretos), lo que se traduce en un mejor traspaso de carga entre los bloques adyacentes y, por consiguiente, una mejor distribución de esfuerzos hacia las capas subyacentes.
- La diferencia entre la deformación vertical obtenida del diseño estructural (1.200  $\mu\text{m}$ ) y la obtenida mediante deflectometría de impacto (1.466  $\mu\text{m}$ ), para 90 kN, indica que existen incertidumbres en cuanto a modelación, materiales y/o metodología constructiva. Estos resultados inducen la necesidad de sensibilizar el método de análisis estructural, aumentar el conocimiento de la tecnología, y ajustar la metodología y filosofía constructiva para adaptarla a las condiciones de nuestro país.

## **Agradecimientos**

Los autores agradecen especialmente el apoyo de Corfo-Chile y a su línea de innovación Contrato Tecnológico para la Innovación, proyecto 16COTE-66323.

## **Referencias**

- [1] Leshchinsky, B., & Ling, H. "Effects of geocell confinement on strength and deformation behavior of gravel". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, USA*, 2012.
- [2] Du Plessis, B. M., & Visser, A. T. "Rehabilitation of heavy duty Concrete Pavements with Hyson-Cells Overlay". *20th South African Transport Conference, South Africa*, 2001.
- [3] Ryntathiang, T. L., Mazumdar, M., & Pandey, B. "Structural behavior of cast in situ concrete block pavement". *Journal of transportation engineering, USA*, 2005.
- [4] Visser, A. T. "The Response of Interlocking Block Pavements Under Ultraheavy Loading". *JIPEA World Congress, South Africa*, 2000.
- [5] Hoffman, M. S., Thompson, M. R. (1981). "Nondestructive Testing of Flexible Pavements-Field Testing Program Summary". *Transportation Engineering Series n.º 31, University of Illinois at Urbana-Champaign, June, 1981*.

# Experiencias en Colombia con pavimentos de concreto usando losas cortas

Adriana Rodríguez  
Ángela González  
Juan Cabrales  
Carol Bockelmann Campo

Resumen	549
Introducción	550
25.1. Tensiones en la losa de hormigón	553
25.2. Configuración de carga para análisis de tensiones	554
25.3. Características principales del diseño TCP	556
25.4. Experiencia de proyectos ejecutados en Chile, Perú, Centroamérica	556
25.5. Estudios y experiencia de proyectos ejecutados en Colombia	557
25.5.1. Vía principal urbanización Sevillana, Valledupar, Cesar	557
25.5.2. Parqueadero Torres de Mayales, Valledupar, Cesar	560
25.5.3. Parqueadero Centro Comercial Poblado Plaza, Santo Tomás, Atlántico	562
25.5.4. Zona de maniobra Fazenda, Puerto Gaitán, Meta	564
25.5.5. Parque industrial Atlantik, Sabana Grande, Atlántico	568
Conclusiones	569
Referencias	570

### ***Adriana Rodríguez***

Estudiante de la Maestría en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia. Diez años de experiencia en gestionar, coordinar y supervisar el eficiente desarrollo de los proyectos en los niveles técnico de diseño, diagnóstico y gestión de pavimentos. Correo electrónico: [adriana.rodriguez@itinerisglobal.com](mailto:adriana.rodriguez@itinerisglobal.com)

### ***Ángela González***

Especialista en Pavimentos, Universidad Católica de Colombia. Con experiencia administrativa y técnica en la realización y supervisión de obras de infraestructura vial, canalización y vivienda de interés social, y diseño con análisis funcional y estructural de pavimentos. Correo electrónico: [angela.gonzalez@itinerisglobal.com](mailto:angela.gonzalez@itinerisglobal.com)

### ***Juan Cabrales***

Estudiante de último semestre de Ingeniería civil. Tres años de experiencia en gestión, diagnóstico y diseño de pavimentos convencionales y pavimentos optimizados con tecnología TCP. Correo electrónico: [juan.cabrales@itinerisglobal.com](mailto:juan.cabrales@itinerisglobal.com)

### ***Carol Bockelmann Campo***

Especialista en Ingeniería de Caminos y en Ingeniería de Vías Terrestres. Más de veinte años de experiencia en gerencia, ingeniería y sistemas de gestión de pavimentos en países de América, Europa, África y Asia. Promotora de tecnología TCP, Colombia. Correo electrónico: [carol.bockelmann@itinerisglobal.com](mailto:carol.bockelmann@itinerisglobal.com)

## Resumen

Los sistemas de pavimentación en hormigón empleados actualmente se diseñan con losas de ancho igual al ancho de la vía y de largo entre 3,3 y 6 m. Debido a que las losas presentan un alabeo cóncavo lo que se traduce en un levantamiento de las esquinas de la losa un camión puede cargar simultáneamente la losa con sus cuatro sets de ruedas. Esta condición produce tensiones de tracción en la superficie de la losa.

La nueva tecnología de diseño y construcción de losas dimensiona estas de forma tal que ellas nunca sean cargadas por más de un set de ruedas del camión, logrando con esto disminuir significativamente las tensiones en dicha losa. Las tensiones dentro de la losa determinan la vida útil del pavimento, donde tensiones mayores generan un deterioro más rápido en este. Esto produce un menor agrietamiento de las losas del pavimento y una mayor tolerancia a la carga por eje del camión.

Desde hace más de 10 años, se propone la metodología Thin Concrete Pavement –TCP– con el fin de optimizar las losas de concreto tradicionales (diseñadas con metodología Aashto-PCA), por un sistema de losas con geometría optimizada que permitan una distribución más eficiente de la carga para reducir los problemas de agrietamiento, por carga y por alabeo, lo cual se evita con esta nueva metodología.

El procedimiento es un método mecanicista-empírico, que ha sido calibrado con tramos de pruebas instrumentados, determinando las constantes de calibración. El modelo calcula las tensiones críticas que se producen en las losas del pavimento producto de la combinación de las cargas, efectos de temperatura y distintas condiciones de borde.

Se tienen experiencias con estas losas cortas, por más de diez años en Chile, Perú, Centro América. Desde el año 2016, los autores vienen trabajando en Colombia, con los primeros diseños ya construidos, sumados a otros diseños que se vienen ejecutando en el país, para lograr, en conclusión, una optimización en espesores del orden de 20%, razón para pensar en el ahorro de energía (pavimentos verdes), así como ahorro en cantidades de acero al obviarse la colocación

de dovelas, luego de que se genere mayor trabazón de agregados al tener juntas menos espaciadas, asociadas a menores anchos de junta, lo que conlleva también menores inversiones iniciales y en el ciclo de vida.

Los resultados de la monitorización hacen parte de la validación de los diseños, y de la verificación del desempeño, tarea que se viene ejecutando con auscultación visual y mediciones de deflectometría.

**Palabras clave:** losas cortas; TCP; pavimento hidráulico; tecnología; optimización.

## **Introducción**

Las dimensiones típicas de losas de pavimentos de hormigón son de 3,5 m de ancho por 4 m de longitud (Aashto) con espesores de entre 0,15 a 0,35 m, dependiendo del nivel de tráfico, el clima y los materiales.

El espesor requerido depende principalmente de la carga por eje y del número de repeticiones de carga, la resistencia del hormigón, la longitud de la losa, y las condiciones climáticas durante el curado (alabeo de construcción).

Con el fin de reducir los efectos de la interacción de la carga y las tensiones de alabeo, se ha propuesto una nueva metodología de diseño de losas de hormigón mediante la optimización del tamaño de la losa, definiendo la geometría según el tráfico de camiones esperado. En este enfoque de diseño, los tamaños de las losas se eligen de manera tal que no más de un set de ruedas del camión quede sobre una losa.

Mediante la distribución de las cargas mecánicas hacia múltiples losas, las tensiones de tracción se reducen, así como las tensiones de alabeo debido a la reducción del tamaño de las losas. Un pavimento diseñado de esta forma permite reducir el espesor de la capa de hormigón desde un 10 % hasta un 30 %.

Con el fin de validar este nuevo concepto de diseño, varias secciones de prueba a gran escala fueron construidas y probadas en la Universidad de Illinois para entender el modo de falla y resistencia a la fatiga de este sistema. Además, para generalizar el concepto de diseño y los resultados de las pruebas a gran escala para una gran cantidad de variables de entrada, los análisis de tensiones tenían que ser completados para tener en cuenta los casos que no fueron probados directamente. Los resultados de los análisis de tensiones e investigación a gran escala se presentan en este documento y se combinan en el programa computacional de diseño OptiPave [1].



Las siguientes imágenes muestran el ensayo realizado en la Universidad de Illinois:



**Figura 25.1. Ensayo de prueba. Universidad de Illinois**

Fuente: elaboración propia.

Los resultados del ensayo realizado en esta universidad muestran la cantidad de ejes equivalentes admisibles para cada sistema, variando el tipo de losa construida, su espesor y el CBR de diseño. A continuación, en la siguiente tabla se observa la evaluación realizada:

**Tabla 25.1. Resultados de ensayo - Laboratorio de Illinois**

<i>Tramos</i>	<i>Losa sur</i>	<i>CBR</i>	<i>Losa norte</i>	<i>CBR</i>
0,08 m	120.000 EE	4 %	3.000 EE	< 2 %
0,08 m fibra	234.000 EE*	4 %	65.000 EE	< 2 %
0,15 m	22.000.000 EE	6 %	14.000.000 EE	2 %
0,20 m	20.000.000 EE*	6 %	50.000.000 EE*	2-3 %
0,10 m sobre 0,21 m asfalto	10.000.000 EE	5 %	2.000.000 EE	2-3 %
0,15 m sobre 0,14 m asfalto	57.000.000 EE*	5 %	69.000.000 EE	2-3 %

\*. Se considera como vida útil un daño de 30 % de losas agrietadas.

Fuente: elaboración propia.

El uso de tamaños de losas más pequeñas y espesores delgados genera que el diseño del pavimento requiere de algunas modificaciones con el fin de lograr la vida de diseño y la serviciabilidad esperada:

- Debido a un mayor número de juntas de contracción y, por lo tanto, un menor esfuerzo de contracción en estas juntas es que se recomienda el uso de sierras más delgadas de entre 2 y 2,5 mm, lo que permite omitir sellar la junta, al restringir el ingreso de material incompresible dañino para la junta, lo que limita el desconche en la junta. De todos modos, esto se debe revisar para cada proyecto en particular.
- Debido a que se recomienda no sellar las juntas, es necesario contar con una base que tenga una cantidad limitada de material fino, lo que resulta en un muy bajo bombeo de finos y, por lo tanto, que el pavimento no sufra escalonamiento. Es por esto que se recomienda para pavimentos de tráfico pesado, una base con menos de 8 % de finos (material que pasa la malla n.º 200).
- Para evitar la contaminación de material fino a la base que lleva menos de 8 % de finos, una malla geotextil debe ser colocada que actúe como un separador entre la base y el suelo de subrasante.
- Al hacer cortes más seguidos, la retracción del concreto lleva a una menor separación en las juntas que, debido a tener cortes más lejanos, y al hecho de que las juntas terminen abriéndose menos en cortes más seguidos, conduce a que la grieta bajo el corte, correspondiente a 2/3 del espesor, pueda generar la trabazón necesaria entre áridos, aumentando la transferencia de carga, para no necesitar barras o algún otro. Sin embargo, en juntas de construcción sí son necesarias, ya sea en juntas transversales, en que aumenta la transferencia de carga en una junta fría o en juntas longitudinales en que se colocan barras de amarre para evitar la separación de las losas de hormigón. Con el mismo fin es que se hace necesario agregar pines laterales en el pavimento lo que evita movimientos del mismo; los pines pueden ser omitidos en pavimentos con incorporación de fibra estructural en el hormigón.

## 25.1. Tensiones en la losa de hormigón

Normalmente, los pavimentos de hormigón convencionales son de 3,5 a 4 m de largo; los ejes delanteros y traseros aplican carga simultáneamente cerca de las juntas transversales como se ilustra en la figura 25.2.

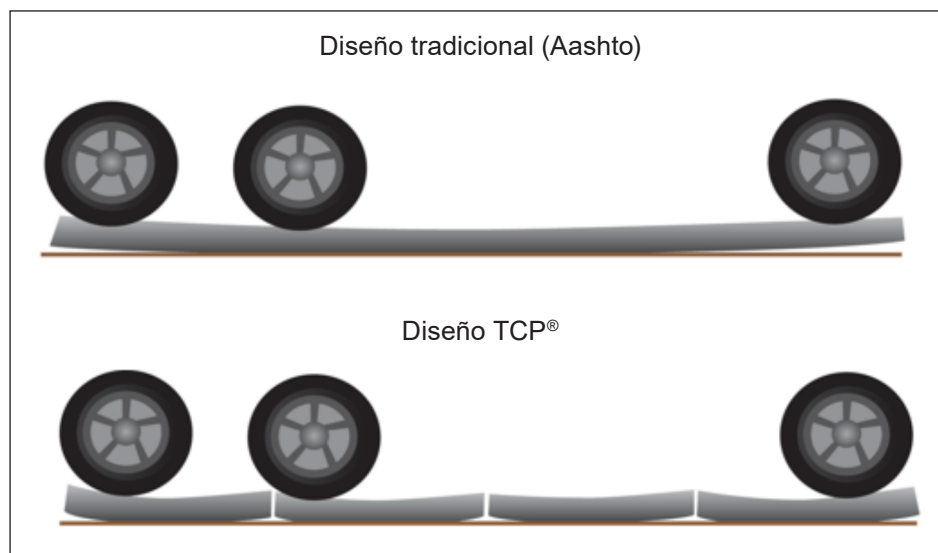


Figura 25.2. Posición de las cargas y dimensiones de las losas

Fuente: elaboración propia.

Esta posición de la carga induce tensiones de tracción superficiales en la parte superior del pavimento, especialmente cuando la losa está curvada hacia arriba. Si las secciones se cortaran de manera tal que la longitud de la losa resulte en que los ejes, ni delantero ni trasero, estén simultáneamente sobre la misma sección de la losa, las fuerzas de tracción se reducen significativamente en la losa. En el siguiente esquema (figura 25.3), se representa el gráfico de tensiones en la parte superior de la losa, para diferenciar las configuraciones geométricas de las cargas con respecto a sus dimensiones; allí se observa, en primera instancia, que con un sistema de losas convencional ( $4,5 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}$ ) de  $0,25 \text{ m}$  de espesor, se obtuvo un valor máximo de tensión de  $22,4 \text{ kg/cm}^2$ ; sin embargo, aplicando la misma carga en un sistema construido con tecnología de losas cortas (losas de  $1,75 \text{ m} \times 1,75 \text{ m}$ ) de  $0,15 \text{ m}$  de espesor, se produjo una reducción de esfuerzos a tensión equivalente al  $7,6 \%$  debido a que el valor máximo registrado fue de  $20,7 \text{ kg/cm}^2$ .

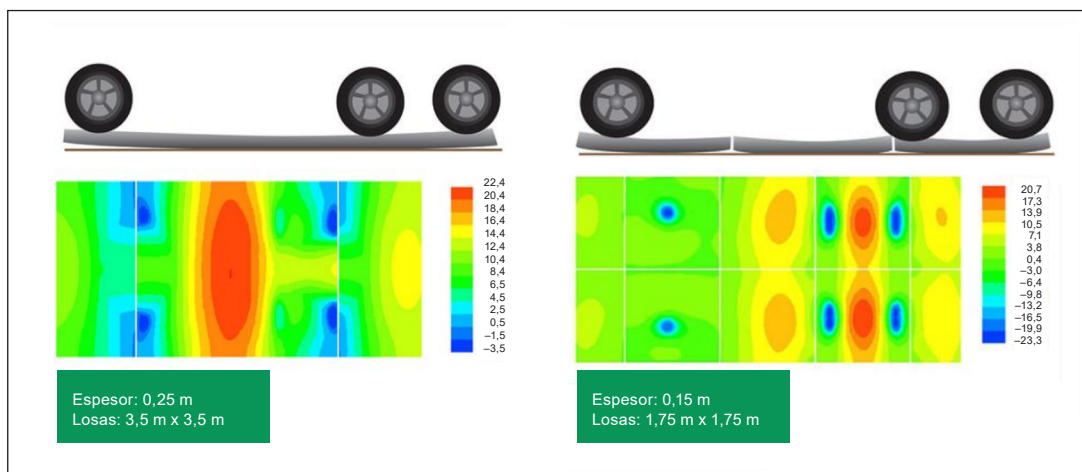
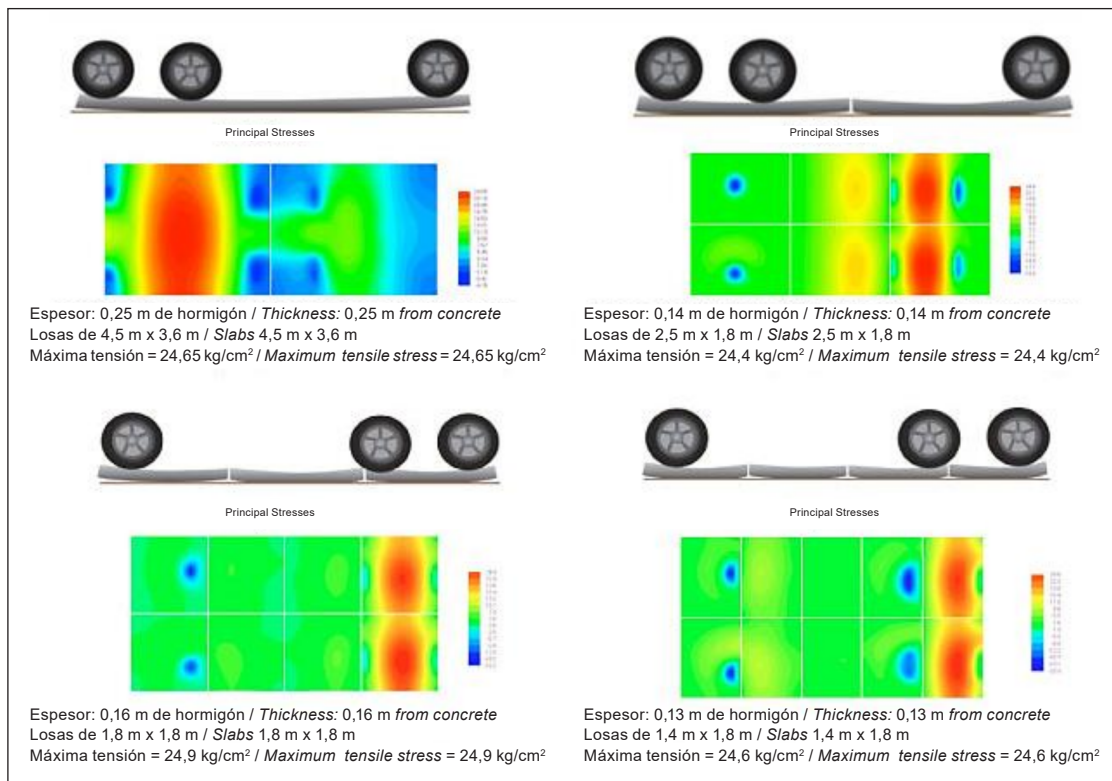


Figura 25.3. Comparación de la tensión de tracción de una losa cargada mecánica

Fuente: elaboración propia.

## 25.2. Configuración de carga para análisis de tensiones

Para reducir la tensión de tracción superior en las losas, es necesario dimensionar la losa de tal manera que cada rueda, o un set de ruedas, siempre cargue una sola losa diferente, tal como se muestra en la figura 25.4. Como existen diferentes tipos de configuraciones de ejes de camiones, la geometría está diseñada para el tipo de camión que tenga el eje más crítico en la utilización de la carretera. La reducción de tensiones de tracción de la losa por acción de las cargas permite una vida útil más larga y una reducción en el espesor de la losa en relación con el diseño de pavimentos de hormigón convencional. Se utilizó el programa de diseño de elementos finitos Islab2000 para construir un modelo de tensiones que muestre el beneficio de reducir las dimensiones y el espesor de la losa, lo que se muestra en la figura 25.4. Para la configuración de tensiones, se utilizaron los siguientes parámetros: 55 MPa/m para el valor  $k$ , un diferencial de temperatura de  $-14\text{ }^{\circ}\text{C}$ , módulo de elasticidad del hormigón de  $290.000\text{ kg/cm}^2$ , coeficiente de Poisson de 0,25, y el coeficiente de expansión térmica de  $1 \times 10^{-5} / ^{\circ}\text{C}$ .



**Figura 25.4. Comparación entre la dimensión y espesor de losas para tensiones máximas equivalentes en la superficie**

Fuente: elaboración propia.

Teniendo en cuenta los mapas de calor presentados en la figura 25.4, a modo de ejemplo, se muestra que al reducir las dimensiones de las losas, y el espesor en 0,09 m (de 0,25 a 0,16m), las tensiones son prácticamente iguales; se concluye, así, que es posible reducir los espesores de las mismas obteniendo esfuerzos prácticamente iguales en los sistemas mostrados; esta reducción de tensiones se da por la interacción alabeo y cargas.

Cabe aclarar que en losas de 2,5 m x 1,8 m, como se ve en la figura anterior, el eje no está cargando desde los extremos de la losa, que se encuentra alabeada, por lo que la tensión arriba será menor que si estuviera cargándola justo en sus extremos, tal como sucede en la losa de 1,8 m x 1,8 m. Por este motivo se obtienen esfuerzos similares en estos dos sistemas a pesar de que el espesor de la losa de 2,5 m x 1,8 m es 0,02 m menor al espesor de la losa de 1,8 m x 1,8 m.

### **25.3. Características principales del diseño TCP**

- Losas cortas (medio carril  $\times$  1,70 a 2,3 m).
- Apoyo en subbase granular (finos  $<$  8 %), base asfáltica o base tratada con cemento.
- Geotextil entre sub rasante y base, si es necesario.
- Corte de juntas delgado (1,9-2,5 mm).
- No requiere sello de juntas (función de la zona del proyecto).
- No requiere barras de transferencia de carga, salvo juntas de construcción
- Confinamiento lateral mediante bordillo.
- Este tipo de pavimento es conocido como pavimento “verde”, por menor consumo de energía durante la construcción (menor traslado de material), menor consumo de cemento (más delgado), menor consumo de energía de iluminación (30 % con respecto a pavimentos oscuros), menor consumo de combustible en la operación.
- Facilidad de reemplazo de losas.

### **25.4. Experiencia de proyectos ejecutados en Chile, Perú, Centroamérica**

Esta tecnología se viene empleando hace más de diez años en Chile, y hace unos años en Perú y Centroamérica.

En Chile, se han construido más de un millón de metros cuadrados, y se viene aplicando para vías urbanas, vías rurales, carreteras con alto tráfico, parqueaderos y patios de maniobra en zonas industriales. Además, es importante mencionar que en Chile esta metodología ya está avalada por el Ministerio de Obras Públicas (MOP), así como por el Ministerio de Vivienda, y en licitaciones del MOP, exigen que se emplee esta metodología.



A continuación, aparecen algunas imágenes de pavimentos construidos en Chile (figura 25.5).



Figura 25.5. (a) Ruta 9: Cueva Milodon, Cerro Castillo, 9 cm, construido en 2009; (b) Cerro Sombrero, Onaisin, 14 cm con fibra. Construido en 2012

Fuente: elaboración propia.

## 25.5. Estudios y experiencia de proyectos ejecutados en Colombia

### 25.5.1. Vía principal urbanización Sevillana, Valledupar, Cesar

Para la ciudad de Valledupar, se realizaron dos proyectos con tecnología TCP. El primero está ubicado en la vía principal de la urbanización Sevillana, la cual fue construida por la Constructora Mayales. Para este proyecto se presentó un diseño inicial en pavimento rígido en el que se contemplaba una losa de concreto de 0,15 m de espesor, apoyada sobre una sub base granular de 0,20 m de espesor y bajo esta una subrasante mejorada. En esta estructura modelada por la metodología PCA, se definió un período de diseño de 15 años y un número de ejes equivalentes aproximado de ciento cincuenta mil.

Itineris Gestión de Infraestructura S. A. S. validó en campo el módulo de reacción "K" al nivel de la subbase granular, previo a la construcción de la losa, mediante mediciones con el equipo LWD, y el módulo calculado y utilizado para el diseño fue de 69 MPa/m.

Utilizando la tecnología de TCP para un tráfico de 150,000 NEE, y conservando el mismo período de diseño (quince años) y estructura de soporte, se obtuvo una optimización del 20% (0,03 m), es decir, que el espesor final para la losa de concreto fue de 0,12 m con unas dimensiones de 1,75 m × 1,75 m y un módulo de rotura de 4,2 MPa.



**Figura 25.6. Secuencia de construcción. Corte de juntas**

Fuente: elaboración propia.

En la tabla 25.2 se hace la comparación entre el diseño convencional y el diseño optimizado, el cual fue finalmente construido:

**Tabla 25.2. Comparación diseño convencional vs. diseño optimizado**

<i>Capa</i>	<i>Diseño convencional (m)</i>	<i>Diseño optimizado (m)</i>
Losa de concreto	0,15	0,12
Subbase granular	0,20	0,20
Subrasante	–	–

Fuente: elaboración propia.

En la figura 25.7 se presenta el pavimento construido durante la medición con deflectometría:

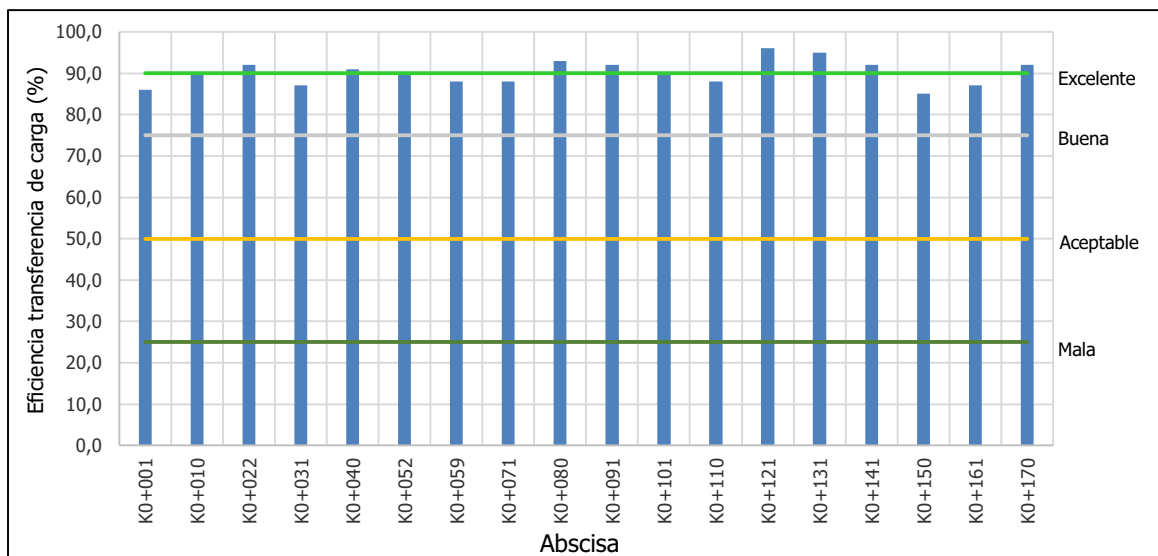


**Figura 25.7. Pavimento construido. Urbanización Sevillana, Valledupar**

Fuente: elaboración propia.



Luego de la construcción del pavimento optimizado, Itineris Gestión de Infraestructura validó el módulo de reacción “K” por medio de retrocálculo de módulos a partir de mediciones de deflectometría con el equipo FWD KUAB-240, y obtuvo un valor de “K” de 71 MPa/m que valida las condiciones de diseño. Además, la siguiente gráfica muestra los resultados de la evaluación de la transferencia de carga a partir de la norma Aashto 2002 [2]:

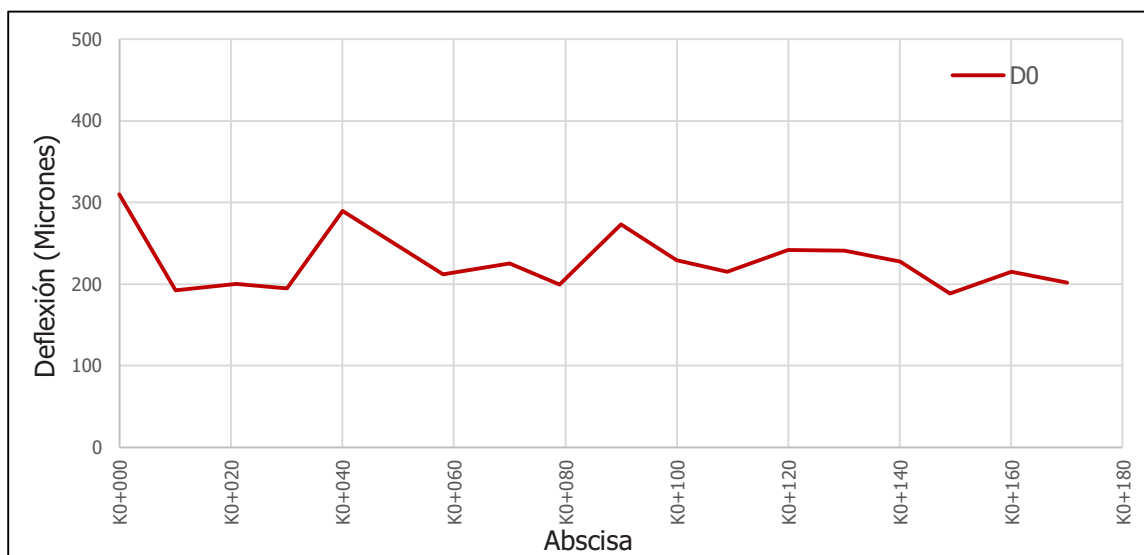


**Figura 25.8. Eficiencia de la transferencia de carga.  
Urbanización Sevillana, Valledupar**

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con la figura 25.8, se observa un comportamiento que oscila entre bueno y excelente en las losas evaluadas. Cabe aclarar que las losas construidas no tienen barras de transferencia de carga; el sistema funciona a partir de la trabazón entre los áridos de la mezcla.

La figura 25.9 presenta los resultados de las deflexiones centrales obtenidas en los puntos tomados en los centros de las losas evaluadas en el proyecto en mención:



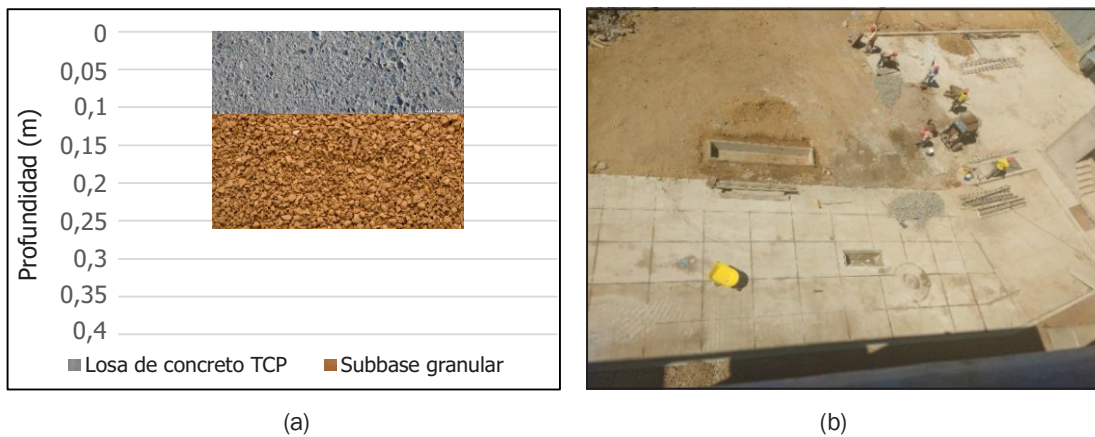
**Figura 25.9. Deflexión central, losas optimizadas. Urbanización Sevillana**

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con lo mostrado en la gráfica anterior, se observa que las deflexiones centrales oscilan entre 0,10 y 0,50 mm, el cual es un comportamiento típico de un pavimento rígido sano.

### 25.5.2. Parqueadero Torres de Mayales, Valledupar, Cesar

Otro de los proyectos realizados es en la ciudad de Valledupar, y corresponde a la vía de acceso y zona de parqueo para la urbanización Torres de Mayales, que también fue construida por Constructora Mayales. El tráfico seleccionado para este diseño fue de 50.000 ejes equivalentes para un período de diseño de veinte años. El espesor de losa de concreto obtenido fue de 0,11 m, sobre una subbase granular de 0,15 m, tal y como se presenta a continuación:



**Figura 25.10. (a) Estructura de pavimento Torres de Mayales, Valledupar; (b) Construcción de pavimento optimizado**

Fuente: elaboración propia.

A continuación, se presenta el registro fotográfico del proyecto en operación (figura 25.11).



**Figura 25.11. Pavimento construido. Urbanización Torres de Mayales, Valledupar**

Fuente: elaboración propia.

### 25.5.3. Parqueadero Centro Comercial Poblado Plaza, Santo Tomás, Atlántico

Dentro de las experiencias realizadas por Itineris Gestión de Infraestructura S. A. S., se encuentra el diseño del pavimento en el parqueadero Centro Comercial Poblado Plaza, municipio de Santo Tomás, Atlántico, el cual cuenta con un área de 2.350 m<sup>2</sup>, y fue construido en mayo de 2017 por AE Ingenieros. La estructura de pavimento inicialmente modelada por el método de la PCA estaba compuesta de una capa de apoyo para la losa, en suelo cemento con espesor de 0,10 m, y losa de concreto de 0,15 m.

Luego de construida la capa de suelo cemento, Itineris Gestión de Infraestructura S. A. S. realizó las mediciones con el deflectómetro de impacto FWD KUAB-240 (figura 25.11d), dispositivo de carga dinámica, con el fin de conocer el módulo de reacción del pavimento “*K*” del material de fundación, parámetro principal para el diseño del pavimento. Dicho análisis dio como resultado un valor de *K* de diseño equivalente a 68 MPa/m.

Conociendo el valor del módulo de reacción de la capa de fundación y mediante la metodología TCP, se optimizó el espesor de la losa previamente diseñado, de 0,15 a 0,10 m conservando la misma estructura de soporte (suelo-cemento), y se manejaron losas de 1,75 m × 1,75 m y un módulo de rotura de diseño de 4,4 MPa. La siguiente tabla compara el diseño convencional, con el diseño de losas optimizadas:

**Tabla 25.3. Comparación Diseño convencional vs. diseño optimizado**

<i>Capa</i>	<i>Diseño convencional (m)</i>	<i>Diseño optimizado (m)</i>
Losa de concreto	0,15	0,10
Suelo cemento	0,10	0,10
Subrasante	–	–

\*. Optimización del espesor de la losa en un 30 %

Fuente: elaboración propia.

A continuación, se presenta el registro fotográfico del proyecto (figura 25.12).



**Figura 25.12. Mediciones con FWD sobre capa de suelo cemento. Parqueadero Santo Tomás**

Fuente: elaboración propia.

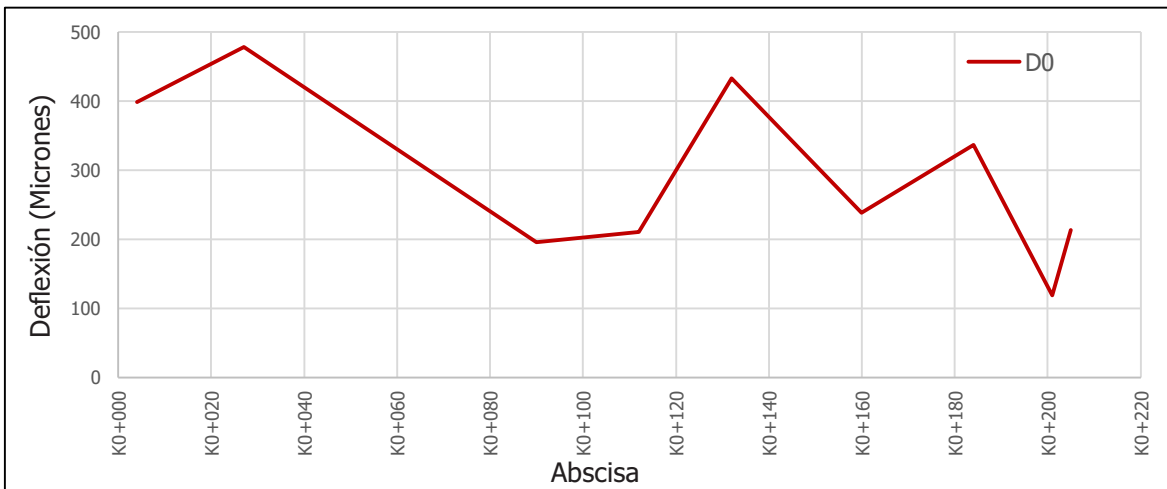
Posterior a la construcción del pavimento con losas optimizadas, al año de estar en servicio, Itineris Gestión de infraestructura validó el comportamiento estructural del mismo, haciendo retrocálculo del módulo de reacción  $K$  a partir de mediciones de FWD KUAB-240, tal como se ve en la figura 25.13.



**Figura 25.13. Pavimento construido. Parqueadero Santo Tomás**

Fuente: elaboración propia.

El análisis realizado a partir de esta medición, en primera instancia, arroja un resultado de módulo de reacción “ $K$ ” de 86 MPa/m, por lo que se concluye que supera el de diseño. En la figura 25.14 se observa la deflexión central obtenida en la evaluación de deflectometría en las losas optimizadas, y se muestra que las deflexiones varían entre 0,10 mm y 0,50 mm, lo que indica un comportamiento típico de un pavimento rígido sano:



**Figura 25.14. Deflexión central, losas optimizadas. Parqueadero C.C. Santo Tomás**

Fuente: elaboración propia.

Las siguientes fotografías fueron tomadas en el parqueadero del centro comercial Santo Tomás puesto en operación (figura 25.15).



**Figura 25.15. Losas optimizadas. Parqueadero C.C. Santo Tomás**

Fuente: elaboración propia.

#### 25.5.4. Zona de maniobra Fazenda, Puerto Gaitán, Meta

Al utilizar la metodología de losas de geometría optimizada, se realizó el diseño del pavimento de la zona de maniobras para el proyecto de Fazenda, en el municipio de Puerto Gaitán, Meta. Se presentaron dos alternativas de diseño,



teniendo en cuenta la inclusión de fibra para el concreto y concreto hidráulico sin esta. El tráfico de diseño se proyectó para diez y veinte años, obteniendo un número de ejes de equivalentes de 261.000 y 662.000, respectivamente, y finalmente, como apoyo de la losa de concreto, se consideró una base estabilizada con Proes 100 (tecnología de estabilización química de suelo natural) de 0,20 m de espesor.

Con estos cuatro escenarios planteados, se obtuvieron los resultados presentados en la tabla 25.4.

**Tabla 25.4. Espesores obtenidos. Fazenda, Puerto Gaitán**

<i>Tránsito (NEE)</i>	<i>Concreto con fibra</i>	<i>Espesor losa (m)</i>
10 años - 261.000	Sí	0,12
20 años - 662.000	Sí	0,14
10 años - 261.000	No	0,15
20 años - 662.000	No	0,16

Fuente: elaboración propia.

En la construcción de este proyecto se utilizó un concreto con fibra para un período de diseño de diez años (261.000 NEE). A continuación, se presenta gráficamente la estructura construida y el registro fotográfico en donde se observan las losas construidas cuyas dimensiones son de 1,75 m×1,75 m (figura 25.16 y figura 25.17).

**Tabla 25.5. Estructura de pavimento en Proyecto La Fazenda, Puerto Gaitán**

<i>Capa</i>	<i>Diseño TCP (m)</i>
Losa de concreto TCP	0,12
Base Proes (E > 400 MPa)	0,20
Subrasante	–

Fuente: elaboración propia.

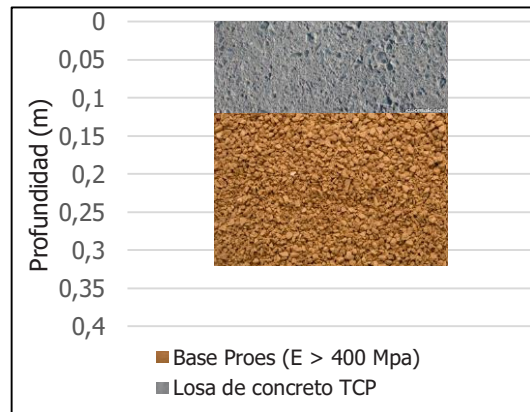


Figura 25.16. Estructura de pavimento en Proyecto La Fazenda, Puerto Gaitán

Fuente: elaboración propia.



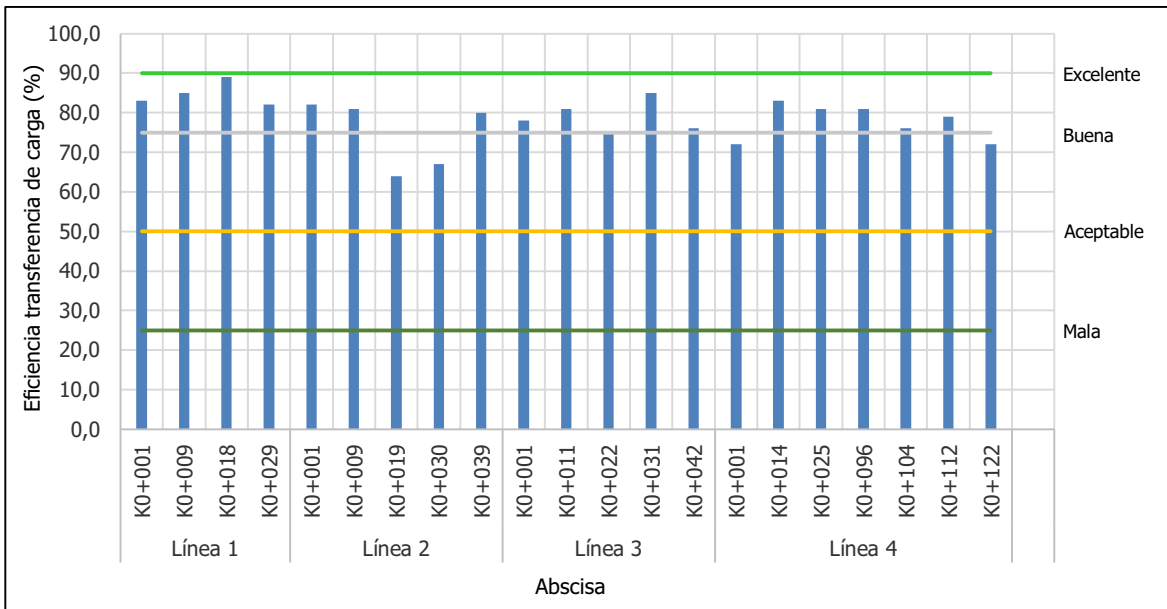
Figura 25.17. Pavimento construido. Fazenda

Fuente: elaboración propia.



Luego de la construcción del pavimento optimizado, Itineris Gestión de Infraestructura realizó mediciones de deflectometría con FWD KUAB-240 en la zona construida; de estas mediciones se obtuvieron los siguientes resultados:

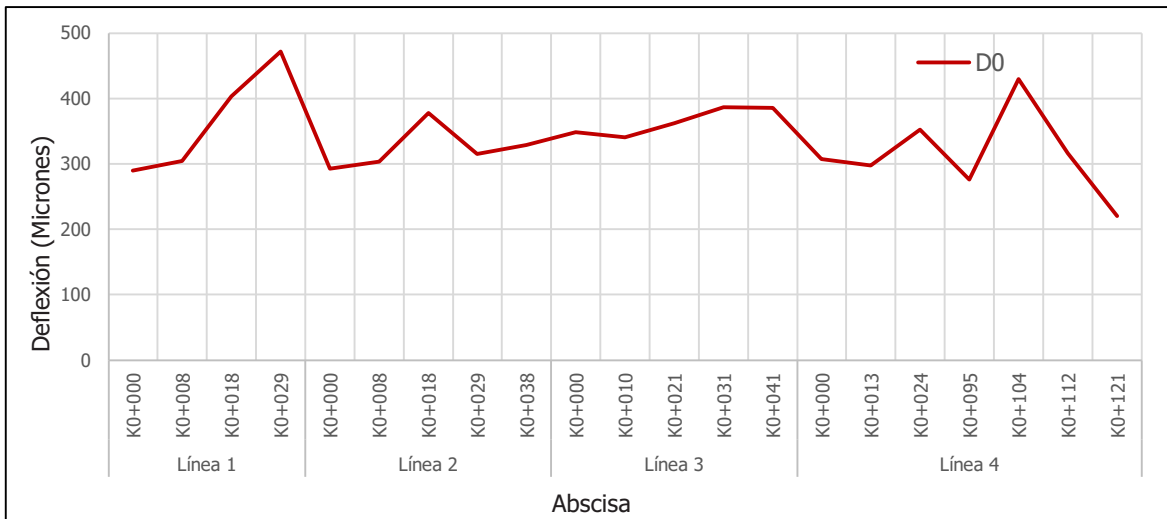
La eficiencia de la transferencia de carga muestra comportamientos buenos y aceptables de acuerdo con los límites de la norma Aashto 2002 [2], lo que indica un desempeño típico de un pavimento rígido. En la figura 25.18 se puede observar lo mencionado anteriormente.



**Figura 25.18. Eficiencia de la transferencia de carga. Fazenda**

Fuente: elaboración propia.

Además, a partir de las deflexiones obtenidas, la firma Itineris evaluó el módulo de reacción “K” por medio de retrocálculo de módulos, obteniendo un valor promedio para la zona evaluada de 70 MPa/m. La figura 25.19 muestra las deflexiones centrales obtenidas.



**Figura 25.19. Deflexión central, losas optimizadas. Fazenda**

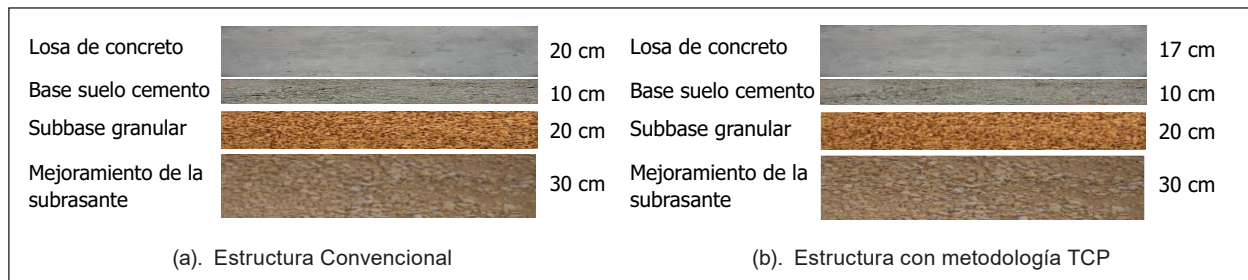
Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con la información mostrada en la gráfica anterior (figura 25.19), se observa que las deflexiones obtenidas oscilan entre 0,10 mm y 0,50 mm, el cual es un comportamiento típico de un pavimento rígido sano.

### 25.5.5. Parque industrial Atlantik, Sabana Grande, Atlántico

En el municipio de Sabana Grande, Atlántico, se construirá el parque industrial Atlantik, en el cual se espera un número de ejes equivalentes de 33.000.000 en un período de diseño de veinte años. De acuerdo con la geotecnia de la zona del proyecto, se tiene como estructura de soporte de la losa de concreto, una base de suelo cemento (0,10 m) sobre una subbase granular (0,20 m) y finalmente una subrasante mejorada a partir de la disposición de 0,30 m de material de afirmado.

Al utilizar la metodología PCA, se obtuvo un espesor de 0,20 m para la losa de concreto. Este espesor se optimizó en un 10 % con la tecnología TCP, con la que se calculó un valor final de espesor de 0,17 cm, como se presenta a continuación en la figura 25.20.



**Figura 25.20. Estructuras de pavimentos Parque Industrial, Atlántico. PCA vs. TCP**

Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones

La metodología TCP (Thin Concrete Pavement), desarrollada en Chile, utiliza la herramienta de diseño OptiPave, para modelar pavimentos de concreto en cualquier combinación de clima, tráfico, capas de subrasante y subbase, y materiales. Los esfuerzos han sido calculados usando un análisis de elementos finitos para una variedad de solicitaciones de temperatura y de carga en diferentes posiciones.

El principio clave del método de diseño es configurar el tamaño de losa de manera que solamente un set de ruedas esté en cada losa, para minimizar así el esfuerzo actuante. La metodología también es capaz de diseñar caminos de bajo volumen de tránsito y pisos industriales que no es posible diseñar por metodologías tradicionales.

Con esta metodología, se genera una ingeniería de valor, conociendo que el espesor de la losa se reduce entre un 20 y 30 % comparado con las metodologías tradicionales, lo cual optimiza costos de construcción. Adicionalmente, se obvia el uso de pasadores, al hacer cortes más seguidos, y con un ancho menor (corte de la junta), lo que genera la trabazón necesaria entre áridos, para aumentar la transferencia de carga.

Debido a que las losas son cortas, los esfuerzos por alabeo se reducen y la transferencia de carga se mantiene a través de las juntas, comparado con el caso de pavimentos con losas más grandes.

Con esta herramienta se pueden diseñar espesores mínimos de hasta 0,075 m (tres pulgadas) para bajos tráfico (estacionamientos y vías en ur-

banizaciones) con losas de 1,8 m×2,4 m (6×8 pies) o 1,8 m×1,8 m (6×8 pies) dependiendo de la configuración de tráfico.

Cabe resaltar que, hasta el momento, ninguno de los diseños con tecnología TCP construidos en Colombia ha empleado pasadores o sello de juntas, lo que incide directamente en la economía de los costos de obra.

Así como en los métodos tradicionales de diseño, la elaboración de los diseños con tecnología TCP precisa de una ingeniería completa en términos de geotecnia, tránsito y demás parámetros que puedan afectar en el resultado.

## **Referencias**

[1] Documentario y Guía de Diseño OPTIPAVE, TCPavementos.

[2] Guía Aashto 2002.



## Parte VI

---

Sostenibilidad pavimentos  
de hormigón

# Uso alternativo de mezclas asfálticas en caliente y en frío con material reciclado tipo RAP como material de base en pavimentos rígidos

Cristian Saavedra  
Silva Caro

Bernardo Caicedo  
Daniel Varela

Jaime Wills

María Alejandra Hernández  
Óscar Velásquez

Resumen	574
Introducción	575
26.1. Materiales y métodos	577
26.1.1. Materiales	577
26.1.2. Ensayo de erodabilidad	579
26.1.3. Modelación de la erosión en estructuras de pavimento rígido	581
26.2. Resultados y discusión	581
26.2.1. Ensayo de erodabilidad y calibración de modelo numérico	582
26.2.2. Modelación numérica de procesos de erosión en estructuras de pavimento rígido	584
Conclusiones y recomendaciones	588
Agradecimientos	589
Referencias	589

### ***Cristian Saavedra***

Magíster en Ingeniería Civil de la Universidad de los Andes. Coordinador general del proyecto Infraestructura Visible, Frontera Energy. Correo electrónico: cd.saavedra1856@uniandes.edu.co

### ***Silvia Caro***

Doctora en pavimentos, Texas A&M University. Profesora asociada y vicedecana académica de la Facultad de Ingeniería, Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: scaro@uniandes.edu.co

### ***Bernardo Caicedo***

Doctor en Ingeniería, École Centrale Paris. Profesor titular Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Colombia. Correo electrónico: bcaicedo@uniandes.edu.co

### ***Daniel Varela***

Magíster en Ingeniería Civil, Universidad de los Andes. Ingeniero en el área de gerencia de proyectos de infraestructura, Frontera Energy. Correo electrónico: dr.varela2322@uniandes.edu.co

### ***Jaime Wills***

Magíster en Infraestructura Civil, Universidad de los Andes. Instructor, Universidad de Los Andes, Colombia. Correo electrónico: j.wills696@uniandes.edu.co

### ***María Alejandra Hernández***

Magíster en Ingeniería Civil, Universidad de Texas A&M. Ingeniera de proyectos en materiales de construcción y pavimentos, Rodríguez Engineering Labs., experta en el desarrollo de estudios de suelos y condiciones de servicio en pavimentos asfálticos. Correo electrónico: ma.hernandez2265@tamu.edu

### ***Óscar Velásquez***

Especialista en Ingeniería de Pavimentos. Experiencia en el campo de la investigación, docencia, conservación y gestión de infraestructura urbana y rural del transporte terrestre de calles y carreteras. Correo electrónico: mauricio.velasquez@idu.gov.co



## Resumen

La erosión de las capas de base es un proceso de degradación común en pavimentos rígidos. Este proceso ocurre cuando el paso del tráfico genera bombeo de agua y de partículas desprendidas de la capa de base a través de las juntas de las losas de concreto. Como consecuencia de la erosión, las placas de concreto pierden su soporte, lo que propicia el inicio y la evolución de procesos acelerados de fisuración. El objetivo de este trabajo es determinar la susceptibilidad de mezclas asfálticas convencionales y de mezclas asfálticas en caliente y en frío con material reciclado tipo RAP (Reclaimed Asphalt Pavement) ante fenómenos de erosión, cuando estas se emplean como capas de base en pavimentos rígidos. Para esto, se cuantificó la susceptibilidad a la erosión de los materiales mediante un ensayo experimental denominado *mesa vibratoria vertical*, y sus resultados se emplearon en un modelo numérico de erosión de estas estructuras desarrollado en diferencias finitas. El modelo fue calibrado con base en los resultados de ensayos de laboratorio realizados a escala real durante un estudio previo realizado por la Universidad de los Andes para el Instituto de Desarrollo Urbano (IDU) de Bogotá. Los resultados experimentales y numéricos muestran que estos materiales cuentan con una alta resistencia a fenómenos de erosión y, por lo tanto, que su empleo en capas de pavimentos rígidos es apropiado para preservar la vida útil de estos pavimentos ante procesos de erosión.

**Palabras clave:** reclaimed asphalt pavement, RAP; pavimentos rígidos; material de base; bombeo; erodabilidad.

## **Introducción**

Las vías son estructuras fundamentales para el desarrollo de un país debido a que son el medio por el cual se transportan individuos y mercancías de un lugar a otro de manera municipal, nacional o internacional, por lo cual son de vital importancia para el progreso de la economía en cualquier sociedad [1]. Por esta razón, las actividades para la fabricación y conservación de los pavimentos son tema de vital importancia en la construcción de todo proyecto vial.

Las estructuras de pavimento se encuentran constituidas por varias capas de materiales pétreos y/o ligados, y se pueden clasificar, dependiendo del material cementante empleado, en pavimentos flexibles (i. e., asfalto) y rígidos (i. e., cemento). Los materiales empleados en estas estructuras son limitados y provienen de fuentes no renovables, por lo cual, su producción, uso y manipulación generan un impacto ambiental negativo [2]. Por esta razón, la ingeniería de pavimentos se ha preocupado por desarrollar nuevas y mejores técnicas de diseño, construcción y mantenimiento, que permitan obtener proyectos financieramente viables, durables, y de alta calidad, y que reduzcan el impacto que causan al medio ambiente [3].

En este contexto, el reciclaje de pavimentos existentes es reconocido como una práctica que apoya el desarrollo de proyectos más sostenibles. El reciclaje de pavimentos flexibles es una técnica que consiste en reutilizar materiales de las capas asfálticas que conformaban una estructura de pavimento que ha culminado su vida de servicio para la construcción de una nueva estructura de pavimento [4]. Cuando se fresa o tritura el material de mezcla asfáltica existente en las capas superiores del pavimento, se obtiene el material denominado RAP, cuyo nombre se deriva de Reclaimed Asphalt Pavement [5].

El uso del material de RAP es una alternativa económica y medioambientalmente viable en la ingeniería de pavimento, porque reduce el volumen de agregados pétreos y asfalto vírgenes requeridos para la producción de nuevas mezclas asfálticas. También, el uso de este material ahorra energía, recorta los costos de transporte de materiales, a la vez que disminuye la cantidad de escombros de construcción colocados en vertederos [6]. Por esta razón, el reciclaje de pavimentos crea un ciclo sostenible de uso de materiales que optimiza el rendimiento de la industria de la construcción ahorrando recursos naturales y dinero [7]. Por ejemplo, para el año 2016 se estima que el ahorro por emplear este material fue de dos mil cien millones de dólares, según la

National Asphalt Pavement Association [8]. Aunque estos materiales han perdido algunas de sus propiedades originales debido a diversos procesos de degradación mecánica y ambiental a los que han sido sometidos (e.g., pérdida de resistencia, daño por humedad, envejecimiento del asfalto, etc.), estos todavía conservan el potencial necesario para ser utilizados en la construcción de nuevas capas [9].

En la actualidad existen diferentes formas de emplear el material RAP en proyectos viales, entre las que se destacan su uso como parte de una mezcla asfáltica, ya sea en tecnología en caliente o en frío, para conformar una nueva capa de este material, o su empleo como material granular para la conformación de capas de base y subbase granulares con o sin procesos de estabilización. El tipo de uso específico depende de factores como los daños en el pavimento a reparar, los contaminantes presentes en el material, la disponibilidad de espacio en la obra y el rendimiento que se requiere para la construcción de la nueva estructura de pavimento [10].

El uso del material de RAP para la conformación de mezclas asfálticas en caliente hace referencia al empleo de este material con la adición de asfalto y agregados vírgenes para producir una nueva mezcla que se extiende y compacta como una mezcla densa en caliente tradicional. Por otro lado, las mezclas con material reciclado en frío emplean emulsiones asfálticas como material de liga y, usualmente, incluyen también agregados vírgenes [9]. A diferencia de las mezclas en caliente, la mezcla de los materiales en la tecnología en frío se realiza a temperatura ambiente.

A pesar de los beneficios económicos y ambientales asociados al uso del RAP, no se cuenta en la actualidad con suficientes estudios al nivel local que permitan entender su comportamiento y desempeño en usos diferentes a los convencionales, tales como su capacidad de soportar fenómenos de erosión o bombeo cuando son empleados en capas de base de pavimentos rígidos.

El deterioro por bombeo de agua o erosión en estos pavimentos se refiere a la expulsión de agua y material pétreo fino a través de las juntas transversales y longitudinales de las losas de concreto hidráulico en pavimentos rígidos debido a la deflexión que sufren ante el paso de cargas. Durante la expulsión del agua, esta lleva consigo partículas finas disgregadas del material de base, lo cual genera la pérdida de soporte de las losas de concreto y su posterior fractura [11]. Este fenómeno está asociado con problemas de durabilidad

y sobrecostos de proyectos de infraestructura vial en Colombia y, en el caso de la ciudad de Bogotá, se ha estudiado mediante diversos proyectos, dos de los cuales corresponden a investigaciones realizadas por la Universidad de los Andes y financiados por el Instituto de Desarrollo Urbano (IDU). Como resultado de estas investigaciones, se desarrolló una metodología experimental para determinar la susceptibilidad a la erosión de materiales convencionales que podrían emplearse en capas de base de estos pavimentos [12], al igual que ensayos a escala real para determinar la influencia de aspectos estructurales (i. e., diseño del pavimento) y de operación (i. e., carga y velocidad de aplicación de carga) en el inicio y la propagación de procesos de erosión [13]. Con base en estos últimos resultados, también se desarrolló un modelo computacional para evaluar el desempeño de diferentes materiales de base ante el daño por erosión.

Como complemento a dichos estudios, el presente trabajo busca determinar la conveniencia de emplear mezclas asfálticas en caliente y en frío fabricadas con RAP como parte de capas de base en pavimentos rígidos. Para esto, se evaluó la resistencia de estas mezclas frente a fenómenos de bombeo, se emplearon estos resultados para evaluar computacionalmente el desempeño esperado del material ante diferentes condiciones de servicio y se compararon con aquellos obtenidos para otros materiales que se podrían emplear como materiales de base. Con los resultados de este proyecto se espera contribuir a la conformación de un inventario de materiales completo para la elección en la construcción de proyectos de pavimentos rígidos en el futuro

## **26.1. Materiales y métodos**

A continuación, se describen los materiales y el proceso experimental empleado en este trabajo. La selección de los materiales y de los métodos experimentales tuvo en cuenta la disponibilidad de materiales y normativas nacionales e internacionales vigentes.

### **26.1.1. Materiales**

Para el desarrollo de esta investigación se empleó un porcentaje de RAP de 15 % y 30 % por peso total de la mezcla para la elaboración de dos tipos de mezcla en caliente y una mezcla de prueba con el 100 % del material reciclado en frío [14]. Estos valores de material reciclado fueron seleccionados porque son comúnmente utilizados en la industria nacional e internacional

para la fabricación de nuevas mezclas asfálticas. Adicionalmente, se empleó una mezcla asfáltica densa en caliente de control, la cual fue fabricada de manera tradicional sin ningún contenido de RAP. En la tabla 26.1 se puede observar un resumen de las mezclas que se estudian en este trabajo junto a su respectivo acrónimo.

**Tabla 26.1. Nomenclatura de las mezclas usadas en este trabajo**

<i>Tipo de mezcla</i>	<i>Porcentaje de material reciclado (RAP)</i>	<i>Nomenclatura de la mezcla</i>
	0 %	MDC-0 %RAP
Mezcla densa en caliente (MDC)	15 %	MDC-15 %RAP
	30 %	MDC-30 %RAP
Mezcla en frío (MF)	100 %	MF-100RAP

Fuente: elaboración propia

El material reciclado fue obtenido del proyecto Ruta del Sol tramo I del consorcio Helios, en cercanías a la ciudad de Bogotá. Por su parte, el material pétreo virgen proviene de la cantera Doble A Ingeniería de Mosquera, Cundinamarca. El cemento asfáltico virgen para la mezcla en caliente corresponde a un ligante con penetración (Pen) 60-70 (1/10 mm) proveniente de la compañía Incoasfaltos. Finalmente, la emulsión asfáltica empleada para la fabricación de la mezcla en frío corresponde a una de tipo catiónico de rompimiento lento, la cual fue proporcionada por la Unidad de Mantenimiento Vial de Bogotá.

Para las mezclas con RAP en caliente, se seleccionó una granulometría que cumple con los requerimientos exigidos por la normativa colombiana Invias para bases de mezclas semidensas en caliente (artículo 450-13) [15]. Adicionalmente, la granulometría seleccionada también satisface los límites especificados por la metodología de diseño Superpave, de acuerdo con el tamaño máximo nominal de la mezcla (i. e., 19 mm), tal como se puede observar en la tabla 26.2 [16]. Por su parte, la granulometría de la mezcla fría fue la original con la que venía el material reciclado. Esto significa que esta mezcla no cumple con los límites establecidos por ninguna norma, debido a que se trata de material triturado sin clasificar y almacenado directamente

de una obra. La decisión de no ajustar la curva granulométrica de la mezcla en frío con 100 % RAP se debe a que la práctica de reciclar *in-situ* o en planta el material obtenido directamente del escarificado de capas asfálticas es una práctica común en proyectos viales. El diseño de las mezclas en caliente fue elaborado por medio del método Superpave y la mezcla en frío se fabricó con dosificaciones de emulsión asfáltica comúnmente empleadas en la ciudad de Bogotá. A continuación, se ilustran los diseños de los cuatro tipos de mezcla asfáltica evaluados en este estudio:

**Tabla 26.2. Granulometrías y porcentaje de asfalto de las mezclas asfálticas**

Tamiz (mm)	Diseño de mezcla MDC-0 % RAP		Diseño de mezcla MDC-15 % RAP		Diseño de mezcla MDC-30 % RAP		Diseño de mezcla MF-100 %
	Retenido %	Rap %	Virgen %	Rap %	Virgen %	Rap %	
19	8	3	5	5	3	8	
12,5	17	4	13	10	7	17	
9,5	10	4	6	5	5	11	
4,75	20	4	16	10	10	18	
2	15	–	15	–	15	26	
0,425	15	–	15	–	15	15	
0,18	6	–	6	–	6	2	
0,075	4	–	4	–	4	1	
Fondo	5	–	5	–	5	1	
Total	100	15	85	30	70	100	
% de asfalto (por peso de la mezcla)	5,3		5,1		5	(Emulsión) 7	

Fuente: elaboración propia.

### 26.1.2. Ensayo de erodabilidad

Para evaluar la resistencia de estas mezclas asfálticas con material reciclado ante fenómenos de bombeo, o erosión, se empleó el ensayo propuesto por la Universidad de los Andes en el marco del proyecto Estudio de la resistencia a la erosión de materiales empleados como bases en pavimentos de concreto hidráulico, fase I [12]. Este ensayo corresponde a la adaptación de un ensayo

sobre la mesa vibratoria vertical desarrollado por Phu [17], el cual consiste en producir vibraciones verticales a frecuencias controladas sobre un recipiente que contiene un cilindro del material a caracterizar bajo la presencia de agua [12]. Las vibraciones causan que el cilindro se aleje de la base del recipiente, lo que genera una cavidad entre los materiales y el ingreso de una lámina de agua. A continuación, el espécimen se acerca a la base del recipiente y el agua fluye horizontalmente a través de la cavidad, de forma similar a lo ocurrido en campo en la interfase entre las losas de concreto y la capa de base del pavimento [12]. Mediante el control de la frecuencia de la vibración aplicada, es posible variar el espesor de la cavidad generada y la velocidad horizontal a la que fluye el agua en cada ensayo, lo que permite simular diferentes condiciones de operación (i. e., carga y velocidad) a las cuales son sometidas las estructuras de pavimento. El desarrollo teórico de este procedimiento se puede consultar de manera detallada en el informe realizado por la Universidad de los Andes [12 - 13]. La figura 26.1 presenta un esquema del ensayo de erosión con mesa vibratoria modificado a partir del montaje experimental propuesto por Phu [17].

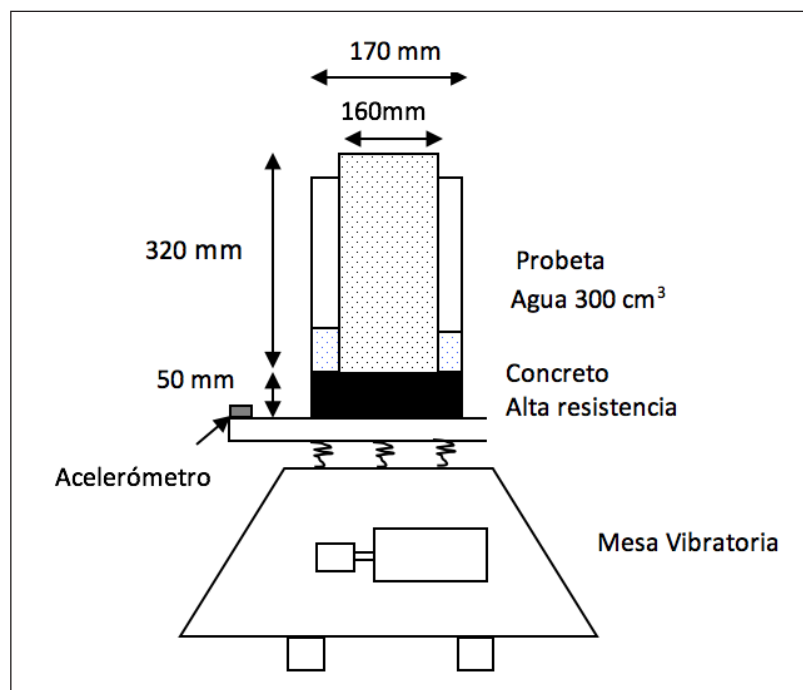


Figura 26.1. Ensayo erosión con mesa vibratoria modificando el modelo de Phu

Fuente: [17].



### **26.1.3. Modelación de la erosión en estructuras de pavimento rígido**

Como parte de los proyectos realizados por la Universidad de los Andes [12 -13], se desarrolló un modelo numérico mecánico-hidráulico desarrollado en la técnica de diferencias finitas, el cual acopla los fenómenos hidráulicos y mecánicos para simular la evolución de procesos de erosión cuando una llanta con una carga y a una velocidad determinadas transita de manera repetida sobre una estructura de pavimento rígido.

Las estructuras de pavimento utilizadas en el modelo se caracterizan por el espesor de sus capas, la geometría de las losas de concreto, el tamaño inicial de la cavidad en la base, los tipos de materiales empleados, etc. El modelo emplea como dato de entrada la velocidad de erosión obtenida del ensayo experimental descrito con anterioridad, la cual constituye la curva de deterioro del material (i. e., curvas de erosión en términos de milímetros de material erosionado por ciclo de carga en función de la velocidad horizontal de expulsión del agua) y fue calibrado con base en ensayos a escala real realizados en el laboratorio de pavimentos de esta universidad [13 - 18].

En este estudio se emplearon los resultados de los ensayos de erosión de mesa vibratoria realizados sobre las mezclas asfálticas con RAP como datos de entrada para hacer simulaciones del desempeño en campo de pavimentos rígidos. Estos resultados fueron comparados con los obtenidos cuando se emplearon otros materiales en las capas de base previamente caracterizados (i. e., tres bases granulares estabilizadas con cemento de baja resistencia, cuatro bases granulares estabilizadas con emulsión y cemento de alta resistencia y, por último, 2 mezclas densas en caliente) en los mismos pavimentos. Cada modelación incluyó cinco mil ciclos de una carga de  $215 \text{ kN/m}^2$  a una velocidad de 40 km/h sobre un pavimento con losas de concreto de 15 cm de espesor y con capas de base conformadas por diferentes materiales. El tiempo computacional requerido para cada simulación fue entre dos y cuatro horas.

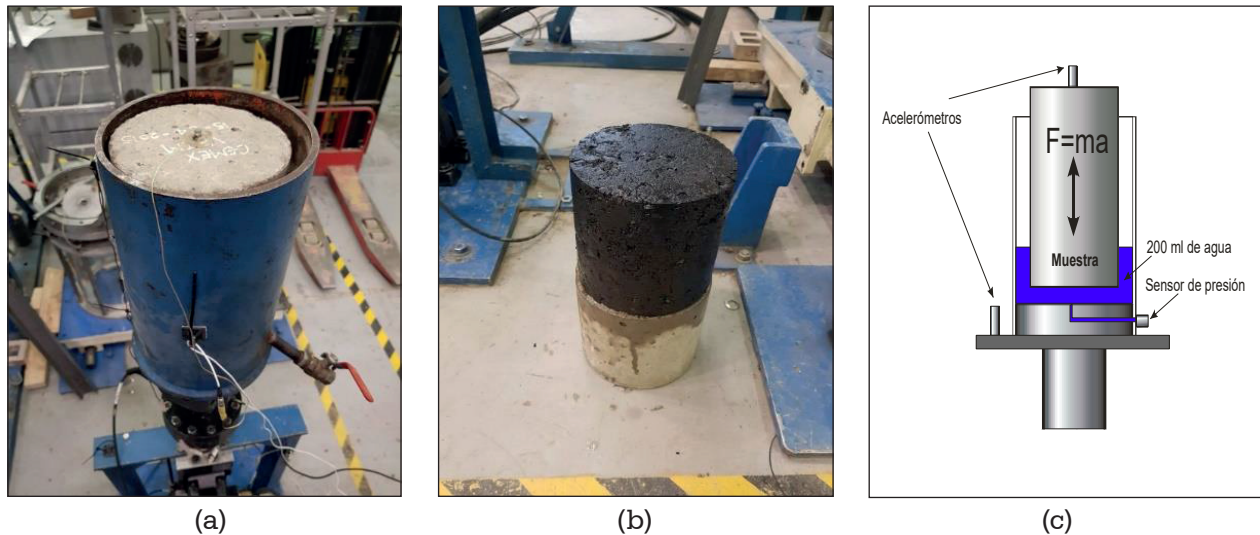
## **26.2. Resultados y discusión**

A continuación, se presentan los resultados experimentales y numéricos obtenidos, con su análisis correspondiente.



### 26.2.1. Ensayo de erodabilidad y calibración de modelo numérico

El ensayo de erodabilidad se realizó empleando tres réplicas por cada mezcla asfáltica evaluada, siguiendo el esquema de la figura 26.2. Es necesario aclarar que cada cilindro de prueba consta de dos componentes. En primer lugar, una probeta de aproximadamente 15 cm de alto por 15 cm de diámetro de concreto de 28 MPa, seguida de otro cilindro con las mismas dimensiones elaborado con mezcla asfáltica. Estas dos muestras se fijan por medio de un adhesivo epóxico conformando un espécimen de 30 cm de alto y 15 cm de diámetro. El objetivo de adherir el cilindro de concreto al espécimen de prueba es contar con el peso y las dimensiones apropiadas para el ensayo de mesa vibratoria vertical [12].



**Figura 26.2. (a) Montaje erodabilidad con sensores; (b) probeta típica de ensayo y (c) esquema del funcionamiento del ensayo**

Fuente: elaboración propia.

El ensayo consistió en aplicar veinte mil ciclos de carga consecutivos a tres frecuencias (i. e., 50, 80 y 100 Hz). El resultado del ensayo, realizado sobre tres réplicas, consiste en cuantificar la pérdida de material cada veinte mil ciclos de carga (i. e., para cada una de las frecuencias de ensayo). Dado que la frecuencia de carga se relaciona con la velocidad a la cual el agua es expulsada horizontalmente de la interfase entre la base del espécimen y la

base del contendedor, el ensayo permite obtener una curva de degradación que consiste en la pérdida de material en función de la velocidad horizontal de expulsión de agua. Esta curva es creciente, puesto que el deterioro de las probetas debido al fenómeno de erosión, aumenta a medida que la velocidad de expulsión del agua también lo hace. La figura 26.3 presenta los resultados obtenidos para las diferentes mezclas asfálticas, donde se observa el valor de la erosión expresada en milímetros de erosión por ciclo en función de la velocidad de expulsión del agua en la cavidad. Esta expresión de longitud de erosión se logra gracias a la densidad de cada uno de los materiales, distribuyendo uniformemente en el diámetro de la probeta el volumen del material erosionado.

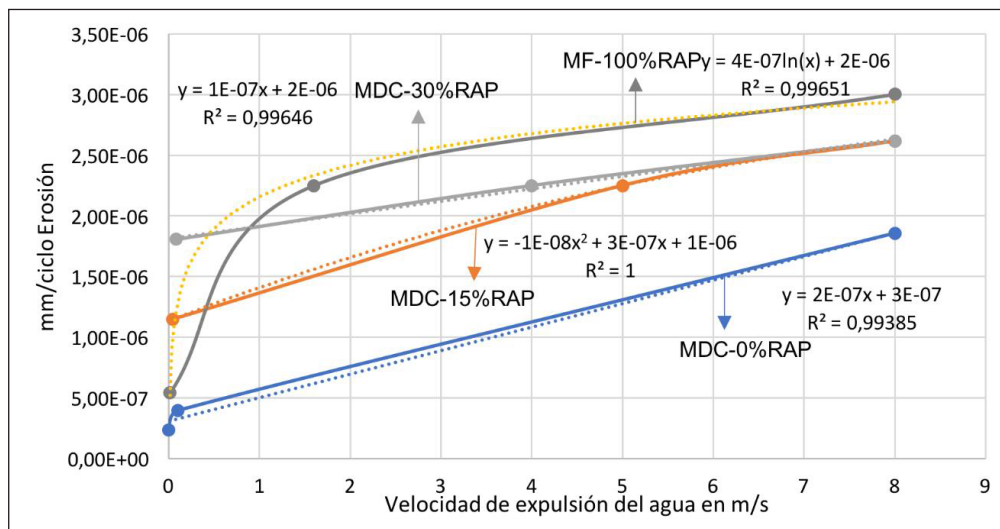
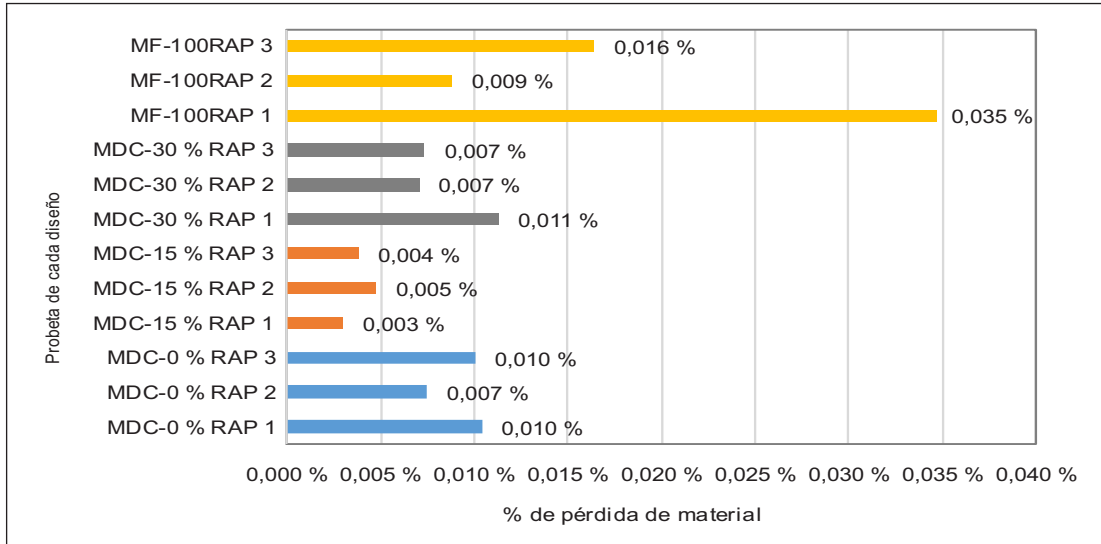


Figura 26.3. Curva deterioro debido a la erosión para cada diseño

Fuente: elaboración propia.

La figura 26.4 permite evidenciar que el mejor desempeño de mezclas ante el fenómeno de bombeo por agua es la mezcla MDC-0 % RAP seguida por la mezcla MDC-15 % RAP, por la mezcla MDC-30 % RAP y, finalmente, por MF-100 % RAP. Esto permite concluir que existe una relación entre la susceptibilidad a la erosión y el contenido de material reciclado en una mezcla. No obstante, en la figura 26.4 se puede observar que, a pesar de que la mezcla MF-100 % RAP es la más susceptible a la erosión entre las mezclas con materiales reciclados, la probeta con mayor pérdida porcentual de peso después de sesenta mil ciclos de carga solo perdió en promedio el 0,035 % de su masa. Es decir, en todos los casos la pérdida de peso por efectos de erosión fue mínima, en especial com-

parada con los datos obtenidos para materiales granulares estabilizados con cemento evaluados en proyectos anteriores, los cuales alcanzaron valores de pérdida de masa de hasta 22,8 % para el mismo número de ciclos de carga [13].

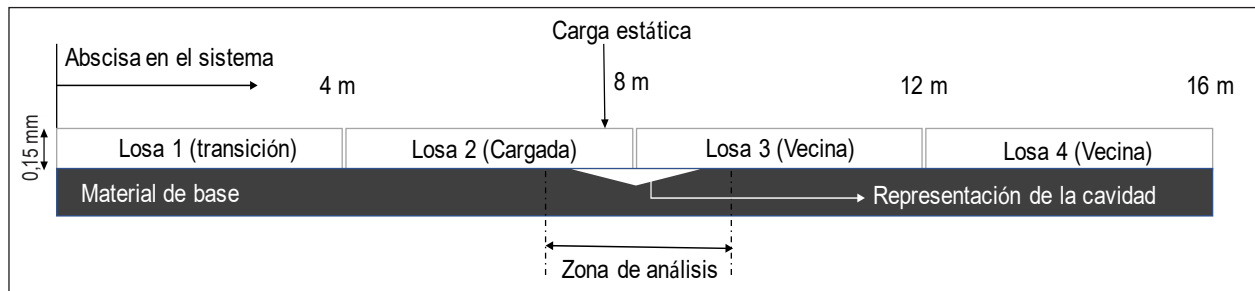


**Figura 26.4. Porcentaje al final del ensayo de material perdido por probeta de cada mezcla luego de 80.000 ciclos**

Fuente: elaboración propia.

### 26.2.2. Modelación numérica de procesos de erosión en estructuras de pavimento rígido

Después de determinar las curvas de deterioro de las nuevas mezclas con materiales reciclados (figura 26.3), se procedió a simular su comportamiento frente al fenómeno de bombeo empleando el modelo de diferencias finitas previamente descrito. El esquema de distribución de las losas de concreto del modelo de pavimento rígido se presenta en la figura 26.5. Esta figura describe la ubicación de los elementos que hacen parte de la modelación del sistema de pavimento rígido: cuatro losas de concreto con cuatro metros de longitud, junto con una cavidad de dos milímetros de grosor en el centro bajo la junta; las losas se encuentran apoyadas sobre diferentes materiales de una base de espesor infinito. La zona de análisis es el centro del modelo (i. e., donde se encuentra la cavidad) en donde se evalúa el proceso de avance de erosión causada por la aplicación de carga en la losa dos (cargada) y el efecto que genera la transferencia de carga en la losa tres vecina.



**Figura 26.5. Esquema del modelo de diferencias finitas**

Fuente: elaboración propia.

En la tabla 26.3 se listan los tipos de material evaluados, con su número, las siglas y el tipo de ligante de los materiales disponibles. Con excepción de los últimos cuatro materiales, cuyas curvas de deterioro fueron obtenidos como parte de este estudio, los demás materiales fueron caracterizados en un estudio previo [12].

**Tabla 26.3. Materiales disponibles en el modelo de diferencias finitas**

<i>Material</i>	<i>Mezcla</i>	<i>Resultado</i>
Granular estabilizada con cemento de baja resistencia (GEEA _ A _ GR2)	1 GEC _ B-Gr2	6,1 % de cemento
	2 GEC _ B-Gr2	7,5 % de cemento
	3 GEC _ B-Gr2	8,8 % de cemento
Granular estabilizada con emulsión y cemento de alta resistencia (GEEA _ A _ GR1)	4 GEEA _ A-Gr1	6 % emulsión + 0,0 % cemento
	5 GEEA _ A-Gr1	6 % emulsión + 0,5 % cemento
	6 GEEA _ A-Gr1	6 % emulsión + 1,0 % cemento
	7 GEEA _ A-Gr1	6 % emulsión + 1,5 % cemento
Mezcla Densa (MD)	8 MD20-Gr1, tipo 1	4,3 % de asfalto
	9 MD20-Gr1, tipo 2	4,3 % de asfalto
Mezclas asfálticas con material reciclado tipo RAP	10 MDC-0 % RAP	5,3 % de asfalto
	11 MDC-15 % RAP	5,1 % de asfalto
	12 MDC-30 % RAP	5 % de asfalto
	13 MF-100RAP	7 % emulsión

Fuente: elaboración propia.

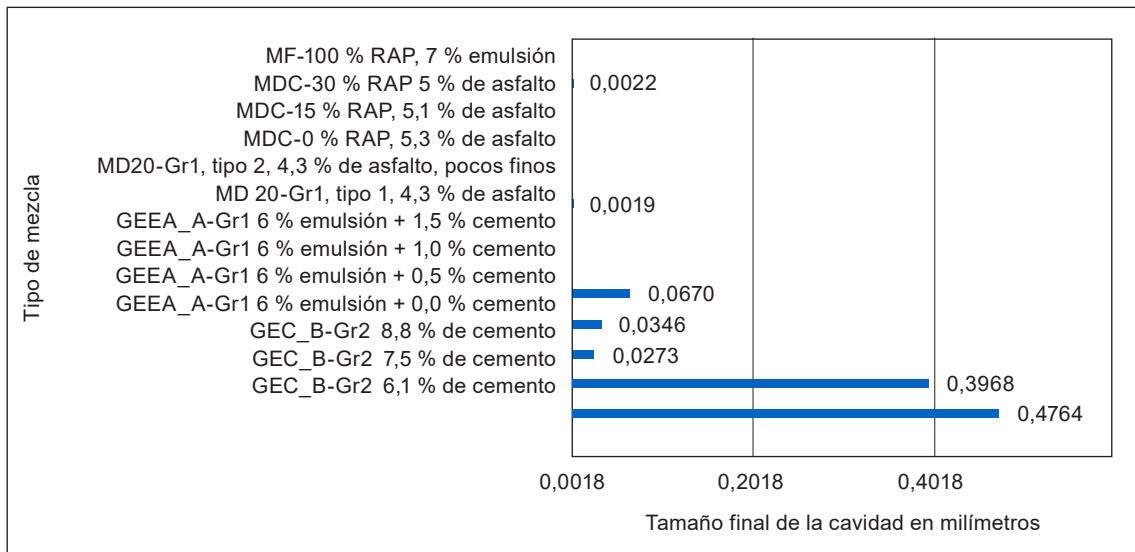
Por otro lado, la tabla 26.4 presenta las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la modelación de las bases; específicamente, se presenta el módulo elástico (para aquellos estabilizados con cemento) y el módulo dinámico (para mezclas estabilizadas con cemento y ligante asfáltico o solo con materiales asfálticos).

**Tabla 26.4. Propiedades mecánicas de los materiales**

<i>Material</i>	<i>N.º material</i>	<i>Ensayo</i>	<i>Frecuencia (Hz)</i>	<i>Temperatura °C</i>	<i>Prom. módulo kgf/cm²</i>
Granular estabilizado con cemento de baja resistencia	1	Módulo de Elasticidad/ NTC 4025	10	25	18.486
	2				28.217
	3				31.166
Granular estabilizada con emulsión y cemento de alta resistencia	4	Módulo Dinámico/INV E-754	10	25	17.080
	5				14.851
	6				21.078
	7				19.776
Mezcla densa	8				71.673
	9				62.256

Fuente: elaboración propia.

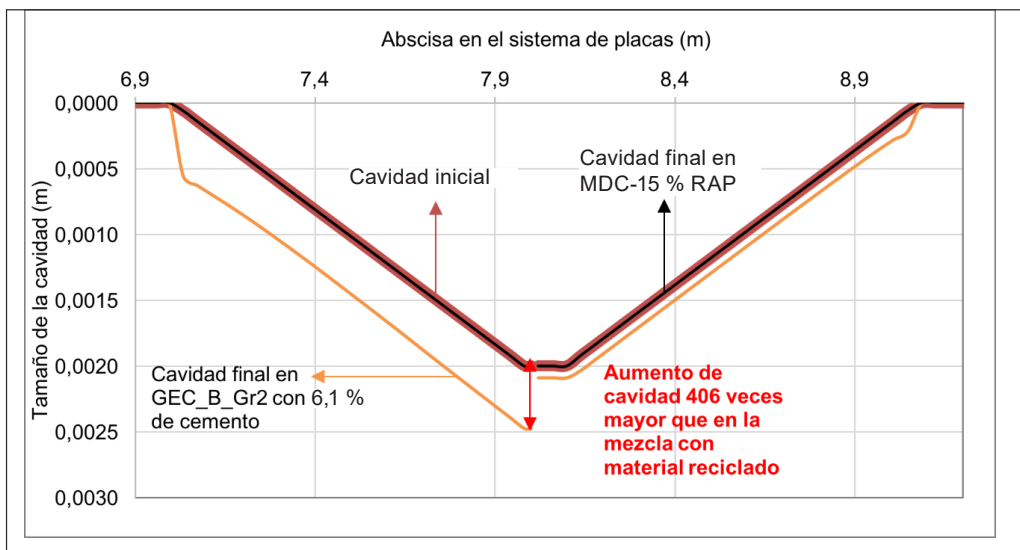
Los resultados obtenidos de la aplicación de cinco mil ciclos de carga, expresados como el tamaño final de la altura de la cavidad generada en la capa de base bajo la junta de las losas, se presentan en la figura 26.6. En esta figura se observa que las mezclas densas en caliente (virgen y con materiales reciclados) junto a la mezcla densa en frío y a los materiales granulares estabilizados simultáneamente con cemento y emulsión asfáltica no presentan ningún tipo de aumento en la cavidad. Esto significa que no se espera que el pavimento rígido sufra erosión ante las condiciones de carga y velocidad evaluadas. Por último, los materiales estabilizados únicamente con cemento presentan un aumento en la cavidad con respecto a la altura inicial que es hasta 406 % veces mayor que en las mezclas asfálticas.



Nota: los materiales que no presentan valores indican que el tamaño de la cavidad final fue 0,0 milímetros.

**Figura 26.6. Tamaño de la cavidad en los materiales de base de pavimentos rígidos después de 5000 ciclos de carga.**

Para complementar el análisis, la figura 26.7 compara visualmente el aumento de la cavidad bajo las dos losas de análisis correspondiente a un pavimento con base de MDC-15 % RAP con respecto al aumento obtenido en el pavimento que incluye material granular estabilizado con cemento de baja resistencia como capa de base. Las abscisas en esta figura corresponden a las presentadas en la figura 26.5 (i. e., cavidad bajo las losas de concreto número 3 y 4).



**Figura 26.7. Cavidad después de 5.000 ciclos para un material granular estabilizado con cemento y una mezcla asfáltica con 15 % de material reciclado en caliente**

Fuente: elaboración propia.

Con base en las figuras 26-6 y 26-7 se puede afirmar que la resistencia a la erosión de pavimentos rígidos con bases conformadas por materiales reciclados es comparable a aquellos que contienen bases de mezclas densas en caliente convencionales, y es significativamente mayor (entre 213 y 406 veces mejor) que la resistencia a la erosión de pavimentos que comprenden algunas bases granulares estabilizadas más erodables evaluados en estudios previos. Esto insta a que en definitiva los materiales ligados con productos asfálticos (i. e., mezclas densas tanto en caliente como en frío) sean altamente resistentes al fenómeno de erosión por bombeo de agua.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, se puede considerar que, al no existir una diferencia significativa entre la resistencia a la erosión de las mezclas asfálticas evaluadas, el uso de materiales reciclados para la fabricación de estas mezclas puede implicar un ahorro económico significativo en el ítem de materiales.

## Conclusiones y recomendaciones

Los resultados de esta investigación demuestran que las mezclas asfálticas con material reciclado tipo RAP poseen una alta resistencia al deterioro por bombeo de agua cuando son empleadas como capas de base de pavimentos rígidos. Otras conclusiones y recomendaciones generales obtenidas de este estudio son:

- El ensayo de erodabilidad mostró un excelente desempeño por parte de todos los diseños de mezcla asfáltica evaluados. Esto permite afirmar que las mezclas densas en caliente y en frío con materiales reciclados son igual de eficientes para soportar erosión que las mezclas convencionales.
- Los resultados numéricos de erosión en una estructura de pavimento rígido sugieren que las mezclas asfálticas fabricadas con materiales reciclados presentan una resistencia ante el fenómeno de la erosión que es entre doscientos catorce a cuatrocientos seis veces mayor en comparación con los materiales de base granulares estabilizados con 7,5 % y 6,1 % de cemento; además, sus resultados son comparables con los de mezclas en caliente diseñadas con material virgen. Esto demuestra que este tipo de material es apropiado para ser utilizado como material de soporte de pavimentos rígidos y que uso es conveniente puesto que permitiría ahorros significativos relacionados con el empleo de materiales vírgenes no renovables.



## Agradecimientos

Esta publicación fue parcialmente financiada por la convocatoria “Programa de Investigación 2012” de la Vicerrectoría de Investigación de la Universidad de los Andes (Bogotá, Colombia). Sus contenidos son de exclusiva responsabilidad de sus autores y no representan necesariamente la opinión oficial de la Universidad.

## Referencias

- [1] C. P. Sankey, «“International Road Federation’s Road Safety Analysis” vol. 5», Alexandria, VA, USA, 2015.
- [2] R. S. McDaniel, A. Shah, G. A. Huber y & A. Copeland, «Effects of reclaimed asphalt pavement content and virgin binder grade on properties of plant produced mixtures», *Road Materials and Pavement Design*, vol. 13, pp. 161-182, 2012.
- [3] IDU, «Boletín técnico n.º 1,» 01 2015. [En línea]. Disponible en [http://app.idu.gov.co/geodata/doc/boletinmezclasasfalticas\\_25ene15.pdf](http://app.idu.gov.co/geodata/doc/boletinmezclasasfalticas_25ene15.pdf). [Último acceso: 15 11 2015].
- [4] R. McDaniel, H. Soleymani, M. Anderson R, P. Turner, R. Peterson y E. T. Harrigan, «Recommended Use of Reclaimed Asphalt Pavement in the Superpave Mix Design Method: Guidelines» *National Cooperative Highway Research Program Research Results Digest*, 2001.
- [5] Federal Highway Administration, «User Guidelines for Waste and Byproduct Materials in Pavement Construction», 1997. [En línea]. Available: <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/97148/rap131.cfm>.
- [6] I. L. Al-Qadi, M. A. Elseifi y S. H. Carpenter, «Reclaimed Asphalt Pavement- A Literature Review», *Research Report FHWA-ICT-07-001 A*, Marzo 2007.
- [7] A. Copeland, «Reclaimed Asphalt Pavement in Asphalt Mixtures: State of the Practice». *Report No. FHWA-HRT-11-021*, 2011.
- [8] NAPA, «Recycling», 19 12 2017. [En línea]. Disponible en: <http://www.asphaltpavement.org/recycling#Results>.
- [9] H. Botasso, A. Cuattrocchio, O. Rebollo y S. C. & J, «Reciclado de pavimentos asfálticos en frío. Una forma de utilizar totalmente el RAP para el mantenimiento y rehabilitación de la red caminera». 2008. [En línea]. Available: [https://lemac.frlp.utn.edu.ar/wp-content/uploads/2011/12/2008\\_Mezclas-Frias-con-RAF\\_6%C2%BAPROCOMA.pdf](https://lemac.frlp.utn.edu.ar/wp-content/uploads/2011/12/2008_Mezclas-Frias-con-RAF_6%C2%BAPROCOMA.pdf). [Último acceso: 01 11 2016].



- [10] A. Tabaković, A. Gibney, C. McNally y M. and Gilchrist, «Influence of Recycled Asphalt Pavement on Fatigue Performance of Asphalt Concrete Base Courses», *Journal of Materials in Civil Engineering*® ASCE, vol. 22, pp. 643-650, Junio 2010.
- [11] Universidad Nacional, Manual para la inspección visual de pavimentos rígidos, Bogotá: Universidad Nacional, 2006.
- [12] Universidad de los Andes, «Reporte final del Estudio de la Resistencia a la Erosión de Materiales Empleados Como Bases en Pavimentos de Concreto Hidráulico- Contrato 089 2009», Alcaldía Mayor de Santa Fe de Bogotá D. C., Bogotá, 2010.
- [13] Universidad de los Andes, «Reporte final del “Estudio de la resistencia a la erosión de materiales empleados como bases en pavimentos de concreto hidráulico, fase II”, Seguimiento contrato N. ° 029 de 2012», Uniandes, Bogotá, 2016.
- [14] Federal Highway Administration, «User Guidelines for Reclaimed Asphalt Pavement». 03 08 2016. [En línea]. Disponible en <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/97148/rap131.cfm>. [Último acceso: 21 05 2017].
- [15] Invias, «Especificación técnica art 450-Mezclas asfálticas en caliente de gradación Continua,» Bogotá, Col, 2013.
- [16] Federal Highway Administration, «U. S. Department of Transportation's Superpave Fundamentals Reference Manual», *NHI Course #131053*, 2000.
- [17] D. Varela, “Modelo numérico para la simulación del comportamiento de pavimentos rígidos sometidos al efecto de erosión”, Tesis de maestría, Universidad de los Andes Bogotá, 2015.
- [18] Asphalt Pavement Association of Michigan, «Using RAP to Stretch Your Pavement Dollars», 2014. [En línea]. Disponible en: <http://www.apa-mi.org/docs/2014LRW-RAP-Final.pdf>.

## Uso de RAP con adición de cemento para bases de pavimentos

---

Juan Bastidas  
Eliana Martínez  
Luciano Amorin

Resumen	593
Introducción	594
27.1. Materiales y métodos	595
27.1.1. Materiales	595
27.1.2. Ensayo de laboratorio	597
27.2. Resultados y discusión	599
27.2.1. Diseño de la mezcla asfáltica reciclada	599
27.2.2. Ensayo de compactación proctor modificado y determinación del CBR	599
Conclusiones y recomendaciones	602
Agradecimientos	603
Referencias	603

***Juan Bastidas***

Doctor en Geotecnia, Universidad de Brasilia. Docente de planta de la Universidad Piloto de Colombia. Correo electrónico: [juan-bastidas@unipiloto.edu.co](mailto:juan-bastidas@unipiloto.edu.co)

***Luciano Amorin***

Ingeniero civil, Centro Universitario de Brasilia. Correo electrónico: [luciano\\_bsb\\_df@hotmail.com](mailto:luciano_bsb_df@hotmail.com)

***Eliana Martínez***

Doctora en Ingeniería de Estructuras, Cimentaciones y Materiales, Universidad Politécnica de Madrid. Docente investigadora, Universidad Piloto de Colombia. Correo electrónico: [eliana-martinez@unipiloto.edu.co](mailto:eliana-martinez@unipiloto.edu.co)

## Resumen

Algunas intervenciones sobre los pavimentos flexibles contemplan comúnmente la restauración estructural incorporando material asfáltico reciclado (RAP) o fresado de la mezcla asfáltica en capas granulares de base o sub-base. Este trabajo tiene como objetivo estudiar en laboratorio la aplicación de la estabilización granulométrica de RAP con adición de 5 % de cemento portland con respecto a la masa, a fin de comparar con los materiales de base comúnmente utilizados en el Distrito Federal de Brasil. Fueron realizados ensayos de caracterización de los materiales convencionales y reciclados, a fin de aplicar la estabilización granulométrica según las especificaciones brasileñas para bases de pavimentos. Posteriormente, se hicieron ensayos de compactación Proctor y estimación de la resistencia de los materiales a través del ensayo CBR. Los resultados indican que la técnica de la utilización de RAP con adición de cemento portland es viable desde el punto de vista técnico, obteniendo menor susceptibilidad de la humedad en el proceso de compactación y mayor resistencia a la penetración del cilindro en el ensayo CBR. Sin embargo, estudios adicionales deben ser realizados para la determinación de parámetros mecánicos y dinámicos que describan el comportamiento del material cementado.

**Palabras clave:** material fresado; pavimentos flexibles; restauración; reconstrucción.

## Introducción

El desarrollo económico y la integración nacional de un país son influenciados por el sector de los transportes y específicamente por la infraestructura vial. Datos estadísticos de la investigación realizada por la Confederación Nacional de Transporte CNT relatan que Brasil tiene una malla vial compuesta por aproximadamente 1,74 millones de kilómetros, de los cuales: 78,7 % son carreteras no pavimentadas, 12 % pavimentadas y 9,1 % se encuentran en fase de planeación y estudios previos [1]. Con la necesidad de mejorar y ampliar la malla vial, nace la preocupación de realizar estudios que implementen nuevas técnicas y materiales, a fin de que presenten menor costo de construcción y mantenimiento, y que sean al mismo tiempo durables.

La reducción del Índice de Servicialidad del Pavimento (ISP) es causada por la acción del tránsito de vehículos, el clima, la calidad de los materiales, entre otras variables, durante la vida útil del pavimento. La pérdida del ISP origina daños estructurales y funcionales que afectan el confort, la comodidad y la seguridad de los usuarios del pavimento. Comúnmente se realizan evaluaciones e intervenciones (restauración y reconstrucción) para aumentar el ISP y, consecuentemente, la vida útil del pavimento. Las actividades de restauración, refuerzo y reconstrucción de las capas de rodadura de pavimentos asfálticos originan grandes volúmenes de material RAP que puede considerarse un pasivo ambiental por las grandes áreas para su disposición [2]. La utilización de materiales reciclados RAP para capas de pavimentos es una solución técnica, económica y ambientalmente correcta. Desde el punto de vista técnico, diversos estudios de laboratorio y campo han evaluado la incorporación de RAP en la matriz de capas granulares o en la mezcla asfáltica, obteniendo mejor comportamiento mecánico en referencia a los materiales convencionales [3 - 5]. Sin embargo, al utilizar el RAP con adición de cemento portland en capas de pavimentos, se deben evaluar diversas variables que alteran el desempeño mecánico, tales como forma y tamaño de las partículas de RAP, contenido de asfalto, características físicas, químicas y reológicas del asfalto, propiedades físicas y químicas de los agregados, contenido de cemento, tiempo de curado, entre otros. Desde el punto de vista económico, la técnica del uso de RAP contribuye a la disminución de los costos económicos para la extracción del material pétreo natural utilizado en capas granulares o en las capas de rodadura [6]. Sin embargo, es importante resaltar que la utilización del material RAP en estructuras de pavimentos implica un costo económico

relacionado con el proceso de fresado, transporte, tratamiento y aditivos químicos para la estabilización mecánica. Finalmente, desde el punto de vista ambiental, es importante destacar que las utilizaciones de nuevos materiales alternativos reducen las extracciones de los materiales pétreos naturales y consecuentemente los costos energéticos durante el proceso de extracción, lo que contribuye a la preservación y conservación del medio ambiente [7].

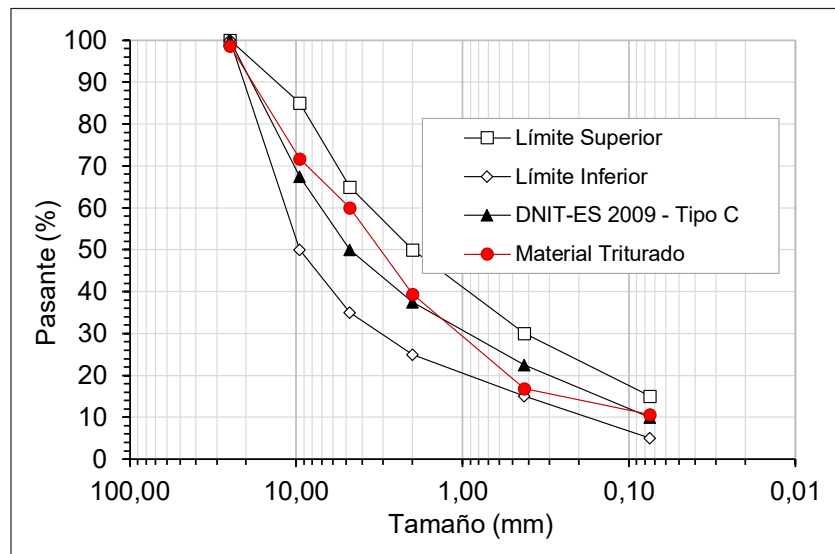
Desde el punto de vista técnico de la ingeniería de pavimentos, el uso del RAP con adición de cemento portland en capas de pavimentos es una técnica antigua. Sin embargo, para algunos países de América Latina no existen normas técnicas que consideren los aspectos de diseño y construcción. Por lo tanto, es importante realizar estudios de laboratorio y campo que contribuyan a la caracterización del RAP y a las directrices técnicas para los diseños de mezclas mecánicamente estables utilizadas en capas de pavimentos. Este trabajo evaluó en laboratorio la curva de compactación y la resistencia a la penetración por medio del ensayo CBR de un material convencional y de un material alternativo con adición de 100% de RAP y 5% de cemento portland. Los resultados indican que la técnica de la utilización de RAP con adición de cemento portland permite obtener un material con menor susceptibilidad en el proceso de compactación y mayor resistencia a la penetración del cilindro en el ensayo CBR. Investigaciones adicionales deben ser realizadas a fin de establecer parámetros de resistencia mecánica ante la acción de cargas monotónicas y dinámicas.

## **27.1. Materiales y métodos**

### **27.1.1. Materiales**

#### **27.1.1.1. Material triturado convencional (base granular)**

El material de referencia corresponde a un agregado triturado graduado simple comúnmente utilizado en el Distrito Federal de Brasil para la construcción de capas de bases o sub-bases granulares de estructura de pavimentos. El triturado es proveniente de una roca sedimentaria, tipo caliza. La muestra de material es proveniente de la cantera Briccal Industria Comercio y Minería Ltda. El material fue caracterizado según la normativa Brasileira del Departamento Nacional de Infraestructura de los Transportes [8]. La especificación granulométrica y la caracterización física se presentan en la figura 27.1 y en la tabla 27.1, respectivamente.



**Figura 27.1. Especificación granulométrica de material triturado convencional (DNIT, 2009)**

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 27.1. Condiciones específicas de material triturado convencional (DNIT, 2009)**

Ítem	Condiciones específicas	Unidad	Norma	Especificación	Resultado
1	Desgaste en la Máquina de los Ángeles.	%	DNIT 035/98 [9]	máx. 50	22
2	Equivalente de arena.	%	DNIT 054/97 [10]	mín. 55	65
3	Índice de forma.	–	DNIT 086/94 [11]	0,5 a 1,0	0,7
4	Perdida en el ensayo de durabilidad (cinco ciclos) con sulfato de sodio o sulfato de magnesio.	%	DNIT 089/94 [12]	máx. 20/máx. 30	12
5	Porcentaje de material pasante en el tamiz 200.	%	DNIT 080/94 [13]	11,3*	

\* El porcentaje de material pasante por el tamiz n.º 200 no debe superar 2/3 del porcentaje pasante en el tamiz n.º 40

Fuente: elaboración propia.

### 27.1.1.2. Material asfáltico recuperado RAP

El material (RAP) corresponde a la carpeta de rodadura del pavimento flexible ubicado a lo largo de la Avenida Sur W3 de la ciudad de Brasilia, en el Distrito Federal de Brasil. El material fue extraído a través del programa de mantenimiento y recuperación vial denominado *nuevo asfalto* para su caracterización en laboratorio. En la figura 27.2 se presenta una muestra del material estudiado.





**Figura 27.2. Material de reciclado. Procedencia: avenida sur W3 Brasilia**

Fuente: elaboración propia.

### 27.1.1.3. Cemento portland

Fue utilizado el cemento portland compuesto de tipo CP II-Z puzolánico comúnmente comercializado en el Distrito Federal de Brasil, a fin de crear puntos de contacto entre los agregados del RAP. El cemento portland atiende los requisitos de calidad exigidos por la Asociación Brasileña de Normas Técnicas (ABNT) y por la Asociación Brasileña de Cemento Portland (ABCP). El contenido de cemento portland adicionado para la estabilización de capas granulares de pavimentos obedece generalmente a un valor basado en la resistencia a la compresión simple. Sin embargo, para el presente estudio fue estipulado de 5%. Se recomienda en estudios futuros, evaluar diferentes contenidos de cemento portland a fin de obtener el contenido óptimo dentro de la mezcla estabilizada mecánicamente.

### 27.1.1.4. Arena triturada fina

Debido a la conglomeración de las partículas finas y gruesas por el asfalto dentro del material reciclado RAP, es necesario realizar un ajuste granulométrico con fracciones de tamaños comprendidas entre 4,75 mm (tamiz n.º 4) y 0,075 mm (tamiz n.º 200), a fin de obtener un material estabilizado mecánicamente. En este sentido, fue utilizado un material fino proveniente de trituración, comúnmente utilizado en el Distrito Federal de Brasil.

## 27.1.2. Ensayo de laboratorio

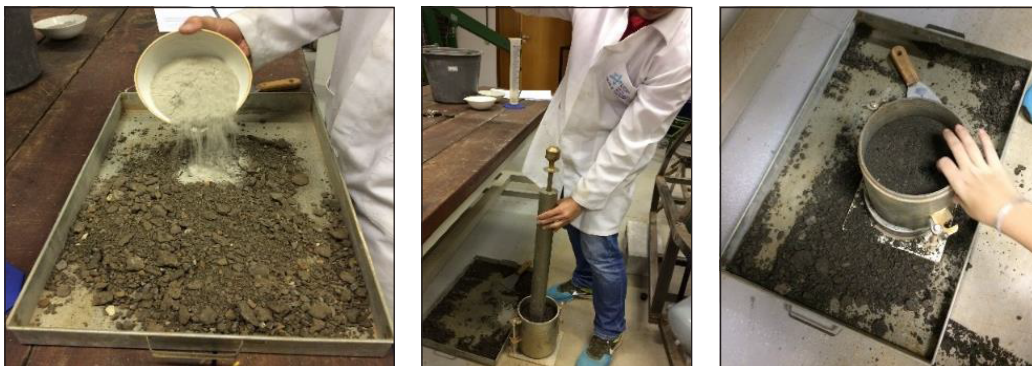
La metodología del trabajo está dividida en tres etapas: la primera etapa consistió en evaluar las distribuciones granulométricas de los materiales convencionales (base granular) y del material reciclado; la segunda etapa consistió en diseñar la mezcla asfáltica reciclada a partir de un ajuste granulométrico con adición de la arena triturada fina y de cemento portland; para tal fin, fue considerada la especificación de material triturado tratado con cemento para

bases y sub-bases de pavimentos [14]. La figura 27.3 presenta la secuencia de la fabricación del material reciclado y el ensayo de compactación. La tercera etapa del trabajo relata la evaluación mecánica del material reciclado y del material triturado convencional (base granular), a partir de los ensayos de compactación a la energía del proctor modificado y del ensayo de la estimativa de la resistencia, comúnmente denominado como Índice de Soporte California ISC o California Bearing Ratio CBR [15]. Para el ensayo de compactación fueron tomadas quince muestras, considerando tres muestras por cada contenido de humedad y cinco contenidos probables de humedad. Para los ensayos de CBR fueron realizados tres cuerpos de prueba de cada muestra, compactados en la humedad óptima. La tabla 27.2 presenta las normas reguladoras de los ensayos de laboratorio.

**Tabla 27.2. Ensayos de compactación y resistencia CBR para capas de bases de pavimentos**

Ítem	Ensayos de laboratorio	Descripción	Norma
1	Análisis granulométrico por tamizado.	Determinación y distribución de los tamaños de las partículas.	DNIT 080/94 [13]
2	Ensayo de compactación Proctor Modificado: 5 capas, 55 golpes por capa y molde de diámetro 6 pulgadas.	Determinación del máximo peso unitario y de la humedad óptima de compactación.	DNIT 129/97 [16]
3	Ensayo de Índice de Soporte California - California Bearing Ratio CBR.	Determinación de la idea de la resistencia del material de base granular.	DNIT 049/94 [15]

Fuente: elaboración propia.



**Figura 27.3. Ensayo de compactación del material reciclado con adición de cemento portland**

Fuente: elaboración propia.

## 27.2. Resultados y discusión

### 27.2.1. Diseño de la mezcla asfáltica reciclada

La figura 27.4 presenta el análisis granulométrico medio de tres muestras de material RAP y los límites superior, inferior y medio de la especificación tipo III para la construcción de bases y sub-bases estabilizadas con cemento [14].

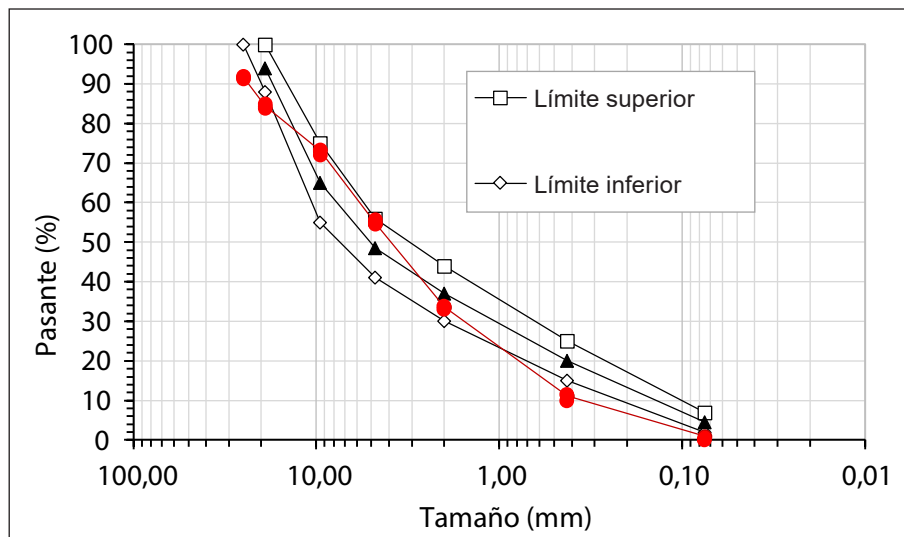


Figura 27.4. Análisis granulométrico de la mezcla asfáltica reciclada

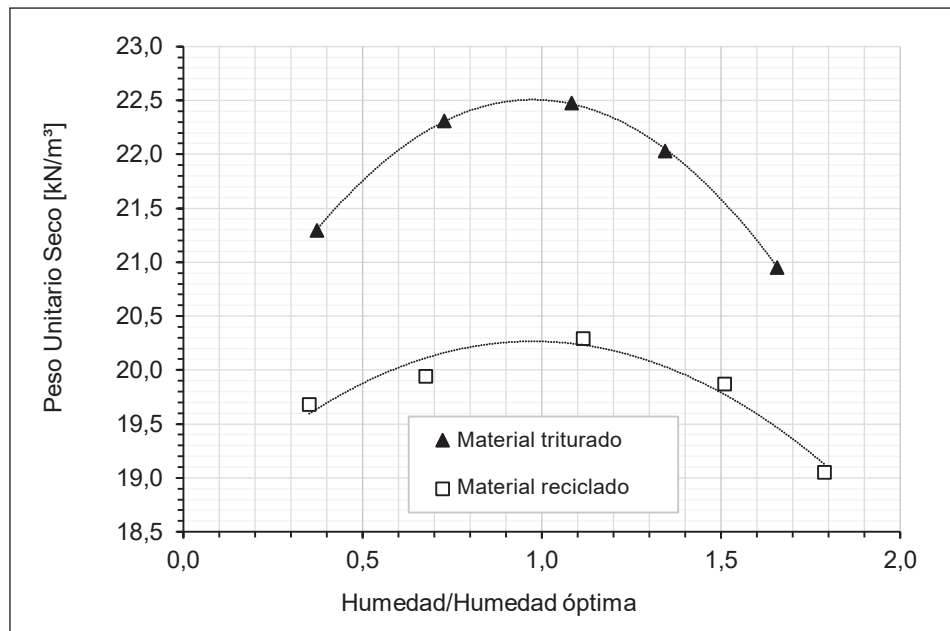
Fuente: elaboración propia.

A partir de la figura 27.4 se puede observar la ausencia de material fino pasante por el tamiz n.º 4 (4,75 mm) y la necesidad de un ajuste granulométrico para la obtención de la especificación media. Para el ajuste granulométrico se adicionó 94,7% de material RAP y 5,3% de arena triturada fina a fin de obtener el valor de la especificación media. Adicionalmente, se adicionó 5% de cemento portland a fin crear puntos de contacto entre las partículas de agregados y aumentar la capacidad cohesiva de la mezcla reciclada.

### 27.2.2. Ensayo de compactación proctor modificado y determinación del CBR

Los ensayos de compactación a la energía de proctor modificado del material triturado convencional y de la mezcla asfáltica reciclada con adición de 5% de cemento portland para capas granulares de base y sub-base de pavimentos se presentan en la figura 27.5. Los valores presentados corresponden al promedio de tres muestras ensayadas. La abscisa de la curva de compactación se representa como la relación entre la humedad y la humedad óptima, con el fin de observar la abertura de la curva del material y observar la susceptibi-

lidad de la humedad. La tabla 27.3 presenta los resultados del peso unitario máximo seco y contenido de humedad óptima obtenidos a partir de las curvas de compactación, así como también los valores promedio estimados de la resistencia por medio del ensayo CBR.



**Figura 27.5. Curva de compactación a la energía del Proctor modificado del material reciclado y del material triturado convencional para capas de bases de pavimentos**

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 27.3. Parámetros del ensayo de compactación y resistencia CBR de los materiales analizados**

<i>Material</i>	<i>Peso unitario seco máximo [kN/m³]</i>	<i>Contenido de humedad óptima [%]</i>	<i>CBR [%]</i>
Material reciclado	20,26	4,3	82,5
Material triturado	22,51	6,0	48,5

Fuente: elaboración propia.

A partir de los resultados de compactación y del ensayo CBR es posible afirmar lo siguiente: (i) Las partículas del material RAP se encuentra recubiertas por una lámina de material asfáltico envejecido que genera una superficie

impermeable, crea un cerramiento de los vacíos superficiales e internos de los agregados y, consecuentemente, reduce el contenido de humedad óptimo en referencia al material triturado convencional. (ii) La curva de compactación del reciclado con RAP presenta una forma más abierta en comparación con el material triturado. De otra forma, para una misma variación de humedad respecto a la humedad óptima, el material reciclado presentó menor variación del peso unitario seco en referencia al material triturado convencional, obteniendo menor susceptibilidad en la compactación de campo. (iii) El material triturado convencional presenta aumento del peso unitario a lo largo del intervalo de humedad evaluado, en referencia al material reciclado. El aumento del peso unitario máximo puede ser atribuido probablemente a mejor distribución granulométrica de las partículas de agregados, conforme es evidenciado en la figura 27.6. La curva granulométrica del material triturado convencional tipo C [8] presenta mayores porcentajes de las fracciones finas que contribuyen al cerramiento de vacíos generados por las fracciones gruesas y, consecuentemente, crean un material estabilizado mecánicamente con mayor peso unitario máximo en referencia al material reciclado. (iv) A pesar de que el material triturado presentó mayor peso unitario máximo en relación con el material reciclado, el valor medio de CBR del material triturado fue inferior al encontrado en el material reciclado. La adición del cemento portland en porcentaje de 5 % respecto a la masa total de la mezcla asfáltica reciclada contribuye al aumento del CBR en aproximadamente 70 % respecto al material triturado convencional. El aumento del estimativo de la resistencia mecánica (ante carga monotónica) del material reciclado puede ser atribuido probablemente a la creación de puntos de contacto entre los agregados y el cemento. La actividad puzolánica del cemento aumenta la cohesión de la mezcla asfáltica reciclada. Por otra parte, la adición del cemento (partículas finas pasantes por el tamiz n.º 200) contribuye a la estabilización granulométrica de la mezcla asfáltica reciclada, y ayuda a la estabilización mecánica del material y, consecuentemente, al aumento de la resistencia mecánica.

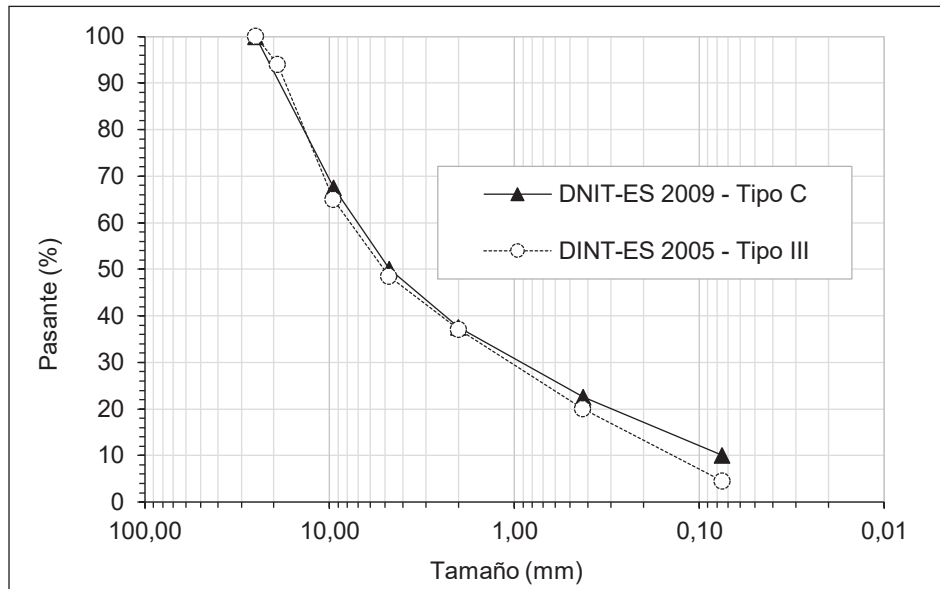


Figura 27.6. Análisis granulométrico de la mezcla asfáltica reciclada

Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones y recomendaciones

A pesar de que el ensayo de resistencia estimada del CBR no es un indicativo de la respuesta del comportamiento mecánico de materiales estabilizados mecánicamente, en el presente estudio fue considerado como un estimativo de rigidez en referencia al material granular utilizado como base de pavimento. Consecuentemente, a partir de los ensayos realizados se puede concluir: i) Menor susceptibilidad en el proceso de compactación de campo, descrita el comportamiento y forma de la curva de compactación del proctor modificado en el laboratorio. ii) Mayor rigidez del material por el incremento del valor CBR en referencia al material de base convencional.

Estudios adicionales deben ser realizados a fin de obtener parámetros que describan el comportamiento mecánico del material RAP con adición del 5 % de cemento portland, es decir, de materiales estabilizados con cemento, así como también, deben ser evaluados diferentes contenidos de cemento portland a fin de obtener el contenido óptimo dentro de la mezcla estabilizada mecánicamente.

## Agradecimientos

Los autores del trabajo agradecen al programa de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Piloto de Colombia por el apoyo para la escritura del artículo, así como también al programa de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería del Centro Universitario de Brasilia en Brasil, por la viabilidad en la realización de los ensayos.

## Referencias

- [1] Pesquisa Confederación Nacional de Transportes CNT de rodovias 2017: Relatório gerencial, Edición 2017, Confederación Nacional de Transportes CNT, Brasilia, Brasil, 2017.
- [2] R. TAHA, A. AL-RAWAS, A. AL-HARTH and A. QATAN, Use of Cement Bypass Dust as Filler in Asphalt Concrete Mixtures, *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 14 n.º 4, pp. 338-343, 2002.
- [3] R. TAHA, A. AL-HARTHY, K. AL-SHAMSI, and M. AL-ZUBEIDI, Cement Stabilization of Reclaimed Asphalt Pavement Aggregate for Road Bases and Subbases, *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 14, n.º june, pp. 239-245, 2002.
- [4] R. KARLSSON and U. ISACSSON, Material-Related Aspects of Asphalt Recycling—State-of-the-Art”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 18, n.º February, pp. 81-92, 2006.
- [5] A. J. PUPPALA, L. R. HOYOS, and A. K. POTTURI, Resilient Moduli Response of Moderately Cement-Treated Reclaimed Asphalt Pavement Aggregates, *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 23, n.º 7, pp. 990-998, 2011.
- [6] A COPELAND, Reclaimed Asphalt Pavement in Asphalt Mixtures: State of the Practice, Rep. No. FHWA-HRT-11-021, n.º FHWA, p. McLean, Virginia, 2011.
- [7] A. Balaguera, G. I. Carvajal, J. Albertí, and P. Fullana-i-Palmer, “Life cycle assessment of road construction alternative materials: A literature review, *Resources, Conservation and Recycling*, vol. 132, n.º. December 2017, pp. 37-48, 2018.
- [8] DNIT, Pavimentação - Sub-base ou base de brita graduada simples - Especificação de serviço. 2009.
- [9] Determinação da abrasão dos agregados na maquina ‘Los Angeles’ - Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutra dos Transportes DNIT. Brasilia, Brasil, p. 7, 1998.
- [10] Equivalente de areia dos agregados - Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutra dos Transportes DNIT. Brasilia, Brasil, pp. 10, 1997.



- [11] Determinação do índice de forma - Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes DNIT. Brasília, Brasil, pp. 5, 1994.
- [12] Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio - Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes DNIT. Brasília, Brasil, p. 6, 1994.
- [13] Análise granulométrica por peneiramento - Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes DNIT. Brasília, Brasil, p. 4, 1994.
- [14] Sub-base ou base de brita graduada tratada com cimento - Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes DNIT. Brasília, Brasil, p. 11, 2017.
- [15] Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas - Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes DNIT. Brasília, Brasil, p. 17, 2016.
- [16] Compactação utilizando amostras não trabalhadas - Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes DNIT. Brasília, Brasil, p. 7, 2013.





## Parte VII

---

Gestión de infraestructura vial

# Efecto de los reductores de velocidad en la condición del pavimento

---

Boris Goenaga  
Luis Fuentes

Resumen	608
Introducción	609
28.1. Reductores de velocidad y sus características	610
28.2. Simulación de la carga dinámica	614
28.3. Método de análisis y resultados	616
Conclusiones y recomendaciones	622
Limitaciones del modelo	624
Referencias	624

***Luis Fuentes***

Doctor en Ingeniería, Universidad del Sur de la Florida. Director del Departamento de Ingeniería Civil, Universidad del Norte. Correo electrónico: lfuentes@uninorte.edu.co

***Boris Goenaga***

Magíster en Ingeniería Civil, Universidad del Norte. Docente, Universidad del Norte. Correo electrónico: bgoenaga@uninorte.edu.co

## Resumen

Los reductores de velocidad son dispositivos de seguridad vial que permiten a las autoridades de transporte controlar la velocidad de los vehículos y garantizar la seguridad en ciertos puntos estratégicos de las vías. Frecuentemente son utilizados en áreas residenciales, pero su uso se ha incrementado principalmente por su efectividad y bajo costo de implementación e instalación. Sin embargo, en la actualidad no existe una guía técnica apropiada para el diseño e implementación de los reductores de velocidad, por lo cual es común encontrar este tipo de dispositivos instalados en vías arterias o primarias donde la proporción de camiones y vehículos pesados es alta.

La principal consecuencia de instalar un reductor de velocidad en una vía con alto tráfico de camiones está asociada a la aceleración del proceso de deterioro del pavimento, debido en gran medida a que los reductores de velocidad representan una irregularidad en la trayectoria de los vehículos que induce vibraciones y oscilaciones al sistema de suspensión de los camiones, lo cual se traduce en un incremento en la carga dinámica transmitida a la estructura del pavimento.

En este artículo se estudia la relación entre la geometría de los reductores de velocidad –longitud y altura – y la carga dinámica transmitida al pavimento. Se utilizó un modelo de cuarto de camión para modelar y simular la dinámica del movimiento de los camiones al pasar sobre el perfil de un reductor de velocidad, cuantificando la demanda impuesta sobre la estructura del pavimento. Finalmente, se analiza la relación que existe entre las características de los resaltos y la aceleración vertical del cuerpo de los camiones, así como la máxima carga dinámica transmitida al pavimento.

**Palabras clave:** perfil del pavimento; reductores de velocidad; seguridad vial; ejes equivalentes; carga dinámica; daño relativo.

## Introducción

Se considera que la velocidad es uno de los principales factores a tener en cuenta al momento de evaluar la frecuencia de accidentes viales; por tal motivo, es necesario controlar la velocidad a la que operan los vehículos, principalmente en áreas residenciales. Las investigaciones orientadas a la seguridad vial han incrementado en los últimos años, mayormente debido al incremento en el número de accidentes, así como por el incremento en la severidad de los mismos. La seguridad vial (o *road safety* como se le denomina en inglés) se define como la aplicación de la ingeniería de tránsito en conjunto con dispositivos físicos de control específicamente diseñados para controlar la velocidad y propiciar un comportamiento adecuado de los conductores, que vaya en armonía con todos los actores viales y el medio ambiente [1]. Uno de los principales objetivos de las medidas de seguridad vial es reducir la velocidad de los vehículos en áreas urbanas, esto considerando que generalmente a medida que aumenta la velocidad aumenta la gravedad de los accidentes. La reducción de la velocidad no solo contribuye a aumentar la seguridad en la vía, sino que, además, mejora la coexistencia entre todos los actores viales y resulta en mejoras en la calidad de vida de los residentes que viven cerca de donde la medida es implementada, lo que finalmente promueve un sistema de transporte activo [2].

Los elementos físicos ubicados para la reducción de la velocidad se conocen como reductores o resaltos de velocidad (*speed bumps* o *speed humps*); estos son utilizados principalmente en zonas residenciales [3]. Debido a su efectividad y bajo costo de instalación los reductores de velocidad son los dispositivos de seguridad vial más utilizados. Sin embargo, a pesar de su amplio uso existen ciertos problemas en su implementación; los más importantes son: i) existen limitados documentos para definir técnicamente su geometría, por lo cual los administradores viales no tienen control de las especificaciones de los dispositivos instalados; ii) usualmente, los reductores de velocidad se instalan sin los permisos necesarios y, lo que es peor, sin un criterio técnico claro; iii) algunas veces, la geometría del resalto es construida sin considerar el efecto que puede tener en el drenaje superficial de la vía, convirtiéndose en un obstáculo para la escorrentía superficial que causa acumulación de agua en la zona donde el resalto se encuentra ubicado; y iv) cuando el resalto no se dimensiona adecuadamente puede causar un incremento en el deterioro del sistema de suspensión de los vehículos, ocasionando, además, molestias

en los pasajeros [4]. Adicionalmente, hay pocas evidencias en la literatura de trabajos que se hayan enfocado en describir la dinámica de los vehículos cuando transitan por un reductor de velocidad, y lo que es más preocupante, no se ha cuantificado de manera apropiada el incremento en el daño producido en la estructura del pavimento en las proximidades de un reductor de velocidad.

La rugosidad del pavimento puede incrementar significativamente el movimiento vertical en un vehículo, introduciendo cargas dinámicas en la interfaz llanta-pavimento [5 - 6]. La carga dinámica transmitida al pavimento puede llegar a ser considerablemente más grande que la carga estática, lo cual se traduce en un impacto adverso en el desempeño de la estructura de pavimento acelerando su proceso de deterioro [7 - 9]. Dado que un reductor de velocidad es una irregularidad que se ha introducido en el perfil del pavimento, es de esperar que en las proximidades a su lugar de instalación los vehículos transmitan cargas más altas a las inicialmente esperadas acelerando el proceso de deterioro en estos puntos.

En Colombia el problema es más complejo, debido a que es práctica común encontrar reductores de velocidad instalados en vías donde el tráfico de buses y camiones es alto, lo que ocasiona que en vías primarias y secundarias el deterioro del pavimento se incremente considerablemente.

Teniendo en cuenta lo anterior, esta investigación tiene como objetivo evaluar el incremento en el daño producido en la estructura de pavimento por la carga dinámica generada al transitar un vehículo sobre un reductor de velocidad, y identificar, además, la relación que existe entre los elementos geométricos de los resaltos y la carga dinámica transmitida al pavimento. Para lograr este objetivo, se utilizó un modelo de cuarto de camión para representar el sistema de suspensión de un eje equivalente de 8,2 toneladas y analizar la carga dinámica inducida por el perfil del resalto. Las variables de interés de la geometría de los reductores de velocidad son el ancho y el alto.

### **28.1. Reductores de velocidad y sus características**

Un reductor de velocidad es un elemento físico que induce una irregularidad en el pavimento, ubicado transversalmente en el sentido de circulación de los vehículos. Estos dispositivos se conciben generalmente para garantizar la seguridad tanto de peatones como de los conductores, ya que su principal objetivo es reducir la velocidad de los vehículos a límites aceptables. Su función

se basa en la premisa de que los resaltos crean un movimiento vertical en la carrocería y suspensión de los vehículos, lo cual causa una *incomodidad*, que obliga al conductor a disminuir la velocidad de viaje [10]. El efecto negativo de los reductores de velocidad está relacionado con el hecho de que el incremento en el movimiento vertical de los vehículos también genera un incremento en la carga dinámica transmitida en la interfaz llanta-pavimento. Se debe tener en cuenta, además, que los reductores de velocidad fueron concebidos para ser utilizados principalmente en vías residenciales y calles locales donde en su mayoría transitan vehículos livianos [2, 11].

En la práctica existen diferentes tipos de geometría comúnmente utilizados en el dimensionamiento de los reductores de velocidad, tal como se muestra en la figura 28.1. Los reductores de velocidad se definen por su longitud ( $L$ ), por su altura ( $H$ ) y por su ancho ( $W$ ). Frecuentemente se distinguen dos tipos de reductores de velocidad: si la longitud ( $L$ ) de los resaltos se encuentra en el rango de  $3,7 \text{ m} < L < 4,3 \text{ m}$  y su altura ( $H$ ) varía en el rango de  $7,5 \text{ cm} < H < 10 \text{ cm}$ , se conocen como jorobas de velocidad (*speed humps*, en inglés), mientras que si la su longitud y altura se encuentran en el rango de  $0,3 \text{ m} < L < 1,0 \text{ m}$  y  $7,5 \text{ cm} < H < 15 \text{ cm}$ , respectivamente, se les conoce como reductores o resaltos de velocidad (*speed bumps*, en inglés) [12], [13].

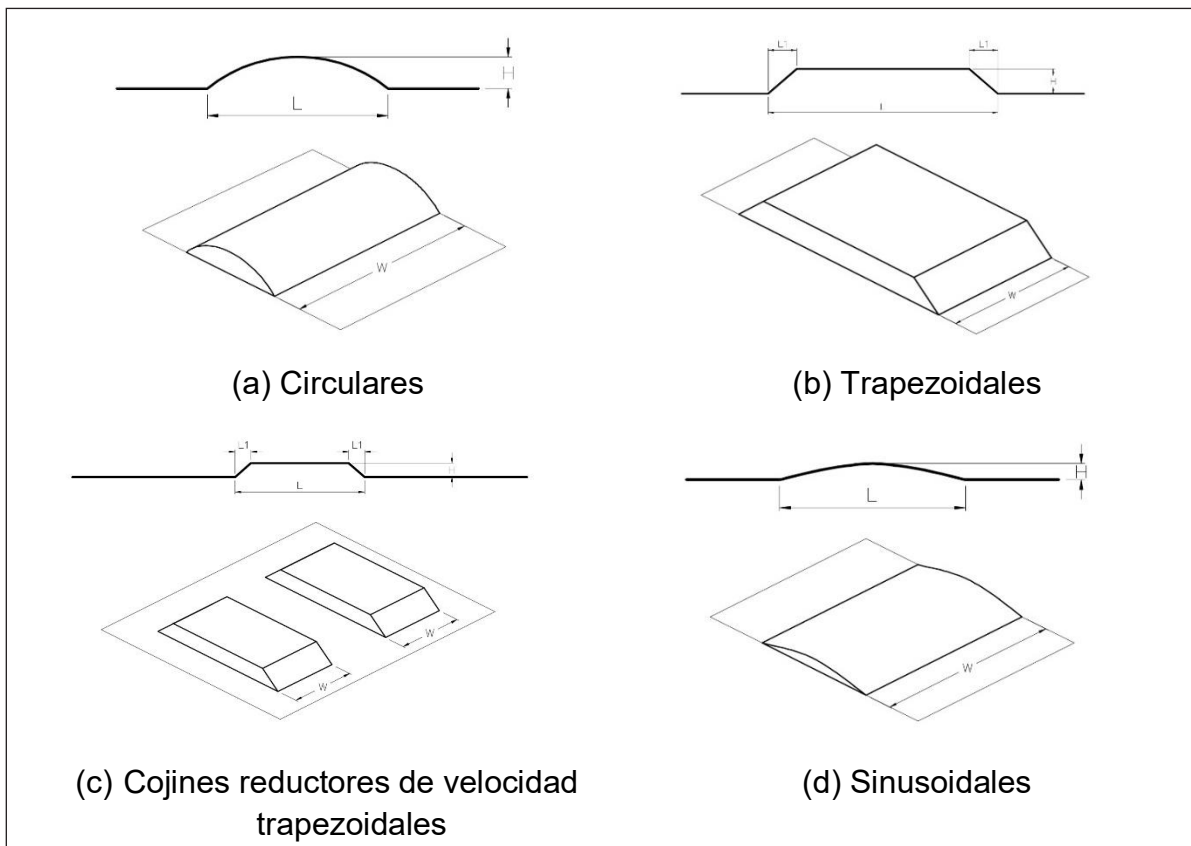
En lo que respecta a su ancho ( $W$ ) los reductores de velocidad pueden cubrir todo el ancho de la sección transversal de la vía o pueden solo cubrir una parte de esta; en este caso estos dispositivos son más conocidos como cojines reductores de velocidad, cuya geometría más utilizada es la trapezoidal (*trapezoidal speed cushions*), y son útiles para dejar un camino despejado para el paso de vehículos de emergencia –como ambulancias o camiones de bomberos– que requieran ir a altas velocidades.

El amplio uso de los reductores de velocidad como medida de seguridad vial se debe en general a los siguientes factores: i) son económicos, lo que hace que sean una alternativa tentadora para las autoridades, ya que pueden controlar la velocidad de los vehículos y reducir la tasa de accidentalidad en zonas residenciales, en zonas escolares, parques o en cualquier área con altos flujos peatonales a un bajo costo; ii) su instalación es rápida y sencilla por lo que no se requieren equipos especiales; además, una vez instalados el efecto que estos tienen en la operación vehicular se aprecia inmediatamente;

iii) los reductores de velocidad pueden controlar la velocidad de un tramo entero si se colocan adecuadamente, es decir, que la distancia entre un resalto y otro es tal que los vehículos no pueden incrementar la velocidad sobre cierto límite (normalmente, para ser efectivos los resaltos se ubican en serie cada 60-180 m logrando restringir la velocidad de operación a 40-50 km/h) [14]. Existen muy pocos trabajos que puedan utilizarse como guía para diseñar e implementar los reductores de velocidad; sin embargo, los lineamientos actualmente utilizados pueden resumirse como sigue [15]:

- Determinar las necesidades reales de la vía o zona donde va a ser instalado. ¿Cuál es la tasa de accidentalidad? ¿Cuál es la pendiente de la vía? ¿Qué porcentaje del tránsito promedio diario corresponde a vehículos pesados? Es importante verificar que los resaltos solucionen un problema real de tránsito.
- Desarrollar y seguir un proceso de consulta popular. La autoridad de tránsito debe consultar a la comunidad sus opiniones respecto a la implementación de un reductor de velocidad en el área de influencia de sus viviendas, parques, oficinas, etc. Debe recordarse que, si bien un reductor de velocidad aumenta la seguridad vial, también incrementa el ruido, los niveles de emisión de gases y el deterioro de los vehículos.
- Construir y mantener los reductores de velocidad. La geometría y dimensiones de los resaltos pueden tomarse de proyectos similares o de regulaciones generales de autoridades de tránsito nacionales o internacionales.
- Monitorizar y evaluar la efectividad que tiene un resalto luego de su instalación.





**Figura 28.1. Geometría de los reductores de velocidad comúnmente utilizadas**

Fuente: elaboración propia.

De los pasos para diseñar e implementar un reductor de velocidad, mencionados anteriormente, se observa que no existe un proceso de diseño formal de la geometría de los resaltos que considere tanto el confort de los usuarios (pasajeros y conductores) como el deterioro del pavimento que puede generarse en el área de la vía aledaña a la ubicación de los reductores. Sin embargo, varios investigadores han analizado el efecto que tienen los reductores de velocidad en la dinámica de los vehículos [12 - 13, 16 - 18], aunque estos han enfocado su análisis en vehículos livianos, no en camiones que son en realidad los que contribuyen al proceso de deterioro del pavimento. Por tal motivo, en la presente investigación los autores analizan la dinámica del movimiento de un eje de 8,2 toneladas al pasar por el perfil de un reductor de velocidad, para evaluar luego el efecto que tiene la presencia de un reductor de velocidad en el deterioro del pavimento.

## **28.2. Simulación de la carga dinámica**

Para estudiar la carga dinámica los vehículos deben simplificarse con un modelo matemático, que permita simular las condiciones de operación reales. Luego, con base en este modelo las cargas dinámicas pueden generarse utilizando programas de simulación. Comúnmente, los modelos matemáticos utilizados para simular la dinámica del movimiento de un camión son los siguientes: i) el cuarto de camión (modo oscilatorio de dos grados de libertad) [5], [19]; ii) modelo de medio camión (oscilación y giro) [5, 19, 20] y iii) el modelo de camión completo (oscilación, cabeceo y giro) [9, 19]. Todos estos modelos pueden ser programados en una computadora personal; la elección entre uno y otro depende del nivel de exactitud deseado. En el contexto de nuestro problema, el modelo más simple, el cuarto de camión, puede ser utilizado para predecir eficazmente la carga transmitida al pavimento. Este modelo no contiene los detalles no-lineales ni las complejidades del movimiento de resortes en el sistema de suspensión que son típicos de un vehículo pesado; sin embargo, la respuesta de este modelo ilustra las características dinámicas de la fuerza generada por el eje de un camión [6].

En la figura 28.2 se presentan los parámetros del modelo de cuarto de camión utilizado; sus valores fueron tomados del trabajo de [19]. Tal como lo establece [19] este modelo genera las principales componentes de la carga dinámica inducida por el movimiento de las masas (de la suspensión y de la carrocería propiamente dicha) en el rango de 1,5-4,0 Hz, lo cual lo hace representativo de la mayoría de los sistemas de suspensión de los camiones de eje simple que circulan actualmente por las vías del país.

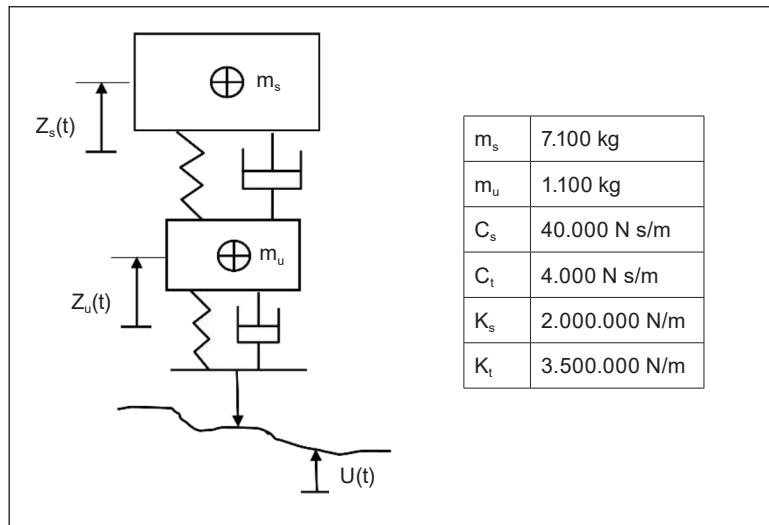


Figura 28.2. Modelo de cuarto de camión utilizado para modelar la carga dinámica

Fuente: elaboración propia.

La ecuación 1 es utilizada para representar el movimiento lineal vibratorio de un cuarto de camión en forma matricial, de acuerdo con el modelo presentado en la figura 28.2.

$$[M]\ddot{q} + [C]\dot{q} + [K]q = [P] \quad (1)$$

Donde  $q$  representa un vector de coordenadas,  $u$  es la elevación del perfil,  $P$  es un vector de fuerzas,  $M$  es una matriz de masa,  $C$  es una matriz de amortiguamiento y  $K$  es una matriz de rigidez. Cada uno de estos elementos se define en la ecuación 2.

$$q = \begin{bmatrix} z_s(i) \\ z_u(i) \end{bmatrix}; \quad P = \begin{bmatrix} 0 \\ c_t \dot{u}(i) + k_t u(i) \end{bmatrix}; \quad M = \begin{bmatrix} m_s & 0 \\ 0 & m_u \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$C = \begin{bmatrix} c_s & -c_s \\ -c_s & c_s + c_t \end{bmatrix}; \quad K = \begin{bmatrix} k_s & -k_s \\ -k_s & k_s + k_t \end{bmatrix}$$

Se puede demostrar que la carga dinámica transmitida al pavimento puede calcularse por medio de la ecuación 3 [21], donde  $W_i$  representa la carga dinámica instantánea en el punto  $i$  de la sección evaluada,  $W_s = (m_s + m_u)g$  representa la carga estática,  $\dot{z}_u$  representa la velocidad de la masa no suspendida  $m_u$  y  $\dot{u}$  define la primera derivada de la elevación del perfil del pavimento. Cabe aclarar, que la carga estática del modelo mostrado en la figura 28.2 corresponde a la carga de un eje simple estándar, utilizada en la estimación de los ejes equivalentes (ESAL).

$$W_i = W_s - k_t(z_u(i) - u(i)) - c_t(\dot{z}_u(i) - \dot{u}(i)) \quad (3)$$

Es común caracterizar la magnitud de la carga dinámica mediante el coeficiente de carga dinámica (DLC, por sus siglas en inglés), el cual se define como:

$$DLC = \frac{\sigma_{DL}}{\text{Carga Estática}} \quad (4)$$

Donde  $\sigma_{DL}$  es la desviación estándar de la carga dinámica obtenida a lo largo de un tramo y que se calcula con la ecuación 3. El daño inducido al pavimento por la carga dinámica en relación con el producido por la carga estática puede expresarse como el número equivalente de pasadas de carga estática, utilizando la ley de potencia de potencia [22] tal como se muestra en la ecuación 5, donde usualmente  $n$  toma el valor de 4.

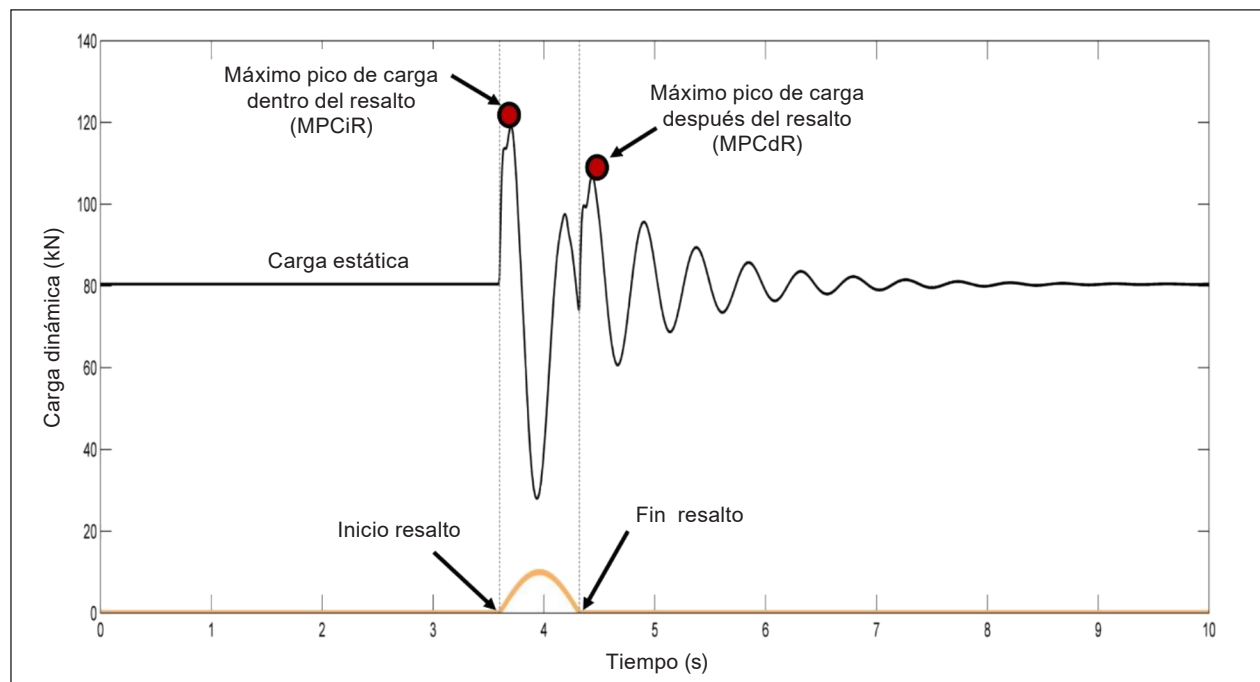
$$\text{Daño Relativo} = \left( \frac{L_{Dynamic}}{Static Load} \right)^n \quad (5)$$

### 28.3. Método de análisis y resultados

Para analizar el efecto que tienen los reductores de velocidad en el daño producido al pavimento se definieron diferentes configuraciones de geometría de resaltos circulares, en términos de la longitud ( $L_b$ ) en metros, y de la altura ( $H$ ) en centímetros. En esta investigación se consideraron cinco valores de la  $L_b$  0.50, 0.80, 1.0, 1.50 y 2.0 metros, para la altura se consideraron tres valores  $H$  5.0, 7.5 y 10.0 centímetros.

Adicionalmente, se usaron los siguientes supuestos para simular la carga dinámica: 1) La geometría de los reductores de velocidad corresponde a una superficie continua, y la información de la elevación de los resaltos se almacena cada 1 centímetro. 2) Los vehículos tienen una velocidad variable, pero en las proximidades de los resaltos mantienen una velocidad constante de 5 km/h durante todo el periodo de análisis; esta asunción se hizo para simplificar el proceso de cálculo y para que los resultados fueran más fáciles de manejar. 3) Los vehículos poseen su propio sistema de amortiguamiento. 4) La llanta siempre está en contacto con el perfil del pavimento y del resalto. 5) El peso del vehículo se distribuye de igual manera en todas sus llantas (por lo tanto, cuando un vehículo golpea un resalto, el efecto es el mismo en todas sus llantas).

Luego de modelar la geometría de los reductores de velocidad el perfil resultante se toma como parámetro de entrada en el modelo de cuarto de camión mostrado en la figura 28.2. El modelo permite, además, de calcular la carga dinámica, y determinar los desplazamientos, velocidades y aceleraciones de ambas masas (la carrocería y el sistema de suspensión). En la figura 28.3 se muestran los puntos de la respuesta que son considerados para el análisis; uno de estos picos se registra dentro de la longitud del resalto, denominado máximo pico de carga dentro del resalto (MPCiR); el segundo punto de interés se identifica como máximo pico de carga después del resalto (MPCdR). En términos de daño el segundo pico es el más importante, puesto que esta carga será la que genere el máximo deterioro del pavimento; por lo tanto, se separan los valores de carga registrados después de pasar el reductor de velocidad para calcular el DLC y el daño relativo.

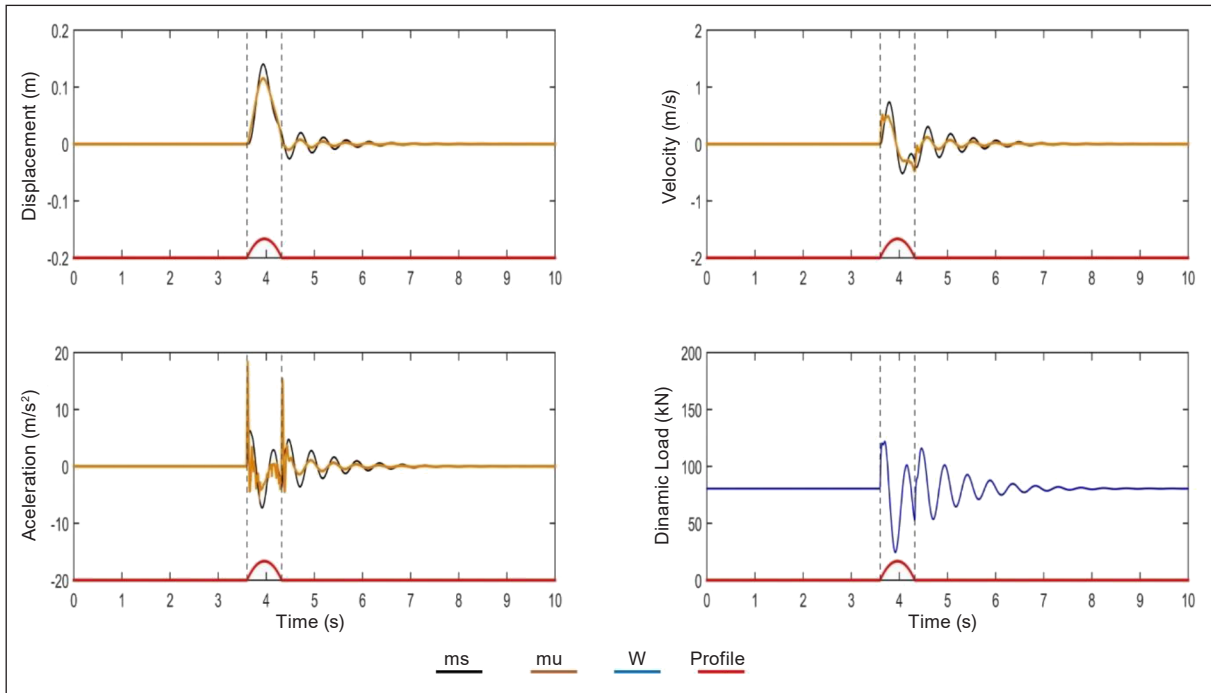


**Figura 28.3. Esquema de análisis para cada reductor de velocidad**

Fuente: elaboración propia.

A manera de ejemplo, tomemos un reductor de velocidad circular con  $L_b = 1.0$  metro y  $H = 10$  centímetros y procedamos a simular la carga dinámica. Los resultados se muestran en la figura 28.4; como puede verse el máximo pico de carga se encuentra ubicado dentro de la geometría del resalto (MPCiR), seguido de un segundo pico localizado por fuera del resalto (MPCdR). El

primer pico es de 121,8 kN, mientras que el segundo es de 115,8 kN. Además, el máximo desplazamiento para la carrocería del camión, representada en el modelo por  $m_s$ , es de 0,14 metros, es de 0,74 m/s, y la máxima aceleración experimentada por el cuerpo del camión es de  $6,23 \text{ m/s}^2$  (cerca de 0,64 veces la aceleración de la gravedad).



**Figura 28.4. Resultados del modelo para un reductor de velocidad circular,  $L_b = 1,0 \text{ m}$  y  $H = 0,1 \text{ m}$**

Con los resultados anteriores es posible calcular, con las ecuaciones 4 y 5, los siguientes índices:  $DLC = 0,086$  y el Daño Relativo = 4,29. El DLC es una medida de qué tanto varía la carga dinámica respecto a la carga estática; entonces el valor obtenido puede interpretarse como una variación promedio del 8% de la carga dinámica con respecto a la estática. El segundo índice, el Daño Relativo, indica que el daño inducido al pavimento por el eje de 8,2 toneladas debido a la presencia del reductor de velocidad es cuatro veces más grande que el daño que este mismo eje hubiese inducido en ausencia del reductor de velocidad. O, en otras palabras, en ausencia del reductor de velocidad la misma sección de pavimento duraría cuatro veces más.

Se realiza un análisis similar para las demás configuraciones geométricas de los reductores de velocidad circulares (en términos de  $L_b$  y  $H$ ). Los resultados se grafican para identificar el efecto de la geometría de los resaltos en cada una de las variables de interés: la  $MPCiR$ , la  $MPCdR$ , el daño relativo, la máxima aceleración y el máximo desplazamiento de  $m_s$ . Los resultados se resumen en las figura 28.5, figura 28.6 y figura 28.7, así como en la tabla 28.1.

Como puede verse en la figura 28.5 para longitudes del resalto menores a 1,0 m, esto es, para  $L_b = 0,5$  o  $0,8$  m, el máximo pico de carga se presenta después del resalto (el máximo pico de carga dentro del resalto es menor al máximo pico después del resalto,  $MPCiR < MPCdR$ ), tal como se muestra en la tabla 28.1 para las celdas resaltadas en amarillo. Para longitudes mayores, el valor máximo de la carga dinámica tiende a ubicarse dentro del resalto y los valores de los dos picos de carga tienden a estar más cerca uno del otro. Esto permite concluir que en términos de daño es más beneficioso ubicar reductores de velocidad con una longitud mínima de 1,0 m, ya que de esta manera el pico de carga reduce su magnitud y, además, este tenderá a estar dentro del cuerpo del resalto.

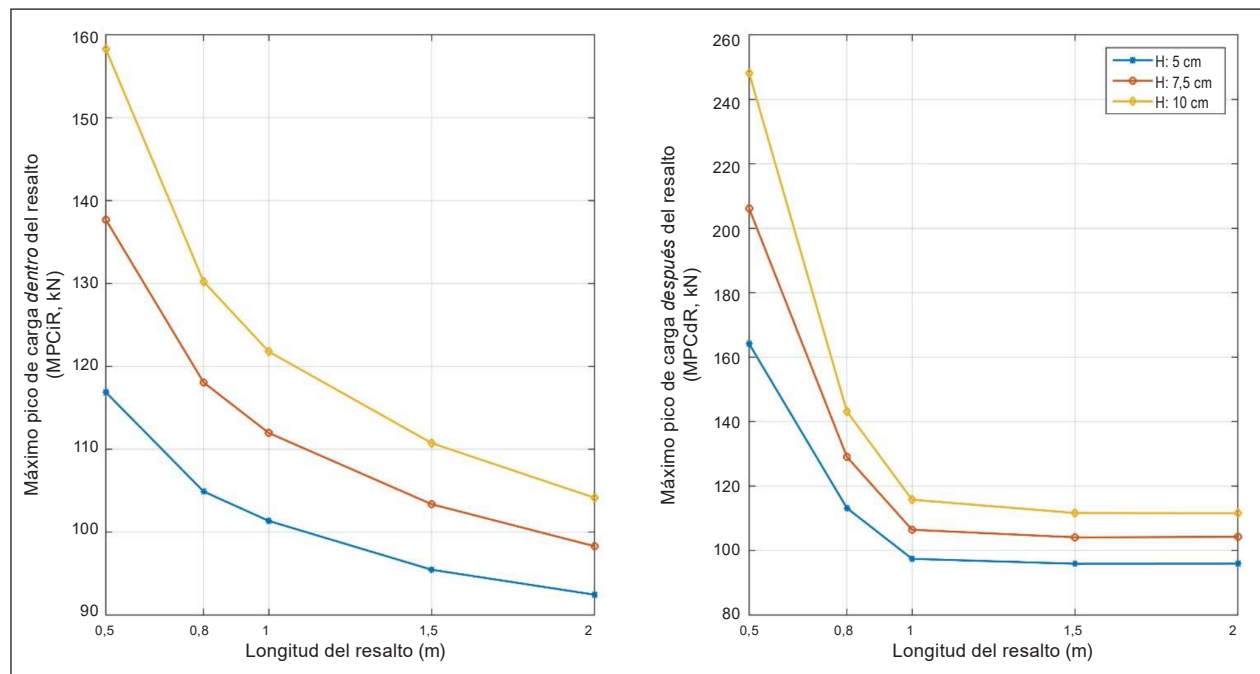


Figura 28.5. Máxima carga registrada dentro y después del reductor de velocidad

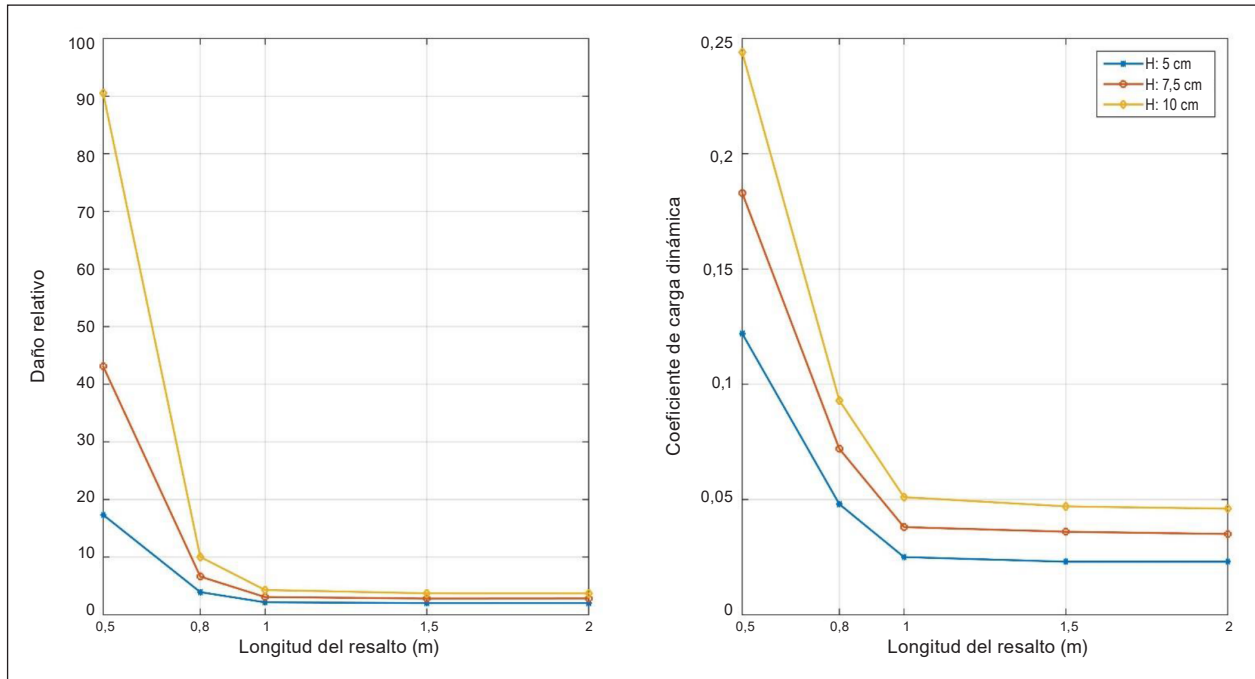
Fuente: elaboración propia.

Adicionalmente, se observa que el valor de la carga dinámica transmitida al pavimento es menor cuanto mayor es la longitud del resalto; caso contrario ocurre con la altura, ya que a mayor altura del reductor de velocidad mayor es el valor de la carga dinámica registrada por el modelo.

Utilizando la ecuación 5 se calcula el daño relativo de la carga dinámica con respecto a la carga estática. Tal como se mencionó anteriormente, la carga estática corresponde a 8,2 toneladas (80.442 kN). Teniendo en mente que el daño relativo es calculado para el máximo pico de carga registrado después del reductor de velocidad, se evidencia que los resultados son concordantes con lo expuesto anteriormente, esto es, para longitudes de resaltos menores a 1,0 m se obtienen daños hasta noventa veces mayores al producido por la carga estática (para  $L_b = 0,5$  m y  $H: 0,1$  m), mientras que para longitudes mayores a 1.0 metro el daño relativo se mantiene casi constante en un valor promedio de tres. Es importante notar que incluso para el reductor de velocidad más largo (2,0 m) el daño relativo es mayor a la unidad, lo que prueba que el deterioro del pavimento, en efecto, se incrementa con la presencia de los reductores de velocidad.

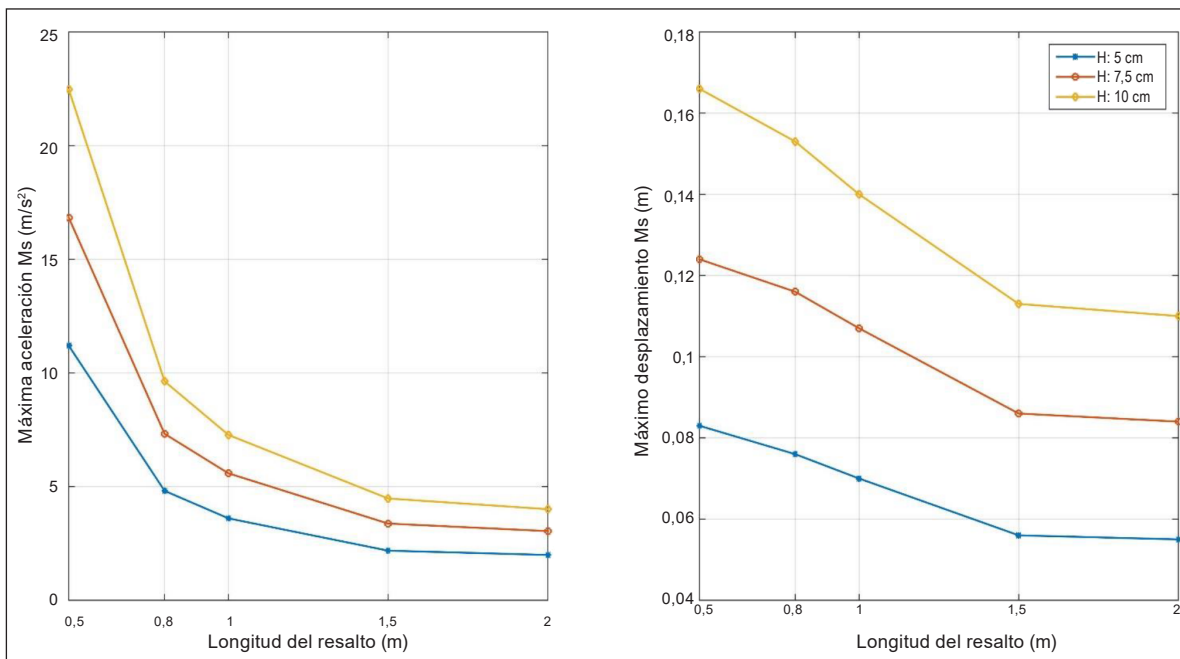
Se puede apreciar de la ecuación 4 que el DLC es directamente proporcional a la desviación estándar de la carga dinámica; esto significa que a medida que aumenta el DLC aumenta la desviación de la carga dinámica respecto a la carga estática, lo que eventualmente se traduce en que habrá más puntos del pavimento que recibirán valores de carga más altos a la carga estática (es cierto también que en proporción similar habrá puntos que recibirán valores de carga menores a la estática). Nuevamente, los valores del DLC más altos se registran para  $L_b < 1,0$  m, alcanzando hasta 0,244, mientras que para  $L_b > 1,0$  m el valor del DLC se mantiene casi constante en 0,036.





**Figura 28.6. Daño relativo y coeficiente de carga dinámica (DLC)**

Fuente: elaboración propia.



**Figura 28.7. Máxima aceleración y máximo desplazamiento de la masa Ms (cuerpo del camión)**

Fuente: elaboración propia.

De la figura 17 se observa que la máxima aceleración registrada por el cuerpo del vehículo es de  $22 \text{ m/s}^2$ , aproximadamente 2,25 veces la aceleración de la gravedad, mientras que el máximo desplazamiento relativo experimentado por el cuerpo del vehículo es de 16,6 cm; ambos valores corresponden a un resalto de 0,5 mm de largo por 10 cm de alto. Igual que las demás variables estos valores decrecen a medida que aumenta la longitud del resalto, y aumentan a medida que la altura del resalto aumenta.

**Tabla 28.1. Resultados del modelo de cuarto de camión**

<i>Lb (m)</i>	<i>H (cm)</i>	<i>MPCiR (kN)</i>	<i>MPCdR (kN)</i>	<i>Daño Relativo</i>	<i>DLC</i>	<i>Aceleración Ms (m/s<sup>2</sup>)</i>	<i>Desplazamiento Ms (m)</i>
0,5	5	116.872	164.132	17.332	0,122	11.197	0,083
0,8		104.901	113.173	3.918	0,048	4.815	0,076
1,0		101.349	97.415	2.151	0,025	3.604	0,070
1,5		95.460	95.898	2.020	0,023	2.184	0,056
2,0		92.445	95.925	2.022	0,023	1.994	0,055
0,5	7,5	137.692	206.117	43.105	0,183	16.828	0,124
0,8		118.061	129.042	6.622	0,072	7.322	0,116
1,0		111.963	106.442	3.066	0,038	5.585	0,107
1,5		103.363	104.086	2.803	0,036	3.375	0,086
2,0		98.296	104.232	2.819	0,035	3.043	0,084
0,5	10,0	158.280	248.113	90.503	0,244	22.466	0,166
0,8		130.221	143.159	10.031	0,093	9.630	0,153
1,0		121.782	115.770	4.290	0,051	7.273	0,140
1,5		110.740	111.641	3.710	0,047	4.478	0,113
2,0		104.144	111.598	3.704	0,046	4.007	0,110

Fuente: elaboración propia

## Conclusiones y recomendaciones

En la presente investigación se analizó el efecto que tienen los reductores de velocidad en la carga dinámica transmitida al pavimento. Se encontró que existen diversas configuraciones geométricas ampliamente utilizadas para este tipo de dispositivos; sin embargo, no existe en la actualidad una metodología

de diseño propiamente dicha que permita dimensionar estos elementos con base en el deterioro que generan al pavimento.

Por tal motivo, se utilizó un modelo de cuarto de camión para simular la dinámica del movimiento de un eje estándar de 8,2 toneladas a medida que transita por la geometría de un resalto circular. Los resaltos fueron especificados por su longitud y su altura; se consideró un movimiento a velocidad constante de 5 kilómetros por hora.

Los resultados obtenidos comprueban que, en efecto, la presencia de un reductor de velocidad en la trayectoria de un camión conlleva un incremento en la carga dinámica transmitida al pavimento, lo que ocasionaría que el deterioro del pavimento se acelere. En resumen, los aspectos más importantes a destacar son:

- Para reductores de velocidad con una longitud menor a 1,0 m, el máximo pico de carga se registra después de la longitud del resalto, lo que significa que la mayor cantidad de daño se presentará justo después del cuerpo del reductor de velocidad. Con base a esto, se recomienda emplear resaltos con una longitud mínima de 1,0 m.
- Se observa que para longitudes mayores a 1,0 m el daño relativo tiende a permanecer constante, en valores cercanos a tres. Esto significa que no se obtiene ningún beneficio en ubicar resaltos mayores a 1,0 m, siendo entonces 1 m el valor óptimo para la longitud de los reductores de velocidad.
- La carga dinámica es directamente proporcional a la altura del resalto. Por tal motivo, se recomienda utilizar resaltos de 5 cm. Aunque, si la altura es muy pequeña es posible que el dispositivo no cumpla el objetivo de reducir la velocidad al límite deseado. En este sentido será interesante realizar modelos más avanzados (camión completo o medio camión) que permitan incorporar el efecto de frenado y aceleración en el daño transmitido al pavimento y en la dinámica resultante del movimiento del eje del camión, para poder así analizar el efecto que tendría ubicar reductores de velocidad en serie, o evaluar la eficiencia de los reductores en función de la altura de los mismos.

## Limitaciones del modelo

- Una de las hipótesis en la que se sustentan los resultados es que en las proximidades del cuerpo del reductor de velocidad los vehículos en todo momento transitan a una velocidad constante de 5 km/h, lo cual se aleja en cierta medida de la realidad. Una acción a futuro será la de incorporar las fuerzas de frenado y de aceleración al deterioro superficial del pavimento, además de evaluar la relación que existe entre la carga dinámica generada por el resalto y la velocidad a la cual el vehículo se mueve por este.
- Aquí solo se evaluaron perfiles de resalto circulares; es importante analizar la dinámica de los camiones al circular por otro tipo de geometrías.
- Para análisis futuros se debe cuantificar el incremento en las deformaciones y esfuerzos en la estructura del pavimento producto de la ubicación de un reductor de velocidad.

## Referencias

- [1] I. Lockwood, "Traffic Calming Definition", *ITE J.*, n.º 67, pp. 22-24, 1997.
- [2] C. Berthod, "Traffic Calming Speed Humps and Speed Cushions", *Conf. Exhib. Transp. Assoc. Canada - Transp. Successes Let's Build Them*, p. 17, 2011.
- [3] F. K. Afukaar, "Speed control in developing countries: issues, challenges and opportunities in reducing road traffic injuries", *Inj Control Saf Promot*, vol. 10, pp. 77-81, 2003.
- [4] A. Chlebnikovas, H. P. Baltre, and T. Januševic, "Research into the impact of speed bumps on particulate matter air pollution", *Measurement*, vol. 100, pp. 62-67, 2017.
- [5] M. S. A. Hardy and D. Cebon, "Response of Continuous Pavement to Moving Dynamic Load", *J. Eng. Mech.*, vol. 119 (9), pp. 1762-1780, 1993.
- [6] D. Cebon, *Handbook of vehicle-road interaction*. Swets & Zeitlinger Publishers, 1999.
- [7] B. Brademayer, N. J. Delatte, and M. Markow, "Analysis of moving dynamic loads on highway pavements. Part II: Pavement response", in *Analysis of moving dynamic loads on highway pavements. Part II: Pavement response.*, 1986, pp. 381-396.
- [8] S.-M. Kim, S.-K. Rhee, H. B. Park, and D. J. Yun, "Correlations among Pavement Surface Roughness, Moving Dynamic Vehicle Loads, and Concrete Pavement Performance", in *Performance Modeling and Evaluation of Pavement Systems and Materials*, 2009, pp. 25-31.
- [9] B. L. Sun and X. Deng, "Predicting vertical dynamic loads caused by vehicle-pavement interaction", *J. Transp. Eng.*, vol. 124, n.º 5, pp. 470-478, 1998.

- [10] C. of A. D. of P. W. and Transportation, "Guidelines for Speed Hump Program", n.º december. p. 19, 1995.
- [11] Department of Transportation Gwinnett County, "Speed Hump Program Manual Gwinnett County", p. 16, 2008.
- [12] D. García-Pozuelo, A. Gauchia, E. Olmeda, and V. Díaz, "Bump modeling and vehicle vertical dynamics prediction", *Adv. Mech. Eng.*, p. 10, 2014.
- [13] T. Abdel-Wahed and Hashim Ibrahim Hassan, "1. Effect of Speed Hump Characteristics on Pavement Condition". *J. traffic Transp. Eng.*, vol. 4, pp. 103-110, 2017.
- [14] T. A. O. Salau, S. A. Oke, and A. O. Adeyefa, "Vehicle Speed Control Using Road Bumps : Part 2", *Transport*, vol. XIX, n.º 3, pp. 130-136, 2004.
- [15] M. Parkhill, P. Eng, R. Sooklall, M. a Sc, and G. Bahar, "Updated Guidelines for the Design and Application of Speed Humps", *Annu. Meet. Exhib. Compend. Tech. Pap.*, p. 13, 2007.
- [16] W. Bekheet, "Short term performance and effect of speed humps on pavement condition of Alexandria Governorate roads", *Alexandria Eng. J.*, vol. 53, n.º 4, pp. 855-861, 2014.
- [17] N. Zainuddin, M. Adnan, and J. Md Diah, "Optimization of Speed Hump Geometric Design: Case Study on Residential Streets in Malaysia", *J. Transp. Eng.*, vol. 140, n.º 3, p. 9, 2013.
- [18] A. M. Molan and A. A. Kordani, "Optimization of Speed Hump Profiles Based on Vehicle Dynamic Performance Modeling", *J. Transp. Eng.*, vol. 140, n.º 8, 2014. DOI: 10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000002.
- [19] D. Cebon, "Interaction Between Heavy Vehicles and Roads". SAE Technical Paper, Cambridge, p. 81, 1993.
- [20] R. S. Barbosa, "Vehicle Dynamic Response Due to Pavement Roughness", *J. Brazilian Soc. Mech. Sci. Eng.*, vol. XXXIII, n.º 3, pp. 302-307, 2011.
- [21] L. Fuentes, M. Asce, M. Gunaratne, and D. Hess, "Evaluation of the Effect of Pavement Roughness on Skid Resistance", *J. Transp. Eng.*, vol. 136(7), pp. 640-653, 2010.
- [22] K. Chatti and D. Lee, "Development of New Profile-Based Truck Dynamic Load Index", *Transp. Res. Rec.*, n.º 1806, pp. 149-159, 2002.

# Determinación de la condición estructural de pavimentos flexibles mediante el FWD

Edwin Guzmán

Resumen	628
Introducción	629
29.1. Resistencia del pavimento	629
29.2. Evaluación estructural del pavimento con base en ensayos NDT y DT	632
29.2.1. Método Aashto 1993	632
29.2.2. Método Aashto NDT II	634
29.2.3. Método de Wimsatt	635
29.2.4. Método de Gustav T. Rohde	636
29.2.5. Método de Howard	639
29.2.6. Estudio Guzmán 2016	640
29.3. Evaluación estructural del pavimento con base en ensayos NDT	640
29.3.1. Método de Romanoschi y Metcalf	640
29.3.2. Método de Noureldin	641
29.3.3. Método Yonapave	642
29.3.4. Método FHWA-RD-05-152/Estudios Chile - Lukanen	646
29.3.5. Método de Geoffrey Jameson	649
29.3.6. Método de Roberts	650
29.3.7. Método $E_{ri} - A_{UPP}$	650
29.4. Evaluación estructural del sistema pavimento-subrasante	651
29.4.1. Método de Asgari	651
29.4.2. Método de Nueva Zelanda	652
29.4.3. Método de Sudáfrica	653
29.5. Resultados y discusión	654
Conclusiones y recomendaciones	658
Referencias	659

***Edwin Antonio Guzmán Suárez***

Magíster en Ingeniería. Consultor independiente y docente catedrático de universidad.  
Correo electrónico: [edwguzman@gmail.com](mailto:edwguzman@gmail.com)

## Resumen

**E**l objetivo principal del presente artículo es compilar, analizar y dar a conocer los resultados de la aplicación de diversas técnicas existentes para la evaluación estructural de pavimentos flexibles con base en la información del deflectómetro de impacto, junto con los datos de espesores obtenidos durante la exploración geotécnica.

A partir de la consulta de medios digitales y escritos se establecieron las técnicas de evaluación estructural de pavimentos comúnmente utilizadas en nuestro medio, para posteriormente indagar hasta identificar otros métodos existentes, los cuales se aplicaron en la evaluación de una estructura típica de pavimento flexible en servicio, y se analizaron los resultados obtenidos.

Se estableció que existen muchas técnicas para evaluar la capacidad estructural, aplicables en función de la información disponible. Se puede estar en función únicamente de la información del FWD, o se validan los datos del FWD, junto con el registro de los espesores del pavimento. Además, se observó que los métodos utilizados proporcionan resultados que presentan gran variabilidad.

Debido a la gran variabilidad en los resultados obtenidos, en la evaluación estructural se deben utilizar métodos que generen resultados confiables. Esto se puede conseguir a través del uso reiterado del método seleccionado y su realimentación, producto de la experiencia ganada al ser aplicado.

**Palabras clave:** deflectómetro de impacto-FWD; evaluación estructural; módulo resiliente; número estructural; pavimentos flexibles.



## Introducción

El análisis de datos de deflexión suministra la opción de evaluar cualitativa y cuantitativamente la integridad estructural y la capacidad de soporte de un pavimento. En este artículo se amplía el enfoque en la revisión de las técnicas de evaluación estructural existentes; además de aquellas que se alimentan de información exclusiva de ensayos no destructivos, se evalúan otras técnicas cuantitativas que se valen conjuntamente de información de ensayos destructivos y no destructivos.

Existen numerosas técnicas empleables para la evaluación estructural. Sin embargo, muchas de estas son de escaso conocimiento en nuestro medio. Este artículo cobra importancia al hacer una recopilación de dichas técnicas, dando a conocer sus formulaciones, modo de empleo y resultados de su aplicación.

El presente artículo pretende recopilar, analizar y dar a conocer los resultados de aplicar diversas técnicas de evaluación estructural de pavimentos flexibles, las cuales, con su reiterado uso, y realimentación, producto de la experiencia ganada al ser aplicadas, podrían ser de uso factible en estudios, por ejemplo, al nivel de proyecto en fases iniciales, al nivel de red, o en la implementación de modelos de deterioro en la gestión de pavimentos.

### 29.1. Resistencia del pavimento

Los ensayos no destructivos (NDT) mediante deflexiones son una tecnología extremadamente valiosa y rápida. Cuando son aplicados correctamente, los NDT pueden proveer una gran cantidad de información y análisis con un razonable ahorro de tiempo, dinero y esfuerzo. En la evaluación de pavimentos flexibles, los NDT mediante el análisis de deflexiones sirven para dos funciones: estimar el módulo resiliente ( $M_r$ ) de los suelos de subrasante y proveer una estimación directa del número estructural (SN) de una estructura de pavimento.

La resistencia del pavimento es una de las variables usadas para predecir su comportamiento a través del tiempo; en conjunto con las cargas del tránsito, es un importante factor en la predicción de la tasa de deterioro del pavimento. El número estructural del pavimento ha sido ampliamente utilizado como un parámetro para describir la capacidad estructural y cuantificar la resistencia del pavimento [1]. Este índice provee una indicación de la resistencia de las capas del pavimento y de la estructura total.

A pesar de que una gran cantidad de estudios de investigación ha cambiado el nivel de precisión suministrado por el número estructural, este ha sido adoptado por muchas agencias y organizaciones estatales como el principal criterio para el diseño y evaluación de estructuras de pavimento (y así establecer necesidades de refuerzo), así como en la mayoría de los modelos de predicción utilizados en sistemas de administración de pavimentos (PMS) como Highway Development and Management Tools (HDM) y Deighton's Total Infrastructure Management System (dTIMS).

La resistencia de un pavimento es una función compleja de la interacción entre las propiedades de los materiales, el espesor de las capas y su profundidad, la resistencia de la subrasante y la condición del pavimento. El número estructural fue originalmente determinado en la prueba vial de la American Association of State Highway Official (Aashto) a finales de 1950 y principios de 1960. Este es usado como un indicador para determinar la resistencia de una estructura de pavimento, y representa la capacidad de esta para soportar las solicitaciones del tránsito [2].

Tradicionalmente, el número estructural de un pavimento es determinado a partir del espesor de sus capas y las propiedades de los materiales que las constituyen, obtenidas mediante ensayos de laboratorio o de campo. La prueba vial Aashto introdujo la ecuación 1 para el cálculo del número estructural [3].

$$SN = \sum_{i=1}^n a_i * h_i \quad (1)$$

Donde: SN es número estructural del pavimento,  $a_i$  es coeficientes estructurales de las capas de pavimento,  $h_i$  es espesores de las capas de pavimento, en pulgadas.

En 1975 Transport and Road Research Laboratory (TRRL) adoptó el número estructural como índice de la resistencia del pavimento; sin embargo, en este estudio se incluye el número estructural de la subrasante ( $SN_{sg}$ ) como una variable adicional, para tener en cuenta la variación de su resistencia. Rohde [3] suministra la ecuación 2 para determinar el número estructural modificado (SNC).

$$SNC = \sum_{i=1}^n a_i * h_i + SN_{sg} = SN_{eff} + SN_{sg} \quad (2)$$

Donde: SNC es número estructural modificado del pavimento,  $a_i$  es coeficiente estructural de la capa  $i$ ,  $h_i$  es espesor de la capa  $i$ ,  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo,  $SN_{sg}$  es número estructural de la subrasante.

La ecuación 3 se emplea para determinar  $SN_{sg}$  [3]:

$$SN_{sg} = 3,51(\log CBR) - 0,85(\log CBR)^2 - 1,43 \quad (3)$$

*para CBR ≥ 3 para CBR < 3 igual a 0 (cero)*

Donde: CBR es relación de soporte de California de la subrasante *in situ*, porcentaje.

Parkman y Rolt (1997) encontraron que el SNC determinado mediante la ecuación 2 sobreestima el número estructural para pavimentos con espesores mayores a 700 mm, razón por la cual propusieron un nuevo parámetro estructural llamado número estructural ajustado (SNP), el cual aplica un factor de ponderación que reduce la contribución de resistencia de la subbase y la subrasante conforme incrementa la profundidad; de esta manera la resistencia del pavimento no se sobreestima en pavimentos de gran espesor [2]. En la literatura consultada el SNC o el SNP son usados frecuentemente de manera indistinta. En este artículo se utiliza el SNC.

La ecuación 3 requiere como dato de entrada que la resistencia de la subrasante esté caracterizada por medio del valor de CBR; sin embargo, muchos de los métodos actuales caracterizan su resistencia mediante el módulo resiliente, a partir de la información del cuenco de deflexiones obtenido mediante el deflectómetro de impacto (FWD), debido a las bondades que su implementación trae en el diseño y evaluación de pavimentos, al obviar los costos e incomodidades asociados a la exploración geotécnica y por la rapidez en su ejecución.

La resistencia del pavimento puede establecerse de acuerdo con la información disponible; a continuación, se presentan los métodos consultados, discriminados en aquellos que se valen de información de ensayos no destructivos (NDT) y destructivos (DT).

## 29.2. Evaluación estructural del pavimento con base en ensayos NDT y DT

Los siguientes métodos se alimentan a partir de la información obtenida mediante ensayos no destructivos (cuenco de deflexiones del FWD) y ensayos destructivos (espesores del pavimento obtenidos durante la exploración geotécnica).

### 29.2.1. Método Aashto 1993

#### 29.2.1.1. Resistencia de la subrasante

De acuerdo con la American Association of State Highway and Transportation Officials (Aashto) [4], el módulo resiliente de la subrasante puede determinarse a partir de las deflexiones obtenidas con el FWD utilizando la ecuación 4:

$$M_{rr} = \frac{0.24 * P}{D_r * r} \quad (4)$$

Donde:  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado,  $lb/pulg^2$   $P$  es carga aplicada,  $lb$ ,  $D_r$  es deflexión medida a una distancia  $r$  del centro del plato de carga, en pulgadas,  $r$  es distancia desde el centro del plato de carga, en pulgadas.

La deflexión empleada para retrocalcular el módulo de la subrasante debe ser medida lo suficientemente lejos, de modo que provea un buen estimativo del módulo de la subrasante, independientemente de los efectos de cualquiera de las capas por encima de esta; pero, también debe estar lo suficientemente cerca, de tal modo, que no sea muy pequeña e impida una medición precisa. La mínima distancia debe determinarse siguiendo la ecuación 5:

$$r \geq 0,7 * a_e \quad (5)$$

Donde:  $a_e$  es radio del bulbo de esfuerzos en la interfase pavimento-subrasante, en pulgadas.  $a_e$  se define mediante la ecuación 6 como:

$$a_e = \sqrt{a^2 + \left( H_p \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_{rr}}} \right)} \quad (6)$$

Donde:  $a$  es radio del plato de carga del deflectómetro, en pulgadas,  $H_p$  es espesor total de todas las capas del pavimento por encima de la subrasante,

en pulgadas,  $E_p$  es módulo efectivo de todas las capas del pavimento por encima de la subrasante,  $lb/pulg^2$ ;  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado,  $lb/pulg^2$ .

Esta distancia  $r$  se compara con la distancia (con respecto al centro del radio de carga) de cada sismómetro inmediatamente superior y se escoge el que más cercano esté a  $r$ .

### 29.2.1.2. Capacidad estructural del pavimento

El módulo equivalente, determinado mediante la ecuación 7, refleja la capacidad estructural del pavimento existente, es decir, la rigidez equivalente otorgada por la capa asfáltica y los materiales que se encuentran debajo de esta [4].

$$D_0 = 1,5 * p * a * \left\{ \frac{1}{M_{rr} * \sqrt{1 + \left( \frac{H_p}{a} * \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_{rr}}} \right)^2}} + \left[ \frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left( \frac{H_p}{a} \right)^2}}}{E_p} \right] \right\} \quad (7)$$

Donde:  $D_0$  es deflexión central, en pulgadas,  $p$  es presión del plato de carga,  $lb/pulg^2$ ;  $a$  es radio del plato de carga, en pulgadas;  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado,  $lb/pulg^2$ ;  $H_p$  es espesor total de todas las capas del pavimento por encima de la subrasante, en pulgadas;  $E_p$  es módulo efectivo de todas las capas del pavimento,  $lb/pulg^2$ .

La metodología propuesta por Aashto emplea el concepto del número estructural efectivo ( $SN_{eff}$ ) para valorar la capacidad estructural de un pavimento. Dicho  $SN_{eff}$  puede ser retrocalculado a partir de mediciones de deflexión con FWD mediante la ecuación 8:

$$SN_{eff} = 0,0045 * H_p * \sqrt[3]{E_p} \quad (8)$$

Donde:  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo,  $H_p$  es espesor total de todas las capas del pavimento por encima de la subrasante, en pulgadas,  $E_p$  es módulo efectivo de todas las capas del pavimento,  $lb/pulg^2$ .

## 29.2.2. Método Aashto NDT II

### 29.2.2.1. Resistencia de la subrasante

Se anota que el método Aashto NDT I (1986) es aquel que involucra el análisis mecanicista de las deflexiones medidas usando programas de retrocálculo (Modulus, Elmod). Los módulos de las capas retrocalculados son convertidos a coeficientes estructurales, y con los espesores de las capas registrados se determina el número estructural [3].

El método II presenta la ecuación 9 para estimar el módulo resiliente de la subrasante [5].

$$M_{rr} = \frac{P * (1 - \mu^2)}{\pi * D_r * r} + (0,5\mu + 0,875) \quad (9)$$

Donde:  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado,  $lb/pulg^2$ ;  $P$  es carga aplicada,  $lb$ ;  $\mu$  es relación de Poisson;  $D_r$  es deflexión medida a una distancia  $r$  del centro del plato de carga, en pulgadas;  $r$  es distancia desde el centro del plato de carga, en pulgadas.

### 29.2.2.2. Capacidad estructural del pavimento

El método II es una segunda aproximación, la cual emplea las deflexiones medidas con los sensores localizados fuera del punto de aplicación de la carga para determinar la resistencia de la subrasante, y luego utiliza la deflexión máxima para determinar el número estructural del pavimento. La formulación documentada en la guía Aashto 1986 fue modificada por Ioannides [3]. En la ecuación 10 se muestra la relación sugerida por él:

$$= \frac{1,5 * P}{\pi * a} * \left\{ \frac{(0,0045 * H_p)^3}{SN_{eff}^3} * \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{H_p}{a}\right)^2}} \right] + \frac{1}{M_{rr} * \sqrt{1 + \frac{40000 * SN_{eff}^2}{a^2 * M_{rr}^3}}} \right\} \quad (10)$$

Donde:  $D_0$  es deflexión central, en pulgadas;  $P$  es carga aplicada,  $lb$ ;  $a$  es radio del plato de carga, en pulgadas;  $H_p$  es espesor total de todas las capas

del pavimento por encima de la subrasante, en pulgadas;  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo;  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado,  $lb/pulg^2$ .

### 29.2.3. Método de Wimsatt

#### 29.2.3.1. Resistencia de la subrasante

Para la aplicación de este método, el módulo de la subrasante puede ser estimado usando (11), contenida en la guía para el diseño de estructuras de pavimentos de la Aashto [6].

$$M_{rr} = \frac{0,192 * P}{D_{72} * 72} \quad (11)$$

Donde:  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado,  $lb/pulg^2$ ;  $P$  es carga aplicada,  $lb$ ;  $D_{72}$  es deflexión medida a 72 pulgadas desde el centro del plato de carga.

#### 29.2.3.2. Capacidad estructural del pavimento

El análisis presentado por Wimsatt en 1998 y 1999 está basado en la evaluación del módulo de la estructura de pavimento como un todo en relación con el módulo de la subrasante, usando la relación entre la deflexión medida a setenta y dos pulgadas desde el centro del plato de carga y la deflexión central ( $D_{72}/D_0$ ), la cual es la relación entre el módulo del pavimento y el módulo de la subrasante (12). La deflexión bajo el plato de carga brinda información sobre la rigidez del pavimento y la subrasante, mientras que la deflexión a setenta y dos pulgadas suministra información acerca de la rigidez de la subrasante [6].

$$\frac{E_p}{M_{rr}} = 516,94 \left( \frac{D_{72}}{D_0} \right)^{\frac{5}{2}} - 214,46 \left( \frac{D_{72}}{D_0} \right)^2 + 159,56 \left( \frac{D_{72}}{D_0} \right)^{\frac{3}{2}} - 6,143 \left( \frac{D_{72}}{D_0} \right) + 1,0826 \left( \frac{D_{72}}{D_0} \right)^{\frac{1}{2}}. \quad (12)$$

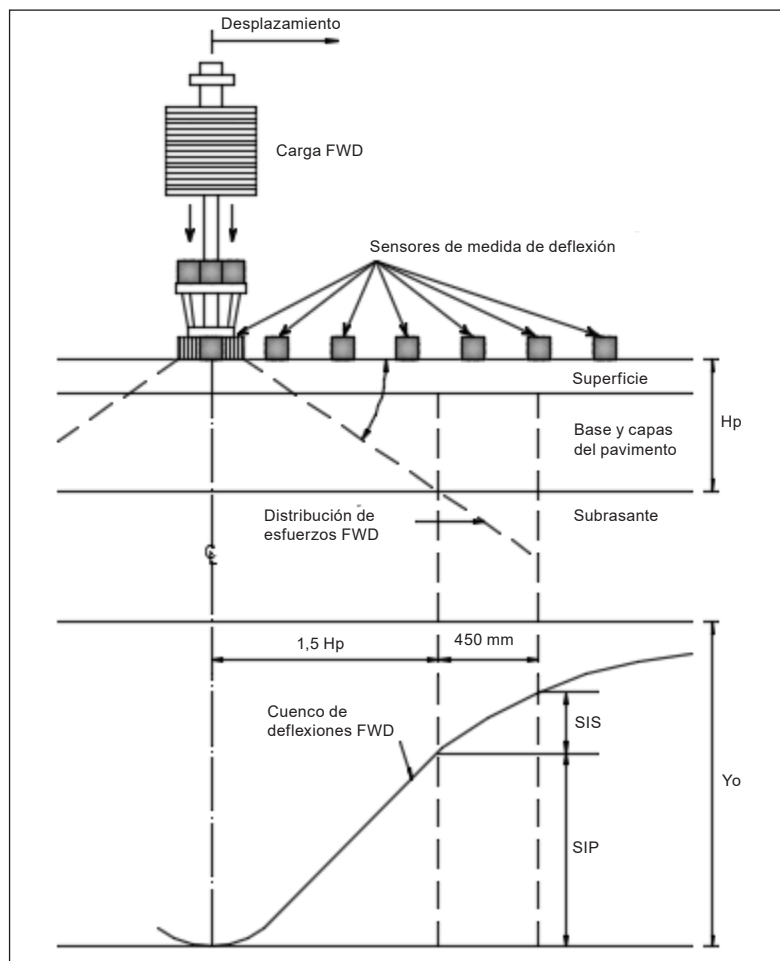
Donde:  $E_p$  es módulo efectivo de todas las capas del pavimento,  $lb/pulg^2$ ;  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado,  $lb/pulg^2$ ;  $D_0$  es deflexión central, en pulgadas;  $D_{72}$  es deflexión medida a 72 pulgadas desde el centro del plato de carga.

Posteriormente el número estructural es calculado mediante la ecuación 8.

## 29.2.4. Método de Gustav T. Rohde

### 29.2.4.1. Resistencia de la subrasante

La deflexión máxima medida bajo la carga del FWD es una combinación de la deflexión en la subrasante y la compresión elástica de la estructura de pavimento; de acuerdo con las investigaciones de Irwin en 1983, el 95 % de las deflexiones medidas en la superficie del pavimento inicia bajo una línea con una desviación de treinta y cuatro grados desde la horizontal [3], tal como se muestra en la figura 29.1.



**Figura 29.1 Distribución de esfuerzo y medida del cuenco de deflexión bajo la carga del FWD**

Fuente: [3].



Con esta simplificación se puede definir un índice (ecuación 13) que representa la resistencia de la subrasante: este es el índice estructural de la subrasante (SIS).

$$SIS = D_{1,5Hp} - D_{1,5Hp+450} \quad (13)$$

Donde: SIS es índice estructural de la subrasante,  $\mu m$ ;  $D_{1,5Hp}$  es deflexión superficial medida a 1,5 veces  $Hp$ , bajo el impulso de carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu m$ ;  $D_{1,5Hp+450}$  es deflexión superficial medida a 1,5 veces  $Hp + 450$  mm, bajo el impulso de carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu m$ .

$Hp$  es espesor total del pavimento, mm.

En función del índice SIS y el espesor total de las capas del pavimento, el módulo resiliente de la subrasante se define en la ecuación 14:

$$M_{rr} = 10^{k_4} * SIS^{k_5} * H_p^{k_6} \quad (14)$$

Donde:  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, MPa; SIS es índice estructural de la subrasante,  $\mu m$ ;  $Hp$  es espesor total del pavimento, mm,  $k_4$ ,  $k_5$ ,  $k_6$  son coeficientes (ver tabla 29.1).

**Tabla 29.1. Coeficientes para la relación  $M_{rr} - SIS$**

Espesor total del pavimento	k4	k5	k6
$Hp \leq 380$ mm	9.138	-1.236	-1.903
$380 < Hp \leq 525$ mm	8.756	-1.213	-1.780
$Hp > 525$ mm	10.655	-1.254	-2.453

Fuente: [3].

Para determinar la deflexión a una distancia de 1.5 veces  $H_p$  se requiere interpolar las deflexiones medidas en las posiciones de los sensores fijados. Para este propósito la ecuación 15 puede ser empleada.

$$D_x = \frac{(R_x - R_B) * (R_x - R_C)}{(R_A - R_B) * (R_A - R_C)} * D_A + \frac{(R_x - R_A) * (R_x - R_C)}{(R_B - R_A) * (R_B - R_C)} * D_B + \frac{(R_x - R_A) * (R_x - R_B)}{(R_C - R_A) * (R_C - R_B)} * D_C \quad (15)$$

Donde:  $D_x$  es deflexión a una distancia  $R_x$ ,  $\mu m$ ;  $D_i$  es deflexión medida en el sensor  $i$ ,  $\mu m$ ;  $R_i$  es distancia desde el centro del plato de carga al sensor  $i$ ,

$\mu\text{m}$ ;  $i$  es A, B, C, los tres sensores cercanos al punto  $x$ ,  $x$  es punto para el cual se determina la deflexión.

El mismo autor presenta la ecuación 16 para estimar el módulo resiliente de la subrasante [7].

$$D_{180} = 97480 * (1000M_{rr})^{-1,055} \quad (16)$$

Al despejar  $M_{rr}$  se obtiene la ecuación 17:

$$M_{rr} = 10^{\frac{\text{Log}\left(\frac{D_{180}}{97480}\right)}{-1,055}} \quad (17)$$

Donde:  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado,  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ;  $D_{180}$  es deflexión medida a 180 cm desde el centro del plato de carga,  $\mu\text{m}$ .

#### 29.2.4.2. Capacidad estructural del pavimento

El método fue desarrollado por Rohde [3] para uso en el análisis al nivel de red, y utiliza las medidas de las deflexiones con FWD para determinar el  $SN_{eff}$ . El método es rápido, no necesita herramientas de análisis mecanicista y es generalmente usado para caracterizar la resistencia del pavimento en PMS [8].

El método asume que la deflexión superficial medida desde el centro del plato de carga a una distancia de 1,5 veces el espesor de la estructura de pavimento es originada completamente por la subrasante. Comparando esta deflexión con la  $D_0$ , un índice asociado con la magnitud de la deformación que ocurre en la estructura de pavimento es calculado usando la ecuación 18.

$$SIP = D_0 - D_{1,5Hp} \quad (18)$$

Donde:  $SIP$  es índice estructural del pavimento,  $\mu\text{m}$ ;  $D_0$  es deflexión máxima medida bajo la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ ;  $D_{1,5Hp}$  es deflexión superficial medida a 1,5 veces  $Hp$ , bajo el impulso de carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ ;  $Hp$  es espesor total del pavimento, mm.

Una relación entre las deflexiones superficiales medidas con FWD y el  $SN_{eff}$  del pavimento fue desarrollada a partir del análisis de una gran cantidad de estructuras de pavimento mediante la teoría elástica, y se presenta en la ecuación 19.  $SIP$  representa la cantidad de deflexión que ha ocurrido dentro de la estructura de pavimento.

$$SN_{eff} = k_1 * SIP^{k_2} * H_p^{k_3} \quad (19)$$

Donde:  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo,  $SIP$  es índice estructural del pavimento,  $\mu m$ ;  $H_p$  es espesor total del pavimento, mm;  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  son coeficientes (ver tabla 29.2).

**Tabla 29.2. Coeficientes para la relación SNeff – SIP**

Tipo de superficie	$k_1$	$k_2$	$k_3$
Sello de asfalto	0,1165	-0,3248	0,8241
Concreto asfáltico	0,4728	-0,481	0,7581

Fuente: [3].

## 29.2.5. Método de Howard

### 29.2.5.1. Resistencia de la subrasante

El módulo resiliente es retrocalculado con la ecuación 20 y luego convertido a CBR para determinar SNC [5].

$$M_{rr} = 3.036 - 1.661D_{150} + 0,0108H_p - 0,015D_0 - 2607,3\text{Log}D_{90} + 611,3(\text{Log}D_{90})^2 \quad (20)$$

Donde:  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, MPa;  $H_p$  es espesor total del pavimento, mm;  $D_0$  es deflexión central,  $\mu m$ ;  $D_{90}$  es deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu m$ ;  $D_{150}$  es deflexión a 150 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu m$ .

### 29.2.5.2. Capacidad estructural del pavimento

El número estructural es determinado con el espesor del pavimento y las deflexiones normalizadas a la presión de contacto [5].

Si el número estructural es mayor o igual a 2,5, este viene dado por la ecuación 21:

$$SN_{eff} = 0,971876 + 0,002543H_p + \frac{785,4524}{D_0 - D_{150}} + \frac{69,9904}{D_{90}} \quad (21)$$

Si el número estructural es menor a 2,5,  $SN$  está dado por (22):

$$SN_{eff} = 0,884209 + 0,000866H_p + \frac{866,3272}{D_0 - D_{150}} + \frac{22,6561}{D_{90}} \quad (22)$$

Donde:  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo;  $H_p$  es espesor total del pavimento, mm;  $D_0$  es deflexión central,  $\mu\text{m}$ ;  $D_{90}$  es deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ ;  $D_{150}$  es deflexión a 150 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ .

## 29.2.6. Estudio Guzmán 2016

### 29.2.6.1. Capacidad estructural del pavimento

La ecuación 23 se obtuvo en la ponencia “Parámetros cualitativos del cuenco de deflexiones en la evaluación estructural de pavimentos flexibles”, ponencia presentada en la VII Semana Técnica del Asfalto en 2016. A partir de ciertos parámetros del cuenco de deflexiones se efectuaron correlaciones con otros que suministran información sobre la respuesta estructural del pavimento; la correlación entre parámetros se determinó estadísticamente, con base en los resultados de modelar varios paquetes estructurales de pavimento flexible mediante la herramienta Bisar 3.0 [9].

$$SN_{eff} = 1,2 + 7.707 \cdot H_p - 0,0013 \cdot D_0 - 0,00061 \cdot A_{UPP} \quad (23)$$

Donde:  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo;  $H_p$  es espesor total del pavimento, cm;  $D_0$  es deflexión central,  $\mu\text{m}$ ;  $A_{UPP}$  es área bajo el perfil del pavimento,  $\mu\text{m}$ .

## 29.3. Evaluación estructural del pavimento con base en ensayos NDT

Los siguientes métodos están disponibles para su implementación cuando se cuenta con datos de deflexiones con FWD, pero no hay registro de los espesores de la estructura de pavimento.

### 29.3.1. Método de Romanoschi y Metcalf

#### 29.3.1.1. Resistencia de la subrasante

Para tener en cuenta la resistencia de la subrasante, en este método se emplea la ecuación 24, propuesta por Darter para retrocálculo del módulo resiliente de la subrasante [7].

$$M_{rr} = \frac{P * (1 - \mu^2)}{\pi * D_r * r} \quad (24)$$

Donde:  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado,  $lb/pulg^2$ ;  $P$  es carga aplicada,  $lb$ ;  $\mu$  es relación de poisson;  $D_r$  es deflexión medida a una distancia  $r$  del centro del plato de carga, en pulgadas;  $r$  es distancia desde el centro del plato de carga, en pulgadas.

### 29.3.1.2. Capacidad estructural del pavimento

Este método propuesto por Romanoschi y Metcalf en 1999 da una relación de regresión directa entre las deflexiones con FWD y la resistencia estructural del pavimento, expresada en términos del número estructural (ecuación 25) [10].

$$SN_{eff} = 6,96 - 1,96 * (\text{Área} - 450 * D_{120})^{0,5} \quad (25)$$

Donde:  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo; Área del cuenco de deflexiones, mm (determinada mediante la ecuación 29 Yonapave);  $D_{120}$  es deflexión a 120 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, mm.

## 29.3.2. Método de Noureldin

### 29.3.2.1. Resistencia de la subrasante

En el método de Noureldin de 1993 el módulo de la capa es estimado usando los sensores del FWD en los cuales la deflexión es la misma a la presentada en la interfase entre las capas del pavimento. El módulo de la subrasante obtenido con la ecuación 26 coincide con el determinado usando el método Aashto, si son seleccionados los mismos sensores para el cálculo [11].

$$M_{rr} = \frac{2149}{r_x * D_x} \quad (26)$$

Donde:  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado,  $lb/pulg^2$ ;  $r_x$  es distancia desde el centro del plato de carga, en pulgadas;  $D_x$  es deflexión medida a una distancia  $r_x$  del centro del plato de carga, en pulgadas.

### 29.3.2.2. Capacidad estructural del pavimento

En un estudio realizado por Noureldin, se desarrolló un método para determinar el  $SN_{eff}$  mediante la ecuación 27; este método es simple de usar y no requiere información de los espesores. El método es una herramienta útil en el análisis de deflexiones del FWD al nivel de red y en aquellos casos donde la información de los espesores de las capas del pavimento no está disponible [12].

$$SN_{eff} = \frac{(4 * r_x^2 - 36)^{1/2}}{17.324(r_x * D_x)^{1/3}} \quad (27)$$

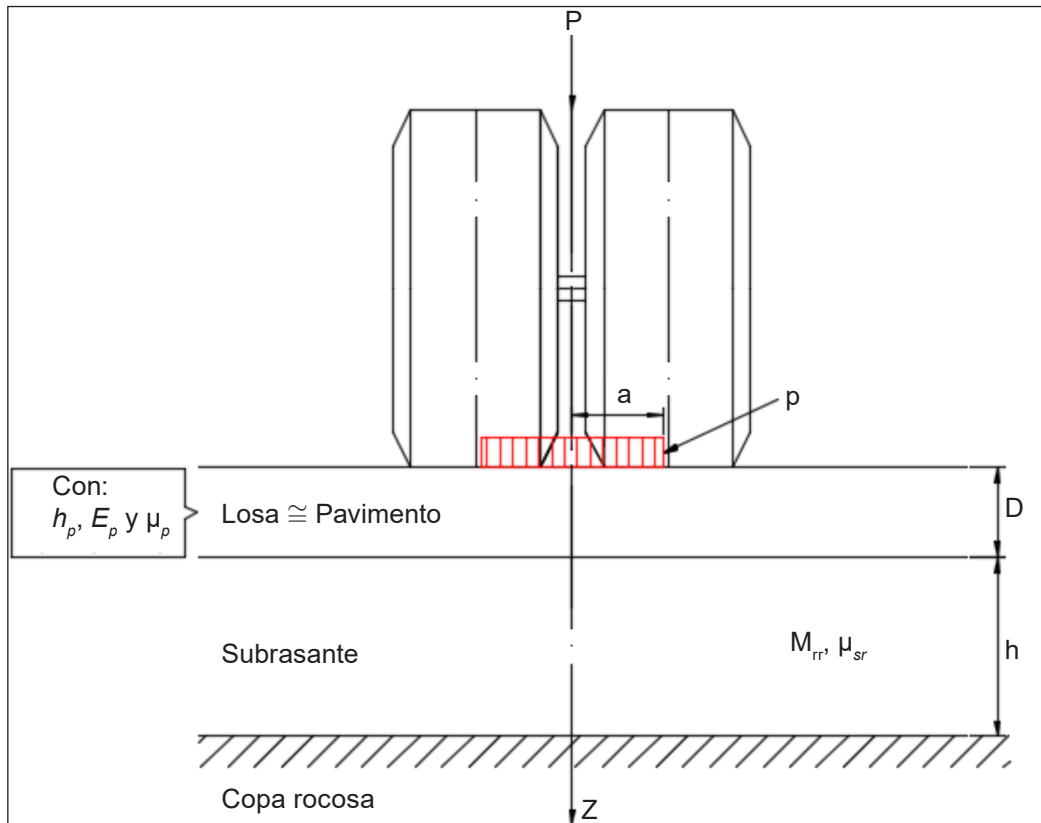
Donde:  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo;  $r_x$  es distancia desde el centro del plato de carga, en pulgadas;  $D_x$  es deflexión medida a una distancia  $r_x$  del centro del plato de carga, en pulgadas.

La premisa de este método es que, a una distancia horizontal  $r_x$  medida desde el centro del plato de carga, se presenta una deflexión  $D_x$  en la superficie del pavimento que iguala la deflexión de un punto localizado en la interfase pavimento-subrasante, localizada directamente bajo el centro del plato de carga. La pareja  $r_x - D_x$  que presente el mayor producto se selecciona para su uso en los cálculos [12].

### 29.3.3. Método Yonapave

Los métodos de Yonapave y FHWA-RD-05-152 se basan en el modelo de Hogg para obtener relaciones que permiten caracterizar la resistencia de la subrasante.

En 1944, A. H. A., Hogg presentó la solución matemática del modelo que lleva su nombre. Este está basado en un sistema hipotético de dos capas, una placa delgada con cierta rigidez a la flexión y horizontalmente infinita, sustentada por una capa elástica homogénea e isotrópica, de espesor que puede ser infinito o limitado por una base rígida, horizontal y perfectamente rugosa [13]. La figura 29.2 describe la geometría del modelo de Hogg.



**Figura 29.2 Geometría del modelo de Hogg**

Fuente: Adaptado [15].

Los siguientes son los parámetros básicos del modelo de Hogg.

Rigidez a la flexión de la losa. Esta se determina mediante (28).

$$D = \frac{E_p * h_p^3}{12 * (1 - \mu_p^2)} \quad (28)$$

Donde:  $D$  es rigidez a la flexión de la losa (pavimento), Kg – cm;  $E_p$  es módulo de elasticidad de la losa (pavimento), kg/cm<sup>2</sup>;  $h_p$  es espesor de la losa (pavimento), cm;  $\mu_p$  es coeficiente de poisson de la losa (pavimento).

- Longitud característica obtenida con la ecuación 29.

$$l_0 = \sqrt[3]{\frac{D}{M_{rr}} * \frac{(1 + \mu_{sr}) * (3 - 4\mu_{sr})}{2 * (1 - \mu_{sr})}} \quad (29)$$

Donde:  $l_0$  es longitud característica, cm;  $D$  es rigidez a la flexión de la losa (pavimento), kg – cm;  $\mu_{sr}$  es coeficiente de poisson de la subrasante.

El procedimiento con el modelo de Hogg usa la deflexión en el centro de la carga puntual y una de las deflexiones adicionales fuera del punto inicial de aplicación de la carga. Hogg demostró que la distancia radial donde la deflexión es aproximadamente la mitad de la deflexión bajo el punto inicial de carga era eficaz para eliminar la tendencia de valoración o error estadístico de los parámetros básicos del modelo. Sus cálculos consideran variaciones en el espesor del pavimento y la relación entre la rigidez del pavimento y la rigidez de la subrasante, ya que la distancia en donde la deflexión es la mitad de la desviación máxima está controlada por estos parámetros [14].

G. Wiseman en 1977 presentó las soluciones numéricas y la adaptación del modelo para cargas distribuidas, demostrando así la utilidad del modelo para la evaluación estructural de pavimentos, y M. Hoffman amplió la solución para el cálculo de cuencos de deflexiones, para cargas de cualquier forma y a diferentes distancias del eje de carga [14].

Con base en estas premisas, a continuación, se describe la metodología basada en el modelo de Hogg empleada en el método Yonapave.

### 29.3.3.1. Resistencia de la subrasante

Yonapave utiliza las relaciones del modelo Hogg, junto con el programa Modulus para generar curvas, a partir de las cuales los valores de módulo pueden ser inferidos basados en las características de un cuenco de deflexión individual [15].

Se ha determinado que la mayor coincidencia entre los módulos determinados con Yonapave y el programa Modulus, se obtiene cuando la profundidad de la capa rígida, es decir, el valor de  $(h/l_0)$ , es determinada en función del Área del cuenco de deflexiones (ecuación 30).

$$\text{Área} = 6 * \left[ 1 + 2 * \frac{D_{30}}{D_0} + 2 * \frac{D_{60}}{D_0} + \frac{D_{90}}{D_0} \right] \quad (30)$$

Donde: Área del cuenco de deflexiones, en pulgadas;  $D_0$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{60}$  y  $D_{90}$  es deflexiones del FWD en  $\mu\text{m}$ , para  $r$  es 0, 30, 60, 90 cm.



El método sugiere que la relación entre la profundidad real a la base o capa rígida ( $h$ ), y la longitud característica ( $l_0$ ) está relacionada con el Área del cuenco de deflexiones mediante (31).

$$l_0 = A * e^{B * \text{Área}} \quad (31)$$

Donde:  $l_0$  es longitud característica, cm; Área del cuenco de deflexiones, en pulgadas;  $A$ ,  $B$  son coeficientes de ajuste de curvas (ver tabla 29.3).

**Tabla 29.3. Coeficientes de ajuste de curvas para la determinación de la longitud característica**

Rango de valores de área, pulgadas	$h_0/l_0$	$A$	$B$
Área $\geq 23$	5	3,275	0,1039
$21 \leq \text{Área} < 23$	10	3,691	0,0948
$19 \leq \text{Área} < 21$	20	2,800	0,1044
Área $< 19$	40	2,371	0,1096

Fuente: [15].

El  $M_{rr}$  puede determinarse en función de la presión del plato de carga, la deflexión central y un conjunto adicional de coeficientes de ajuste de curvas que se encuentran tabulados en la tabla 29.4, usando la ecuación 32.

$$M_{rr} = m * \frac{P}{D_0} * l_0^n \quad (32)$$

Donde:  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado, MPa;  $p$  es presión del plato de carga del FWD, kPa;  $D_0$  es deflexión central,  $\mu\text{m}$ ;  $l_0$  es longitud característica, cm;  $m$ ,  $n$  son coeficientes de ajustes de curvas (ver tabla 29.4).

**Tabla 29.4. Coeficientes de ajuste de curvas para la determinación del módulo resiliente**

$h_0/l_0$	$m$	$n$
5	926,9	-0,8595
10	1.152,1	-0,8782
20	1.277,6	-0,8867
40	1.344,2	-0,8945

Fuente: [15].

### 29.3.3.2. Capacidad estructural del pavimento

Una vez se conocen los valores de la longitud característica y del módulo resiliente de la subrasante, es posible calcular el número estructural efectivo mediante la ecuación 33 [15]:

$$SN_{eff} = \left(0,0364 * l_0^3 \sqrt{M_{rr}}\right) - 0,5 \quad (33)$$

Donde:  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo;  $l_0$  es longitud característica, cm;  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante recalculado, MPa.

### 29.3.4. Método FHWA-RD-05-152/Estudios Chile - Lukanen

#### 29.3.4.1. Resistencia de la subrasante

Para la evaluación del módulo de la subrasante este método usa el modelo de Hogg adaptado por G. Wiseman [9]. Utiliza la distancia radial al punto del cuenco de deflexiones, donde la deflexión es el cincuenta por ciento de la deflexión en el centro del plato de carga; esta distancia denominada  $r_{50}$  (ecuación 34) hace referencia a la rigidez del pavimento sobre la subrasante y a la profundidad de la capa rígida, de la misma manera que el parámetro Área (Yonapave) lo hace.

Las ecuaciones que se emplean para el cálculo son las siguientes:

$$r_{50} = \frac{A^C - B}{\left[ A * \left\{ \frac{D_0}{D_r} - 1 \right\} \right]^C - B} \quad (34)$$

Donde:  $r_{50}$  es distancia donde la deflexión es la mitad de la deflexión central, cm;  $D_0$  es deflexión central,  $\mu\text{m}$ ;  $D_r$  es deflexión medida a la distancia  $r$ ,  $\mu\text{m}$ ;  $A$ ,  $B$ ,  $C$  son coeficientes de correlación (ver tabla 29.5).

Longitud característica se determina con la ecuación 35:

$$l_0 = \frac{Y * r_{50} + \sqrt{(Y * r_{50})^2 - 4 * a * X * r_{50}}}{2} \quad (35)$$

Donde:  $l_0$  es longitud característica, cm;  $a$  es radio del plato de carga, cm;  $r_{50}$  es distancia donde la deflexión es la mitad de la deflexión central, cm;  $X$ ,  $Y$  son coeficientes de correlación (ver tabla 29.5).

Para determinar el módulo de la subrasante se calcula la relación teórica entre la rigidez por carga puntual y la rigidez por carga distribuida sobre un área, para un cociente dado del valor  $a/l_0$ . La rigidez del pavimento (ecuación 36) se define como la relación entre la carga y la deflexión.

$$S = \frac{P}{D_0} \quad (36)$$

Donde:  $S$  es rigidez del pavimento,  $\text{Kg}/\mu\text{m}$ ,  $P$  es carga aplicada,  $\text{Kg}$ ,  $D_0$  es deflexión central,  $\mu\text{m}$ .

La relación teórica entre las rigideces se calcula por medio de la ecuación 37:

$$\frac{S_0}{S} = 1 - M * \left( \frac{a}{l_0} - 0,20 \right) \quad (37)$$

Donde:  $S_0$  es rigidez teórica por carga puntual,  $\text{kg}/\mu\text{m}$ ;  $S$  es rigidez del pavimento,  $\text{kg}/\mu\text{m}$ ;  $l_0$  es longitud característica, cm;  $a$  es radio del plato de carga, cm;  $M$  es coeficiente relación de rigideces (ver tabla 29.5).

A partir de los parámetros anteriores el módulo de la subrasante se determina con la ecuación 38:

$$M_{rr} = \left[ \frac{K * I * P}{l_0 * D_0} \right] * \frac{S_0}{S} \quad (38)$$

Donde:  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante retrocalculado,  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ;  $P$  es carga aplicada,  $\text{kg}$ ;  $D_0$  es deflexión central, cm;  $l_0$  es longitud característica,

cm;  $S_0/S$  es relación de rigideces;  $K$  es coeficiente numérico que depende del coeficiente de poisson;  $I$  es factor de influencia (ver tabla 29.5).

G. Wiseman describió la implementación del modelo de Hogg en tres casos. Uno es para una fundación infinita elástica, y los otros dos son para un estrato finito elástico con un espesor efectivo que se asume aproximadamente igual a diez veces la longitud característica [9]. Los dos casos de espesor finito corresponden a coeficientes de poisson fijados en 0,4 y 0,5, respectivamente; los coeficientes para la determinación de los parámetros en el modelo de Hogg, para estos dos casos, se presentan en la tabla 29.4.

**Tabla 29.5. Coeficientes para el modelo de Hogg**

<i>Profundidad del estrato rígido (<math>h_0/l_0</math>) = 10</i>										
Caso	$\mu$	Dr/D0	A	B	C	X	Y	M	I	K
I	0,5	> 0,7	2,46	0	0,5920	0,183	0,620	0,52	0,1614	1,500
		< 0,7	371,10	2	0,2190	0,183	0,620	0,52	0,1614	1,500
II	0,4	> 0,426	2,629	0	0,5480	0,192	0,602	0,48	0,1689	1,633
		< 0,426	2283,4	3	0,2004	0,192	0,602	0,48	0,1689	1,633

Fuente: [15].

### 29.3.4.2. Capacidad estructural del pavimento

El autor deduce (ecuación 39) con el fin de valorar la capacidad estructural del pavimento; esta expresión es derivada de estudios efectuados en Chile y en el Departamento de Transporte de Minnesota (Mn/DOT) por parte de Lukanen [16, 17]. En esta expresión el  $M_{rr}$  es función del módulo de reacción de la subrasante según el modelo de pavimento rígido (Modelo Hogg):

$$SN_{eff} = \frac{108,17}{D_o^{0,40647786} \cdot \left(1,17 + 63[0,41 + 0,873 \cdot M_{rr}]^{0,64}\right)^{0,19848453}} \quad (39)$$

Donde:  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo;  $D_0$  es deflexión central,  $\mu m$ ;  $M_{rr}$  es módulo resiliente de la subrasante recalculado, ksi.

### 29.3.5. Método de Geoffrey Jameson

#### 29.3.5.1. Resistencia de la subrasante

Los métodos propuestos por los investigadores Jameson y Roberts en 1999 presentan su propia formulación para estimar el CBR de la subrasante a partir del análisis de deflexiones con FWD. La ecuación 40 es empleada en estos métodos para el cálculo del CBR de la subrasante [2].

$$CBR = e^{3,264-1,018LogD_{90}} \quad (40)$$

Donde: CBR es relación de soporte de California de la subrasante, %;  $D_{90}$  es deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD, en pulgadas.

#### 29.3.5.2. Capacidad estructural del pavimento

El método de Jameson fue desarrollado para su uso en HDM III para pavimentos flexibles en Hong Kong y Filipinas. Como índice de resistencia se empleó el SNC desarrollado en la prueba vial Aashto.

Se desarrollaron expresiones para estimar el  $SN_{eff}$  y el CBR, para la posterior determinación del SNC, a partir de las deflexiones obtenidas con FWD, [18].

La relación derivada para el cálculo de  $SN_{eff}$  originalmente fue la ecuación 41, posteriormente sufrió las modificaciones presentadas en las ecuaciones 42 y 43:

$$SN_{eff} = 13,47 - 6,47logD_0 + 3,697logD_{90} \quad (41)$$

Donde:  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo;  $D_0$  es deflexión central,  $\mu\text{m}$ ;  $D_{90}$  es deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ .

Los espesores y módulos de las capas fueron obtenidos para más de cuatrocientos sitios en Hong Kong. El número estructural fue calculado para esos sitios y posteriormente comparado con relaciones que han sido desarrolladas usando las deflexiones del FWD ( $D_0$ ,  $D_{90}$ ).

Un análisis de regresión fue llevado a cabo en orden de verificar la validez de la relación modelada. La relación de regresión resultante fue la ecuación 42:

$$SN_{eff} = 1,69 + \frac{842,8}{D_0 - D_{150}} + \frac{42,94}{D_{90}} \quad (42)$$

Posteriormente, la European Cooperation in Science and Technology publicó una versión modificada, la ecuación 43, la cual se presenta a continuación:

$$SN_{eff} = 1,7 + \frac{813}{D_0 - D_{150}} + \frac{39}{D_{90}} \quad (43)$$

Donde:  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo;  $D_0$  es deflexión central,  $\mu\text{m}$ ;  $D_{90}$  es deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ ;  $D_{150}$  es deflexión a 150 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ .

### 29.3.6. Método de Roberts

#### 29.3.6.1. Capacidad estructural del pavimento

Este método propuesto por Roberts en 1995 está disponible para su uso cuando solamente se dispone de datos del FWD al hacer uso de la ecuación 44 [2].

$$SN_{eff} = 12,992 - 4,167 \log D_0 + 0,936 \log D_{90} \quad (44)$$

Donde:  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo;  $D_0$  es deflexión central,  $\mu\text{m}$ ;  $D_{90}$  es deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ .

### 29.3.7. Método $E_{ri} - A_{JPP}$

#### 29.3.7.1. Resistencia de la subrasante

La resistencia de la subrasante está caracterizada por el módulo resiliente en el punto de rotura, el cual se ha encontrado que suministra una razonable estimación del módulo resiliente ( $Mr$ ) [19]. Para su determinación Thompson suministra la ecuación 45.

$$E_{ri} = 26,45 - 5,12D_{36} + 0,2586D_{36} \quad (45)$$

Donde:  $E_{ri}$  es módulo resiliente de la subrasante en el punto de rotura, ksi;  $D_{36}$  es deflexión medida a 36 pulgadas desde el centro del plato de carga, mils.

### 29.3.7.2. Capacidad estructural del pavimento

Maguire introdujo los siguientes modelos preliminares para la estimación del  $SN_{eff}$  basado en un análisis factorial limitado de la respuesta del pavimento flexible, empleando modelos informáticos de capas elásticas esfuerzo-dependientes (ecuaciones 46 y 47) [19].

$$\text{Log}ET^3 = 6,21 - 0,49\text{Log}A_{UPP} + 0,0023\text{Log}E_{ri} \quad (46)$$

$$SN_{eff} = 0,1477(ET^3)^{1/3} - 0,014E_{ri} - 6,43 \quad (47)$$

Donde:  $ET^3$  es rigidez flexural de todo el pavimento, Kip-Pulg;  $A_{upp}$  es área bajo el perfil del pavimento, mils;  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo;  $E_{ri}$  es módulo resiliente de la subrasante en el punto de rotura, ksi.

Para las anteriores expresiones, [19] presenta las siguientes modificaciones (48, 49, 50). De acuerdo con las investigaciones de Thompson  $A_{UPP}$  puede ser hallado mediante la ecuación 55.

$$eE_{ri} = 22,04 - 3,645D_{36} + 0,158D_{36} \quad (48)$$

$$\text{Log}eE^{1/3}T = 3,574 - 0,437\text{Log}A_{UPP} - 0,066\text{Log}eE_{ri} \quad (49)$$

$$SN_{eff} = 0,0055eE^{1/3}T - 0,0012eE_{ri} + 0,144 \quad (50)$$

Donde:  $eE_{ri}$  es módulo resiliente estimado de la subrasante en el punto de rotura, ksi;  $D_{36}$  es deflexión medida a 36 pulgadas desde el centro del plato de carga, mils;  $eE^{1/3}T$  es rigidez flexural estimada de todo el pavimento,  $lb\text{-Pulg}^{1/3}$ ;  $A_{upp}$  es área bajo el perfil del pavimento, mils;  $SN_{eff}$  es número estructural efectivo.

## 29.4. Evaluación estructural del sistema pavimento-subrasante

El método de Asgari, junto con los desarrollados en Nueva Zelanda y Sudáfrica, evalúa de manera integral la resistencia del pavimento, mediante formulaciones desarrolladas a partir de información del cuenco de deflexiones obtenido con FWD.

### 29.4.1. Método de Asgari

Para la utilización de este método se determina el módulo de la subrasante a partir de las deflexiones con FWD (no se especifica el método para su

determinación), se seleccionan los coeficientes que son función del módulo de la subrasante y se determina el número estructural modificado haciendo uso de la ecuación 51; los coeficientes del método están consignados en la tabla 29.6 [5].

$$SNC = a_0 * (D_0)^{a_1} \quad (51)$$

Donde: *SNC* es número estructural modificado del pavimento; *D*<sub>0</sub> es deflexión central, mm; *a*<sub>0</sub>, *a*<sub>1</sub> es coeficientes del método.

**Tabla 29.6. Coeficientes para el método de Asgari**

Módulo de la subrasante (MPa)	<i>a</i> <sub>0</sub>	<i>a</i> <sub>1</sub>
20	4,710	-1,828
50	2,738	-1,017
100	2,259	-0,905
200	1,844	-0,900

Fuente: [5].

### 29.4.2. Método de Nueva Zelanda

Para implementar la planeación a largo plazo en la administración de carreteras usando sistemas tales como dTIMS, se requieren parámetros para definir la capacidad estructural del pavimento. El número estructural modificado (*SNC*) o el número estructural ajustado (*SNP*) son ampliamente utilizados para este propósito.

Salt y Stevens desarrollaron la correlación presentada en la ecuación 52, la cual usa la deflexión máxima y las deflexiones a 90 y 150 cm desde el centro de aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD para determinar el *SNC*. Esta correlación fue desarrollada para su implementación en pavimentos con capas granulares no ligadas en Nueva Zelanda; la expresión presenta una correlación razonablemente cercana (*R*<sup>2</sup> = 0,94) con el Método Aashto NDT I [20]; la expresión para el cálculo de *SNC* incluye el componente de resistencia aportado por la subrasante, a diferencia de métodos como los de Jameson y Roberts cuyo aporte se hace de manera independiente [21].

$$SNC = 112 * D_0^{-0,5} + 47(D_0 - D_{90})^{-0,5} - 56(D_0 - D_{150})^{-0,5} - 0,4 \quad (52)$$



Donde:  $SNC$  es número estructural modificado del pavimento;  $D_0$  es deflexión central,  $\mu\text{m}$ ;  $D_{90}$  es deflexión a 90 cm del centro de aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ ;  $D_{150}$  es deflexión a 150 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ .

### 29.4.3. Método de Sudáfrica

La metodología de comparación del cuenco de deflexiones, desarrollada en Sudáfrica, está ligada a la utilización completa del cuenco de deflexiones para comparar o clasificar la capacidad estructural de pavimentos flexibles y la condición estructural de zonas de las capas de pavimento con mayor efectividad [20]. Schnoor y Horak realizaron estudios en una carretera con información detallada de espesores de las capas, clasificación de los materiales con base en sondeos extensivos y ensayos de laboratorio, y pruebas detalladas con FWD para correlacionar varios de los parámetros del cuenco de deflexiones con el  $SNC$  a través de un procedimiento de regresión múltiple, donde el cuenco de deflexiones fue utilizado con mayor efectividad derivando la ecuación de regresión presentada en la ecuación 53.

$$SNC = e^{5,12} * BLI^{0,31} * A_{UPP}^{-0,78} \quad (53)$$

Donde:  $SNC$  es número estructural modificado del pavimento;  $BLI$  es índice de la capa de base,  $\mu\text{m}$ ;  $A_{upp}$  es área bajo el perfil del pavimento,  $\mu\text{m}$ .

En la anterior expresión los parámetros cualitativos del cuenco de deflexiones utilizados se presentan en las ecuaciones 54 y 55.

$$BLI = D_0 - D_{30} \quad (54)$$

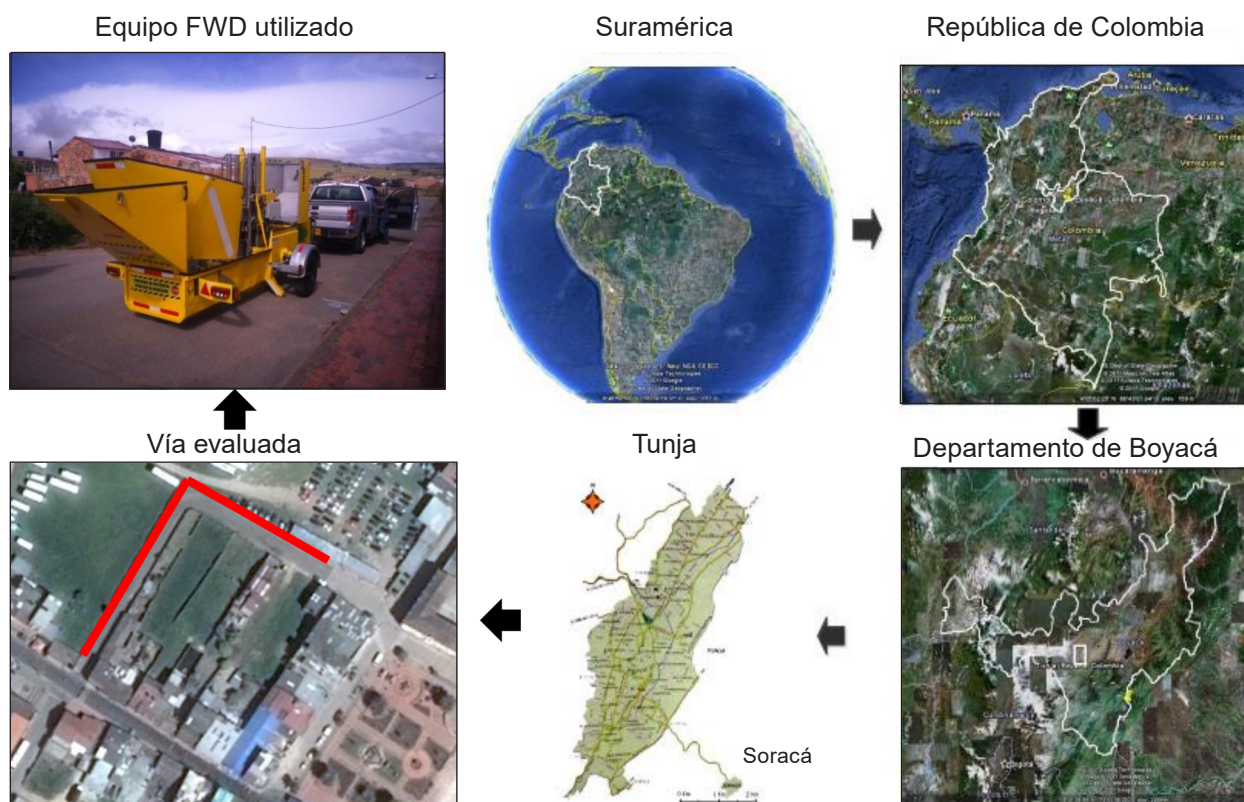
$$A_{UPP} = \frac{(5D_0 - 2D_{30} - 2D_{60} - D_{90})}{2} \quad (55)$$

Donde:  $D_0$  es deflexión central,  $\mu\text{m}$ ,  $D_{30}$  es deflexión a 30 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ ,  $D_{60}$  es deflexión a 60 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ ,  $D_{90}$  es deflexión a 90 cm del centro aplicación de la carga estándar de 40 kN del FWD,  $\mu\text{m}$ .

## 29.5. Resultados y discusión

Los resultados de aplicar los métodos de evaluación estructural consultados se analizarán con la información deflectométrica y geotécnica de una de las secciones homogéneas obtenidas en la evaluación estructural del pavimento de una vía ubicada en el casco urbano del municipio de Soracá-Boyacá.

La figura 29.1 presenta la localización del proyecto, junto con la vía evaluada y el equipo FWD KUAB 250 utilizado.



**Figura 29.3 Localización**

Fuente: elaboración propia.

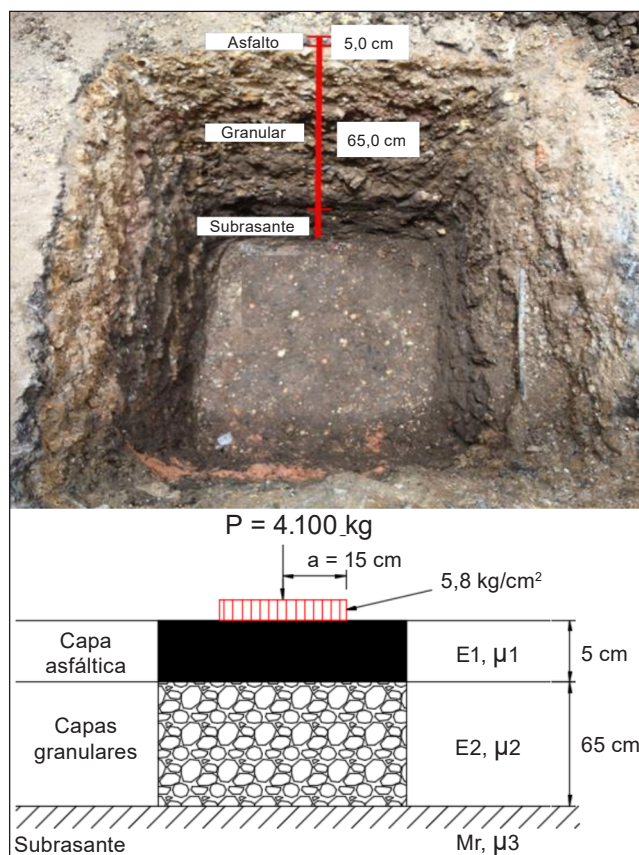
Los datos usados para la evaluación son: carga del deflectómetro,  $P = 4100$  kg; radio de carga,  $a = 15$  cm, presión de contacto;  $q = 5,80$  kg/cm<sup>2</sup>, relación de Poisson de subrasante;  $\mu = 0.50$ , información deflectométrica (ver tabla 29.7) y espesores del pavimento.

**Tabla 29.7. Resultados del ensayo con FWD para la estructura de pavimento flexible analizada**

Sensor	D <sub>0</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>90</sub>	D <sub>120</sub>	D <sub>150</sub>	D <sub>180</sub>
Posición, r	0 cm	30 cm	60 cm	90 cm	120 cm	150 cm	180 cm
Deflexión, Δ	768 μm	285 μm	127 μm	66 μm	45 μm	34 μm	28 μm
	30,25 mils	11,21 mils	4,98 mils	2,60 mils	1,76 mils	1,36 mils	1,10 mils

Fuente: elaboración propia.

La figura 29.4 muestra el perfil de la exploración y el modelo estructural del pavimento flexible evaluado.



**Figura 29.4 Perfil de la exploración y modelo estructural.**

Fuente: elaboración propia.

La tabla 29.8 presenta los resultados de la caracterización de las resistencias de la subrasante y del pavimento, evaluadas mediante el índice número estructural y del conjunto subrasante-pavimento, evaluado mediante el número estructural modificado.

Tabla 29.8. Análisis comparativo de los métodos de evaluación estructural

N.º	Método de determinación	Modulo resiliente de la subrasante retrocalculado, $M_{rr}$		Soporte de California	Número estructural de la subrasante, $SN_{sq}$	Número estructural efectivo del pavimento, $SN_{eff}$		Número estructural modificado, $SNC$	
		Fórmula	Valor (kg/cm <sup>2</sup> )	Valor (%)	Valor	Fórmula	Valor	Fórmula	Valor
<b>CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO CON BASE EN ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS Y DESTRUCTIVOS</b>									
1	Aashto	$M_{rr} = \frac{0,24 \cdot P}{D_r \cdot r}$	1.649	5,44	0,70		$SN_{eff} = 0,0045 \cdot D \cdot \sqrt[3]{E_p}$	3,60	4,30
2	Aashto método II	$M_{rr} = \frac{P \cdot (1 - \mu^2)}{\pi \cdot D_r \cdot r} (0,5 \cdot \mu + 0,875)$	1.807	5,96	0,79		$D_0 = \frac{1,5}{\pi \cdot a} \left\{ \frac{(0,0045 \cdot Hp)^2}{SN_{eff}^3} \right\}$ $\left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{Hp}{a}\right)^2}} \right] + \frac{1}{M_{rr} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{40000 \cdot SN_{eff}^2}{a^2 \cdot M_{rr}^{2/3}}\right)}}$	3,53	4,32
3	Wimsatt	$M_{rr} = \frac{0,192 \cdot P}{D_{r2} \cdot 72}$	1.529	5,04	0,62		$SN_{eff} = 0,0045 \cdot D \cdot \sqrt[3]{E_p}$	3,40	4,02
4	Rohde	$M_{rr} = 10 \frac{\text{Log} \left( \frac{D_{150}}{97480} \right)}{-1,055}$ $M_{rr} = 10^{k_1} \cdot SIS^{k_2} \cdot H_p^{k_3}$	2.283	7,53	1,00		$SN_{eff} = k_1 \cdot SIS^{k_2} \cdot H_p^{k_3}$	2,88	3,88
			1.067	3,52	0,24				3,12
5	Howard	$M_{rr} = 3036 - 1,661D_{150} + 0,0108Hp - 0,015D_0 - 2607,3 \text{Log} D_{90} + 611,3(\text{Log} D_{90})^2$	2.526	8,34	1,09		Si $SN \geq 2,5$ $SN_{eff} = 0,971876 + 0,002543Hp + \frac{785,4524}{D_0 - D_{150}} + \frac{69,9904}{D_{90}}$ Si $SN < 2,5$ $SN_{eff} = 0,884209 + 0,000866Hp + \frac{866,3272}{D_0 - D_{150}} + \frac{22,6561}{D_{90}}$	3,28	4,37
								2,47	3,56
6	Guzmán	-	-	-	-		$SN_{eff} = 1,2 + 7,707 \cdot H_p - 0,0013 \cdot D_0 - 0,00061 \cdot A_{IFP}$	4,70	4,70
<b>CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO CON BASE EN ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS</b>									
7	Romanoschi y Metcalf	$M_{rr} = \frac{P \cdot (1 - \mu^2)}{\pi \cdot D_r \cdot r}$	1.647	5,43	0,70		$SN_{eff} = 6,96 - 0,196 \cdot (\text{Área} - 450 \cdot D_{120})^{0,5}$	3,55	4,25
8	Noureldin	$M_{rr} = \frac{2149}{r_s \cdot D_s}$	1.601	5,28	0,67		$SN_{eff} = \frac{(4 \cdot r_s^2 - 36)^{1/2}}{17,324(r_s \cdot D_s)^{1/3}}$	2,62	3,29
9	Hogg-Yonapave	$M_{rr} = m \cdot \frac{P}{D_0} \cdot I_0^2$	1.318	4,35	0,47		$SN_{eff} = (0,0364 \cdot I_0 \sqrt{M_{rr}}) - 0,5$	1,30	1,77
10	Fhwa-Rd-05-152/Chile-Lukanen	$M_{rr} = \left[ \frac{K \cdot I \cdot P}{I_0 \cdot D_0} \right] \cdot \frac{S_0}{S}$	497	1,64	0,00		$SN_{eff} = \frac{108,17}{D_0^{0,4064} \cdot (1,17 + 63(0,41 + 0,873 \cdot M_{rr})^{0,64})^{0,1984}}$	2,51	2,51
11	Whilst Jameson	$CBR = e^{3,264 - 1,018 \text{Log} D_{90}}$	-	4,10	0,41		$SN_{eff} = 13,47 - 6,47 \text{log} D_0 + 3,697 \text{log} D_{90}$ $SN_{eff} = 1,69 + \frac{842,8}{D_0 - D_{150}} + \frac{42,49}{D_{90}}$ $SN_{eff} = 1,7 + \frac{813}{D_0 - D_{150}} + \frac{39}{D_{90}}$	1,53	1,94
								3,49	3,90
								3,40	3,81
12	Roberts	$CBR = e^{3,264 - 1,018 \text{Log} D_{90}}$	-	4,10	0,41			2,67	3,08
13	Eri-AUPP	$E_n = 22,04 - 3,645 \cdot D_{90} + 0,158 \cdot D_{90}^2$	952	3,14	0,11		$SN_{eff} = 0,0055 \cdot (eE^{1/3}T)^{0,0012} \cdot eE_n \cdot 0,144$	3,07	3,18
14	Asgari	$M_{rr} = \frac{P \cdot (1 - \mu^2)}{\pi \cdot D_r \cdot r} (0,5 \cdot \mu + 0,875)$	1.415	4,67	-		$SNC = a_0 \cdot (D_0)^{k_1}$	2,87	2,87
15	Nueva Zelanda	-	-	-	-		$SNC = 112 \cdot D_0^{-0,5} + 47(D_0 - D_{90})^{-0,5} - 56(D_0 - D_{150})^{-0,5} - 0,4$	3,35	3,35
16	Sudáfrica	-	-	-	-		$SNC = e^{5,12} \cdot BLI^{0,31} \cdot A_{IFP}^{-0,78}$	3,84	3,84

Fuente: elaboración propia.

Para el análisis de la resistencia de la subrasante y la capacidad estructural del pavimento se toman como referente los resultados obtenidos con el método Aashto 1993. Al respecto se comenta lo siguiente:

La aplicación de los métodos de Noureldin y Wimsatt produce resultados de  $M_r$  que se asemejan en orden de magnitud a los obtenidos con Aashto 1993.

Las dos expresiones propuestas por el investigador Rohde producen resultados de  $M_r$  que difieren bastante entre sí, y a su vez, con los resultados obtenidos mediante el método Aashto 1993. Con una expresión los resultados son superiores a los obtenidos con Aashto 1993, y con otras, inferiores.

El método propuesto por Howard produce los resultados más elevados de  $M_r$ . En este estudio, en particular, produjo resultados 50 % mayores que Aashto 1993.

Los métodos basados en el modelo de Hogg producen valores bajos de  $M_r$  respecto a los de Aashto; los resultados obtenidos con FHWA-RD-05-152 son inferiores en más del 50 %. El módulo resiliente con Yonapave es 20 % menor.

Los resultados del número estructural efectivo conseguidos con los métodos de Wimsatt, Aashto NDT II, basados en ensayos NDT y DT, y los métodos de Jameson (con las expresiones modificadas) y Romanoschi y Metcalf, basados únicamente en NDT, se asemejan a los obtenidos al aplicar el método Aashto 1993.

El número estructural obtenido al utilizar los métodos de Rohde (basado en NDT y DT) y Roberts, Noureldin, la expresión propuesta a partir de estudios chilenos y el método Eri -  $A_{UPP}$  (basados en NDT) producen resultados entre 20 y 30 % inferiores a los de Aashto 1993.

El resultado de número estructural más bajo lo produce la utilización del método Yonapave, método basado en NDT. El resultado de SN es 65 % menor a Aashto 1993.

Los métodos basados en NDT y DT producen resultados con menos variabilidad; así lo evidencian los resultados de  $M_r$  y SN obtenidos con los métodos de Aashto 1993, Aashto NDT II, Wimsatt y de Howard. Por esta razón, el número estructural que producen los métodos anteriormente citados es de similar orden de magnitud.

Los métodos NDT presentan diferentes resultados de número estructural modificado; esta condición se da debido a la variabilidad en la estimación del  $M_r$  y SN en cada método.



## **Conclusiones y recomendaciones**

- La resistencia de la subrasante se puede caracterizar mediante el módulo resiliente retrocalculado a partir de la utilización de varios métodos. El método seleccionado para emplearse debe ser aquel que produzca resultados consistentes de acuerdo con el tipo de material presente en la subrasante. La consistencia en los resultados debe ser determinada mediante el reiterado uso de la técnica seleccionada y la experiencia ganada al ser aplicada.
- Existen diversos métodos para evaluar la capacidad estructural de pavimentos flexibles, aplicables en función de la información disponible, que pueden estar en función únicamente de la información del FWD, o valiéndose de los datos del FWD, junto con el registro de los espesores del pavimento.
- Yonapave es un método que le atribuye baja capacidad estructural al pavimento. Los métodos de Nueva Zelanda y Sudáfrica, basados únicamente en NDT, presentan resultados que guardan cierta correspondencia con los obtenidos por los métodos Aashto y de Rohde, los cuales se basan tanto en NDT como DT.
- La capacidad estructural del pavimento en términos del número estructural modificado (SNC) se presenta variable, dependiendo del método utilizado en su determinación. El SNC se ve influenciado por el aporte estructural de la subrasante ( $SN_{sg}$ ), y la resistencia de la subrasante es variable según el método empleado. Por lo expuesto anteriormente, no existe una relación directa entre el número estructural efectivo y el modificado
- Cuando sea posible obtener información de la exploración geotécnica, como espesores de las capas y propiedades de los materiales constituyentes de la estructura de pavimento, es recomendable emplear métodos basados en pruebas invasivas y no invasivas (FWD), principalmente en estudios de evaluación estructural a nivel de proyecto a fin de definir necesidades de refuerzo.
- Los métodos basados únicamente en información del cuenco de deflexiones obtenido mediante FWD son altamente recomendables en estudios de evaluación estructural al nivel de red, con fines de monitorización y para crear modelos de predicción del ciclo de deterioro del pavimento.

- Se recomienda que los métodos de evaluación estructural recopilados en este documento sean implementados en varios proyectos de evaluación de pavimentos, para, de esta manera, validar la tendencia en los resultados obtenidos al aplicar cada uno de ellos, prestando atención a aquellos que se valen únicamente de información del deflectómetro de impacto, por lo útil de su uso en proyectos al nivel de red o fases iniciales de proyectos, al evitar los costos asociados a la exploración geotécnica.

## Referencias

- [1] M. Elseifi, A. Khalek, y K. Dasari, "Implementation of Rolling Wheel Deflectometer (RWD) in PMS and Pavement Preservation", Louisiana Department of Transportation and Development, Final Report FHWA/11.492, Aug, 2012.
- [2] HTC Infrastructure Management Ltda., "Implementation of predictive modelling for Road Management - Establishing Pavement Strength for Use with dTIMS", First Revision, Report DT/99/07-2, Nueva Zelanda, 2000.
- [3] G.T. Rohde, "Determining Pavement Structural Number from FWD Testing", Transportation Research Record 1448, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1994.
- [4] Aashto, *Guide for Design of Pavement Structures*, Washington, DC:US., American Association of State Highway and Transportation Officials, 1993.
- [5] H. Schnoor, E. Horak, "Possible Method of Determining Structural Number for Flexible Pavement with the Falling Weight Deflectometer", in *31th SACT Southern African Transport Conference*, Pretoria, Sudáfrica, 2012, pp.94-109.
- [6] Z. Zhang, G. Claros, L. Manuel, y I. Damnjanovic, "Evaluation of the Pavement Structural Condition at Network Level Using Falling Weight Deflectometer (FWD) Data". In *82nd Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC:US., 2003.
- [7] C. Higuera, "Caracterización de la resistencia de la subrasante con la información del deflectómetro de impacto", en *Revista Facultad de Ingeniería, Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia*, Tunja. ISSN 0121-1129, Vol 29, n.º 28, pp. 73-92, 2010.
- [8] SOUTH AFRICA, *South African National Roads Agency Ltda, South African Pavement Engineering Manual*. Chapter 10. Pavement Design, Section 7, 2013.
- [9] E. A. Guzmán, "Parámetros Cualitativos del Cuenco de Deflexiones en la Evaluación Estructural de Pavimentos Flexible", En *Memorias de VII Semana Técnica de Asfalto*. Bucaramanga, Colombia, 2016.
- [10] FHWA, "Development of a New Methodology for Characterizing Pavement Structural Condition for Network Level Application", Federal Highway Administration, Report No. FWHA/TX-04/0-4322-1, Agu, 2003.

- [11] S. Noureldin, K. Zhu, D. Harris, and S. li, "Non-Destructive Estimation of Pavement Thickness, Structural Number and Subgrade Resilience Along INDOT Highways", Indiana Department of Transportation, Final Report FHWA/IN/JTRP-2004/35, May 2005.
- [12] L. Crook, R. Montgomery, y W. Guthrie, "Using Falling Weight Deflectometer Data for Network Level Flexible Pavement Management". In *91st Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC:US, 2012.
- [13] E. A. Guzmán, "Evaluación estructural de pavimentos flexibles a partir de información tomada con deflectómetro de impacto". En *XVII Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos*. Medellín, 2009.
- [14] P. M. Del Águila, "Determinación del módulo resiliente del suelo de fundación mediante método mecanístico-empiricista (método Hogg simplificado)", en *XIV Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto*, La Habana, Cuba, 2007.
- [15] M. S. Hoffman, "Direct method for evaluating structural needs of flexible pavement with falling weight deflectometer deflection", *Transportation Research Record* 1860. Washington, D.C:US, 2003, pp.41-47
- [16] R. Gaete, C. Fuente, y S. Valverde, "Uso del deflectómetro de impacto para la evaluación estructural de recarpados asfálticos sobre pavimentos de hormigón". Gauss S. A., Chile, 2000
- [17] E. O. Lukanen, "Pavement Rehabilitation Selection, Final Report", Minnesota Department of Transportation, Report n.º MN/RC 2008-06, January 2008.
- [18] COST. "COST 336 Falling Weight Deflectometer - Information Gathering Report -Task Group 2- FWD at Network Level", European Cooperation in Science and Technology, Final Draft Report, March 1998.
- [19] J. Crovetti, "Development of Rational Overlay Design Procedure for Flexible Pavement", Milwaukee, Wisconsin, Marquette University, Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering. 2005
- [20] E. Horak, A. Hefer, J. Maina, y S. Emery, "Structural Number Determined with the Falling Weight Deflectometer and Use as Benchmark Methodology", In *International Conference on Civil Engineering, Energy and Environment*. Hong Kong, pp. 26 -36, 2014.
- [21] G. Salt, y D. Stevens, "Pavement Performance Prediction - Determination and Calibration of Structural Capacity (SNP)". En *20th ARRB Transport Research Conference*. Victoria. Australia, 2001.



# Reflexiones y experiencias sobre la calibración del modelo HDM-4: caso chileno

Mauricio Salgado  
Miguel Valdés  
David Saldaña M  
Robinson Lucero

Resumen	663
Introducción	664
30.1. La herramienta de gestión HDM-4	665
30.2. Metodología de calibración del HDM-4 empleada en Chile	667
30.2.1. Descripción de la metodología de calibración de los modelos de deterioro de pavimentos (RD) empleada en el estudio	667
30.3. Análisis de resultados de la calibración de modelos de deterioro de pavimentos (RD)	674
Conclusiones y recomendaciones	683
Agradecimientos	683
Referencias	684

***Mauricio Salgado***

Magíster, Pontificia Universidad Católica de Chile. Vinculado al Instituto del Cemento y el Hormigón, Chile. Gerente de Gesinfra Consultores, Chile. Correo electrónico: msalgado@gesinfra.cl

***Miguel Valdés***

Ingeniero Civil, Universidad de Chile, especialista en Evaluación de Proyectos Viales y Gestión de la Conservación y Mejoramiento de Activos de Infraestructura Viales. Jefe del Departamento de Gestión Vial de la Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas, Chile. Correo electrónico: miguel.valdes@mop.gov.c

***David Saldaña***

Magíster, Pontificia Universidad Católica de Chile. Gerente Técnico, APSA, Colombia. Correo electrónico: dsaldana@apsacolombia.co

***Robinson Lucero***

Magíster, Cedex en España. Gerente general, APSA Gestión de Infraestructura, Chile. Correo electrónico: rlucero@apsa.cl

## Resumen

La Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas de Chile (MOP) ha venido trabajando con el HDM-4 (Highway Development Management model) desde hace varios años, especialmente a través del Departamento de Gestión Vial. En este sentido, una de las labores realizadas por el MOP ha consistido en llevar a cabo a lo largo del tiempo y periódicamente procesos conducentes a la respectiva calibración de los modelos que componen el HDM-4. El presente trabajo hace referencia al más reciente proceso de calibración finalizado a comienzos del año 2018, el cual se desarrolló motivado por la necesidad del MOP de contar con resultados confiables para una gestión al nivel de red de la vialidad apoyados en HDM-4, y se consideran los cambios a lo largo del tiempo del contexto vial chileno, consecuencia de aspectos tales como la modificación en la conformación y configuración del parque vehicular del país o los cambios en las características de los pavimentos en servicio, entre otros temas, sumados a la actualización del HDM-4 hasta la versión actualmente vigente del *software* (Versión 2.10). El documento incluye algunas consideraciones técnicas necesarias en este tipo de estudios, producto de la experiencia de años de trabajo en el tema y en especial de los resultados alcanzados a partir de la más reciente calibración de los modelos de deterioro de pavimentos para el caso de Chile. Se incluye, además, la descripción metodológica del trabajo realizado, acompañada de la interpretación de los resultados obtenidos dentro del contexto del caso específico chileno, con miras a contribuir al desarrollo de estudios similares en otros países.

**Palabras clave:** HDM-4; calibración de modelos de deterioro.

## Introducción

La Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas de Chile (MOP) ha venido trabajando con el HDM-4 (Highway Development Management model) desde hace varios años, especialmente a través del Departamento de Gestión Vial, área encargada de gestionar la información, análisis y estudios que se realizan con la herramienta en la Dirección de Vialidad de Chile. En este sentido, una de las labores realizadas ha consistido en llevar a cabo a lo largo del tiempo y periódicamente procesos conducentes a la respectiva calibración de los modelos que componen el HDM-4, con miras a lograr un mejor ajuste y una mayor confiabilidad de los análisis que se realicen mediante el uso del *software* en Chile [1].

El presente trabajo hace referencia al más reciente proceso de calibración finalizado a comienzos del año 2018, el cual se desarrolló motivado por la necesidad del MOP de contar con resultados confiables para una gestión al nivel de red con el HDM-4, considerando los cambios a lo largo del tiempo del contexto, consecuencia de aspectos tales como la modificación en la conformación de la flota vehicular o los cambios en las características de los pavimentos en servicio, entre otros aspectos, que sumados a la actualización del HDM-4 hasta la versión del *software* actualmente vigente (Versión 2.10), obligaban a que fuera preciso calibrar nuevamente el HDM-4 a las condiciones particulares de Chile [2].

El documento incluye algunas consideraciones y conclusiones relacionadas con los aspectos a considerar en este tipo de estudios, así como la descripción metodológica del trabajo realizado y concluido recientemente en Chile, producto de la experiencia de años de trabajo en el tema y en especial de los resultados alcanzados a partir de la más reciente revisión y actualización de la calibración de los modelos de deterioro de pavimentos para el caso de Chile. Además, el trabajo incluye la interpretación de los resultados obtenidos dentro del contexto del caso específico chileno, con miras a contribuir al desarrollo de estudios similares en otros países.

El estudio de calibración recientemente finalizado en Chile estuvo compuesto básicamente por dos grandes partes principales: la primera, consistente en la calibración de los modelos de deterioro de pavimentos (RD), y la segunda la calibración de los modelos de costo de operación vehicular (COV). Como denominador común el estudio contempló la respectiva actualización en

la definición de la flota vehicular vigente y representativa para Chile para los estudios y análisis que con HDM-4 se realizan en el Ministerio de Obras Públicas (MOP), entidad que, además era ejecutor del estudio, y el Ministerio de Desarrollo Social (MDS) para los análisis de proyectos de infraestructura vial en la fase de pre-inversión. El presente trabajo se centra exclusivamente en lo relacionado con la calibración de los modelos de deterioro de pavimentos flexibles y rígidos.

### 30.1. La herramienta de gestión HDM-4

El HDM-4 (Highway Development Management) es un *software* ampliamente reconocido y empleado al nivel internacional, el cual fue diseñado para ser aplicado como un instrumento de soporte para la toma de decisiones en materia de gestión de infraestructura vial. HDM-4 está compuesto por modelos (de deterioro y costos de operación vehicular, entre otros) y herramientas de análisis que permiten la evaluación técnica y económica de redes viales [3]. En la actualidad y para la fecha del estudio de calibración realizado se encuentra vigente la versión 2.10 del *software*.

En síntesis, el HDM-4 permite evaluar tanto el comportamiento de un tramo o una red de carreteras dentro de un determinado contexto y sujeto a una solicitud por tránsito, sujeto a diferentes escenarios determinados bien por sus propias características y/o por los estándares que se apliquen para su conservación y/o mejoramiento durante un período de análisis dado, a partir del resultado de la modelación del deterioro y los efectos de las intervenciones que permite simular lo que sucede en el tiempo en cada uno de los escenarios estudiados.

A su vez, el HDM-4 es capaz de evaluar también la incidencia en los costos para la administración de las acciones y trabajos de intervención que se adopten en un escenario específico, calculando en paralelo los efectos que tiene la evolución de su deterioro y nivel de servicio en los usuarios a través de la estimación de los costos de operación vehicular y la incidencia en los costos de usuario que tienen los tiempos de viaje, de modo que a partir de los resultados arrojados por estas modelaciones sea posible la deducción de indicadores de rentabilidad social asociados a las alternativas y escenarios que sean objeto de estudio al ser aplicados en la gestión de un tramo o una red de carreteras [4].

Para lograr estos cometidos, el HDM-4 cuenta con una serie de conjuntos de algoritmos de cálculo con los cuales se hacen estas estimaciones; al conjunto de modelos para simular el deterioro del pavimentos y a los efectos de los trabajos se les conoce como modelos RDWE (Road Deterioration and Works Effects), los cuales permiten simular la tendencia y evolución de algunos deterioros típicos de los pavimentos, modelos RD, así como a los efectos de determinadas acciones de mantenimiento que se apliquen a ellos, modelos WE. Una adecuada y certera modelación del deterioro de un pavimento permite describir la tendencia de comportamiento real que podría presentar una estructura, y con ello poder estimar con la suficiente certidumbre las necesidades y momentos de intervención que ellos puedan requerir en un determinado período de análisis, de acuerdo con el nivel de sollicitación del que sean objeto [5].

De otro lado, los modelos que permiten estimar los efectos y costos sobre los usuarios son los denominados modelos RUE (Road User Effects), dentro de los que se incluyen los modelos de costo de operación vehicular COV (Vehicle Operating Cost –VOC–) y los costos de tiempo de viaje CTV [6]. En general, los modelos RUE parten de estimar las condiciones de circulación de los vehículos en el tramo o red de carreteras objeto de estudio, de modo que a partir de las características de la vía en relación con la demanda de tránsito que manejen se deducen las velocidades a las que transitarían los vehículos, para que a partir de ello se deduzcan los consumos de insumos operacionales (combustible, lubricantes, neumáticos, etc.) y los costos que para los usuarios implican estos consumos mediante los modelos COV (VOC) en cada uno de los escenarios y contextos donde se evalúen; de manera similar, a partir de las velocidades de circulación a las que se recorran determinadas distancias (con el tiempo que en cada caso ello implica) y los costos de tiempo de viaje de los usuarios de los tipos de vehículos que componen el parque vehicular que se considere en los análisis, se estiman los costos por concepto de tiempo de viaje.

A pesar de que las ecuaciones que componen los modelos RDWE y los RUE son empleadas en forma común a nivel mundial y cuentan con reconocimiento y aceptación por parte de entidades y expertos internacionales, se reconoce la necesidad de llevar a cabo estudios que conduzcan a un mejor ajuste de los resultados obtenidos de las modelaciones, mediante estudios de calibración que contribuyan a aumentar la confiabilidad de los modelos del HDM-4 a la realidad local existente en un país o región donde se utilice la herramienta [7].

## 30.2. Metodología de calibración del HDM-4 empleada en Chile

### 30.2.1. Descripción de la metodología de calibración de los modelos de deterioro de pavimentos (RD) empleada en el estudio

La metodología que se implementó en el presente estudio para la calibración de modelos de deterioro de pavimentos para el caso de Chile fue, en general, la misma que se ha empleado en estudios previos, la cual es conocida como “la metodología de las ventanas”, y consiste en conformar una curva de comportamiento en el tiempo con los datos de mediciones de deterioro pertenecientes a tramos con pavimentos de características muy similares (en estructura, sollicitación y localización geográfica), pero con edades diferentes, de modo que se pueda comparar la tendencia que presentan dichos registros, frente al comportamiento futuro proyectado que se obtendría al modelar en HDM-4 un pavimento similar al existente, en los tramos pertenecientes al escenario o categoría que se pretende representar.

Una vez se verifica si las diferencias observadas al comparar ambas curvas (datos medido versus datos modelados), para cada tipo de deterioro, son aceptables o no dentro de un cierto nivel de tolerancia, de acuerdo con el nivel de gestión donde se pretenda aplicar y utilizar la información derivada de HDM-4, se podrá establecer la necesidad y justificación de calibrar o no el HDM-4 para un determinado deterioro de un escenario o categoría en particular. Para ello, se debió verificar que la colección de datos que se estaba comparando contaba con una aceptable precisión que le entregara legitimidad al ejercicio; además, se debió chequear que no existía algún tipo de sesgo en los pronósticos que justificara un ajuste del modelo de deterioro correspondiente del HDM-4 a través de los factores de calibración  $K_i$ , siendo la idea adoptar para los factores de calibración, aquellos valores que reducen al mínimo las diferencias entre los datos predichos frente a los observados [7].

Es importante mencionar que la aplicación de la metodología de las ventanas exige llevar a cabo previamente la identificación y selección de los escenarios o categorías que serán objeto de un proceso de calibración, para poder repetir todo este proceso para cada una de estos escenarios o categorías. Para ello se diseña una matriz factorial de escenarios o categorías a partir de los distintos casos y situaciones típicamente representativas del país, según la localización geográfica, estructura del pavimento y nivel de tránsito presente en cada uno de estos escenarios. El diseño de la matriz factorial de la metodología de calibración de los modelos de deterioro de pavimentos



está basado principalmente en la intención de identificar las categorías más representativas presentes en Chile, y definir el espacio muestral suficiente para cada una de dichas categorías, de modo que el volumen de datos sea suficiente para garantizar la confiabilidad que respalde los factores resultantes en dicho proceso de calibración.

Del proceso de clasificación de las secciones homogéneas de carretera de la red vial nacional pavimentada de Chile, en las diferentes categorías definidas por la combinatoria de los parámetros indicados en la tabla 30.1, se obtiene como resultado que para el caso de los pavimentos flexibles el 69,4 % de los kilómetros existentes con este tipo de pavimento se encuentran presentes en veinticuatro categorías, mientras que para el caso de los pavimentos rígidos aproximadamente el 85,2 % de los kilómetros se encuentran contenidos en ocho categorías.

Por lo tanto, a partir de este resultado el estudio concentró sus esfuerzos en el ajuste y la calibración de estos escenarios, considerados típicos y representativos del país. Los escenarios que no fueron incluidos o cubiertos se recomienda ajustarlos en el futuro conforme a su similitud con las tendencias observadas en los factores de calibración de las categorías principales calibradas en el estudio (tablas 30.2, 30.3 y 30.4).

El procesamiento de datos contemplaba una evaluación inicial de los datos recopilados con miras a identificar anomalías de información que pudieran distorsionar el resultado de la calibración debido a incongruencias en la base de datos. Posteriormente, para comparar los datos modelados con los datos medidos, se realizó una parametrización de las categorías a calibrar, con miras a poder alimentar en HDM-4 el escenario a representar y efectuar los análisis y modelaciones correspondientes, de modo de obtener los valores de deterioro a comparar con los valores medidos en terreno. Estos resultados son primordiales para la etapa de calibración. Una vez los datos hayan sido debidamente depurados y las curvas de deterioro modeladas, se puede iniciar el proceso de calibración.

Una vez se cuenta para cada tipo de deterioro en cada una de las categorías a evaluar con la información medida y modelada, se hace necesario verificar si el problema a enfrentar es de precisión o sesgo. Si el problema es de sesgo (es decir, se puede ver una regresión lineal en los datos medidos) se procede a calibrar; por el contrario, si el problema es de precisión (existe una dispersión excesiva de puntos sin una tendencia lineal o una baja precisión) se deberá buscar herramientas de corrección admisibles que permitan recuperar la cate-



goría en análisis. Por lo tanto, un análisis que era necesario realizar consistió en determinar si para la categoría y deterioro objeto de análisis el modelo de deterioro de HDM-4 entregaba una adecuada representación de lo que sucede en la realidad cuando se modelaba usando un factor de calibración  $K_1$  por defecto (normalmente igual a 1).

Para ello se comparaban los datos de las mediciones disponibles con los resultados que para la misma edad del pavimento entregaría el HDM-4, de modo de poder deducir si estadísticamente era una adecuada representación con lo cual no ameritaría desde esta perspectiva un mayor ajuste el modelo en este caso. De otro lado de existir diferencias era preciso identificar si la diferencia se debía a un problema en la calidad de los datos (precisión) o si, por el contrario, aunque pudiera existir una tendencia evidente la misma

**Tabla 30.1. Diseño Matriz Factorial para calibración de modelos de deterioro de pavimentos**

<i>Pavimento</i>	<i>Climas</i>	<i>Ee/día</i>	<i>Capacidad estructural*</i>
Flexible	Norte - Costa		
	Norte - Altiplano		
	Centro - Costa	Muy alto > 26.940	
	Centro - Valle Central	Alto [8.980-26.940]	Alta
	Centro - Cordillera	Medio [2.695-8.980]	Media
	Sur - Costa	Bajo [720-2.695]	Baja
	Sur - Valle Central	Muy bajo < 720	
	Sur - Cordillera		
	Austral Cordillera + Chiloé		
	Austral Pampas		
Rígido	Norte - Costa		
	Norte - Cordillera		
	Centro - Costa	Alto > 26.940	Alta
	Centro Sur - Valle Central	Medio [4.490-26.940]	Media
	Centro Sur - Cordillera	Bajo [0-4.490]	Baja
	Sur - Costa		
	Austral + Chiloé		

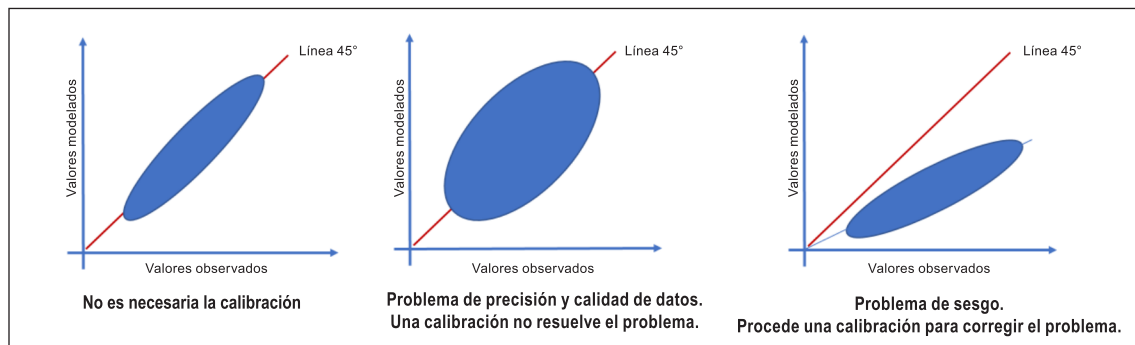
\* Pavimentos flexibles: SNP; Pavimentos de hormigón: tentativamente se propone espesor y/o vida remanente

presentaba un sesgo respecto de los que deberían presentarse en realidad, por lo cual se requiere un ajuste a través de factores de calibración, tal como se explica en la figura 30.1.

**Tabla 30.2. Categorías representativas a calibrar en pavimento flexibles**

Código de categoría	Clasificación	Clima - Tránsito - Capacidad estructural	% de km del total de la red vial de Chile	% de km acumulado
AMA006	C - VC - TB - CA	Centro - Valle Central - Tránsito Bajo - Capacidad Alta	6,6 %	6,6 %
AMA001 ARE009	N - A - TB - CA	Norte - Altiplano - Tránsito Bajo - Capacidad Alta	5,9 %	12,5 %
AMA003	N - A - TMb - CA	Norte - Altiplano - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Alta	5,0 %	17,5 %
AMA007	C - VC - TMb - CA	Centro - Valle Central - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Alta	5,0 %	22,5 %
ATS021	C - VC - TB - CB	Centro - Valle Central - Tránsito Bajo - Capacidad Baja	4,0 %	26,5 %
ATS015	N - A - TMb - CB	Norte - Altiplano - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Baja	3,6 %	30,1 %
ATS022	C - VC - TMb - CB	Centro - Valle Central - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Baja	3,5 %	33,6 %
ATS024	S - VC - TMb - CB	Sur - Valle Central - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Baja	3,4 %	37,0 %
AMA002	N - A - TM - CA	Norte - Altiplano - Tránsito Medio - Capacidad Alta	2,9 %	39,9 %
ARE012	S - VC - TB - CA	Sur - Valle Central - Tránsito Bajo - Capacidad Alta	2,8 %	42,7 %
ARE011	C - VC - TM - CM	Centro - Valle Central - Tránsito Medio - Capacidad Media	2,8 %	45,5 %
ATS016	N - A - TMb - CM	Norte - Altiplano - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Media	2,7 %	48,2 %
ATS013	N - A - TB - CB	Norte - Altiplano - Tránsito Bajo - Capacidad Baja	2,6 %	50,8 %
AMA008	S - VC - TMb - CA	Sur - Valle Central - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Alta	2,5 %	53,3 %
ATS014	N - A - TB - CM	Norte - Altiplano - Tránsito Bajo - Capacidad Media	2,4 %	55,7 %
ATS023	S - VC - TB - CB	Sur - Valle Central - Tránsito Bajo - Capacidad Baja	2,3 %	58,0 %
AMA004	C - Cs - TB - CA	Centro - Costa - Tránsito Bajo - Capacidad Alta	2,0 %	60,0 %
ATS017	N - Cs - TMb - CB	Norte - Costa - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Baja	2,0 %	62,0 %
ARE010	C - VC - TB - CM	Centro - Valle Central - Tránsito Bajo - Capacidad Media	1,7 %	63,7 %
ATS018	N - Cs - TMb - CM	Norte - Costa - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Media	1,6 %	65,3 %
AMA005	C - Cs - TMb - CA	Centro - Costa - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Alta	1,4 %	66,7 %
ATS020	C - Cs - TMb - CB	Centro - Costa - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Baja	1,4 %	68,1 %
ATS019	C - Cr - TMb - CB	Centro - Cordillera - Tránsito Medio y Bajo - Capacidad Baja	1,3 %	69,4 %

Fuente: elaboración propia.

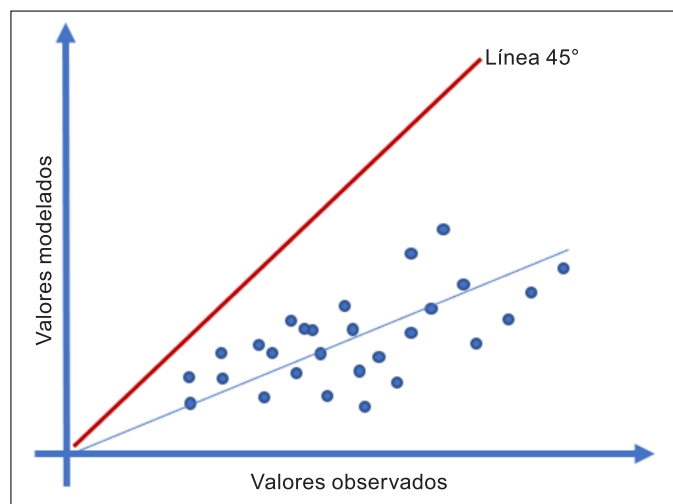


**Figura 30.1. Chequeo de la tendencia de los valores observados versus valores modelados en HDM-4 con  $K_{pi} = 1$**

Fuente: elaboración propia.

A partir de las tendencias observadas en los gráficos de este tipo para cada uno de los deterioros y categorías analizados era posible concluir si era pertinente la calibración, así como determinar si los modelos respecto a la realidad eran más lentos o más acelerados.

En la figura 30.2 se puede notar la comparación de valores observados versus valores modelados en el HDM-4 con  $K_i = 1$  para un caso donde procede llevar a cabo una calibración, dado que se presenta un evidente caso de sesgo. Adicionalmente, a partir de esta tendencia es posible identificar si el modelo es más lento o más rápido en el desarrollo de un determinado deterioro; en el ejemplo de la figura el modelo siempre presenta valores más bajos que lo observados por lo que corresponderá acelerarlo mediante un factor de calibración  $K_i$ .



**Figura 30.2. Comparación de valores observados versus valores modelados en HDM-4 con  $K_i = 1$  para un caso donde procede llevar a cabo una calibración**

Fuente: elaboración propia.

Para evitar la subjetividad en el análisis y valoración de esta representación se determina el coeficiente de correlación ( $R^2$ ), el cual debe tener valores sobre 0,5 para ser considerada aceptable la calidad de los datos, permitiendo con ello chequear lo anterior mediante la ecuación 1 que se muestra a continuación:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (X_{est_i} - X_{obs_i})^2}{\sum (X_{obs_i} - X_m)^2} \quad (1)$$

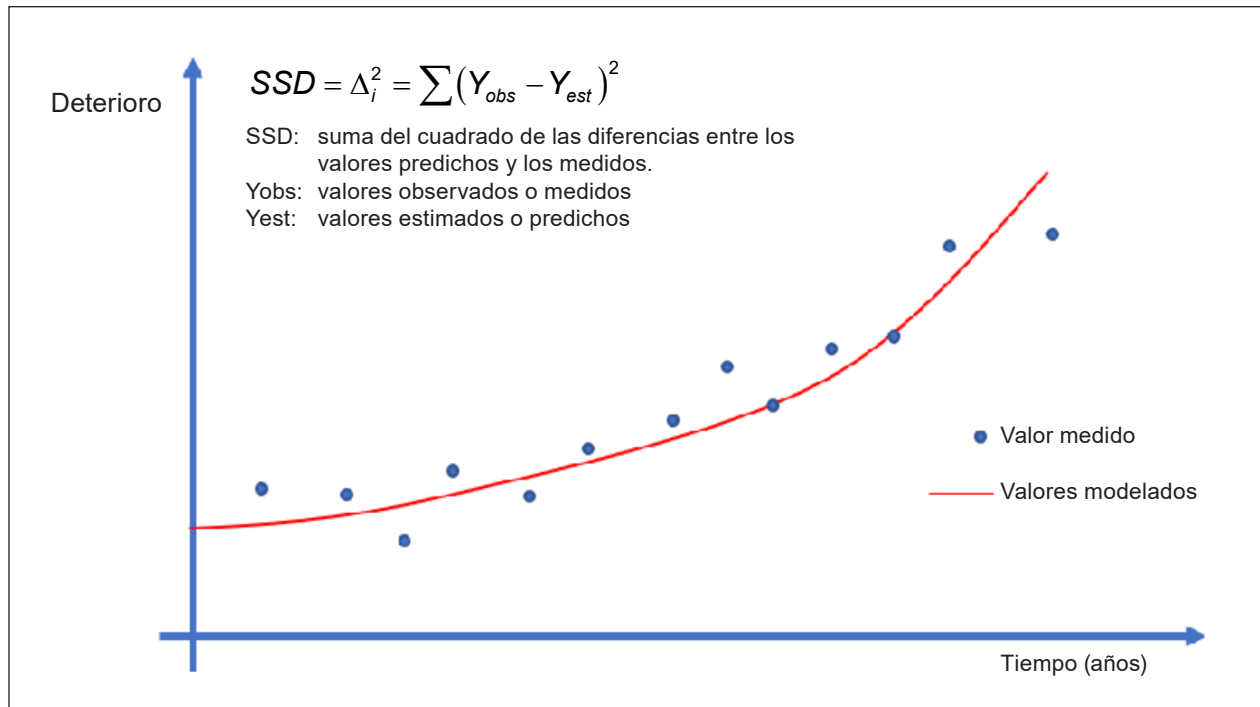
Si existiese el caso donde no haya una forma admisible de disminuir y/o corregir el problema de precisión, se mantienen los valores de calibración por defecto ( $K_i=1$ ) para evitar efectos adversos en los otros modelos de calibración dependientes del modelo en estudio. Luego de la calibración de todos los modelos de deterioro se procede a evaluar los modelos de rugosidad IRI. Este modelo depende de los modelos de deterioro calibrados y deberá ser el último en calibrar.

El ajuste de las curvas y la calibración se realizan mediante la minimización de la suma de los cuadrados de las diferencias de los datos estimados y los observados (SSD, Sum of Squared Differences). El minimizar el valor de SSD conlleva una reducción del error medio de estimación que permita encontrar el factor de calibración correspondiente, que asegure el mejor ajuste de la curva de deterioro y, por ende, la calibración del modelo de comportamiento analizado.

Para poder identificar objetivamente la diferencia entre los valores promedio de deterioro observados en terreno versus los entregados por el HDM-4, se hace un análisis de mínimos cuadrados, con miras a lograr el mejor ajuste de las curvas de deterioro modelado en el HDM-4 respecto de los datos que representan el comportamiento real, mediante la minimización de la suma de los cuadrados de las diferencias de los datos estimados y los observados (SSD, Sum of Squared Differences), (ver figura 30.3).

En síntesis, se intenta minimizar la suma de cuadrados de las diferencias, encontrando el valor óptimo de  $K_i$  que logra este propósito, siendo precisamente el resultado de la calibración para cada tipo de deterioro en cada uno de los escenarios o categorías considerados como los más representativos y frecuentes en la matriz factorial.

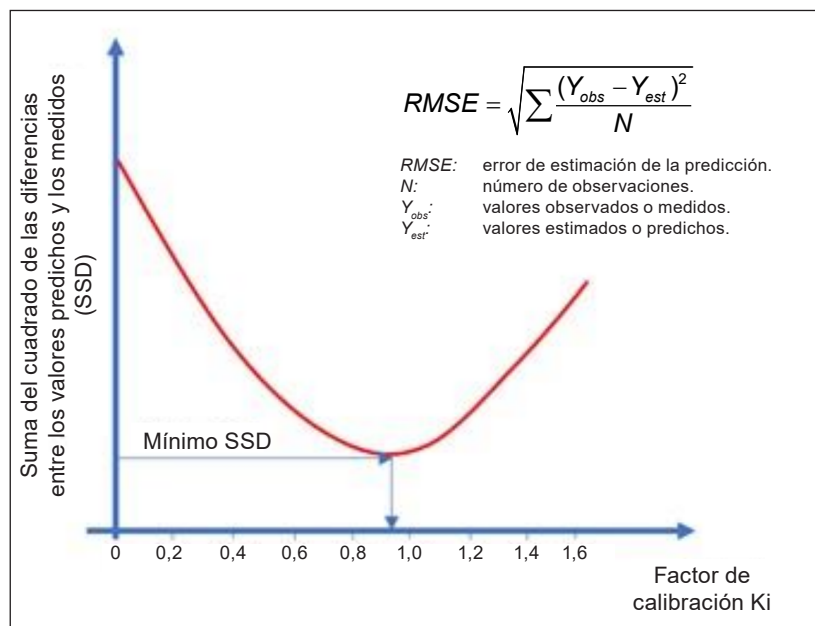
El minimizar el valor de SSD conlleva una reducción del error medio de estimación (RMSE) que permita encontrar el factor de calibración correspondiente, que asegure el mejor ajuste de la curva de deterioro, y por ende la calibración del modelo de comportamiento analizado (ver figura 30.4).



**Figura 30.3. Minimización de la suma de los cuadrados de las diferencias entre valores estimados y medidos**

Fuente: elaboración propia.

Finalmente, se determina el coeficiente de correlación (R2) con el  $K_1$  óptimo para poder evaluar objetivamente el aporte a la calibración con el valor ajustado.



**Figura 30.4. Perfil de la exploración y modelo estructural**

Fuente: elaboración propia.

### 30.3. Análisis de resultados de la calibración de modelos de deterioro de pavimentos (RD)

A continuación, se presentan los resultados obtenidos a partir de la aplicación de la metodología de calibración, para cada uno de los deterioros que contempla el HDM-4, en cada una de las categorías de la matriz factorial determinadas como representativas de los pavimentos flexibles y de hormigón en Chile.

#### 30.3.1. Análisis de resultados de la calibración de los modelos de deterioro de pavimentos (RD) para el caso de pavimentos flexibles

Inicialmente se llevó a cabo un proceso de análisis y calibración de los pavimentos flexibles comenzando con la determinación de los factores de calibración de los modelos de inicio ( $K_{cia}$ ) y progresión ( $K_{cpa}$ ) del agrietamiento total. En la tabla 30.4 se observan los resultados obtenidos junto con los correspondientes valores de SSD y RMSE (Root-Mean-Square Error) resultantes en cada caso. Posteriormente, se procedió a determinar los factores de calibración de los modelos de inicio ( $K_{ciw}$ ) y progresión ( $K_{cpw}$ ) del agrietamiento ancho, pudiéndose observar en la tabla 30.5, junto con los correspondientes valores de SSD y RMSE resultantes en cada caso.

Después de la calibración de los modelos de grietas totales y anchas, se calibraron los modelos de pérdida de áridos y baches; en especial, estos últimos revistieron gran dificultad por cuanto la base de datos de mediciones de deterioro no entregaba la suficiente información como para deducir si la inexistencia de baches que en general se reportaba era debida a que no se presentaban o a que los que pudieran haber existido habían sido reparados. En paralelo con el agrietamiento se determinaron los respectivos factores de calibración para el ahuellamiento promedio (densificación inicial ( $K_{rid}$ ), efecto del agrietamiento ( $K_{rst}$ ) y deformación plástica ( $K_{rpd}$ ) y la desviación estándar del ahuellamiento ( $K_{rds}$ ). Los respectivos resultados se encuentran en la tabla 30.6, junto con los correspondientes valores de SSD y RMSE resultantes en cada caso. Una vez se ha calibrado la totalidad de los deterioros de los pavimentos flexibles para cada categoría, se procedía a la determinación de los correspondientes factores de calibración para el modelo del IRI ( $K_{gm}$ ,  $K_{gs}$ ,  $K_{gc}$ ,  $K_{gr}$  y  $K_{gp}$ ), los que se encuentran en la tabla 30.7.

Al analizar los resultados obtenidos vale la pena mencionar que el ajustar el modelo de inicio permitió que en la mayoría de los casos no fuese necesario un mayor cambio en el factor de calibración del factor de progresión, respecto al valor por default igual a 1 del HDM-4.

Para el caso del factor  $K_{cia}$  es difícil determinar un patrón único para este factor, a pesar de que en la mayoría de las categorías su valor fue inferior a la unidad, lo que permitiría inferir que para un adecuado ajuste del modelo lo recomendable con este valor es adelantar el inicio de agrietamientos totales para poder simular la situación observada en la realidad.

Asimismo, los casos donde el valor de  $K_{cia}$  fue superior a la unidad estaban en el centro y sur del país. Como caso particular, se destacaría que el valor de  $K_{cia}$  en algunas categorías de sobrecarpetas debió reducirse significativamente para lograr representar de mejor manera el inicio real del agrietamiento total. En este sentido, vale la pena mencionar que una de las suposiciones para la modelación fue el no considerar la existencia de un agrietamiento previo bajo la sobrecarpeta. En cuanto al factor  $K_{cpa}$ , tal y como se mencionó, debido a la incidencia del ajuste del factor de inicio de grietas totales, no se requirió en la mayoría de los casos efectuar ajustes significativos; de allí que muchos valores de dicho factor sean muy cercanos a la unidad o derechamente iguales a 1. Al analizar el agrietamiento ancho se encontró una situación similar a la del agrietamiento total, en cuanto a que el ajuste del modelo de inicio y su respectivo factor el  $K_{ciw}$ , contribuía a no tener que hacer cambios significativos en el factor de calibración del modelo de progresión  $K_{cpw}$ , el cual en muchas categorías se mantuvo cercano a la unidad. En la mayoría de las categorías, el valor de  $K_{ciw}$  fue inferior a la unidad o muy cercano a uno, salvo en algunos sobrecarpeta donde este valor fue superior a 1.

**Tabla 30.4. Factores de calibración y errores de estimación del modelo de agrietamiento total**

<i>Categoría</i>	<i>Clasificación</i>	$K_{cia}$	<i>SSD</i>	<i>RMSE</i>	$K_{cpa}$	<i>SSD</i>	<i>RMSE</i>
AMA001	N-A TB CA	0,73	3.346,62	5,84	0,94	3.328,29	5,83
AMA002	N-A TM CA	0,75	305,52	4,01	0,94	302,44	3,99
AMA003	N-A TMb CA	0,59	175,53	2,55	0,96	173,36	2,53
AMA004	C-CS TB CA	1,53	53,66	2,77	0,96	52,81	2,75
AMA005	C-CS TMb CA	0,73	97,88	2,06	1,00	97,88	2,06
AMA006	C-VC TB CA	1,66	785,65	4,74	0,69	307,98	2,97
AMA007	C-VC TMb CA	0,98	127,97	2,31	0,98	127,39	2,30
AMA008	S-VC TMb CA	0,97	2.866,24	9,32	0,99	2.862,24	9,31
ARE009	N-A TB CA	0,55	19.640,57	15,20	0,96	0,00	0,00
ARE010	C-VC TB CM	0,17	76,31	3,30	1,00	76,31	3,30
ARE011	C-VC TM CM	0,09	225,40	5,00	0,97	204,04	4,76
ARE012	S-VC TB CA	1,50	284,97	2,36	1,00	284,97	2,36
ATS013	N-A TB CB	0,35	264,21	2,35	1,00	264,21	2,35
ATS014	N-A TB CM	1,00*	n/d	n/d	1,00*	n/d	n/d
ATS015	N-A TMb CB	0,86	13,21	1,05	1,00	13,21	1,05
ATS016	N-A TMb CM	0,64	672,15	2,40	1,00	672,15	2,40
ATS017	N-CS TMb CB	0,97	32,70	1,14	0,98	32,68	1,14
ATS018	N-CS TMb CM	1,00	32,18	1,42	1,00	32,18	1,42
ATS019	C-Cr TMb CB	0,67	3.919,17	9,13	1,05	3.818,95	9,01
ATS020	C-CS TMb CB	1,00	19,47	1,14	1,00	19,47	1,14
ATS021	C-VC TB CB	1,03	4,81	0,46	1,00	4,81	0,46
ATS022	C-VC TMb CB	0,45	81,29	1,17	1,00	81,29	1,17
ATS023	S-VC TB CB	1,61	125,77	2,16	0,61	124,37	2,15
ATS024	S-VC TMb CB	0,49	167,65	1,57	1,26	171,18	1,59

Fuente: elaboración propia.



Sin embargo, no siempre el valor recomendado de  $K_{cpw}$  igual a 1 se debe a un adecuado ajuste; también se debe a que su sensibilidad es baja, dado que no se gana variando este valor y considerando que, en varias categorías, especialmente en los tratamientos superficiales, la cantidad de datos no era muy significativa, lo mejor era que este valor tendiera a mantenerse en uno o muy cercano a la unidad.

En lo referente a los factores de calibración de los modelos de ahuellamiento y desviación estándar del ahuellamiento, se puede comentar que lo más destacado del resultado obtenido fue el hecho de mantener un valor igual a cero, en el caso del componente de deformación plástica del modelo de ahuellamiento, considerando que para el factor  $K_{rpd}$ , este es el valor por *default* del programa, en el caso de los pavimentos con mezclas asfálticas y tratamientos superficiales. Particularmente, para el caso de las sobrecarpetas, el valor que se mantuvo similar al valor por *default* fue el factor del componente de densificación inicial del modelo  $K_{rid}$ , el cual se mantuvo en uno y trajo como consecuencia el que se tomaran valores diferentes a la unidad del  $K_{rpd}$  para una adecuada representación del ahuellamiento.

En cuanto al factor de calibración  $K_{rst}$  no es fácil determinar un patrón relacionado con el clima, la capacidad estructural del pavimento o el nivel de sollicitación, por lo que podría decirse que cada caso merecía un análisis puntual y particular, y dada la sensibilidad de este factor, obligó siempre a ser ajustado. En lo que se refería al ajuste del modelo de desviación del ahuellamiento, se puede observar que los valores estuvieron en un intervalo entre 0,3 y 0,68 en casi la totalidad de las categorías, lo cual permite advertir con certeza que este valor siempre debe ajustarse por debajo de la unidad, para lograr una respuesta adecuada de HDM-4 en cuanto a la ecuación que representa este modelo.

**Tabla 30.5. Factores de calibración y errores de estimación del modelo de agrietamiento ancho**

<i>Categoría</i>	<i>Clasificación</i>	$K_{ciw}$	<i>SSD</i>	<i>RMSE</i>	$K_{cpw}$	<i>SSD</i>	<i>RMSE</i>
AMA001	N-A TB CA	0,96	2.725,06	5,27	1,00	2.725,06	5,27
AMA002	N-A TM CA	0,80	347,34	4,28	1,18	337,24	4,21
AMA003	N-A TMb CA	0,86	179,61	2,58	1,00	179,61	2,58
AMA004	C-CS TB CA	1,00	31,00	2,10	1,19	31,00	2,10
AMA005	C-CS TMb CA	1,00	1,05	0,21	1,00	1,05	0,21
AMA006	C-VC TB CA	1,08	5,81	0,41	1,00	5,81	0,41
AMA007	C-VC TMb CA	1,16	0,00	0,01	1,00	0,00	0,01
AMA008	S-VC TMb CA	0,86	2.479,58	8,67	1,00	2.479,58	8,67
ARE009	N-A TB CA	1,38	3.821,07	6,70	0,94	3.807,41	6,69
ARE010	C-VC TB CM	1,22	13,95	1,41	1,00	13,95	1,41
ARE011	C-VC TM CM	1,01	168,74	4,33	1,00	168,74	4,33
ARE012	S-VC TB CA	0,82	237,21	2,04	1,00	237,21	2,04
ATS013	N-A TB CB	1,00	0,03	0,02	1,00	0,03	0,02
ATS014	N-A TB CM	1,00*	n/d	n/d	1,00*	n/d	n/d
ATS015	N-A TMb CB	1,00	0,23	0,14	1,00	0,23	0,14
ATS016	N-A TMb CM	1,10	9,29	0,28	1,00	9,29	0,28
ATS017	N-CS TMb CB	1,08	0,00	0,01	1,00	0,00	0,01
ATS018	N-CS TMb CM	1,00*	n/d	n/d	1,00*	n/d	n/d
ATS019	C-Cr TMb CB	0,96	2.840,18	7,77	1,08	2.787,82	7,70
ATS020	C-CS TMb CB	1,00*	n/d	n/d	1,00*	n/d	n/d
ATS021	C-VC TB CB	1,00*	n/d	n/d	1,00*	n/d	n/d
ATS022	C-VC TMb CB	0,82	2,34	0,20	1,00	2,34	0,20
ATS023	S-VC TB CB	1,00	0,01	0,02	1,00	0,01	0,02
ATS024	S-VC TMb CB	0,79	110,58	1,28	1,00	110,58	1,28

Fuente: elaboración propia.

**Tabla 30.6. Factores de calibración y errores de estimación del modelo de ahuellamiento**

<i>Categoría</i>	<i>Clasificación</i>	<i>Krid</i>	<i>SSD</i>	<i>RMSE</i>	<i>K<sub>rst</sub></i>	<i>SSD</i>	<i>RMSE</i>	<i>K<sub>rpd</sub></i>	<i>SSD</i>	<i>RMSE</i>	<i>Krds</i>	<i>SSD</i>	<i>RMSE</i>
AMA001	N-A TB CA	1,12	132,42	1,15	0,65	132,42	1,15	0,00	132,42	1,15	0,38	494,16	2,22
AMA002	N-A TM CA	0,67	9,25	0,70	1,37	9,25	0,70	0,00	9,25	0,70	0,31	1,60	0,29
AMA003	N-A TMb CA	0,97	24,42	0,92	1,20	24,42	0,92	0,00	24,42	0,92	0,63	14,15	0,82
AMA004	C-CS TB CA	0,50	11,55	1,28	1,15	11,09	1,26	0,00	11,09	1,26	0,33	0,63	0,30
AMA005	C-CS TMb CA	1,00	51,89	1,54	1,67	49,07	1,49	0,00	49,07	1,49	0,50	17,74	0,94
AMA006	C-VC TB CA	0,37	54,72	1,14	0,70	52,72	1,12	0,00	52,72	1,12	0,35	11,77	0,53
AMA007	C-VC TMb CA	0,73	16,94	0,79	0,87	16,94	0,79	0,00	16,94	0,79	0,44	2,55	0,33
AMA008	S-VC TMb CA	0,85	130,88	1,67	1,11	130,71	1,67	0,00	130,71	1,67	0,86	69,48	1,37
ARE009	N-A TB CA	1,00	627,68	2,72	2,09	381,47	2,12	1,67	382,08	2,12	0,68	55,71	0,81
ARE010	C-VC TB CM	1,00	56,49	2,66	1,77	36,85	2,15	1,15	36,70	2,14	0,41	4,56	0,75
ARE011	C-VC TM CM	1,00	8,55	1,19	1,00	8,55	1,19	0,22	0,66	0,33	0,54	0,75	0,35
ARE012	S-VC TB CA	1,00	479,94	2,58	1,86	482,24	2,59	0,00	482,24	2,59	0,47	25,35	0,59
ATS013	N-A TB CB	1,00	42,56	0,94	0,50	39,14	0,90	0,00	0,00	0,00	0,30	5,27	0,33
ATS014	N-A TB CM	1,07	4,23	0,48	1,86	4,23	0,48	0,00	0,00	0,00	0,36	2,13	0,34
ATS015	N-A TMb CB	0,79	7,07	0,80	0,88	7,07	0,80	0,00	0,00	0,00	0,24	0,91	0,29
ATS016	N-A TMb CM	1,42	153,74	1,15	0,79	153,74	1,15	0,00	0,00	0,00	0,32	43,98	0,61
ATS017	N-CS TMb CB	0,98	16,32	0,81	0,73	15,82	0,80	0,00	15,82	0,80	0,30	2,99	0,35
ATS018	N-CS TMb CM	1,26	9,93	0,79	0,94	9,93	0,79	0,00	9,93	0,79	0,25	1,68	0,32
ATS019	C-Cr TMb CB	1,56	218,82	2,21	0,27	218,71	2,20	0,00	218,71	2,20	0,66	92,74	1,54
ATS020	C-CS TMb CB	0,38	16,77	0,62	1,00	16,77	0,62	0,00	16,77	0,62	0,33	6,21	0,38
ATS021	C-VC TB CB	1,00	63,52	1,66	0,50	63,52	1,66	0,00	0,00	0,00	0,57	9,41	0,64
ATS022	C-VC TMb CB	1,30	159,18	1,67	0,30	159,18	1,67	0,00	0,00	0,00	0,44	20,40	0,65
ATS023	S-VC TB CB	1,24	205,04	2,53	1,35	203,39	2,52	0,00	0,00	0,00	0,40	13,82	0,66
ATS024	S-VC TMb CB	2,02	319,25	2,17	0,90	319,25	2,17	0,00	0,00	0,00	0,46	40,47	0,77

Fuente: elaboración propia.

En relación con el IRI hay que tener presente que una buena parte de su ajuste se debe a las calibraciones de los otros deterioros, y es probable que en algunos casos este modelo arrastre parte del error acumulado. A pesar de ello, en general, para la mayoría de las categorías se pudo encontrar una similitud en los resultados y una escasa necesidad de hacer demasiadas variaciones en el valor de algunos factores.

Es importante mencionar que como punto de partida que para el desarrollo del proceso de calibración del modelo de IRI, se consideraron dos suposiciones para el análisis. La primera de ellas parte del hecho de la alta incidencia en el resultado del modelo, según del valor de IRI inicial (IRI<sub>0</sub>) que se adopte [8]. En este sentido, dada la alta disparidad de valores que tenía la base de datos, se decidió calibrar sobre la base de fijar valores típicos y que, por experiencia, se suelen encontrar de IRI en pavimentos flexibles cuando son recibidos, o lo que las especificaciones de construcción normalmente indican como condición inicial.

De otro lado, la segunda suposición, consistía básicamente en fijar y controlar el valor del factor  $K_{gm}$ , el cual está vinculado con los temas climáticos, de modo que a partir de ello comenzar con las iteraciones que permitirían deducir el resto de los factores de calibración del modelo de IRI. Para el caso del factor de progresión del modelo del IRI, el factor  $K_{gp}$ , se puede observar que como resultado de este proceso de calibración su valor tendió a mantenerse igual a uno, debido principalmente al hecho de entender que la existencia de baches es lo que determina el comportamiento que este parámetro pretende controlar. Por lo tanto, dado que según la base de datos no se tenían registros de la existencia de baches, se optó por no modificar el modelo en cuanto a este aspecto se refiere.

**Tabla 30.7. Factores de calibración y errores de estimación del modelo de IRI**

<i>Categoría</i>	<i>Clasificación</i>	<i>Estructura</i>	$K_{gm}$	$K_{gs}$	$K_{gc}$	$K_{gr}$	$K_{gp}$
AMA001	N-A TB CA	MAC GB N	0,20	1,00	1,00	0,20	1,00
AMA002	N-A TM CA	MAC GB N	0,20	1,00	1,00	0,30	1,00
AMA003	N-A TMb CA	MAC GB N	0,20	1,00	1,00	0,20	1,00
AMA004	C-CS TB CA	MAC GB N	0,70	1,00	1,00	1,56	1,00
AMA005	C-CS TMb CA	MAC GB N	0,70	1,00	4,00	4,67	1,00
AMA006	C-VC TB CA	MAC GB N	0,50	0,10	0,10	0,10	1,00
AMA007	C-VC TMb CA	MAC GB N	0,70	1,00	1,00	4,17	1,00
AMA008	S-VC TMb CA	MAC GB N	0,40	1,00	1,00	0,50	1,50
ARE009	N-A TB CA	MAC GB R	0,20	0,50	6,00	0,10	1,00
ARE010	C-VC TB CM	MAC GB R	0,70	1,00	0,50	1,00	1,00
ARE011	C-VC TM CM	MAC GB R	0,70	0,20	0,20	0,40	1,00
ARE012	S-VC TB CA	MAC GB R	0,40	0,10	0,10	0,10	1,00
ATS013	N-A TB CB	TS GB N	0,20	1,00	1,00	2,07	1,00
ATS014	N-A TB CM	TS GB N	0,20	1,00	1,00	3,90	1,00
ATS015	N-A TMb CB	TS GB N	0,20	0,20	1,00	0,10	1,00
ATS016	N-A TMb CM	TS GB N	0,20	1,00	1,00	1,00	1,00
ATS017	N-CS TMb CB	TS GB N	0,20	1,00	1,00	0,30	1,00
ATS018	N-CS TMb CM	TS GB N	0,20	1,00	1,00	0,54	1,00
ATS019	C-Cr TMb CB	TS GB N	0,70	0,10	0,10	0,10	1,00
ATS020	C-CS TMb CB	TS GB N	0,70	1,00	1,00	0,29	1,00
ATS021	C-VC TB CB	TS GB N	0,70	0,60	1,00	0,19	1,00
ATS022	C-VC TMb CB	TS GB N	0,70	1,00	1,00	1,88	1,00
ATS023	S-VC TB CB	TS GB N	0,40	0,05	1,00	0,05	1,00
ATS024	S-VC TMb CB	TS GB N	0,40	0,10	0,10	0,10	0,05

Fuente: elaboración propia.

### 30.3.2. Análisis de resultados de la calibración de modelos de deterioro (RD) de pavimentos rígidos

De otra parte, en referencia al caso de los pavimentos rígidos el proceso es menos complejo teniendo en cuenta que debían calibrarse menos categorías representativas, y el número de deterioros para el caso de los pavimentos de hormigón JPCP que contempla el HDM-4, se reduce a cuatro modelos (agrietamiento de losas, escalonamiento, deterioros de juntas e IRI) [9],[10],[11].

En la tabla 30.8 se encuentra el resumen de los resultados de la calibración con los respectivos factores de los modelos de agrietamiento ( $K_{jpc}$ ), escalonamiento ( $K_{jpnf}$ ) e IRI ( $K_{jpr}$ ). No se incluyó en la tabla el factor de desportillamiento ( $K_{jps}$ ) dado que, en la base de datos, en casi la totalidad de los trechos, se encontró que no existe presencia de juntas desportilladas. De allí que no se ha realizado análisis con respecto a este parámetro y se concluyó que era recomendable en general utilizar como factor  $K_{jps} = 0,05$  (asignando en el respectivo juego de calibración de HDM-4 un tipo de sello de silicona), para una progresión del deterioro en las juntas similar a lo percibido en la realidad [12].

En lo que respecta al comportamiento del agrietamiento transversal, se observó que en general el modelo de deterioro de HDM-4 progresa más rápido que lo que se observa en la realidad, razón por la cual los valores para el factor de calibración  $K_{jpc}$  recomendados se encuentran en un rango comprendido entre 0.05 y 0.2. Lo anterior probablemente se explica porque no es posible saber con certeza si las losas que no registran grietas, se deben a que estas fueron reparadas y no se actualizó esta información en la base de datos, o simplemente el comportamiento del hormigón ha sido el óptimo.

En cuanto al modelo de escalonamiento, se puede mencionar que no se observa un patrón que permita distinguir si los valores modelados respecto a los observados son mayores o menores; en general, se detectan altos niveles de dispersión probablemente debidos a la dificultad en alcanzar mediciones precisas y exactas de este parámetro. Es importante mencionar que la modelación y calibración del escalonamiento se supuso sobre la base de considerar que los pavimentos JPCP no tenían barras de traspaso de carga. En el caso del comportamiento del IRI, se repiten las mismas dificultades que en los deterioros anteriores, encontrando amplia dispersión en los datos, por lo que se optó por dejar el valor del factor  $K_{jpr} = 1$ .

**Tabla 30.8 Factores de calibración del Escalonamiento ( $K_{jpnf}$ ), agrietamiento ( $K_{jpc}$ ) e IRI ( $K_{jpr}$ ) de pavimentos rígidos, SSD y la RMSE de las categorías del factorial, calibradas**

Código de la categoría	Escalonamiento ( $K_{jpnf}$ )	SSD	RMSE	Arietamiento ( $K_{jpc}$ )	SSD	RMSE	IRI ( $K_{jpr}$ )	SSD	RMSE
PR-CN	0,30	3,36	0,20	0,05	5.399,22	9,18	3,10	43,16	0,30
PR-CSCs-TM-CMA	0,59	3,27	0,36	0,05	0,03	0,03	1,00*	–	–
PR-CSVC-TM-CA	0,71	21,10	0,16	0,05	8.330,88	7,02	1,60	15,59	0,30
PR-CSVC-TB-CA	1,46	36,64	0,24	0,05	1.099,93	2,76	1,00*	–	–
PR-CSVC-TM-CM	0,86	20,20	0,26	0,05	4.473,26	8,36	1,00	26,87	0,32
PR-CSVC-TB-CM	1,31	19,07	0,19	0,10	5.803,52	5,44	1,00	1,21	0,55
PR-AU-AS-TB-CA	1,40	11,51	0,42	0,20	0,01	0,01	1,76	43,36	0,24

Fuente: elaboración propia.

## Conclusiones y recomendaciones

Dada la de la sensibilidad de los factores de calibración evaluados, y el impacto que cada uno de mencionados factores tiene al considerar las características estructurales y de sollicitación (clima y tránsito) que definen cada uno de los escenarios o categorías que se identificaron como más representativas y comunes en Chile, se concluye y recomienda tomar los factores de calibración encontrados para Chile como una referencia y no estrictamente como un valor absoluto para todos los casos. La calibración realizada, si bien contribuye a aumentar la confiabilidad del modelo HDM-4, cuando se utilice al nivel de red, se recomienda en aplicaciones en proyectos para lograr una adecuada modelación de lo que se espera representar.

## Agradecimientos

Agradecimientos a la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas por facilitar el acceso a la información necesaria para la elaboración del presente trabajo.

## Referencias

- [1] MOP - Limite Ingeniería Estudio Análisis, "Seguimiento y Calibración de modelos de deterioro de pavimentos de hormigón y recapados asfálticos sobre pavimentos de hormigón", Chile. 2006
- [2] MOP "Estudio Actualización Parámetros de HDM-4", Chile. 2018
- [3] FICEM "Evaluación Técnica y Económica de Pavimentos Basada en HDM", Grupo de Estudio Latinoamericano, Federación Interamericana del Cemento. 1996
- [4] G. MOROSIUK y M. RILEY. "Modelling road deterioration and works effects in HDM-4", Volume 6 of the Highway Development and Management Series. 2001
- [5] S. S. JAIN, S. AGGARWAL y M. PARIDA. "HDM-4 Pavement Deterioration Models for Indian National Highway Network", Journal of Transportation Engineering. Vol. 131, n.º 8. Páginas 623-631.
- [6] J. ODDOKI y H.G.R KERALI. "Analytical Framework and Model Descriptions", en *The Highway Development and Management Series*, Volume 4. World Road Association (PIARC) and The World Bank. January 2000.
- [7] C. BENNETT y W. PATERSON (2000). "A Guide to Calibration and Adaptation", en *HDM-4 Highways Development & Management*, Vol 5, Banco Mundial.
- [8] MOP "Estudio análisis de sensibilidad de parámetros del modelo hdm-4 y actualización de la metodología para la determinación del estado de caminos pavimentados", Chile. 2006
- [9] ERES "Performance of Concrete Pavements", en *Improving Concrete Pavement Performance*, Volume III, U. S. Department of Transportation and Federal Highway Administration. Champaign, Illinois. 1995
- [10] ERES "Improved PCC Performance Models" en *Design and Construction of PCC Pavements* Volume III, Report RD-98-113, FHWA, Washington D. C. 1999
- [11] LAST "Implementation of Road Deterioration Models in HDM-4", Part 2, Concrete Pavements, Report to ISOHDM by Latin American Study Team. 1996
- [12] IDIEM - D. N. V "Control y seguimiento de pavimentos de hormigón: informe final", Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales de la Universidad de Chile y Dirección Nacional de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas de Chile. Santiago de Chile, 1989.



## Epílogo

Al finalizar la edición de este libro que contiene las memorias del XXI Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos, espero que sus lectores hayan disfrutado de temas novedosos que se orientan al desarrollo de una infraestructura vial cada vez más eficiente desde el punto de vista ambiental y técnico.

Refiriéndome a las componentes que dan nombre a este libro “Innovación y Sostenibilidad en el desarrollo de la infraestructura vial”, considero que los ingenieros de carreteras tenemos el gran reto de lograr avanzar en el desarrollo de proyectos viales manteniéndolo como premisa. Somos responsables de llevar la innovación a todos los procesos que permiten la obtención del producto final, de afrontar el reto de las nuevas tecnologías, pero siempre bajo sombra de la ciencia y la investigación, que garanticen que ellas son exitosas no solo desde lo técnico sino también, y tal vez lo más importante, desde lo ambiental.

Tenemos la oportunidad de garantizar que las próximas generaciones cuenten con los recursos necesarios para su propio desarrollo y es aquí donde nace nuestro desafío para lograr construir la infraestructura vial que requiere el país, utilizando de manera eficiente y responsable los recursos naturales. Donde crece la posibilidad de que lo sostenible se una con lo innovador, a través de procesos como reutilización y desarrollo de materiales, el uso de manera técnica de aquellos que no cumplen normativa, etc. Tengo la convicción de que el camino a la sostenibilidad se logra a través de la innovación y con ellos el desarrollo de la infraestructura vial.

El país requiere el desarrollo de grandes obras de infraestructura vial que lo conecten, lo que se ve reflejado en proyectos emblemáticos como la conexión Buenaventura – Puerto Carreño, en donde se propone la construcción de un túnel férreo de 40km de longitud y 1490 km de carretera, el cual permitirá el desarrollo 286 mil km<sup>2</sup> de territorio, que convertirá la zona de la Orinoquia en un polo de desarrollo agroindustrial y llevaría desarrollo a una población de 1.700.000 colombianos quienes no cuentan con los bienes y servicios del interior del país y que requiere el cruce por la reserva de la sierra de la Macarena. Proyectos como la conexión Animas – Niqui en el Choco que permitiría el desarrollo del puerto de aguas profunda de Tribugá, la conexión con Panamá por la reserva del Darién y la conexión Pasto – Mocoa. Todos estos son solo algunos ejemplos de proyectos necesarios para el desarrollo del territorio y que requieren de gran ingenio para llevarlos adelante con innovación y sostenibilidad.

Colombia cuenta hoy, como nunca antes se había visto en su historia, con un numeroso grupo de ingenieros formados con los más altos estándares y en las mejores universidades del mundo en

programas académicos de maestría y doctorado, que los han formado en diferentes áreas de la ingeniería de carreteras y que obliga al cambio de paradigma. Hoy contamos con capacidad instalada de laboratorios y de capital humano para llevar adelante nuestra propia investigación de manera tal que podamos desarrollar y adaptar metodologías a las condiciones propias del país. Pero este cambio de paradigma no se logra sin el apoyo del estado, que por lo general se ha mantenido alejado de las Universidades y sus investigadores. Se requiere de apoyo contundente y radical de instituciones como el Dirección Nacional de Planeación, Ministerio de Transporte, Instituto nacional de Vías (Invias) a quien hoy tengo el orgullo de pertenecer, Agencia Nacional de Infraestructura (ANI), Ministerio de Ciencias; para que juntos jalonemos el desarrollo del país como sucede en otras latitudes.

Finalmente, quiero aprovechar esta oportunidad para agradecer de manera tasita mi gratitud a la Universidad de Medellín y su cuerpo directivo en cabeza del Rector Nestor Hincapié Vargas, quienes siempre me brindaron el apoyo necesario para el desarrollo del XXI Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos, al personal de la Operadora Profesional de Eventos, a la Sección de Comunicaciones y Relaciones Corporativa, al Decano de la Facultad de Ingeniería Carlos Eduardo Lopez Bermeo y de manera especial al estudiante del Programa de Ingeniería Civil José Manuel Montoya Ramirez.

Mario Alberto Rodríguez Moreno, Ph. D.  
Presidente  
XXI Simposio Colombiano sobre Ingeniería de Pavimentos  
Universidad de Medellín  
Colombia

**Fotografía de Mario Alberto Rodríguez Moreno**

